Viaducto sobre el río Ulla

Viaduct over the river Ulla

José Andrés del Valle Pérez[1], Ángel Carriazo Lara[1], José Manuel Simón-Talero Muñoz[1] y Pedro Chico López[2]

Recibido | *Received:* 14-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 22-04-2010

Resumen

El Viaducto del Ulla permite el cruce del Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad sobre el Lugar de Interés Comunitario (L.I.C.) "Sistema Fluvial Ulla-Deza" con desnivel de 115 m. El valle suele estar batido por vientos fuertes. El viaducto tiene 630 m de longitud. Salva el río mediante un arco peraltado, levemente apuntado en clave, de 168 m de luz y 105 m de flecha con sendos tramos de acceso con vanos de 52 m. El tablero es postesado de canto constante 3,89 m. Se construye mediante cimbra autolanzable. El arco es de sección constante unicelular, de 7,70 × 3,50 m y directriz poligonal. Se ejecuta "in situ" con carros de avance, atirantado provisionalmente mediante 24 tirantes. Las pilas sobre el terreno son ataluzadas. Las pilastras sobre el arco son de sección constante. El arco y las pilas cuentan con laterales curvos para reducir las cargas de viento. Su eficacia ha sido verificada en ensayos.

Palabras clave: ferrocarril de alta velocidad, arco peraltado, tirante, dovela "in situ", instrumentación, cimbra autolanzable.

*Abstract**

The Ulla Viaduct is the crossing of the N-NW Spanish High Speed Railway over the "Ulla-Deza Fluvial System", Place of Community Interest (LIC), with height above that level of 115 m. Strong winds are usual in this valley. The viaduct is 630 m long. A lightly pointed arch, 168 m of span and 105 m of rise, crosses over the river. The access viaducts are made of spans that are 52 m length each. The deck is a prestressed concrete box, 3,89 m height constant. It is made using a self-cast formwork. The arch itself is a box section, dimensions 7,7 ×3,50 m; the arch axis is a polygonal line. The concrete of the arch is poured on site using a self-launnching formwork girders and the aid of 24 temporary stay cables. The piers over the ground have a variable box section. The piers over the arch are constant cross section columns. The shape of both, the main piers and the piers over the arch, are laterally rounded in order to reduce the effect of the wind loads. The efficiency of the adopted shapes has been verified using wind tunnel tests.

Keywords: *high speed railway, stilted arch, stay, deck's segment, monitoring bridge, self-launnching formwork girders.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 98 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Torroja Ingeniería SL. (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados SA. (A Coruña, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* javalle@torroja.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 1. Situación de ejecución del viaducto en diciembre de 2009

1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto sobre el río Ulla, pertenece al Corredor ferroviario de alta velocidad Norte-Noroeste, actualmente en ejecución, que conectará la Meseta con el Noroeste peninsular por Orense. Las bases adoptadas para su diseño, permitirán la instalación de una doble vía de ancho internacional, apta tanto para el transporte de pasajeros, que podrán circular a una velocidad de hasta 350 kilómetros por hora, como de mercancías. Está situado en la localidad de Ponte Ulla, concejo de Silleda, en los límites de provincia de La Coruña y Pontevedra, a unos 16 kilómetros de la estación de Santiago de Compostela.

El tramo Silleda (Dornelas) - Vedra - Boqueixón incluye tres viaductos, de sur a norte, sobre los ríos Ulla (630 m), Castro (244 m) y Saramo (1485 m). La construcción del viaducto del Ulla ha comenzado en julio de 2008 y se encuentra actualmente en ejecución (ver figura 1). Su finalización está prevista aproximadamente en marzo del año 2011. En la figura 2 se aporta una infografía del viaducto terminado.

2. EMPLAZAMIENTO

El viaducto permite que la línea de alta velocidad salve el valle del río Ulla, en un entorno de gran valor medioambiental que goza de un alto nivel de protección. La Declaración de Impacto Ambiental (D.I.A.) imponía la condición de evitar cualquier afección, incluso provisional, sobre el Lugar de Interés Comunitario (L.I.C.) "Sistema Fluvial Ulla-Deza". Esto supone la imposibilidad de afectar, bajo ninguna circunstancia, a una franja de 150 m de anchura.

El paraje donde se emplaza la estructura, se encuentra aguas abajo del magnífico viaducto de Gundián (ver figura 3), finalizado en 1958, a través del cual, la actual línea ferroviaria convencional cruza el valle, entre dos abruptos afloramientos de roca que lo cierran visualmente por el norte. Entre ellos se encaja su vano principal, resuelto con un arco peraltado. La presencia de esta estructura, ha constituido un condicionante paisajístico de primer orden en la configuración del nuevo viaducto.

El valle, orientado de SW a NE, se encuentra batido por vientos fuertes de dicha componente, provenientes de la ría de Arosa. Por otra parte, las restrictivas condiciones que impone el trazado de la Alta Velocidad ferroviaria, conducen a un desnivel importante de la traza sobre el fondo del valle, de aproximadamente 115 m. Esto le convierte en el viaducto de alta velocidad más alto del mundo y supone un grado de exposición elevado a la acción del viento, que por otra parte sufrirán los convoyes con cierta brusquedad, al situarse la estructura entre dos túneles.



Figura 2. Infografía del viaducto terminado realizada por PROIN3D

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 3. Viaducto de Gundían, situado inmediatamente aguas arriba del nuevo viaducto sobre el río Ulla

Para cruzar el valle, se precisa una longitud total de viaducto de 630 m entre estribos. En una alineación recta en planta, su perfil longitudinal está afectado por un acuerdo vertical de parámetro Kv = 25.000, con pendiente de entrada –2,5% y de salida 2,5%, encontrándose el punto de tangente horizontal aproximadamente a 150 m del estribo 1.

Los principales condicionantes de diseño del viaducto han sido pues, en resumen, los siguientes:

– Gran altura y notable exposición visual sobre un valle de elevado valor medioambiental.

– Presencia de una estructura ferroviaria emblemática, resuelta con un arco peraltado de hormigón armado, que salva el río con arcadas menores en los tramos de acceso.

– La configuración del valle obliga a contar con una fuerte incidencia de vientos dominantes transversales a la estructura. El convoy sale de un túnel y se ve repentinamente expuesto a su acción.

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

La estructura a plantear, había pues de contar con una longitud total de unos 630 m y una luz mínima de 160 m en su vano principal sobre el cauce, con luces lógicamente más discretas en los tramos de acceso. Las alternativas planteadas pueden agruparse en dos familias básicas:

- Soluciones con tablero construido por voladizos sucesivos, mediante carros de avance.
- Soluciones en arco inferior para el vano principal.

3.1. Alternativa I: Tableros ejecutados por voladizos sucesivos.

Se encajaron y estudiaron dos alternativas para 630 metros, con tableros de canto variable ejecutados "in situ", en voladizos sucesivos, mediante carros de avance. Una solución de 6 vanos, con luz principal de 159,40 m y canto de tablero comprendido entre 8,40 m en pila y 4 m en centro de vano (Figura 4) y una solución con 5 vanos con luz central de 171 m y canto de tablero variable entre 9 y 4,30 m. La altura máxima de pila en ambos casos era de 120 m.

3.2. Alternativa II: Tableros con arco inferior en el vano principal

Las soluciones tipo arco resultaban interesantes, en primer lugar, por la destacada presencia en el ámbito

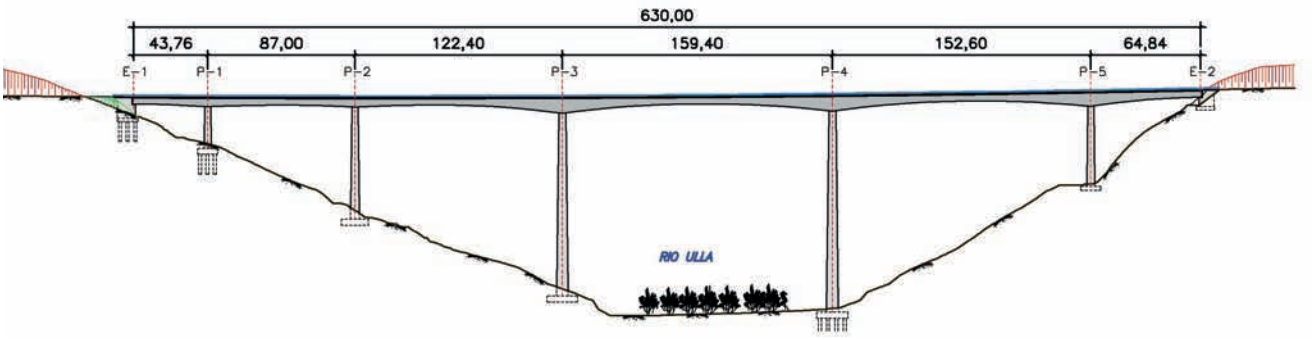


Figura 4. Solución alternativa de voladizos sucesivos con 159,4 m de luz central

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

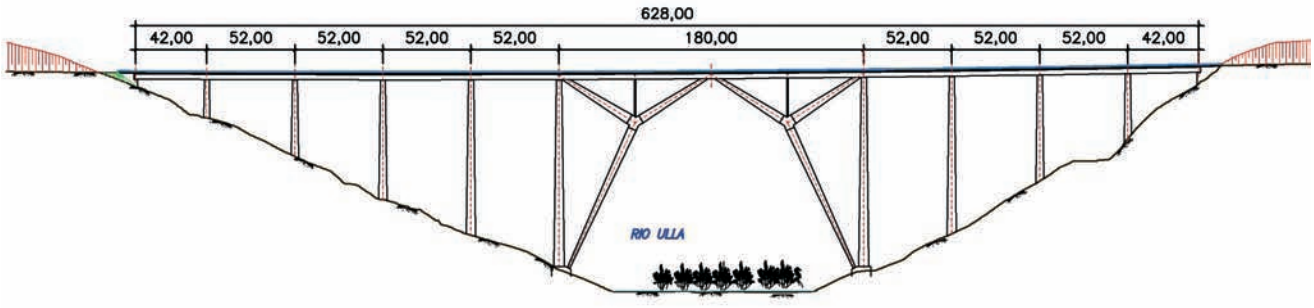


Figura 5. Solución alternativa con arco inferior peraltado poligonal de 170 m de luz

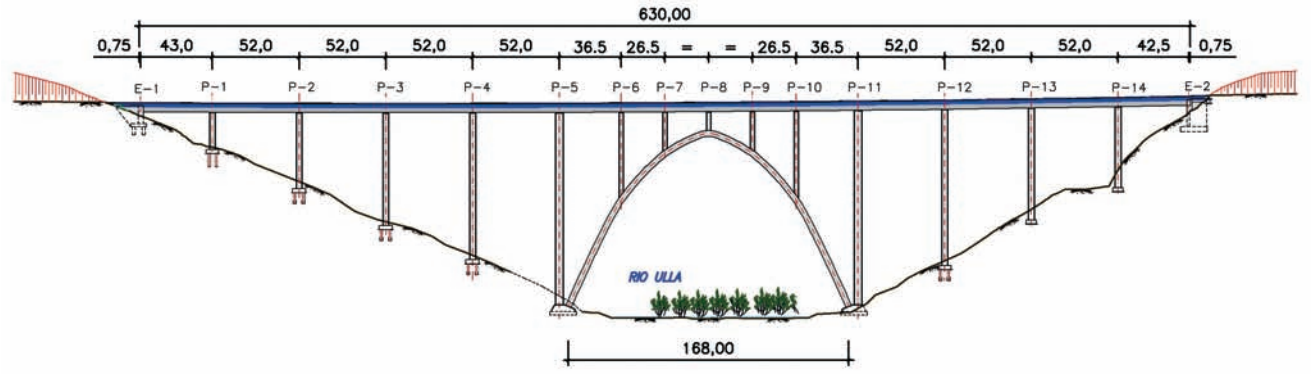


Figura 6. Solución con arco inferior peraltado curvo de 168 m de luz. Solución finalmente seleccionada

del viaducto de Gundián, especialmente las formas peraltadas. También por permitir una transición sencilla entre los tramos de acceso y el vano principal. Dentro de la tipología genérica de arco se manejaron 3 soluciones:

- Arco poligonal peraltado, de 170 m de luz entre arranques y 112 m de flecha. Directriz formada por 4 tramos rectos, conforme al antifunicular de las cargas puntuales transmitidas por los tres apoyos del tablero. Vano principal de 180 m dividido en cuatro tramos iguales. Sección del arco en π mixta, con canto linealmente variable entre el máximo, bajo las pilastras, y los mínimos en arranques y empotramientos en tablero. Tirantes metálicos de acero estructural entre arco y tablero. Tablero lanzado o autocimbrado. Arco abatido (Figura 5).

- Arco peraltado de 168 m de luz entre arranques y 105 m de flecha. Levemente apuntado en clave. El vano principal, de 179 m, se divide en seis tramos, con 5 pilastras intermedias. La directriz del arco es una poligonal de tramos de 2,50 m, aproximación al antifunicular de peso propio y cargas permanentes. La curvatura es variable, monótona creciente, con quiebros más pronunciados bajo pilastras, aunque apenas perceptibles. La sección del arco es constante 3,50 × 7,70 m. Esta es la solución finalmente desarrollada (Figura 6).

- Arco rebajado de 280 m de luz entre arranques y 90 m de flecha, con relación luz/flecha de 3,11. Vano principal de la misma luz que el arco, dividido en 9 tramos por 8 pilastras. El arco tiene canto variable entre 5 m en clave y 8 m en arranques. La solución es adecuada a la más elevada capacidad portante de las laderas frente a cargas inclinadas (Figura 7).

4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA

La alternativa seleccionada para el viaducto, es la que sustenta el tramo principal del tablero sobre un gran arco peraltado de 168 m de luz y alrededor de 105 m de

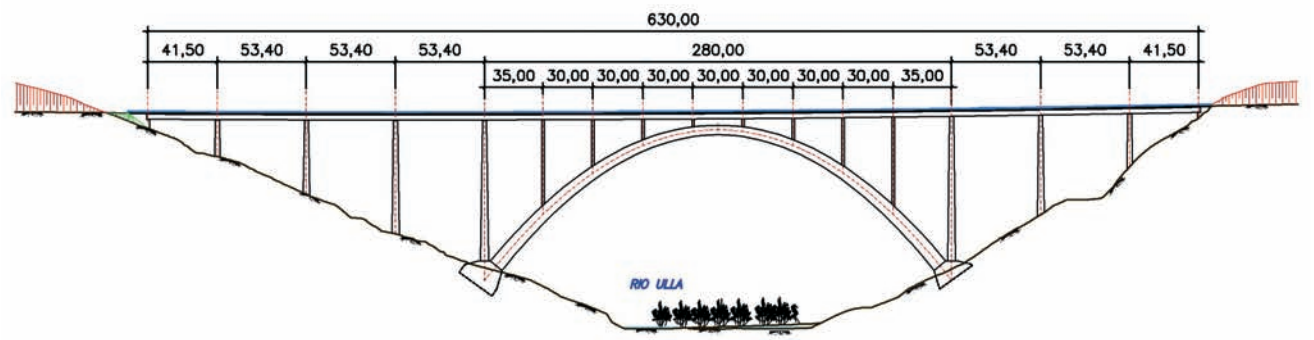


Figura 7. Solución alternativa con arco inferior rebajado curvo de 280 m de luz

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

flecha. Se describe cada uno de los elementos principales de la estructura.

4.1. Arco

El arco central del viaducto, es de sección cajón constante, de 7,70 m de anchura y 3,50 m de canto. Su directriz es una poligonal de tramos de 2,50 m, con quiebros algo más acentuados bajo las pilastras y apuntamiento ligero en la clave.

Cada semiarco se compone de un tramo inicial de ejecución cimbrada, de algo más de 10 m de longitud, y 26 dovelas construidas "in situ" con carro de avance. Entre los semiarcos así ejecutados se construye la dovela de cierre. Su longitud total desarrollada es de 277,56 m. Su vértice superior está situado a unos 11 m de la cara inferior del tablero (Figura 8).



Figura 8. Alzado del arco en construcción

El espesor de los forjados del cajón es constante, de 0,45 m, mientras que los hastiales son de espesor ligeramente variable, al adaptarse su intradós a la suave curva de su contorno exterior, constituida por cinco tramos de círculo enlazados, de diferentes radios pero con tangencias comunes. Se ha diseñado este contorno para mejorar el comportamiento del arco frente al viento. Los hastiales cambian de espesor a lo largo del desarrollo del arco. Esta dimensión es de 0,50 m entre las dovelas 16 y la clave, de 0,70 m entre las dovelas 1 y 15 y de 1,05 m en el tramo inicial cimbrado (Figura 9).

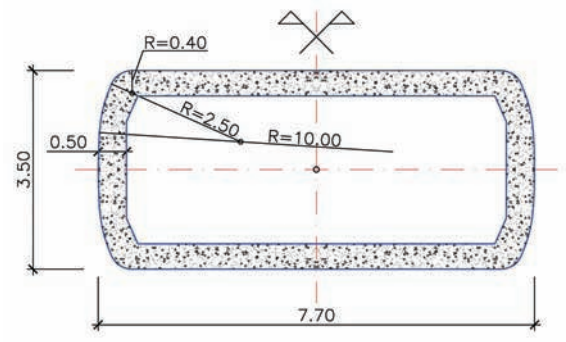


Figura 9. Sección tipo del arco en tramo superior

El arco sirve de sustentación al tablero mediante cinco pilastras empotradas en el mismo en secciones convenientemente macizadas. La central coincide con la clave y las cuatro restantes están situadas a equidistancia de 26,50 m.

4.2. Tablero

El tablero es una viga continua convencional, de hormigón postesado, de 630 m de longitud total entre estribos. El tramo principal, de 179 m de longitud, consta de seis vanos, de 36,5 m los extremos y de 26,5 m los interiores, entre pilastras. Se completa por sendos tramos de acceso, de 251 m el de la margen izquierda, distribuido en cinco vanos: $43 + 4 \times 52$ y de 198,50 m el de la margen derecha, de 4 vanos: $3 \times 52 + 42{,}50$ m.

Su canto es constante e igual a 3,89 m medidos en el eje de la sección transversal. Ésta presenta un cajón unicelular con almas inclinadas, anchura inferior de 5,50 m y superior de 7,50 m. La anchura total de la sección, de 14 m, se completa mediante voladizos de 3,25 m, de espesor decreciente desde arranques a bordes. Las almas son de 0,50 m de espesor constante. La tabla inferior, acartelada en la unión con las almas, es de 0,25 m de espesor mínimo, que se incrementa en la zona adyacente a las pilas hasta 0,50 m. El forjado superior, en bombeo y también acartelado en el tramo entre almas, presenta un espesor en eje de sección de 0,35 m (Figura 10).

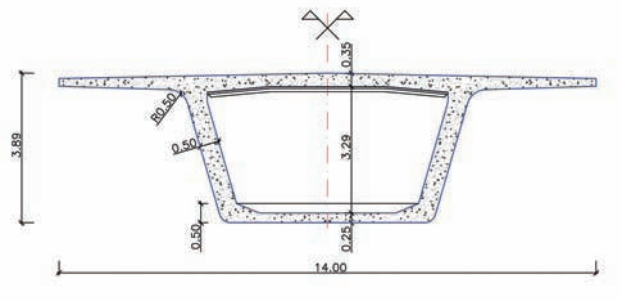


Figura 10. Sección tipo del tablero

El pretensado del tablero, está resuelto con unidades de 37 cordones de 0,6" de diámetro nominal y 1,40 cm^2 de área por cordón. Los tendones discurren por las almas del cajón, con trazado parabólico en los tramos de acceso, 4 por alma, y rectos en el vano principal, 3 por alma, salvo en la clave. Se disponen adicionalmente, en los laterales del tramo principal, ocho tendones rectos de refuerzo en el forjado inferior, de 12 cordones cada uno.

El tablero se ejecuta por fases, mediante cimbra autolanzable (Figura 11). Para mejorar las condiciones frente a fatiga, no se han utilizado acopladores para los tendones en las juntas, sino que se ha previsto su cruzamiento en tramos de borde de 3 m longitud.

El punto fijo del tablero, para asegurar su inmovilidad frente a las cargas ferroviarias deducidas de la Instrucción de Acciones IAPF [1], está situado en el estribo de la margen derecha (E2). Este elemento soportará los esfuerzos horizontales longitudinales, tanto los transmitidos

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 11. Ejecución del tablero con cimbra autolanzable

por las pilas, a causa de las deformaciones térmicas y reológicas del tablero, como los debidos al viento y a las sobrecargas de uso. La inmovilidad del tablero se garantiza mediante el cosido de este al estribo con tendones de postesado. Entre el tablero y el estribo se disponen topes frontales, compuestos por aparatos de apoyo tipo POT instrumentados.

Se han previsto entradas de acceso al tablero, para inspección del mismo, en ambos extremos. Se disponen éstas en el forjado inferior, junto a los muros de frente de los estribos.

4.3. Pilas

Las pilas de los tramos de acceso son de canto constante, pero de anchura variable con la altura, creciente desde su coronación. Las pilas P1 a P4 y P12 a P14 son de 3,5 m de canto (Figura 12). La variación de anchura en ellas se realiza con pendiente 1/55. Las grandes pilas P5 y P11, que enmarcan el arco, son de 4,5 m de canto, con talud transversal de 1/45. Las pilastras, P6 a P10, tienen canto y anchura constantes, de 2,50 m y 6,20 m respectivamente. Las pilas disponen de 4,50 m macizos en su coronación, mientras el macizado en las pilastras es de 2,50 m. La anchura en coronación tanto de pilas como de pilastras es de 5,50 m. A 3,35 m de la coronación las pilas parten de 7,20 m de anchura.

La sección de las pilas y las pilastras es de forma similar a un hipódromo (ver figura 13), con los alzados frontales configurados en tres planos, levemente retranqueado el central, y contornos laterales circulares, con triple centro de curvatura, para disminuir el coeficiente de arrastre del viento. Las paredes son de espesor constante de 0,35 m.

En cada pila o pilastra se disponen dos aparatos de apoyo tipo POT como sustentación del tablero. Excepto en las pilas P1 y P2 y en las pilastras P7 a P9, en que los aparatos de apoyo son deslizantes, uno unidireccional y el otro



Figura 12. Fustes de pilas de tramos de acceso

libre, el resto son fijos, pues la rigidez de las pilas lo hace aconsejable frente a la acción del viento longitudinal.

Las pilastras, P6 a P10 están empotradas en el arco, cuya cimentación es común con la de las pilas adyacentes P5 y P11. Todas las pilas, excepto las P5, P13 y P14, están cimentadas profundamente mediante pilotes ϕ1,80 m empotrados en la roca subyacente y definidos para llegar a su tope estructural. La pila P11 y el semiarco derecho se cimentan sobre un gran encepado de 25 × 18 × 7,20 m, sobre 32 pilotes. Las restantes se resuelven con 8 pilotes, excepto la P1 con 6 pilotes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

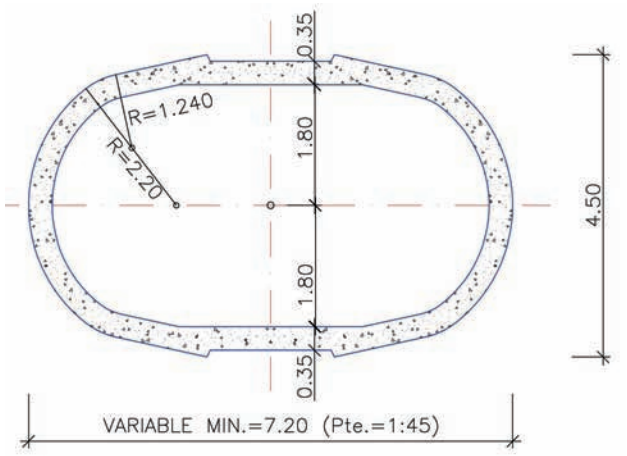


Figura 13. Sección tipo de pilas principales

Para la cimentación de las pilas P13 y P14, se ha considerado una tensión admisible de 1 MPa. La pila P5 y el semiarco izquierdo se cimentan sobre una zapata de 25 × 16 × 6,20 m, construida sobre un macizo de hormigón pobre de 4 m de espesor, que alcanza el terreno competente. En el terreno se ha considerado una tensión admisible de 0,5 MPa.

4.4. Estribos

El estribo 1 es cerrado, no solo por su frente y laterales, sino también por su zona trasera y su coronación. Está cimentado profundamente sobre 6 pilotes ϕ1,80 m. La razón de estar diseñado como una caja completamente cerrada es que requiere anclajes provisionales, tanto al terreno como al tablero, para poder cumplir su función de servir de retenida de aquel durante la construcción del tramo principal. Se han dispuesto 24 anclajes al terreno de 1176 kN de carga nominal garantizada, todos ellos anclados sobre la losa trasera, de hormigón armado, de 1,10 m de espesor, ejecutada contra el talud excavado del terreno. Para dar continuidad a los anclajes al terreno entre dicha losa trasera y la coronación del estribo, se han dispuesto 48 barras activas ϕ 40 mm, tesadas a 725 kN cada una. Se han distribuido estas barras en cuatro hileras que discurren por las aletas laterales del estribo, de 1 m de espesor, así como por dos diafragmas interiores, de 1,70 m de espesor. Las barras se anclan en la losa superior del estribo, de 2 m de canto, en la cual se cruzan con los tendones de cosido al tablero.

El estribo E2 es también cerrado como el E1, pero no incluye una losa trasera como aquel al no requerir anclajes al terreno, debido a su gran masa. Sí dispone en cambio de una losa superior de 2 m de canto para alojar los tendones de cosido al tablero, que en este estribo son permanentes. Por esta circunstancia, el estribo dispone de una galería posterior de visita y mantenimiento de los anclajes, de 1,8 m de anchura, 2 m de altura y 11,60 m de longitud. El alzado del estribo está compuesto por un muro de frente de 3 m de espesor y 14 m de anchura, en el que se empotran las aletas laterales y un diafragma central, los tres de 1,20 m de espesor. Este estribo se apoya directamente sobre el dique de cuarzo existente, mediante una zapata de 16 × 16 × 3 m, a una tensión admisible de 1 MPa.

El tablero se apoya sobre cada estribo mediante una pareja de apoyos tipo POT de neopreno teflón, deslizantes. Lateralmente, se encuentra asimismo apoyado sobre los muros laterales del estribo mediante aparatos de neopreno zunchado-teflón. Por último, entre el tablero y cada estribo se han dispuesto sendas parejas de apoyos POT frontales e instrumentados, que servirán para transmitir las cargas del pretensado de cosido. Los topes del estribo E2 son permanentes, mientras los del estribo E1 son provisionales.

4.5. Proceso constructivo

La ejecución de cada semiarco se realiza en voladizo, con la ayuda de doce tirantes provisionales. Los cuatro inferiores atirantan el arco desde la pila contigua, P5 ó P11. Los ocho restantes lo hacen desde el tablero, tres desde la traviesa sobre las pilas adyacentes citadas, tres más desde la traviesa sobre la primera pilastra P6 ó P10 y los dos restantes desde la traviesa sobre la segunda pilastra correspondiente, P7 ó P9. El tiro del tablero se transmite, como se ha indicado antes, a los estribos. Se dispone además un tirante de retenida, que compensa los esfuerzos inducidos sobre cada pila contigua, atirantándola desde media altura hasta el encepado de la pila siguiente P4 ó P12 (Figura 14).

Los tirantes se montan según va avanzando la construcción del arco, cuya ejecución es simultánea con la de las pilastras y el tablero, de forma que, cuando se alcanza la posición de una pilastra, se ejecuta ésta y el tramo de tablero correspondiente. Una vez completados ambos semiarcos, se procede al cierre en clave, quedando pendientes únicamente los tramos de tablero P7-P8 y P8-P9. Tras el cierre se ejecuta la pilastra de clave y se completa el tablero. Como antecedentes del proceso de ejecución empleado cabe citar el Arco de Almonte, en la Ruta de la Plata [2], aunque sin la particularidad en ese caso de trasladar el atirantamiento a los estribos a través del tablero; o el Arco de Los Tilos, en la isla de La Palma [3] estructura que sí se anclaba durante la construcción al terreno, a través del tablero y los estribos.

Para la ejecución del tablero, se emplean dos cimbras autolanzables diferentes, para los vanos de los tramos de acceso y para los vanos sobre el arco. La primera permite la ejecución de fases de 52 m, con unión de fases a 10,40 m de cada pila. Con la segunda se ejecutan las fases de longitud 31,5 a 26,5 m, con voladizos desde las pilastras de 5,30 m. La fase de cierre del tablero es de 15,90 m de longitud.

Las cimbras se cuelgan en cada fase del extremo del voladizo ejecutado y se apoyan en una estructura lateral adosada a la pila siguiente, anillo, cuya coronación ha sido preparada al efecto. Los anillos de ambas autocimbras son de tipología diferente. Los de la cimbra de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

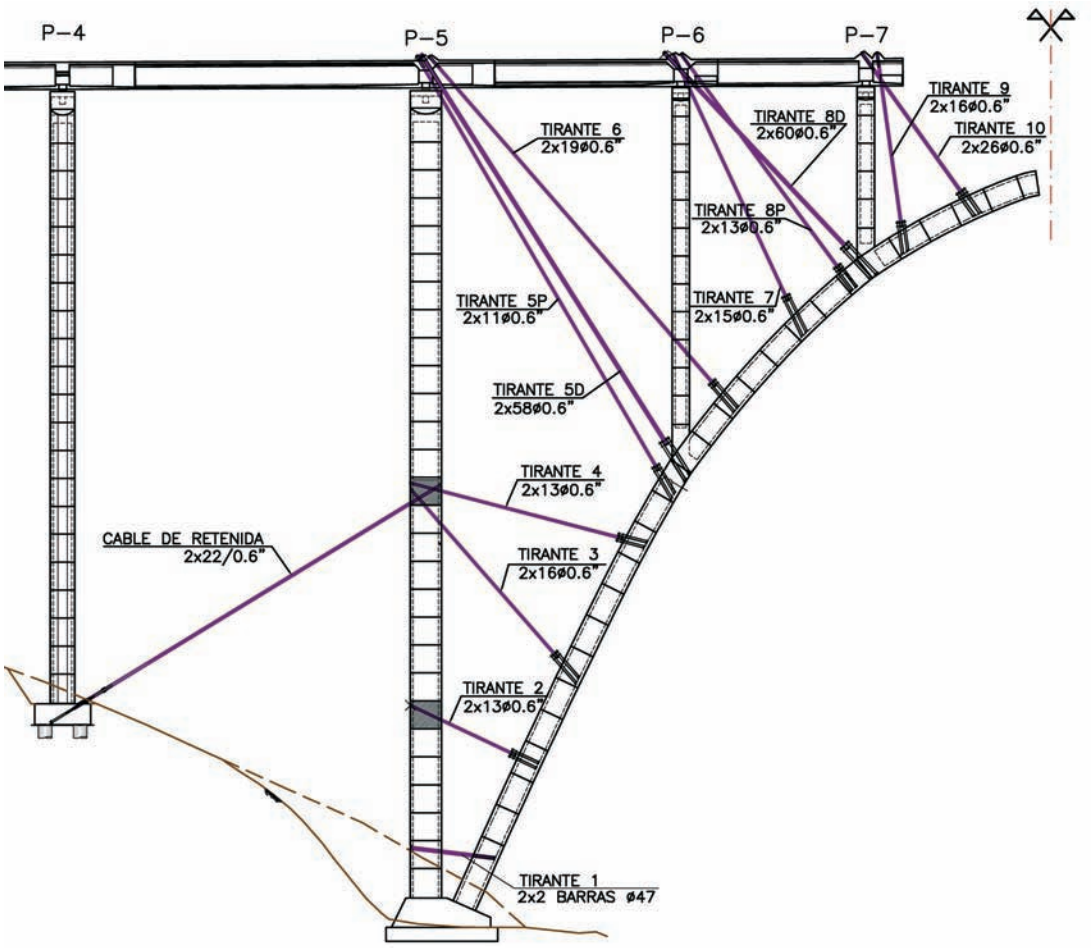


Figura 14. Esquema de atirantamiento provisional

tramos de acceso son de desarrollo lateral y van cosidos superiormente con barras de pretensado. Los de la cimbra del tramo principal son de desarrollo frontal y van colgados de la coronación de la pila (Figura 15).

El hormigonado de cada vano del tablero se realiza en dos fases. La primera comprende la ejecución de la losa inferior y los hastiales. La segunda incluye la losa superior, entre hastiales, y los voladizos. El forjado entre almas se ejecuta sobre prelosas nervadas de encofrado perdido, apoyadas en almas y apuntaladas sobre el forjado inferior.

Una vez completadas las dos primeras fases de tablero desde cada estribo y antes de comenzar la puesta en obra del hormigón de la tercera fase, se ha procedido al enfilado y tesado de los tendones de cosido del tablero al estribo correspondiente y al desmontaje de los perfiles dispuestos como bloqueo provisional. Entre el tablero y cada uno de los estribos se han dispuesto 8 tendones, formados por 22 cordones del mismo tipo que los empleados en el pretensado del tablero. Los tendones de cosido al estribo E2 son autoprotegidos, con cordones galvanizados en vainas individuales de polietileno rellenas de cera. Son retesables y admiten reposición. Las vainas y capots de anclaje se rellenan asimismo de grasa.

El tesado se ha realizado desde sus extremos activos, situados en el paramento trasero del estribo E1 y en la galería dispuesta al efecto en el estribo E2, manteniendo



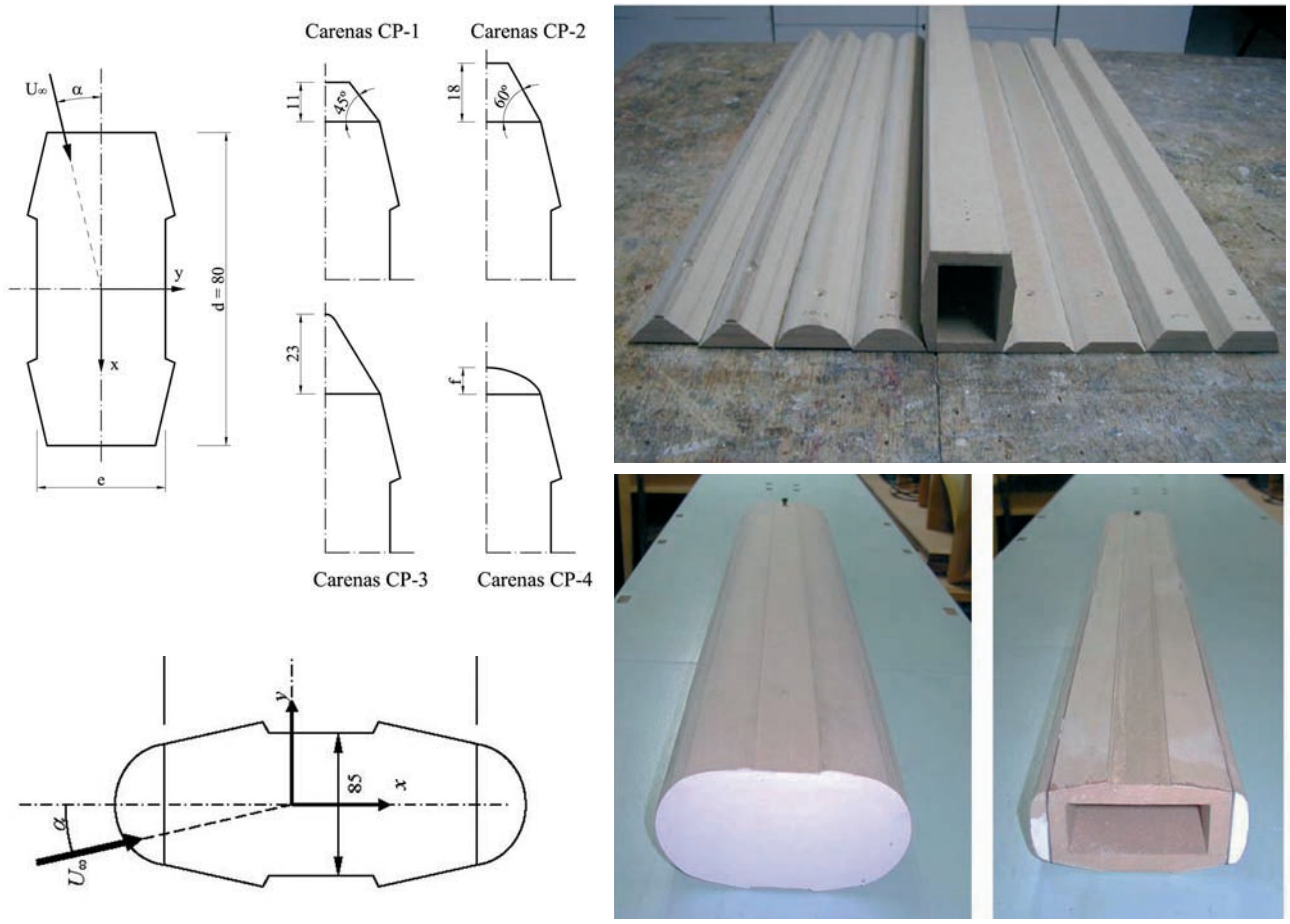
Figura 15. Apoyos de anillos en las pilas de los tramos de acceso

la simetría respecto al eje del tablero. Cada tendón se tesó a la carga necesaria para alcanzar en su anclaje pasivo la carga prevista en proyecto, de 2864 KN.

5. CONSIDERACIÓN DEL VIENTO

La configuración marcadamente en V del valle en el que se establece el viaducto, valle por donde circulan vientos predominantes de componente Nordeste de cierta intensidad, y el hecho de encontrarse la estructura en una situación muy expuesta, al cruzarlo ortogonalmente, a gran altura, entre los túneles consecutivos de Castro y de Caldelas, condujo a considerar en el proyecto de construcción el establecimiento de pantallas protectoras frente

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figuras 16a a 16d. Análisis de carenados para pilas

al viento en ambos laterales del tablero.

La influencia en el proyecto de considerar la instalación de dichas barreras fijas de protección es muy importante. Si tenemos en cuenta que en el caso de tablero con sobrecarga se aplica el 50% de la presión básica de viento calculada, mientras que en el caso de tablero vacío se aplica la totalidad de la presión, se entiende que, mientras en el caso de tablero sin barreras, ambos casos producen acciones similares, en el caso de tablero con barreras, al haberse prácticamente duplicado el canto expuesto del tablero vacío, se convierte éste claramente en el caso de carga dimensionante, especialmente para pilas, pilastras y arco, pero también para el tablero a torsión y a flexión transversal.

Para reducir en lo posible la acción del viento sobre la estructura, se han diseñado para las pilas y el arco secciones curvas en sus caras laterales, cuya eficacia frente al viento se ha comprobado mediante los correspondientes ensayos en túnel, realizados en el Laboratorio de Aerodinámica Ignacio Da Riva de la Universidad Politécnica de Madrid, sito en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos. La reducción conseguida de los coeficientes de arrastre ha sido importante y ha permitido, en consecuencia, una disminución significativa de los esfuerzos transversales que llegan a las cimentaciones de las pilas y arco y, con ello, de las flechas transversales generadas en el tablero (Figuras 16 y 17).

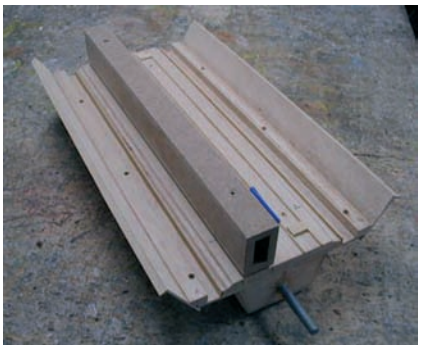


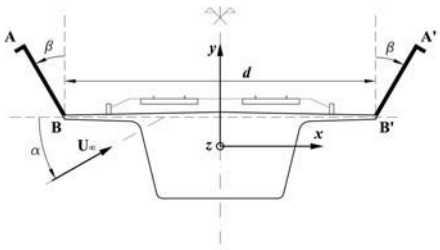
Figura 17. Análisis de carenados para arco

Para analizar la influencia de la altura y la configuración de las barreras en la eficacia de la protección sobre el convoy, se ha contado con un estudio, también realizado en el Laboratorio de Aerodinámica IDR/UPM. Dicho estudio analizaba la influencia de una abundante casuística de configuraciones y alturas de barreras. Posteriormente se realizaron ensayos en túnel de viento del tablero, con y sin trenes en cada vía, sin parapetos y también con los parapetos seleccionados, dispuestos estos con diferentes inclinaciones (Figura 18).

Además de los estudios realizados en materia de coeficientes de arrastre, se realizó un análisis de los efectos dinámicos de la acción del viento sobre la estructura, tanto en servicio como durante la construcción, que se

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026







Figuras 18a a 18c. Análisis de viento sobre el tablero, trenes y parapetos

añadía así al estudio dinámico de la acción ferroviaria preceptivo para las estructuras de la línea de alta velocidad. Para la realización de este análisis se contó con la colaboración del Grupo de Mecánica Computacional del Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la ETSICCP de la UP de Madrid.

La presión básica de viento considerada para la estructura, que de acuerdo con las disposiciones de la Propiedad se dedujo de la Instrucción de Acciones en Puentes de Carretera IAP [4], corresponde a una velocidad de cálculo de 63 m/s (227 km/h). Para pilas, arco y tablero, al depender de la configuración de las laderas se ha obtenido una presión diferente en cada punto, creciente con el desnivel existente con el terreno hasta el máximo indicado. Los parámetros utilizados en el cálculo de la acción del viento para cada elemento de la estructura, en base a los ensayos, son los siguientes:

Sobre pilas y pilastras

Se ha considerado un coeficiente de arrastre transversal de 0,50 para las pilas principales, P5 y P11, mientras que para el resto de pilas y pilastras se asignó a este parámetro un valor de 0,60. El coeficiente de arrastre longitudinal empleado en todos los casos ha sido de 1,10.

Sobre arco

Se ha considerado un coeficiente de arrastre transversal de 1,10. El resultado es una acción constante de 9,55 kN por metro de directriz. Longitudinalmente no se ha aplicado la acción al considerar oculto el arco a estos efectos por pilas y pilastras.

Sobre tablero

En los ensayos realizados sin barreras de protección se han obtenido coeficientes de arrastre transversal un 20% inferiores aproximadamente a los deducidos de la Instrucción IAP, es decir, de 1,41 con trenes en el tablero y 1,13 con el tablero vacío. Los cantos expuestos eran de 8,70 m en el primer caso y 4,70 m en el segundo. Los coeficientes deducidos para el tablero con barreras han variado entre 1,40 y 1,50; tanto en el caso de tablero con tren como en el caso de tablero vacío. El canto expuesto para el tablero vacío se ha incrementado hasta 7,08 m.

Es de destacar la utilidad de las nuevas tecnologías de simulación, en situaciones de gran exposición al viento, para colaborar en el diseño de formas más eficaces en los elementos que conforman grandes estructuras como la que nos ocupa.

Es interesante también mencionar que el mecanismo resistente de la estructura frente al viento transversal, transfiere esfuerzos transversales desde el arco y las pilas centrales, de mayor altura, sobre las pilas extremas, a través del tablero. Resulta por tanto imprescindible un análisis global del viaducto, en el que entren en juego las distintas rigideces de cada uno de los elementos que componen la estructura.

6. OTRAS SINGULARIDADES DEL PROYECTO

Además de la cuestión citada de la acción de viento y de las derivadas de las dimensiones del viaducto, el proyecto de la estructura presenta varias singularidades adicionales que merece la pena citar.

Un aspecto que puede llamar la atención, es el trazado del pretensado del tablero en el tramo principal sobre el arco, tramo en el que resulta necesario disponer, en contra de lo habitual, los tendones rectos por la parte inferior del tablero a su paso sobre las pilastras, y que incluso necesita la disposición de un refuerzo localizado por el forjado inferior. El motivo no es otro que el hecho de que el apoyo del tablero en las pilastras situadas en riñones del arco, P6 y P7 y sus simétricas, funciona como un "apoyo elástico", a consecuencia de la deformabilidad del arco frente a esfuerzos no simétricos, con un punto duro en clave. Por tanto, la coacción frente a cargas verticales del tablero en dichas pilastras se asemeja, antes que a un apoyo fijo como en el resto de pilas, al apoyo sobre un resorte de rigidez equivalente a la ofrecida por el arco. De esta manera, al superponer la acción de paseo de la sobrecarga a la típica ley de flectores ocasionada por las cargas permanentes sobre una viga continua, surge la ley de momentos flectores pésimos del tablero, responsable del trazado de pretensado por su parte inferior (Figura 19).

Una consecuencia adicional del comportamiento del vano principal frente a las sobrecargas, es un ligero incremento de la flexión negativa pésima sobre las pilas principales, que puede observarse en la ley de flexiones. Es interesante también destacar lo sensible que es el valor del flector en el tablero en dicha sección a los distintos

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

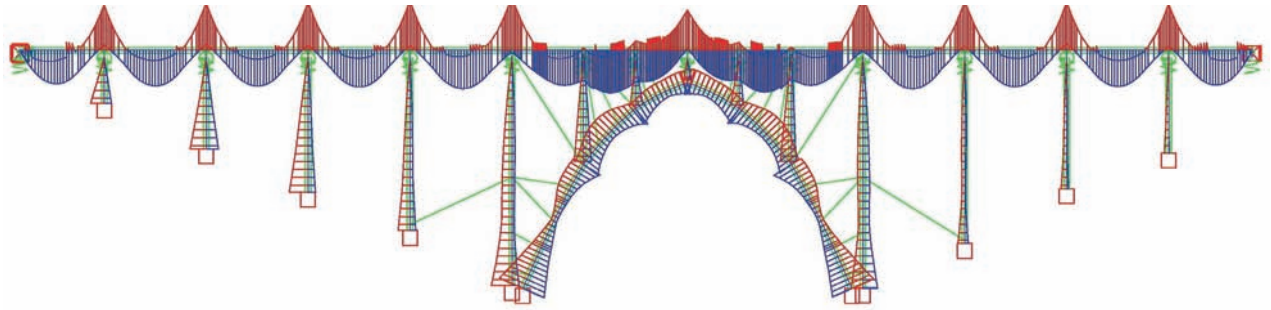


Figura 19. Envolventes de cálculo de momentos flectores en ELU

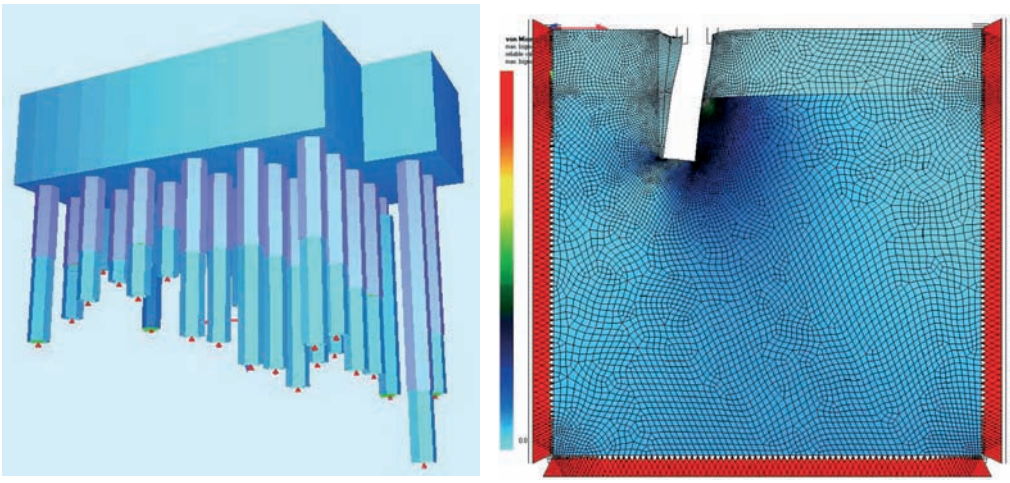
procesos de construcción estudiados para el arco.

Otra consecuencia de la gran flexibilidad de las subestructura, en este caso la deformabilidad longitudinal de las pilas, es la disposición de apoyos tipo POT fijos en pilas muy alejadas del punto fijo en el estribo 2. Así, se han dispuesto apoyos fijos, que impiden el deslizamiento del tablero sobre el fuste, en las pilas P3, P4, P5, P6, P10, P11, P12, P13 y P14.

Las bases de cálculo establecidas por el ADIF para la redacción del proyecto (IGP-2003), obligan a considerar un intervalo para el coeficiente de rozamiento del teflón de los apoyos entre el 1% y el 5%. La gran altura de la mayoría de las pilas entraña una elevada flexibilidad de las mismas, lo cual produce el arrastre del fuste con fuerzas significativamente más reducidas que las originadas por el coeficiente de rozamiento máximo del 5%. Puesto que el arrastre del fuste por efectos reológicos y térmicos es así inevitable a efectos de cálculo, se han dispuesto en estas pilas apoyos fijos, para aprovechar la ventaja que supone disponer de una coacción en cabeza frente a los esfuerzos de viento longitudinal, cambiando el funcionamiento en ménsula por una configuración de empotramiento inferior y articulación superior, con la consiguiente reducción de esfuerzos en la base.

Finalmente, un aspecto sobrevenido durante la ejecución de las obras, fue la necesidad de modificar la cimentación conjunta de la pila P11 y el arranque derecho del arco, desde la cimentación directa inicialmente prevista a una cimentación pilotada, necesidad que exigió un minucioso análisis del comportamiento frente a las importantes acciones horizontales que lleva aparejado, inevitablemente, el correcto funcionamiento de un arco, aun tan peraltado como el que nos ocupa.

Durante la excavación de la cimentación se descubrió una configuración muy compleja de la roca, la cual no afloraba en el total de la zapata en la forma ni con el grado de meteorización previstos. La falta de regularidad en el comportamiento, hacía desaconsejable la cimentación directa sobre un material tan poco uniforme. En consecuencia se diseñó una cimentación mediante pilotes de diámetro ϕ1,80 m, de longitud variable, definida bajo el criterio de garantizar su correcto empotramiento tanto frente a esfuerzos verticales como horizontales. No solamente ha debido garantizarse la capacidad de la cimentación frente a la absorción de esfuerzos, sino también asegurar la inexistencia de deformaciones, especialmente de deformaciones variables que pudieran dar lugar a giros de eje vertical del encepado. Se realizó para ello un análisis de la cimentación, con un modelo de elementos finitos, que permitiese evaluar la interacción entre encepado, pilotes y las distintas capas de terreno atravesado por cada uno de ellos, de forma que se pudiese estimar el mecanismo de reparto del total de esfuerzos transmitidos por la cimentación. Debido a la evidente interacción de todas las variables actuantes, en un sistema tan sumamente hiperestático, se realizó un estudio de sensibilidad paramétrica de la cimentación, para evaluar la influencia de la longitud de los pilotes en la roca sobre la deformabilidad del conjunto y sobre el reparto de cargas horizon-



Figuras 20a y 20b. Análisis con Elementos Finitos de la cimentación pilotada de la pila P-11

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 21. Estructura de transferencia en anclaje pasivo de tirante

tales. De esta forma se optimizó el diseño y se verificó su correcto comportamiento (Figura 20).

7. ATIRANTAMIENTO DEL ARCO EN CONSTRUCCIÓN

7.1. Tirantes

El proceso de ejecución del gran arco central, contempla la construcción de ambos semiarcos en voladizo, mediante carros de avance, hormigonando dovelas "in situ" desde ambos arranques hasta la confluencia en la clave, con la ayuda de un atirantamiento provisional soporte de las ménsulas en ejecución. El control del proceso ha de garantizar, en primer término, la seguridad de la estructura en cada momento y, en segundo, que la geometría finalmente conseguida sea satisfactoriamente próxima a la teórica, de modo que el funcionamiento del arco corresponda fielmente al establecido en el modelo de cálculo. Para garantizar que el proceso se desarrollase en las condiciones debidas, se redactó el correspondiente "Manual de Ejecución", con objeto tanto de detallar el proceso de construcción, como el de establecer mecanismos suficientes de control y seguimiento.

Cada tirante está compuesto por dos tendones idénticos, formado cada uno de ellos por un número variable de cordones autoprotegidos, de acero superestabilizado de Y-1860-S7; de 15,7 mm de diámetro nominal, 150 mm^2 de sección y 279 kN de carga de rotura mínima garantizada. La protección, salvo para los tirantes de vida prevista inferior a 45 días, quedó encomendada a vainas individuales de polietileno extrusionadas y rellenas de grasa o cera. La mayor parte de los tirantes están constituidos por tendones formados por entre 11 y 19 cordones. Las retenidas de las pilas están compuestas por tendones de 22 cordones. Los tirantes principales que sustentan la base de las pilastras –T5D y T8D- están formados por 58 y 60 cordones respectivamente. Los tendones más próximos a la clave, están formados por 26 cordones por tendón.

El anclaje activo de cada tirante es el situado en el tablero o en la pila y el anclaje pasivo es el situado en el arco. Este último se ha resuelto para cada tendón con cuatro barras de acero activo, dispuestas en hilera, que anclan en la base de cada una de las almas del cajón que constituye el arco. Las barras son roscadas, tipo VSL Y-1050. El anclaje se realiza mediante placas con tuercas. Las barras van envainadas, para evitar que anclen por adherencia de forma incontrolada, y se roscan una vez ejecutada la dovela. Las vainas se rellenan de grasa hidrosoluble de protección. Entre las barras y los tendones se disponen estructuras metálicas de transferencia, cerca del forjado superior de la dovela correspondiente del arco, arriostradas entre sí (Figura 21). Como excepción, los tendones que componen los tirantes principales de cada semiarco, identificados como T5D y T8D, anclan mediante ocho barras activas en lugar de cuatro, dispuestas en hileras dobles. Estas barras, no anclan además en las almas del arco, sino en las traviesas macizas previstas bajo las pilastras.

Otra excepción la constituyen los tirantes identificados como T1, que se anclan en los tramos de arranque cimbrados. A causa de su escasa longitud, están compuestos por barras activas en su totalidad. Por último, cabe indicar que los cables de retenida tienen su extremo activo en la cimentación de las pilas P4 y P12 y su extremo pasivo en las pilas principales. Los anclajes en las zapatas de cada uno de los tendones que componen estos tirantes, se realizan mediante ocho barras, dispuestas en una doble hilera transversal de cuatro barras. Entre el anclaje y los tendones se disponen estructuras de transferencia de acero, con

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 22. Estructura de transferencia en anclaje de retenida

dos barras M-110 por anclaje, en las cuales se realizan los cambios de tensión del tirante (Figura 22).

Es importante hacer notar que todos los tirantes provisionales, así como los tendones de cosido y los anclajes al terreno, se han dimensionado para que trabajen en todo momento por debajo del 50% de su capacidad de carga máxima.

Los ajustes de tensión se realizan desde los extremos activos. La primera fase de la puesta en carga de los cables, hasta 20 KN aproximadamente por cordón, se lleva a cabo mediante gatos unifilares convencionales, con enclavamiento de cuñas, manteniendo igualdad de cargas en cada tendón. El resto del tesado inicial, así como los diversos ajustes de carga posteriores, se llevan a cabo mediante gatos huecos o mediante gatos convencionales de pesaje multicordón con silla de regulación, de forma que el tiro se realice sobre los cordones, pero la regulación se efectúe sobre tuercas o casquillos roscados dispuestos al efecto en los anclajes activos. Las operaciones de destesado final, previas a la retirada de los tendones, se realizan también con este último sistema, al menos hasta que los cordones han perdido la mayor parte de la tensión y ha comenzado a ser visible la catenaria (Figura 23).

Los tesados y destesados de los dos tendones que componen cada tirante, se han realizado siempre simultánea y simétricamente respecto al eje del arco, mediante gatos hidráulicos idénticos conectados a la misma central de presión. Esto garantiza la identidad de las cargas entre ambos elementos.

7.2. Control durante la ejecución

Para controlar la construcción de una estructura evolutiva y compleja como la presente, ha sido preciso establecer sistemas de control eficaces, que permitiesen verificar en cada instante, de forma fiable, el grado de cumplimiento de las previsiones efectuadas respecto al comportamiento de la estructura, y para tomar en caso necesario las medidas pertinentes.

Se ha contado, durante la construcción del arco, con tres mecanismos de control. El primero, la instrumentación mediante sensores de todas aquellas cuestiones cuyo conocimiento en tiempo real ha sido considerado útil para los fines indicados. El segundo, un seguimiento topográfico de precisión de los puntos clave de los semiarcos y de las pilas, para comprobar las desviaciones en cada instante respecto a su geometría teórica. El tercero el control de los alargamientos de tesado de los tirantes.



Figura 23. Gatos de tesado de tirantes con puente

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

7.2.1. Instrumentación de la estructura

Se ha contado con un Sistema de Adquisición de Datos (S.A.D.) inicialmente dimensionado para 120 canales diferentes, y después ampliado a 180, para un número igual de sensores de diversos tipos. Algunos de estos sensores serán útiles también para la gestión de la estructura en servicio. Para el control de la ejecución destacan los siguientes:

Células de carga en tirantes y bandas extensométricas

La finalidad de estos sensores ha sido conocer en cada instante la carga real en cada uno de los tirantes. Se contrasta en cada fase de tesado con las lecturas de los gatos. Se han instalado siempre en los anclajes pasivos de los tirantes (Figura 24).



Figura 24. Célula de carga en anclaje pasivo de un tirante

Extensómetros de barra embebidos en hormigón

Se han instrumentado varias secciones especialmente representativas del estado de esfuerzos de la estructura, colocando en cada una de ellas seis extensómetros. Éstos permiten integrar el plano de deformaciones de la sección y, a partir del mismo, conocer aproximadamente los esfuerzos globales axiles y flectores sobre la misma. Han sido objeto de este seguimiento las dos secciones de arranque de arco y las bases de las pilas principales P5 y P11, y lo serán asimismo la de clave, así como las bases de todas las pilastras sobre el arco (Figura 25).

Clinómetros

Estos elementos son complementarios del control geométrico directo de la estructura. Permiten conocer las pendientes longitudinales en base y coronación de cada una de las pilastras, para comprobar la verticalidad de las mismas durante su ejecución. También se han instalado clinómetros para vigilar el comportamiento de la estructura durante la obra frente a acciones transversales, especialmente las relativas a la acción del viento. Así, en cabeza de las pilas principales y en cinco puntos del arco, se dispusieron clinómetros para conocer posibles desviaciones geométricas fuera del plano de la estructura.

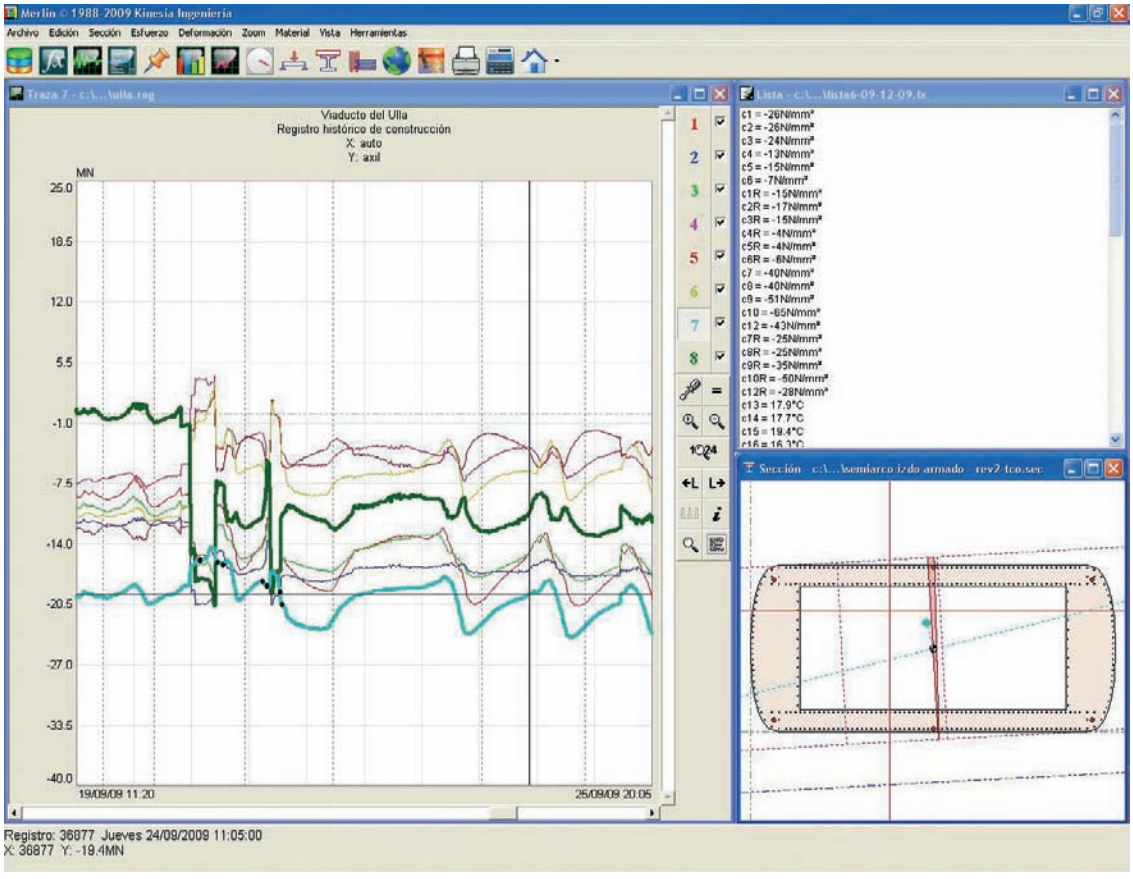


Figura 25. Registro de estados de flexocompresión de secciones instrumentadas

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Topes instrumentados en estribos

Ya se ha mencionado que el propio tablero constituye, durante la construcción de los semiarcos, el tirante principal de los mismos, trasmitiendo a los estribos esta tracción. Para conocer en cada momento su valor, se han instalado dos topes instrumentados entre cada estribo y el tablero, con apoyos tipo POT, de 11.800 KN de capacidad cada uno de los del estribo E1 y de 18.600 KN los del estribo E2. La lectura en cada instante de las presiones ejercidas por el tablero contra los estribos, como diferencia de un tesado de cosido inicial y conocido y la tracción generada por el atirantamiento, constituye una de las principales fuentes de verificación del proceso (Figura 26).

Anemómetros y sondas térmicas

Constituyen las sondas térmicas elementos auxiliares importantes a las medidas de deformaciones en el hormigón, para eliminar sumandos térmicos de los esfuerzos. El anemómetro es útil para confirmar situaciones especiales de viento manifestadas en lecturas de clinómetros transversales, así como para ajustar la toma de decisiones operativas respecto a precauciones a adoptar en operaciones de hormigonado, de avance de carros, de actuaciones con los tirantes, etc.

7.2.2. Seguimiento topográfico

El control topográfico de precisión, robotizado, con lectura prácticamente continua, ha constituido una ayuda fundamental para el control de la estructura, pues permite la comparación de las deformaciones obtenidas en cada instante con las teóricas deducidas del modelo de cálculo. Se ha contado con una precisión mínima de ±10 mm en X o en Z. En los puntos seleccionados para su seguimiento topográfico, se han dispuesto prismas ópticos. Todas las dovelas de los semiarcos, así como varias secciones de las pilas principales y de las pilastras, han sido objeto de este control. El sistema ha sido puesto a punto por la empresa ZyP, Ingeniería Geomática SL (Figura 27).



Figura 26. Apoyo POT instrumentado en estribo E1

7.2.3. Alargamientos de los tirantes

El control de los alargamientos producidos en las operaciones de tesado de los tirantes, y su comparación con los alargamientos teóricos deducidos en el cálculo, ha sido complementario al de las deformaciones de la estructura. Como es sabido, al tratarse de tirantes, los alargamientos son la suma de dos valores. Por un lado el propio de la elongación producida por la aplicación de una tensión a un cable o barra, y por otro el producido por las deformaciones de los elementos de la estructura entre los que se establece la tracción del cable. El segundo sumando es precisamente el que gobierna las deformaciones de la estructura en cada fase de ajuste de tensión en los tirantes.

7.3. Fases de ejecución de una dovela del arco

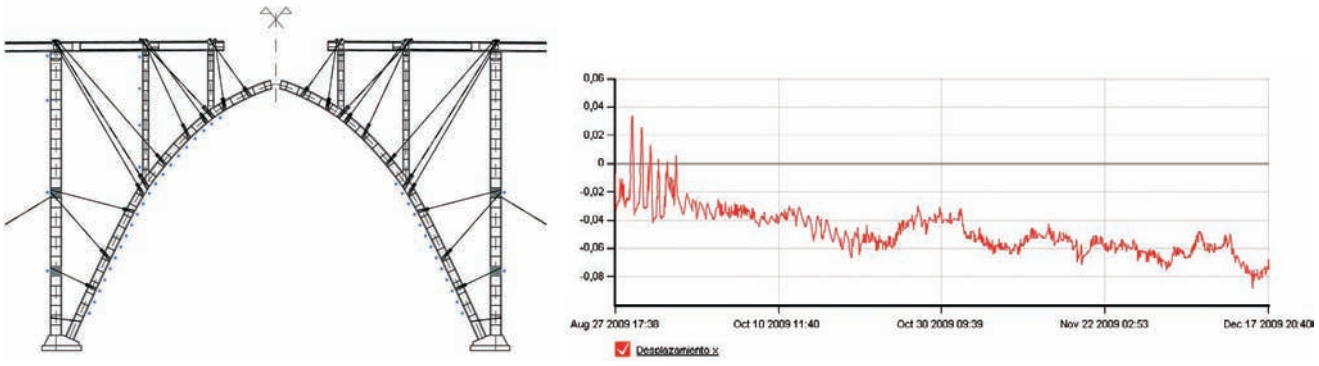
Las operaciones principales del ciclo para la ejecución de las dovelas del arco son:

1. Avance del carro

   Se realiza una vez que el hormigón de la última dovela ejecutada haya alcanzado la resistencia característica estimada.

2. Montaje de nuevos tirantes

   Una vez avanzado el carro tras la ejecución de las dovelas D3, D6, D10, D12, D13, D15, D18, D20, D21, D22 y D24, se procede al montaje y tesado inicial de un nuevo tirante anclado en la dovela recién ejecutada.



Figuras 27a y 27b. Registros del sistema robotizado de seguimiento topográfico

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. Colocación del carro en posición de hormigonado

   El carro se colocará tras el avance en posición de hormigonado de la siguiente dovela, adoptando, tanto en el frente de la dovela como en el centro de la misma, los quiebros teóricos establecidos para la geometría del arco.

4. Asignación de contraflechas al carro

   Antes de procederse al hormigonado de la nueva dovela, se corregirán las cotas del frente de los encofrados. Las contraflechas a disponer corresponden a la suma de dos correcciones: las deformaciones elásticas previstas para el hormigonado de la dovela y la corrección de los errores de geometría detectados en fases anteriores.

5. Hormigonado de una nueva dovela

   Una vez introducidas las contraflechas asignadas se procederá al hormigonado de la dovela.

6. Hormigonado de pilastras

   Durante la ejecución de las diversas fases de las traviesas del arco bajo pilastras y durante la construcción del fuste de las mismas, se realizan ajustes de tensiones en los tirantes, para garantizar que se mantienen, con nivel suficiente, tanto la inmovilidad del nudo de unión arco-pilastra, como la alineación vertical de la pila.

7.4. Puntos de parada y señales de alerta

En el Manual de Ejecución de la estructura se han establecido diversas señales de alerta, en función de las mediciones en cada instante de los sensores de la instrumentación, de forma que diferencias significativas entre las previsiones efectuadas y las lecturas obtenidas fueran analizadas con la urgencia adecuada al caso.

8. CONCLUSIONES

El diseño del viaducto sobre el río Ulla, aun tratándose de una estructura singular por sus condicionantes y dimensiones, ha permitido aplicar sistemas constructivos con altos rendimientos, tanto en pilas como en tablero y arco, consiguiéndose de esta manera un ajuste satisfactorio de los plazos de ejecución. Esto ha sido posible gracias al trabajo conjunto del proyectista y el constructor.

Las cimentaciones del viaducto comenzaron a ejecutarse en julio de 2008. La construcción del tablero se inició en febrero de 2009 y la del arco en marzo del mismo año. En el momento de redactarse este artículo, diciembre de 2009, la situación de ejecución es la indicada en las fotografías que se acompañan, desarrollándose de forma rápida y eficiente sin incidentes dignos de mención. La finalización de la estructura está previsto que tenga lugar en marzo del año 2011.

REFERENCIAS

[1] MINISTERIO DE FOMENTO *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2008. 134 p.

[2] SIEGRIST RIDRUEJO G. "Arco de Almonte. Ruta de La Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres". *Hormigón y Acero*. 2006, nº 240, p. 5-29.

[3] PÉREZ-FADÓN S., HERRERO BENÉITEZ J.E., SÁNCHEZ J.J., SÁNCHEZ M. "El Arco de Los Tilos en la Isla de La Palma (Canarias)". *Hormigón y Acero*. 2005, nº 236, p. 5-34.

[4] MINISTERIO DE FOMENTO *Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera. IAP*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 1998. 79 p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA OBRA

Longitud tablero	631,50 m
Anchura tablero	14 m
Canto tablero	3,89 m
Luz arco	168 m
Flecha arco	104,31 m
Luz típica tramos de acceso	52 m
Altura máxima pilas (P11)	116,88 m
Longitud pilotes (1,80 m diámetro)	1.191,30 m
Hormigón en cimientos, estribos y pilas	16.363 m^3
Hormigón en arco	3.153 m^3
Hormigón en tablero	6.540 m^3
Acero de armar	3.934.798 kg
Acero de pretensar en cordones	220.164 kg
Acero de pretensar en barras	4.293 kg
Acero en tirantes en cordones	58.286 kg
Acero en tirantes en barras	22.632 kg
Anclajes al terreno (1176 kN)	24 ud.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

- **NOMBRE DE LA OBRA:** Proyecto Constructivo de Plataforma. Corredor Norte Noroeste de Alta Velocidad. Tramo Lalín - Santiago
  Subtramos Silleda (Dornelas) - Vedra y Vedra - Boqueixón
- **PROPIEDAD:** Ministerio de Fomento. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)
- **DIRECCIÓN DE OBRA:** D. Juan Pablo Villanueva Beltramini (ICCP - Madrid). ADIF
- **AUTORES DEL PROYECTO Y ASISTENCIA TÉCNICA A LA EJECUCIÓN DE LA OBRA:** Torroja Ingeniería SL
  D. José María de Villar Luengo (ICCP - Madrid)
  D. José Andrés del Valle Pérez (ICCP - Madrid)
  D. Ángel Carriazo Lara (ICCP - Madrid)
- **EMPRESA CONSTRUCTORA:** UTE AVE Ulla (Dragados SA - Tecsa Empresa Constructora SA)
- **JEFATURA DE OBRA:** D. Pedro J. Chico López (ICCP - Granada). Gerente
  D. Rafael Molina Trilla (ICCP - Madrid). Gerente hasta abril 2009
  D. Carlos Rodríguez Fernández (ICCP - La Coruña). Jefe de Obra
  D. César Aja Chao (ICCP - Santander). Jefe de Producción
- **ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN DE OBRA:** UTE Idom - Geocontrol con la colaboración de Arenas y Asociados SL
  D. José María Olaguíbel Álvarez-Valdés (ICCP - Madrid). Asesor
  Dña. Berta Ónega Castellano (ICCP - Alfonso X). Jefa de la AT
- **EMPRESA SUBCONTRATISTA DE ESTRUCTURAS:** Puentes y Estructuras
- **TIRANTES, PRETENSADO Y APOYOS :** VSL CTT-Stronghold
- **INSTRUMENTACIÓN:** Kinesia Ingeniería
  D. Vicente Puchol de Celis (ICCP - Madrid)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Puente arco sobre la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga. Condicionantes dinámicos y constructivos para el diseño

Bow-string bridge on Cordoba-Malaga high speed railway. Dynamic and constructional conditioning factors

Alejandro Castillo Linares[1,4], Mariano Villameriel Fernández[5], Guillermo Montero Poyatos[1], Mario García Ramírez[2], Juan de Dios Moreno Jiménez[3] y Alejandro Martínez Castro[4]

Recibido | *Received:* 31-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 30-06-2010

Resumen

La nueva línea de Alta Velocidad perteneciente al Proyecto de Duplicación de la Plataforma del Eje Ferroviario Transversal de Andalucía, cruza sobre la L.A.V. Córdoba-Málaga, cerca del municipio de Santa Ana (Antequera), con acusado esviaje. Ello, unido a las condiciones marcadas por ADIF sobre gálibos horizontales y verticales mínimos a respetar para la vía inferior en servicio, obliga a que el viaducto que albergará la nueva vía ferroviaria deba poseer un vano central de una luz superior a 85 m.

De entre las posibles soluciones estructurales, y tras la realización de un laborioso estudio dinámico previo, se decide finalmente un puente arco bow-string de 86,40 m de luz para el vano principal, y vanos de acceso de 32,40 y 27,0 m a ambos lados del vano central, de forma que la longitud total del mismo resulta de 205,20 m (27,0 + 32,40 + 86,40 + 32,40 + 27,0 m).

Palabras clave: puente arco, estructura mixta, alta velocidad, cálculo dinámico, método semianalítico.

*Abstract**

The New High Speed Line belonging to the Platform Duplication Project of Andalucía Cross-sectional Railway Axis, crosses the existing High Speed Line Cordoba-Malaga close to the town of Santa Ana (Antequera), with significant skew. This, in addition to the rules marked by ADIF on minimum horizontal and vertical patterns to respect in good conditions for the inferior route, forces the bridge holding the new railway route to have a central span length superior to 85 m.

Between the possible structural solutions, and after the accomplishment of a laborious dynamic study, a bow-string bridge is finally decided, holding a main span of 86,40 m long, and access spans of 32,40 and 27,0 m to both sides of the central one, so that its overall length is 205,20 m (27,0 + 32,40 + 86,40 + 32,40 + 27,0 m).

Keywords: *bow-string, composite structure, high speed, dynamic analysis, semianalytical method.*

* *An extensive English language summary of the present article is provided on page 99 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.*

(1) Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. A.C.L. Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. (Cádiz, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Gerencia de Proyectos y Obras de Ferrocarriles de la Junta de Andalucía. Ferrocarriles Andaluces (Málaga, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Gerencia de Proyectos y Obras de Ferrocarriles de la Junta de Andalucía. Ferrocarriles Andaluces (Sevilla, España).
(4) Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Granada (Granada, España).
(5) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. M. Villameriel Oficina de Proyectos (Santander, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* gmontero@acl-estructuras.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El Proyecto de Duplicación de la Plataforma del Eje Ferroviario Transversal de Andalucía, actualmente en construcción, surge con la voluntad de fomentar el transporte ferroviario entre las regiones occidental y oriental de Andalucía, posibilitando la conexión de las grandes ciudades y áreas metropolitanas andaluzas entre sí mediante un servicio de altas prestaciones. El control y desarrollo de este proyecto es llevado a cabo por Ferrocarriles de la Junta de Andalucía.

La nueva vía de Alta Velocidad cruza sobre la L.A.V. Córdoba-Málaga, cerca del municipio de Santa Ana (Antequera), con acusado esviaje y gálibo vertical muy estricto. Ello, unido a las condiciones marcadas por ADIF sobre gálibos horizontales mínimos a respetar para la vía inferior en servicio, obliga a que el viaducto que albergará la nueva vía ferroviaria deba poseer un vano central de una luz superior a 85 m. La cota de rasante de la nueva vía proyectada se encuentra sólo 10,50 m por encima de la del carril de la vía inferior, lo que supone un condicionante adicional en la elección de la tipología de la estructura y canto del tablero, para garantizar el gálibo vertical mínimo exigido para la vía inferior, y evitar interferencias con los postes y cableado de esta última.

Los condicionantes anteriores, unidos a la cercanía del puente a la nueva estación de Antequera-Santa Ana, llevan a la elección de una tipología estructural singular, cuyo proyecto es desarrollado por el estudio de ingeniería A.C.L. Diseño y Cálculo de Estructuras. De entre las posibles soluciones, y tras realizar un laborioso estudio dinámico de las mismas, se decide la realización de un puente arco superior tipo bow-string de 86,40 m de luz para el vano principal, que se muestra en la figura 1. El puente se encuentra actualmente en construcción, y se prevé su finalización a principios del año 2011.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El tablero se define mediante dos vigas metálicas longitudinales exteriores doble T rigidizadas continuas en toda la longitud del viaducto, y sendos arcos metálicos (uno por viga) en el vano central. Éstos poseen una directriz parabólica con 17,0 m de flecha, y se encuentran dentro de sendos planos inclinados 9º respecto a la vertical, al igual que las vigas longitudinales del dintel, lo que dota al conjunto de una mayor rigidez frente a posibles inestabilidades. Cada arco se describe mediante una viga metálica de sección cajón de 0,80 x 1,50 m, y está conectado a las vigas longitudinales del dintel mediante perfiles tubulares metálicos, describiendo una celosía.

El dintel es mixto de acero y hormigón. Las dos vigas longitudinales exteriores son metálicas, y poseen canto constante de 2,55 m en los vanos laterales, y variable entre 2,55 y 4,20 m en el vano central, siguiendo una ley parabólica. Están arriostradas por travesaños metálicos de 0,80 m de canto, sobre los que se dispone una losa de hormigón armado de 0,35 m de espesor que sirve de plataforma de apoyo de la vía. Ésta se hormigona sobre un forjado de chapa grecada. La losa y el arriostramiento transversal de las vigas longitudinales se sitúan en la parte inferior de las mismas, debido al estricto gálibo vertical disponible, de forma que la sección mixta definitiva adquiere una configuración en U.

Los vanos de acceso al arco poseen luces de 32,40 y 27,0 m a ambos lados del vano principal, de forma que la longitud total del mismo resulta de 205,20 m (27,0 + 32,40 + 86,40 + 32,40 + 27,0 m). En la figura 2 se muestra la definición general del nuevo viaducto.

El peso total de acero estructural S 355 del tablero es ligeramente superior a 900 t.

La estructura posee una anchura de 12,40 m y soporta una única vía de ancho UIC sobre balasto, de forma que el resguardo horizontal a las vigas longitudinales es de 5,0 m.

El tablero se encuentra anclado longitudinalmente con barras pretensadas al estribo 1, dimensionadas para absorber una fuerza horizontal longitudinal superior a 15 000 kN en hipótesis sísmica, más los esfuerzos derivados del empotramiento del tablero en el estribo. Para el apoyo sobre pilas y estribos se emplean aparatos tipo

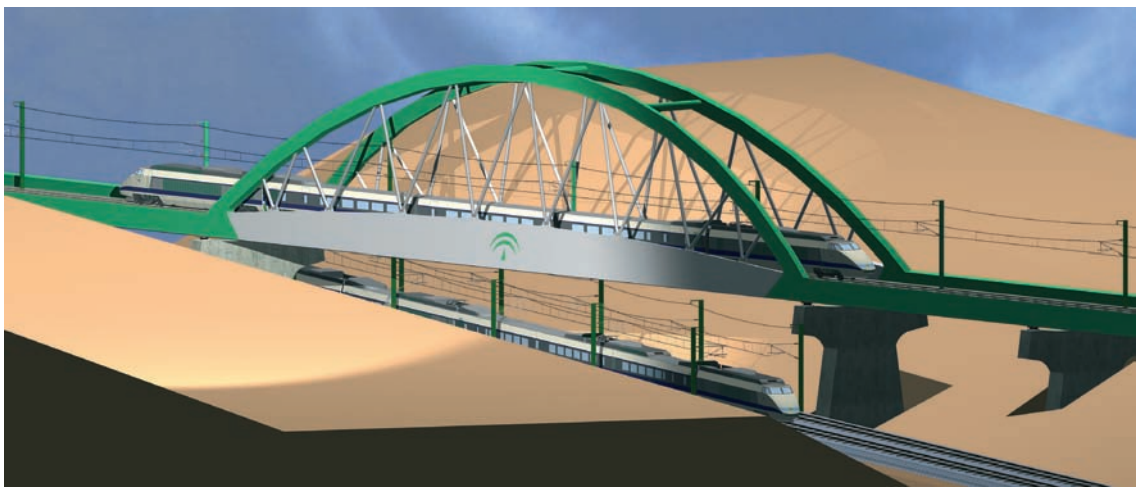


Figura 1. Reproducción 3D del arco sobre la L.A.V. existente

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

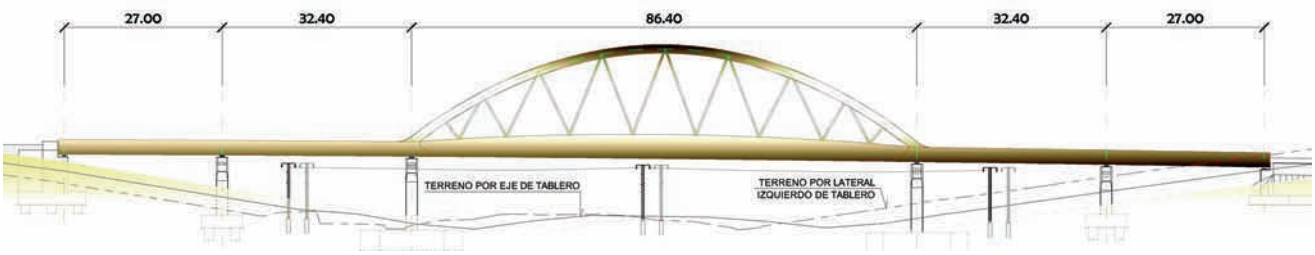


Figura 2. Vista general del nuevo viaducto

pot deslizantes en dirección longitudinal en ambos estribos y en pilas, y con movimiento transversal impedido en uno de los dos pots en cada línea de apoyos.

Las pilas están constituidas por un fuste rectangular con esquinas achaflanadas de 2,0 m de canto y anchura variable siguiendo la inclinación de las vigas longitudinales (véase figura 3). Sobre el fuste rectangular se emplaza un dintel de hormigón pretensado, dotado de sendas ménsulas para habilitar el apoyo de las vigas exteriores del tablero. En las pilas 1 y 4 el tesado de los cables del dintel puede ejecutarse previamente a la colocación del tablero, mientras que en las pilas 2 y 3, se realiza un pretensado parcial inicialmente, que se completa una vez se haya apoyado el tablero metálico.

En las pilas 1 y 4 la cimentación es realizada mediante 6 pilotes de 1,50 m de diámetro y encepado de 7,0 × 11,0 × 2,20 m. La cercanía de las pilas 2 y 3 a la vía inferior, unido al reducido ángulo con el que se cruzan ambas vías (sólo 20º), obliga a optar por un encepado de 15,10 × 9,50 × 3,5 m, orientado según la dirección de la vía inferior, sobre 10 pilotes de 1,50 m de diámetro.

El estribo 1, donde se empotra longitudinalmente el tablero, es cerrado con muros en vuelta y aletas colgadas de 50 cm de espesor. El muro frontal posee un espesor de 4,30 m, y los muretes en los que se realiza el anclaje de 2,60 m. La cara vista del muro frontal posee anchura variable, siguiendo la línea de inclinación de las vigas del tablero. La cimentación se realiza mediante un encepado de 11,50 × 16,5 × 2,25 m sobre 15 pilotes de 1,5 m de diámetro.

El estribo 2, sobre el que se apoya el aparato de dilatación de la vía, se define como un estribo cerrado convencional cimentado directamente, más una zona trasera constituida por un cajón hueco de hormigón armado, sobre cuya losa superior apoya el aparato de dilatación de la vía. El cajón está constituido por muros perimetrales de 60 cm de espesor y una losa superior de canto variable entre 60 y 69 cm. Posee una anchura de 9,0 m y una longitud tras el muro frontal del estribo de 13 m. La cimentación se realiza mediante una zapata de 1,50 m de canto, 16,80 m de longitud y anchura variable entre 16 m (bajo el cuerpo principal del estribo) y 9,20 m bajo el cajón trasero.

Las características singulares del tablero, que lo hacen especialmente sensible a vibraciones dinámicas, obligaron a realizar un laborioso y complejo estudio dinámico de la estructura hasta llegar al diseño definitivo de la misma.

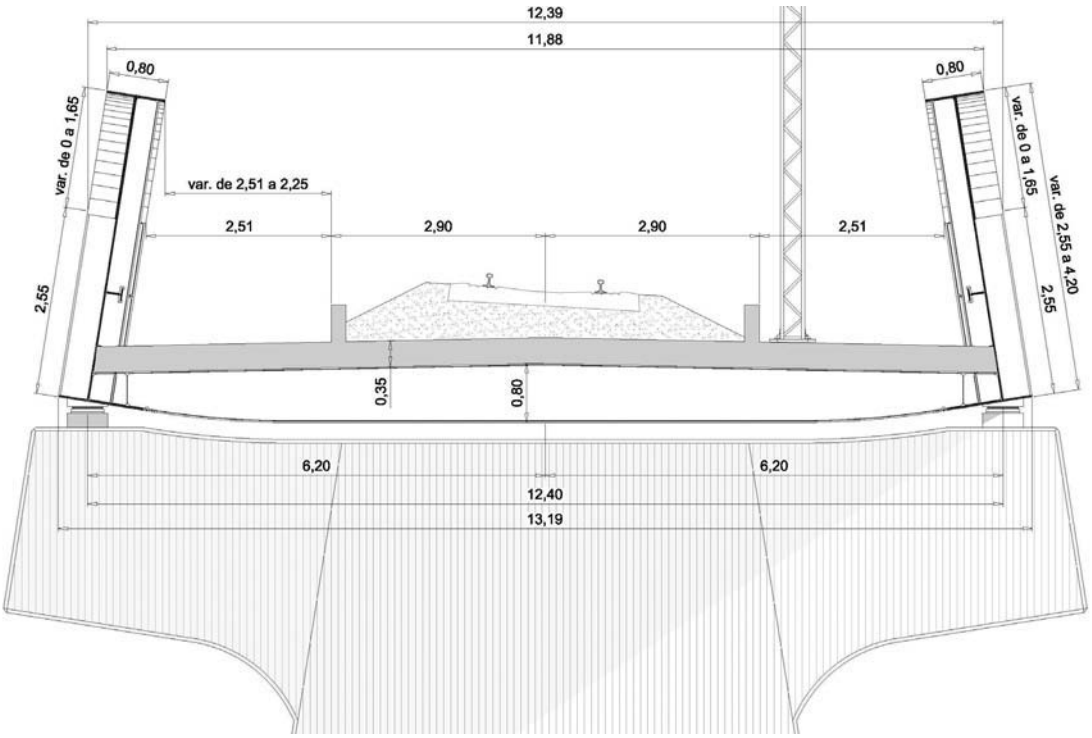


Figura 3. Sección transversal tipo sobre pilas de vano central

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO ESTÁTICO

Paralelamente al estudio dinámico del tablero, se realizó un cálculo estático afectado de los coeficientes de impacto establecidos en la IAPF-07, con objeto de obtener los esfuerzos en las distintas secciones del tablero y reacciones en las alineaciones de apoyos.

El procedimiento de cálculo comenzó por el encaje en planta y la definición de la geometría completa del puente para poder valorar las acciones. Calculadas las acciones, se realizó un modelo numérico empleando el programa Sap 2000 V14. El modelo estaba constituido por elementos lámina y elementos barra. Estos últimos fueron empleados para la modelización del arco y de los tirantes, así como para las alas de los rigidizadores y de las vigas transversales. El resto de elementos se modelizaron con elementos lámina. En la figura 4 se observa el modelo de cálculo empleado.

Una vez obtenidos los esfuerzos, se procedió a comprobar la validez del dimensionamiento de los espesores de chapa asignados a los distintos elementos metálicos que definen el tablero, según la normativa vigente. Las comprobaciones a nivel sección se realizaron principalmente en estado límite último, debido a que la geometría y naturaleza de las secciones estudiadas impedía que la resistencia de las mismas se viese incrementada como consecuencia de la redistribución plástica. Esto, junto con los coeficientes de seguridad alcanzados (en general holgados como consecuencia de la limitación de las aceleraciones obtenidas a través del estudio dinámico), hizo que el estado tensional en estado límite de servicio no fuese determinante en el cálculo.

Especial interés supuso el estudio del alabeo torsional de las vigas longitudinales del vano central, dada su especial configuración. Tanto para estas vigas como para las de sección cajón, se estudió la respuesta frente a estados combinados de flexión esviada y axil mediante análisis no lineal, teniendo en cuenta la reducción de paneles por inestabilidad y la no linealidad de los materiales.

En los arcos, se realiza un análisis especial de su posible inestabilidad por cargas de compresión. La configuración de los arcos inclinados y arriostrados, ayuda a reducir el riesgo de fallo estructural por este fenómeno.

El cálculo del tablero se completó con el dimensionamiento y comprobación de los nudos y uniones, y el cálculo de la losa y su conexión a la estructura metálica mediante pernos conectadores. Las distintas uniones y soldaduras previstas están diseñadas para controlar el riesgo de fatiga, siguiendo las recomendaciones de la normativa de ámbito nacional y europeo vigentes.

En el siguiente detalle (figura 5) se recoge un nudo de unión entre el arco superior y las diagonales de la celosía.

A continuación, y una vez concluido el cálculo del tablero, se completó el modelo anterior introduciendo ahora las pilas, estribos y aparatos de apoyo, con objeto de obtener las reacciones debidas a las distintas acciones horizontales existentes. Para el cálculo de la acción sísmica, especialmente determinante en el diseño de la subestructura, se realizó un Análisis Espectral con Superposición Modal, según lo dispuesto en el artículo 4.2.4 de la NCSP-07. Este método está basado en el empleo del espectro de respuesta, y requiere la combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la estructura.

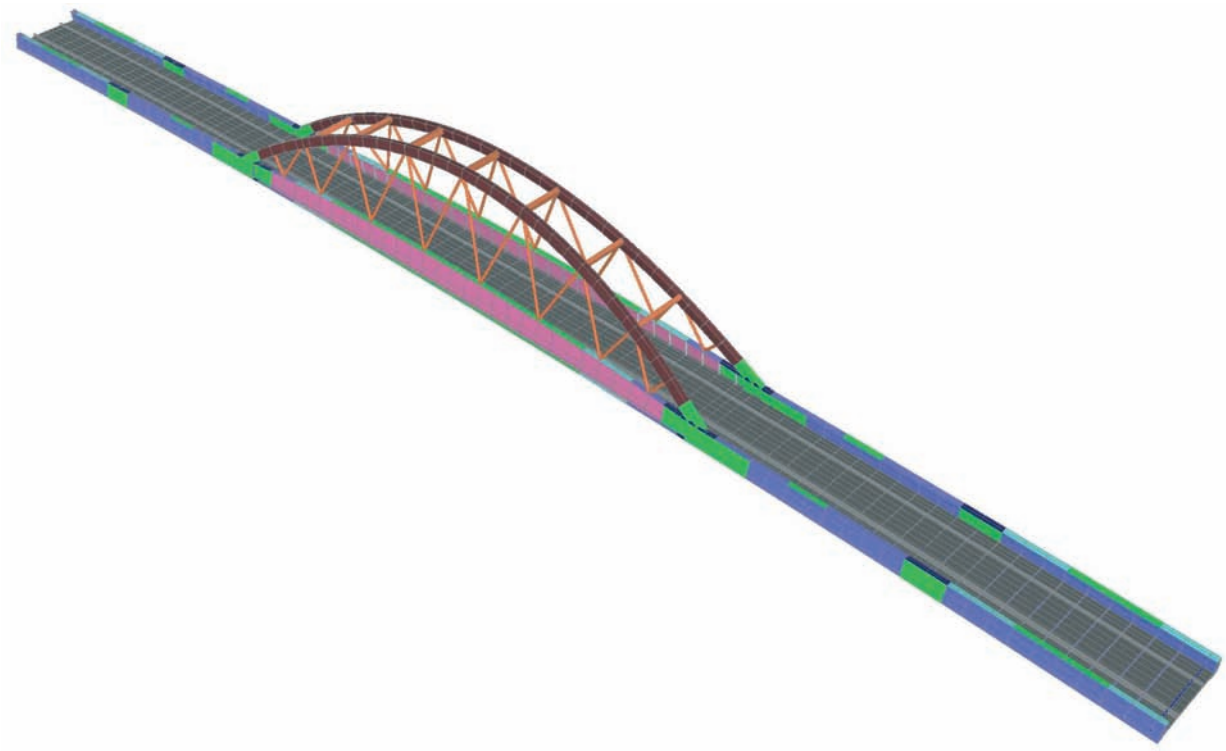


Figura 4. Modelización final del tablero para obtención de reacciones y esfuerzos

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

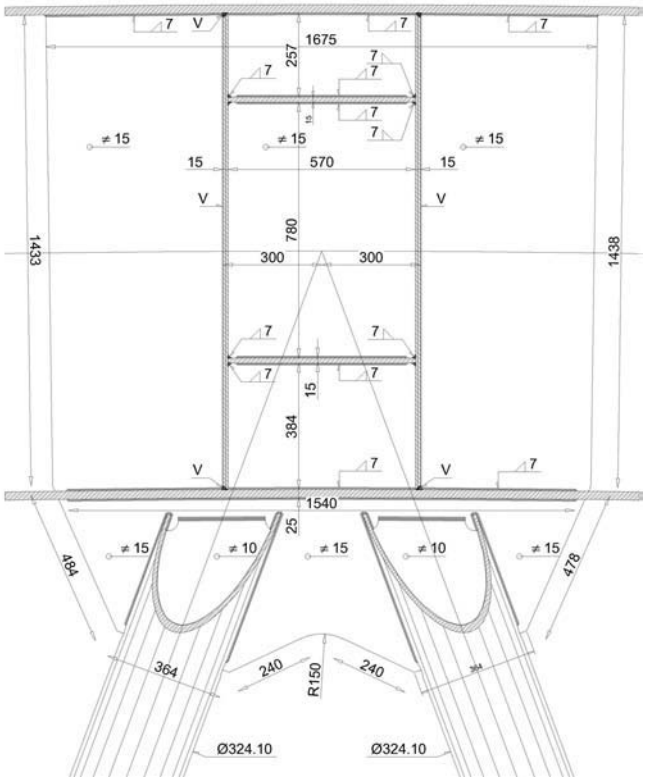


Figura 5. Detalle de nudo entre arco superior y diagonales tubulares

Obtenidas las reacciones verticales y horizontales en las distintas líneas de apoyos, se abordó el cálculo y dimensionamiento de la subestructura (alzados de pilas y estribos, cimientos, aparatos de apoyo, etc.).

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La construcción del viaducto no ha de suponer ninguna afección al servicio de la línea de alta velocidad existente, que seguirá abierto al tráfico durante la ejecución de las obras (figura 6). Ello supuso también, por tanto, un condicionante en la elección de la tipología estructural del viaducto, y en su cálculo y diseño.

La ejecución de la subestructura puede llevarse a cabo sin interferir con el tráfico ferroviario inferior, al encontrarse alejadas las pilas suficientemente de la vía. Las cimentaciones de las pilas sobre las que apoya el arco (pilas 2 y 3), se orientaron según la dirección de la vía, para limitar igualmente las afecciones (véase figura 7). Para su ejecución, se realizan previamente sendas pantallas de micropilotes verticales e inclinados, con objeto de que las excavaciones necesarias para construir los encepados y pilotes



Figura 6. Paso del tren de la línea Córdoba-Málaga durante las obras

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 7. Ejecución de pilotes de cimentación de pilas del vano central en obra

no puedan generar inestabilidades en el terraplén sobre el que se asienta la vía de alta velocidad. En las figuras 8 y 9 pueden apreciarse los alzados de pilas y estribos en fase avanzada de ejecución.

La construcción del vano central del tablero se establece de forma que no suponga ninguna interferencia con el servicio de la línea de alta velocidad existente. Se estudiaron distintas posibilidades: empuje longitudinal de todo el tablero desde el estribo estableciendo apoyos provisionales intermedios en el vano central, el mismo anterior pero sin apoyo intermedio alguno más que en pilas (con tirante inclinado desde el arco a la nariz de avance) o empuje en dirección transversal del vano central. Esta última fue la opción finalmente escogida, ya que se comprobó que todas las anteriores conllevaban un incremento adicional de peso de la estructura metálica, por la introducción de distintos refuerzos necesarios.

Una vez transportados a obra los tramos metálicos del vano central, éstos se ensamblan en una plataforma horizontal situada en la margen sur-oeste de la vía existente, donde se ha realizado previamente en obra una explanación. Posteriormente se procede a girar el tablero sobre unas vigas carrileras metálicas hasta situarlo paralelo a la directriz de la nueva vía, y luego es empujado 80 cm por encima de la cota definitiva, deslizando sobre las vigas carrileras, hasta situarlo sobre las pilas 2 y 3. Por último, se realiza el descenso sobre gatos hasta apoyar en los aparatos pot. El giro, empuje y descenso del tablero del vano central se realiza habiendo ya colocado sobre la estructura metálica la chapa grecada que ha de servir de encofrado perdido para el hormigonado de la losa.

La colocación de los tramos metálicos de los vanos de acceso se realiza mediante medios convencionales con el empleo de grúas.



Figura 8. Ejecución de dintel de pila del vano central

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 9. Vista general del puente durante la ejecución de pilas y estribos

Una vez soldados entre sí los distintos tramos metálicos, de forma que el tablero metálico se comporta ya como viga continua, se procede a hormigonar la losa sobre la chapa grecada.

5. CONDICIONANTES DINÁMICOS EN EL DISEÑO DEL VIADUCTO. PROCESO DE CÁLCULO

5.1. Introducción

El diseño del viaducto de Santa Ana se ha visto fuertemente condicionado por el cumplimiento de los parámetros de calidad establecidos en la Instrucción de Acciones en Puentes de Ferrocarril 2007 (IAPF 2007 en lo que sigue). El empleo de una tipología mixta, que impone una baja tasa de amortiguamiento, unido a la inclusión de un arco superior, plantea una estructura condicionada por sus parámetros dinámicos. El principal criterio de encaje fue el de aceleraciones impuesto por la IAPF-2007, limitando para a=3,5 m/s^2 la máxima aceleración vertical en la cama de balasto. Se evaluaron un conjunto de prototipos, variando diversos parámetros, hasta bajar la aceleración máxima a los límites normativos vigentes. En este apartado se muestran las distintas alternativas y el proceso que se siguió para definir la estructura finalmente proyectada.

Para cada diseño propuesto, se llevó a cabo un análisis dinámico en el dominio del tiempo, mediante el modelo de cargas puntuales sin interacción vehículo-estructura. En este modelo, expuesto en la IAPF-2007, el tren de cargas se modeliza mediante un conjunto de fuerzas verticales de valor constante que viajan a la velocidad del tren. El aspecto más importante de esta fase ha sido el empleo del Método semianalítico [1], para llevar a cabo los cálculos. Este método es una técnica de análisis dinámico que combina técnicas de modelización mediante Elementos Finitos para obtener modos y frecuencias naturales, y un novedoso tratamiento de las ecuaciones temporales, que se resuelven de forma analítica. Permite obtener resultados de forma explícita, sin tener que atender a errores numéricos derivados del paso de tiempo de integración, problema clásico entre los denominados métodos "paso a paso". La aplicación de este método ha sido fundamental en esta estructura, ya que el bajo amortiguamiento de la misma hubiese requerido tiempos de integración muy pequeños, implicando errores numéricos y tiempos de cálculo elevados. El empleo del método semianalítico ha permitido unos tiempos de cálculo razonablemente bajos, con lo cual se han podido explorar diversas alternativas hasta llegar a un diseño que sí cumple con los condicionantes dinámicos.

Se describen a continuación de forma detallada los distintos pasos llevados a cabo hasta llegar a la solución finalmente proyectada.

5.2. Variables en los distintos modelos estudiados

El encaje definitivo del viaducto se realizó mediante iteraciones a partir de modelos cada vez más detallados. Partiendo de un modelo válido para cálculo estático, se comprobó que era necesario refinar el modelo dinámico, para conseguir tener acotado el máximo pico de aceleración de forma adecuada. Como es conocido en la literatura [2], es necesario emplear modelos detallados para capturar correctamente efectos dinámicos locales y globales.

La tipología representada por el viaducto de Santa Ana es, desde un punto de vista dinámico, muy compleja. Existen en la literatura [3] trabajos en los que se analiza la influencia que tienen determinados modos en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

respuesta resonante y, en consecuencia, se infiere que es posible aminorar las aceleraciones máximas cuando se actúa sobre la estructura modal de la estructura, bien sea añadiendo rigidez, cambiando longitudes de apoyo, masas, etc. Sin embargo, además de modos globales, este viaducto presenta modos locales de losa y una tasa de amortiguamiento baja, que requieren una valoración cuidadosa, atendiendo a la estructura modal de la respuesta, de qué elementos modificar para conseguir mejorar el diseño. El arco superior presenta, además, modos acoplados [4], que requieren considerar la necesidad de dotar de rigidez a cortante al arco, mediante el empleo de una celosía tubular, sustituyendo a propuestas basadas en péndolas verticales.

Para todos los modelos se consideró una serie de características comunes.

– *Modelización de la Estructura.* El complejo comportamiento dinámico requiere considerar modos de vibración globales y locales [4], ya que la limitación en aceleraciones es una condición que se establece sobre la cama de balasto. Por este motivo, no es posible realizar modelos simplistas, y son necesarios análisis tridimensionales mediante elementos lámina, viga, y tirantes. La acción del ferrocarril es centrada, si bien se valoró también el efecto de un reparto longitudinal y transversal para tener en cuenta cierta laminación de los valores máximos.

– *Velocidad de paso.* Para la línea la velocidad máxima es 235 km/h en todo el tramo. Para la zona del viaducto, se limita a 210 km/h. Siguiendo las directrices de la IAPF, se deben realizar cálculos hasta 1,2 veces la velocidad máxima. Esto ha requerido analizar hasta 252 km/h, y hasta 282 km/h, respectivamente. Se establece un paso de velocidad de 1,0 km/h, más restrictivo que el de la IAPF, pero más cercano al Eurocódigo. Este paso obedece a necesidades reales, para captar los máximos en las curvas envolventes. La velocidad mínima de paso es de 20 km/h. Con esto, se han considerado un total de 233 pasos de velocidad, y 263, respectivamente, para las máximas velocidades indicadas anteriormente.

- *Número de modos:* Con el objeto de identificar las propiedades de la estructura se han considerado un número de modos creciente en algunos análisis. En general, los resultados finales se han definido con una frecuencia de corte de 30 Hz.

– *Paso de tiempo:* Se ha considerado 1/10 del menor periodo, suficiente para definir correctamente la curva. Aproximadamente, corresponde con un paso de tiempo de 3 milisegundos. Debe remarcarse que el método semianalítico no emplea paso de tiempo para integrar, ya que la solución en el dominio del tiempo es analítica. Por tanto, este paso de tiempo se emplea para muestrear la solución adecuadamente. Es considerablemente mayor que el paso de tiempo requerido en métodos paso a paso, y esto redunda en tiempos de cálculo inferiores, lo cual da clara ventaja al método semianalítico.

– *Carga centrada.* Se ha analizado el efecto del ripado lateral que propone la IAPF y es despreciable.

– *Número de trenes.* Se consideraron un total de 12 trenes: 10 trenes de la composición HSML más 2 trenes reales representativos del tráfico ferroviario de la línea.

– *Amortiguamiento estructural.* Correspondiente a una estructura mixta, con un coeficiente $\zeta = 0{,}5\%$. Se valoró la sensibilidad de la respuesta a este coeficiente.

5.3. Modelos constituidos por placas y vigas a partir del cálculo estático inicial

El primer encaje de la estructura se realizó a partir de un predimensionamiento efectuado para resistir las solicitaciones estáticas, afectadas de los coeficientes de impacto. Los arcos estaban conectados a las vigas longitudinales mediante péndolas cuasi-verticales, en lugar de la triangulación finalmente adoptada con perfiles tubulares, que se demostró que era ventajosa para mejorar el comportamiento dinámico del tablero.

Aplicando el modelo de cálculo para esta solución inicial (figura 10), se valoraron los efectos dinámicos. A continuación se exponen los modelos y sus resultados principales. Se concluyó que eran necesarios modelos más realistas para disminuir el pico de aceleración resultante.



Figura 10. Modelo inicial con placas y vigas sin colaboración de losa. En éste se incluían también las pilas

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 1. Máximos de aceleración en modelo inicial. Resultados para máximas aceleraciones

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	45,7 m/s^2	1	TALGO	260 km/h
Hasta 210 km/h	31,78 m/s^2	15	TALGO	252 km/h

La figura 10 representa el modelo con el que inicialmente se trabajó. Éste es un modelo de vigas de Bernoulli-Euler, no considerando la ganancia de inercia que se tiene en las vigas laterales como consecuencia de la posición de la losa. Inicialmente la unión entre losa y vigas laterales no tiene más función que la de reparto (losa no colaborante a flexión) con lo cual, la modelización era bastante conservadora. La losa de hormigón se introduce mediante elementos lámina, el arco mediante vigas, y los 18 tirantes verticales mediante elementos viga. Ésta era la disposición inicial del diseño primero, en el cual la losa estaba formada por una placa grecada metálica sobre la cual se colocaba una losa de hormigón, cuya misión era la de repartir la carga vertical a las vigas laterales. Se consideraron los siguientes materiales:

1. Hormigón para la losa: E = 24,8 GPa; ν = 0,2; densidad = 2 550 kg/m^3.

2. Acero para chapas: E = 210 Gpa, ν = 0,2; densidad = 8 000 kg/m^3.

Además, se consideraron otros tantos materiales con valores usuales para hormigón para definir las pilas; también las masas de balasto y elementos pasivos, y se estableció un coeficiente de amortiguamiento del 0,5%, correspondiente a una estructura mixta según la IAPF-2007.

Se realizó el paso de carga centrado, y se postprocesa en los puntos de centro y cuarto de vano de la línea de carga (15 puntos en total), a efectos de detectar la máxima aceleración.

El análisis modal conduce a que existen 237 modos por debajo de 30 Hz. Se ha postprocesado en 15 puntos, coincidiendo con 3 puntos (cuartos y centro) por vano. La tabla 1 muestra los resultados en máximas aceleraciones.

La figura 11 ilustra la envolvente de aceleraciones máximas en el punto de máximo. Se observa que claramente se supera el límite establecido por la IAPF, por lo que se consideró que era necesario modificar el diseño o aplicar otros modelos más afinados.

Visto el máximo en aceleración que se obtiene, se planteó inicialmente valorar el reparto de carga para ver si afectaba. Un primer tipo de reparto que se puede hacer es el transversal, simulando el hecho de que el tren no pasa centrado. Este reparto se ha realizado pasando 3 líneas de carga simultánea, con 1/3 de la carga en cada eje. Se consideró la tasa de amortiguamiento del 0,5% para todos los modos.

La tabla 2 muestra que la consideración del reparto transversal de la carga supone una reducción del orden del 10% del pico de máximo. Este hecho invita a pensar que los máximos no se estaban produciendo por efectos locales de las cargas. Por tanto, el problema es global, afecta al diseño completo, y no a la forma en la que los modos locales de losa se consideren.

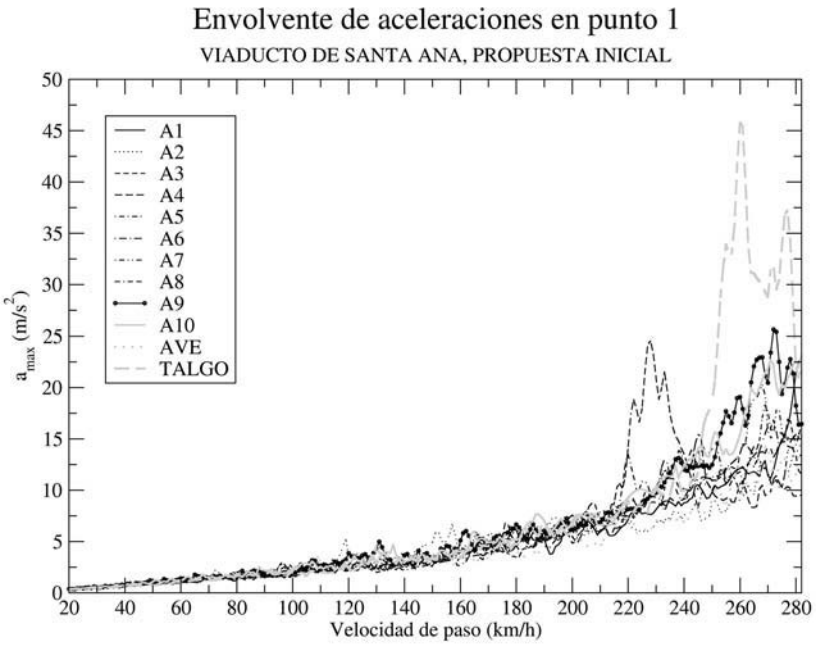


Figura 11. Envolvente de aceleraciones. Propuesta inicial

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 2. Máximos de aceleración en modelo inicial. Comparativa de una frente a tres líneas de aplicación de carga

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	45,7 m/s^2	1	TALGO	260 km/h
Hasta 235 km/h, (3 lineas)	40,81 m/s^2	1	TALGO	261 km/h
Hasta 210 km/h	31,78 m/s^2	15	TALGO	252 km/h
Hasta 210 km/h (3 líneas)	24,03 m/s^2	1	A4	228 km/h

En conclusión, el modelo considerado no era válido, y se requería una modificación importante en el diseño del tablero, precisándose de la colaboración de la losa del tablero en el mecanismo resistente longitudinal del tablero.

5.4. Modelos constituidos por placas y vigas con inercia conjunta viga + losa

La primera solución para reducir los picos de aceleración consistió en unir la losa de hormigón con las vigas metálicas transversales, haciendo que la sección trabajase de forma conjunta. Esto obligaba a modificar el diseño, considerando una conexión que permitiera que la losa se cargue con axiles.

Sobre la base del modelo de la figura 10, se consideró una inercia nueva para las vigas tal que incorporase el efecto de la losa colaborante. La figura 12 muestra la comparativa en los puntos de máximo. Concretamente, para la nueva rigidización se obtienían reducciones apreciables, pero el resultado queda aún muy lejos de cumplir normativa. Para el máximo, se obtiene un pico de aceleración de 22,6 m/s^2, en el punto 14, al paso del TALGO, a la velocidad de 261 km/h. La zona de máximos coincide con el último vano, lo cual hacía pensar que existía una resonancia a la salida de cargas.

Tras estos primeros modelos, se concluyó que el resultado quedaba muy lejos de cumplir, y que era necesario por tanto realizar un modelo aún más afinado, constituido en este caso por elementos tipo placa para vigas y losa, conectados rígidamente entre sí, y tirantes. Los modelos anteriores no son suficientemente detallados en aspectos importantes, a tenor de los resultados. En la literatura técnica [2] se demuestra que es necesario en ciertas tipologías acudir a modelos más refinados que los propuestos para análisis estático, pues la presencia de modos locales genera picos de aceleración que es necesario valorar con mejores modelos. En general, se requiere un modelo mejorado por las siguientes razones:

– Contribución de la rigidez a cortante de las placas. En modelos de vigas para representar chapas es difícil valorar correctamente este fenómeno. No se puede valorar correctamente con vigas de Timoschenko, pues

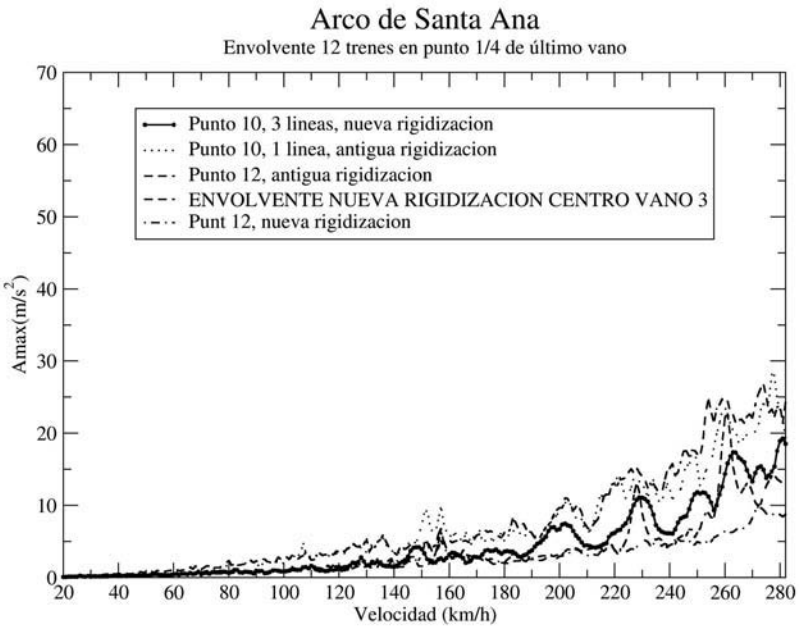


Figura 12. Comparativa de aceleraciones respecto a modelo previo

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

en muchos casos hay un marcado carácter local, en geometrías donde no es aplicable el modelo de viga.

– Separación real entre la losa superior y las vigas transversales. En el modelo anterior se trabajaba con una inercia conjunta que no obedece a la realidad. Ahora se considera la separación de la losa y se permite que el fenómeno de arrastre por cortante se presente de forma más realista.

– Masa real y zonas donde está presente. El modelo es sensible a este parámetro.

– Mejor definición local del tablero, para definir mejor los modos locales, que son los responsables de los picos de aceleración no resonante en el tablero, asociados a una tasa de amortiguamiento baja.

5.5. Modelos de elementos finitos para solución inicial

La figura 13 muestra la nueva modelización del tablero del viaducto, en el que los distintos elementos estructurales se representan mediante láminas de igual espesor que las chapas a las que representan, o al de la losa de hormigón.

En esta modelización se consideraron:

1) Materiales:

   – Hormigón para la losa: E = 29,2 GPa; ν = 0,2; densidad = 2 550 kg/m^3.

   – Acero para chapas: E = 203,89 GPa, ν = 0,2; densidad = 9 370 kg/m^3. Este número tiene en cuenta el peso de elementos que no están considerados en el modelo, como elementos de unión, soldaduras y otros elementos.

   – Acero para tirantes (cables): E = 165 GPa, ν = 0,2; densidad = 8 000 kg/m^3.

2) Secciones: Se han considerado un total de 14 espesores diferentes para los elementos SHELL. Para las chapas de acero se han considerado espesores que varían desde 12 a 40 mm de espesor. La figura 14 muestra un detalle de la modelización.

3) Detalles para las vigas transversales. Se han modelizado correctamente los rigidizadores que definen las vigas transversales, con efecto de tener mejor representada la masa y propiedades de estas vigas. En la figura 14 se muestra una imagen del detalle de la modelización.

4) Separación real entre losa y vigas.

5) Ortotropía de la placa. Debido a que la placa tiene ortotropía elástica, impuesta por la chapa grecada, se ha considerado en el modelo la inercia transversal y longitudinal de la misma.

6) Uniones del arco con la estructura. Se ha modelizado adecuadamente la unión del arco con la estructura, a efectos de obtener frecuencias laterales reales, las cuales están limitadas por la IAPF (crítico en torno a 1,2 Hz).

Los resultados del análisis indicaban que esta estructura tenía menores aceleraciones verticales máximas

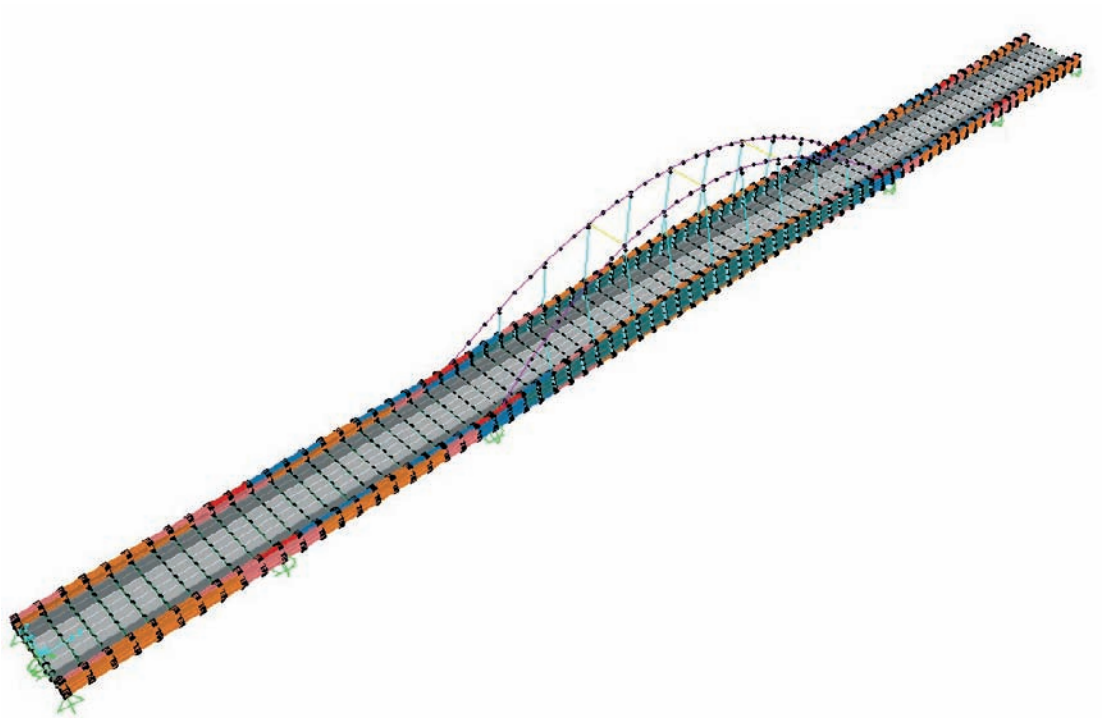


Figura 13. Solución inicial modelizada mediante elementos tipo lámina. Modelo completo

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

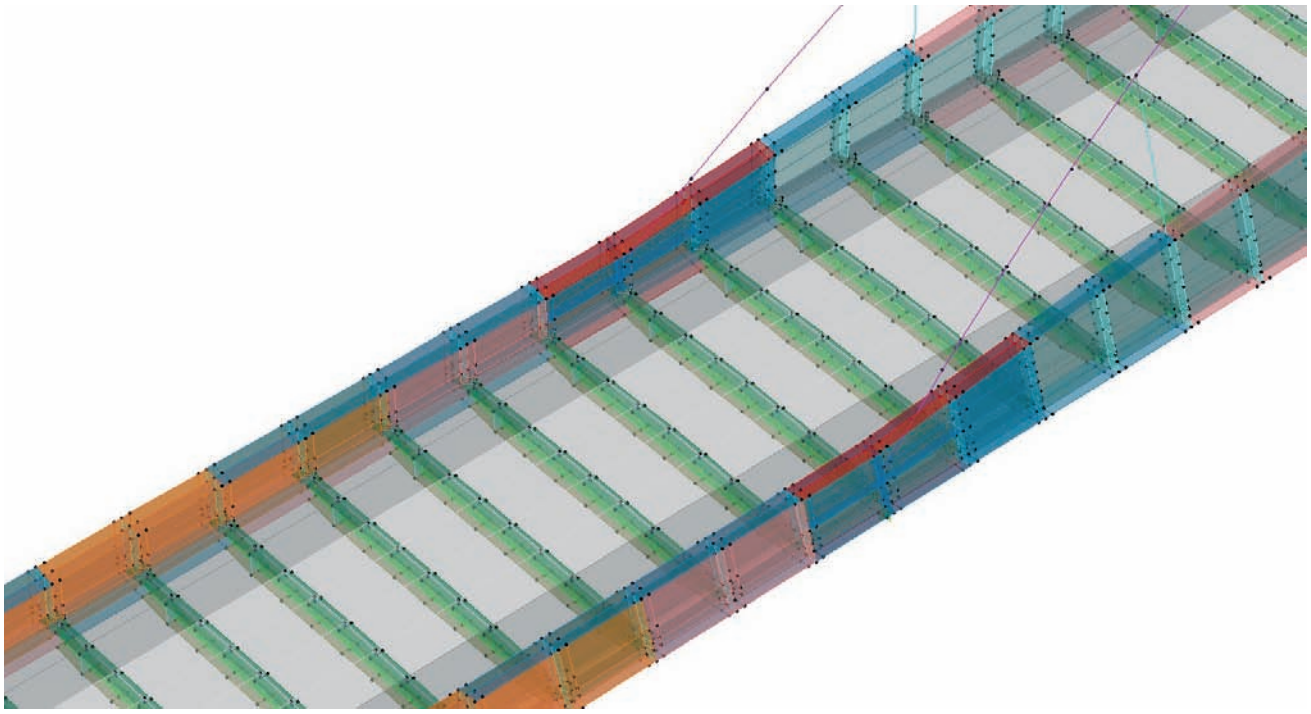


Figura 14. Detalle de vigas y chapas en el modelo

(figura 15), pero aún no se cumplía el objetivo de aceleración marcado por la IAPF-2007, ya que se supera el límite de 3,5 m/s^2.

Debido al excesivo nivel de aceleración, se estudió el aumentar el número de péndolas verticales, o cambiar a un tablero con celosías de tubos para la conexión arco-dintel. Se realizaron diversas pruebas aumentando los espesores de las viguetas y vigas principales, sin conseguir una reducción apreciable hasta que en el último paso, se decidió aumentar también el espesor de la losa del tablero.

Tabla 3. Máximas aceleraciones en modelo completo con péndolas verticales

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	8,19 m/s^2	5	A6	285 km/h
Hasta 210 km/h	6,53 m/s^2	5	A2	252 km/h

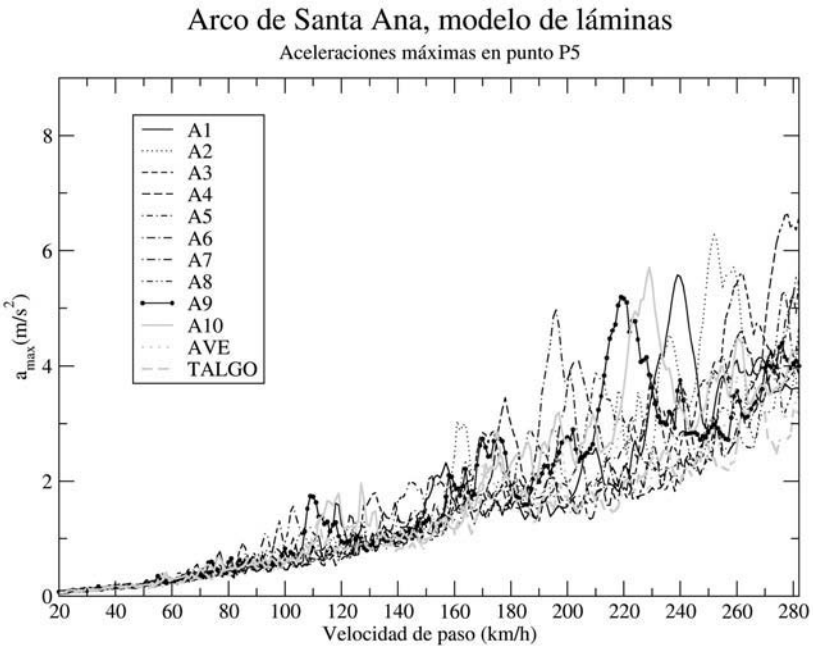


Figura 15. Aceleraciones máximas en punto crítico

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 4. Resultados para última variante con péndolas verticales

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	5,94 m/s^2	9	A1	272 km/h
Hasta 210 km/h	4,56m/s^2	2	A9	248 km/h

5.6. Modelos estudiados con aumento de inercia del dintel y de número de péndolas verticales

Llegado este punto, se realizan distintos modelos en los que se introduce un sustancial incremento de la inercia del dintel, y posteriormente además se rigidiza la conexión entre el arco superior y las vigas longitudinales aumentando el número de péndolas verticales.

Se aumentó el número de péndolas verticales hasta 13 x 2, y el espesor de las chapas del arco hasta 25 mm (según cálculo estático, era suficiente un espesor de 20 mm). El canto de las vigas laterales se incrementó respecto a la solución original en 0,45 metros, llegando ahora hasta 2,55 metros. Respecto al espesor de la losa, se consideró una alternativa inicial de 30 cm de espesor máximo, y la última estudiada, de 35 cm con hormigón HA-35.

A continuación se exponen los pasos seguidos en el cálculo y los resultados para esta última solución estudiada con péndolas verticales, en los que puede comprobarse que existe un gran acercamiento hasta los valores límite marcados en la IAPF-07, respecto a las alternativas anteriores, pero aún no se cumplen los requisitos establecidos en la normativa.

En esta variante se planteó la necesidad de aumentar el espesor de la losa, e introducir un hormigón que proporcionase un mayor módulo de elasticidad. El valor del módulo de elasticidad a largo plazo del HA-35 se evaluó en 38 GPa. De esta forma se conseguía hacer más efectiva la colaboración mixta, alejando el coeficiente de amortiguamiento real del 0,5%, debido a la presencia del hormigón. Los resultados obtenidos deben considerarse por tanto una cota superior, a tenor de los resultados experimentales que existen en la literatura.

Se observa en la tabla 4 que en esta ocasión la aceleración baja, obteniendo valores máximos de 5,94 m/s^2 y 4,56 m/s^2. Esta importante reducción permitió corroborar que la losa tiene una enorme influencia en el comportamiento dinámico. Sin embargo, hay que tener en cuenta que incluso con las variaciones introducidas, no se pudo cancelar el modo global asimétrico, que es resonante. Esto constituye uno de los motivos por los que se decidió pasar a una solución con celosía tubular de conexión entre el arco y las vigas del tablero.

La figura 16 muestra el reparto entre distintos trenes para el punto de máximo. El máximo corresponde a un tren definido por criterios de interoperabilidad.

5.7. Modelos con celosía tubular

El empleo de una celosía tubular es conveniente para minimizar las aceleraciones verticales máximas. Se dota a la viga conjunta que se forma con el arco de unas diagonales que permitan rigidizar mejor el modo asimétrico principal. A partir de una variante básica, se realizaron diversas iteraciones. Por ser ésta la solución definitiva empleada, se presentan todas las variantes analizadas y comentadas.

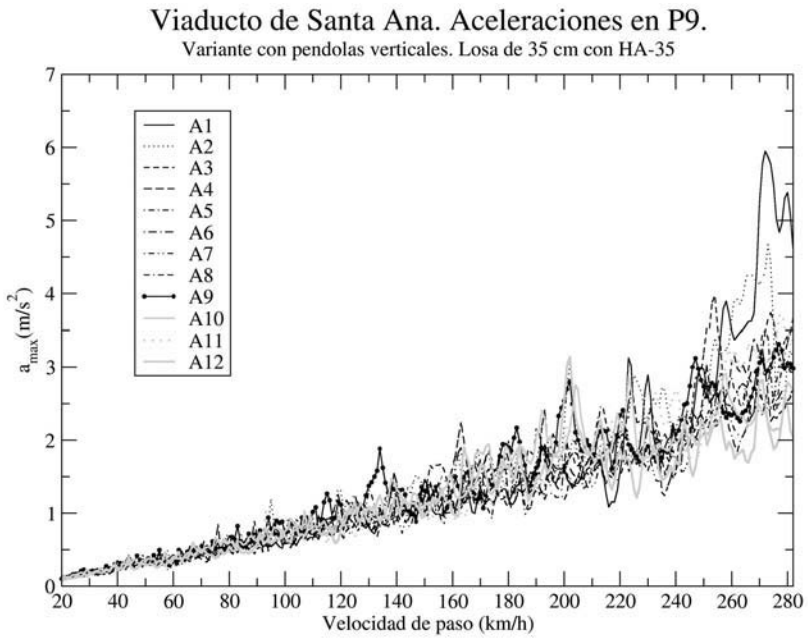


Figura 16. Envolvente de aceleraciones en punto crítico para última alternativa con péndolas cuasi-verticales

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

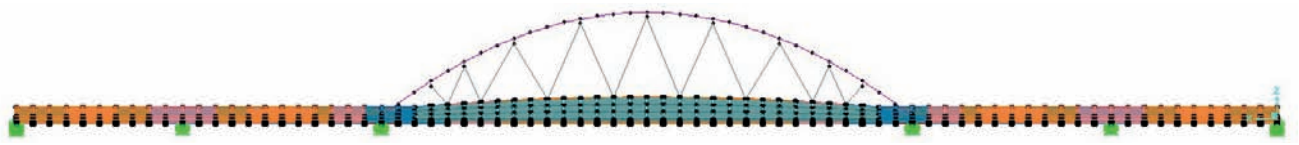


Figura 17. Modelo con celosía tubular. Vista lateral

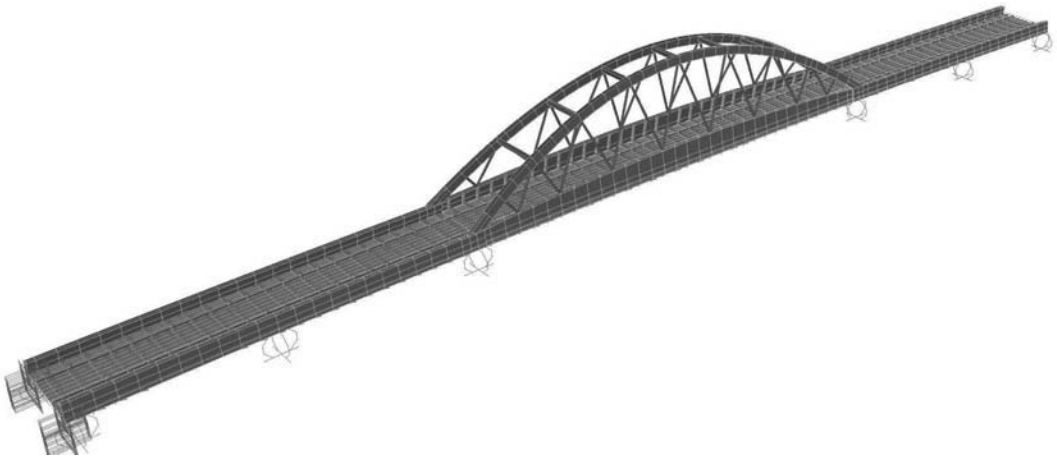


Figura 18. Modelo con celosía tubular. Vista 3D

Por otro lado, y desde un punto de vista constructivo, también es cierto que presenta esta solución evidentes ventajas para la ejecución en obra, pues se elimina la operación de tesado in situ de las péndolas.

La variante básica es la representada en las figuras 17 y 18.

Esta variante se caracteriza por:

– Celosía de tubos de acero estructural formando una celosía.

– El espesor de las chapas del arco sube a 25 mm (según cálculo estático era suficiente con 20 mm).

– El canto de las vigas laterales se incrementa en 0,45 metros, llegando a 2,55 metros.

5.7.1. *Variante 1: Modelo con celosía tubular. Losa de 30 cm de espesor.*

En esta primera variante se analizó el modelo con losa de 30 cm y hormigón de módulo elástico E = 29,2 GPa. Los resultados para este análisis se resumen en la tabla 5.

Se observa que el nivel de aceleraciones de esta variante es ligeramente inferior al de la variante con péndolas verticales y losa de 30 cm de espesor, pero no cumple con los requisitos de la IAPF-2007. Respecto a la solución análoga con péndolas verticales, disminuye la aceleración máxima a velocidad de 210 km/h desde 6,53 a 5,78 m/s^2. Esta disminución de la aceleración se debe a que ya no hay un modo asimétrico resonante.

A partir de los resultados del punto 13 (cuarto de último vano) se valoró la sensibilidad del resultado a la modelización de la carga. Así, se consideraron dos hipótesis de reparto de carga: longitudinal y transversal. Ello permitió descartar la posibilidad de que estos picos se debiesen a máximos producidos por la representación del tren como cargas puntuales, así como a la poca influencia de los modos de flexión local.

La tabla 6 muestra que el reparto transversal afecta muy poco en los resultados, de lo cual se deduce que no hay efectos locales notables. También para este caso se analizó la consideración adicional de un reparto longitudinal en la carga, sin variar de forma significativa los resultados.

Tabla 5. Resultados para variante 1

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	8,55 m/s^2	13	A7	273 km/h
Hasta 210 km/h	5,78 m/s^2	13	A4	244 km/h

Tabla 6. Sensibilidad al reparto longitudinal. Variante 1

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	8,37 m/s^2	13	A7	273 km/h
Hasta 210 km/h	5,64 m/s^2	13	A4	244 km/h

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 7. Sensibilidad a la tasa de amortiguamiento. Amortiguamiento modal del 1%

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	6,69 m/s^2	13	A7	273 km/h
Hasta 210 km/h	4,50 m/s^2	10	A6	252 km/h

Finalmente, la tabla 7 muestra la sensibilidad al coeficiente de amortiguamiento. Se observa que el resultado es inadmisible incluso para una hipótesis demasiado favorable frente a las propiedades de disipación de la estructura.

En conclusión, esta variante representada por el modelo de tubos inclinados describiendo una celosía, tampoco cumplía con los requerimientos de la IAPF-07, por lo que se decidió realizar modificaciones adicionales.

5.7.1. Variante 2: Aumento de espesores de chapa

En esta variante se comprobó la sensibilidad a la variación de los espesores de chapa. En la zona central, se modificaron los espesores sobre pilas a 40 mm. De esta forma se rigidizaba más en dirección longitudinal y se esperaba conseguir reducciones apreciables en la aceleración.

Aunque se reducen los valores de aceleración vertical respecto a los indicados en la tabla 6 (variante 1), seguían siendo inadmisibles.

5.7.2. Variante 3. Modificación de las luces de los vanos de acceso

Otra posibilidad para hacer cumplir esta propuesta consistía en cambiar las luces de los vanos, desplazando la posición de la pila, en vanos 1-2 y simétricamente, 3-4 Se comprobó que en ambos casos se obtenían aceleraciones más elevadas.

5.7.4. Variante 4. Incremento de la masa

Una de las formas de reducir la aceleración máxima consiste en aumentar los periodos de vibración añadiendo masa. Se estudió la influencia en la respuesta de colocar sobrecargas de 500 Kg/m^2 y 1 000 Kg/m^2. Se muestran los resultados en las tablas 9 y 10.

En ambos casos, se observa que la sobrecarga reduce ligeramente las aceleraciones máximas para velocidad de 235 km/h, pero baja el punto de resonancia y aumenta la aceleración máxima en torno a los 245 km/h.

Por tanto, en conclusión, al aumentar la masa sobre la variante básica no se conseguía hacer que esta estructura cumpliese las limitaciones de la IAPF-2007.

5.7.5. Variante 5. Losa de 30 cm de espesor con hormigón HA-35

Se consideró el aumento del módulo elástico del conjunto mediante el empleo de hormigón HA-35 en la losa, con un módulo elástico de 38 GPa. Los resultados para este caso se muestran en la tabla 11. No se cumplen los criterios de la IAPF-2007, aunque se consigue una mayor aproximación a los valores límite.

Tabla 8. Máximas aceleraciones verticales en variante 2

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	7,01 m/s^2	11	A6	276 km/h
Hasta 210 km/h	5,22 m/s^2	13	A4	252 km/h

Tabla 9. Variante añadiendo sobrecarga de 500 Kg/m^2

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	8,35 m/s^2	13	A10	272 km/h
Hasta 210 km/h	6,93 m/s^2	13	A7	243 km/h

Tabla 10. Variante añadiendo sobrecarga de 1000 Kg/m^2

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	8,35 m/s^2	13	A10	272 km/h
Hasta 210 km/h	6,93 m/s^2	13	A7	243 km/h

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 11. Aceleraciones máximas en variante 5

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	7,23 m/s^2	13	A7	277 km/h
Hasta 210 km/h	4,97 m/s^2	13	A4	246 km/h

Tabla 12. Resultados con losa de 35 cm de espesor y HA-35

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	5,76 m/s^2	11	A7	272 km/h
Hasta 210 km/h	3,98 m/s^2	13	A4	238 km/h

Tabla 13. Resultados con losa de 40 cm de espesor y HA-35

Observación	Máxima aceleración	Punto	Tren	Velocidad (km/h)
Hasta 235 km/h	4,87 m/s^2	13	A7	270 km/h
Hasta 210 km/h	3,58 m/s^2	13	A5	249 km/h

5.7.6. Variante 6. Losa de 35 cm en hormigón HA-35

Esta variante, que posteriormente se comentará, fue definitivamente la empleada. Se consideraba ahora una losa de 35 cm con hormigón HA-35. Los resultados se reflejan en la tabla 12.

Se observa que, para velocidad de proyecto de 210 km/h, se verifica que el máximo teórico, de 3,98 m/s^2, está próximo a 3,5 m/s^2. Teniendo en cuenta diversos factores que se verán más adelante, puede considerarse este diseño adecuado.

5.7.7. Variante 7. Losa de 40 cm en hormigón HA-35

Por último, se analizó también la posibilidad de disponer una losa de 40 cm de HA-35. Los resultados obtenidos, mostrados en la tabla 13, indican que para la velocidad de proyecto de 210 km/h, la aceleración máxima está muy próxima al valor de 3,5 m/s^2.

5.8. SOLUCIÓN DEFINITIVA. CONCLUSIONES

Tras los diversos análisis comentados en los apartados anteriores, se llegó a la conclusión de que la solución óptima era la constituída por celosía tubular, con losa de 35 cm en hormigón HA-35. El valor de aceleraciones máximas que se obtenía era próximo a 4 m/s^2, si bien este valor disminuye a los límites de la IAPF-2007 en el análisis definitivo debido a:

1) Al modelizarse la losa en el proyecto definitivo, se desplazó la línea de centros de gravedad convenientemente, lo cual supone un aumento de inercia, especialmente importante al considerar la colaboración de la placa grecada.

2) El coeficiente de seguridad que se incluye en la IAPF-2007 para la aceleración máxima es de 2. Por tanto, en ese sentido, una aceleración vertical de 4 m/s^2 en un modelo como el propuesto es admisible.

3) El resultado se ha obtenido con un modelo de cargas puntuales. Un reparto longitudinal y transversal de la carga disminuye los resultados.

4) El coeficiente de amortiguamiento es excesivo, pues se está considerando 0,5% para todos los modos. Se evalúa de forma conservadora, si bien es razonable suponer que en la estructura real los máximos obtenidos en el modelo queden reducidos en buena medida por efecto del amortiguamiento.

En lo que sigue se muestran resultados de envolventes de aceleraciones por vanos y la estructura de la envolvente por trenes para el punto de máximo.

La figura 19 muestra la composición por trenes para el punto 13, que es el centro del vano 4. Se observa que son los trenes A1-A10 de la composición HSML, concretamente los A4, A5, los que provocan máximos. Los trenes reales TALGO y AVE permiten cumplir la limita-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

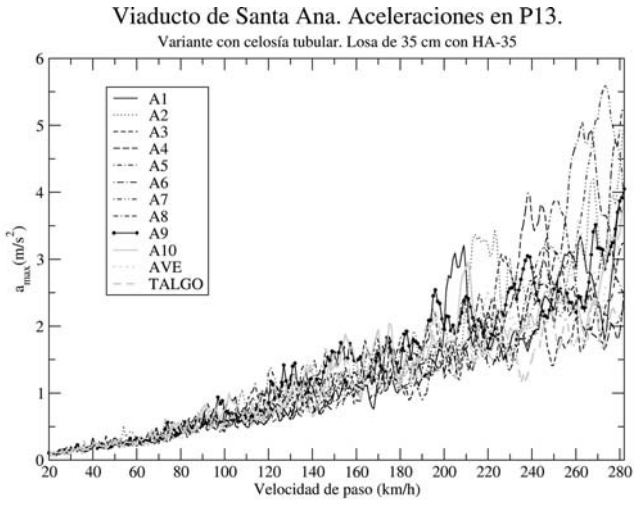


Figura 19. Envolvente de aceleraciones. Composición por trenes

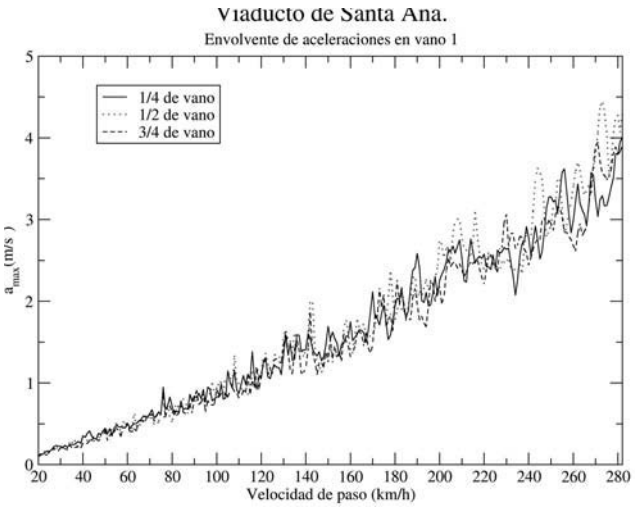


Figura 20. Envolvente de aceleraciones en puntos del vano 1

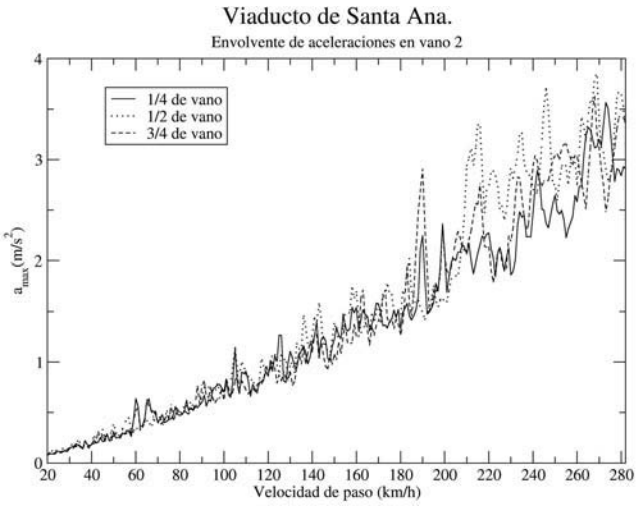


Figura 21. Envolvente de aceleraciones en puntos del vano 2

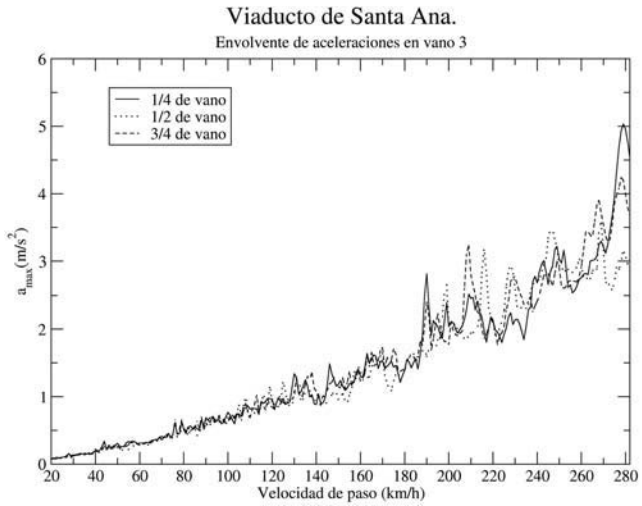


Figura 22. Envolvente de aceleraciones en puntos del vano 3

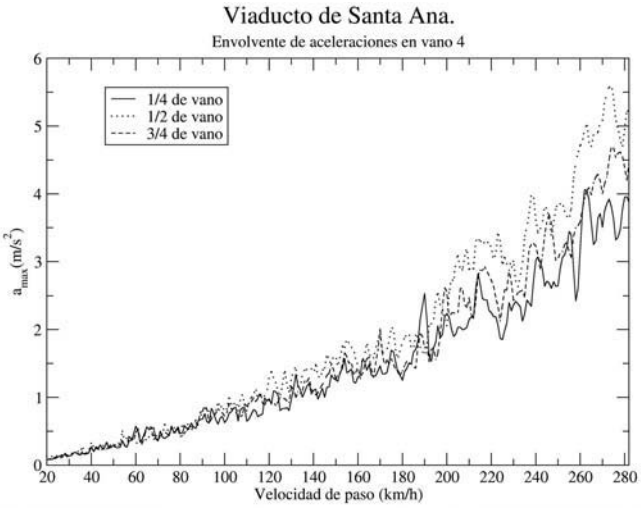


Figura 23. Envolvente de aceleraciones en puntos del vano 4

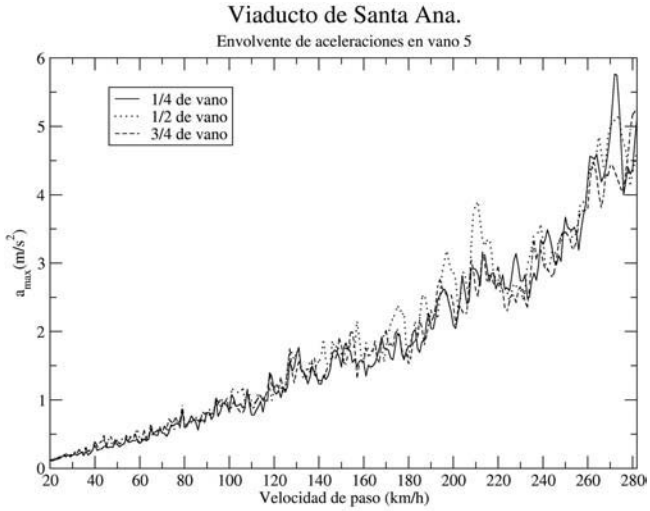


Figura 24. Envolvente de aceleraciones en puntos del vano 5

ción de aceleración de la IAPF-2007. Hay que tener en consideración que la velocidad de proyecto de la línea es de 210 km/h, aunque se haya analizado el comportamiento dinámico hasta algo más de 280 km/h.

Las figuras 20-24 muestran las envolventes de máximos para puntos de cada vano. Se observa que los niveles de aceleración entre los vanos son similares, con valores máximos en vano 4, seguido de vanos 3 y 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

REFERENCIAS

[1] MARTÍNEZ-CASTRO A.E., MUSEROS P., CASTILLO-LINARES A "Semi-analytic solution in the time domain for non-uniform multi-span Bernoulli-Euler beams traversed by moving forces". *Journal of Sound and Vibration*. 2006, nº 294, p. 278-297.

[2] MARTÍNEZ-CASTRO A.E., MUSEROS P., CASTILLO-LINARES A. "El método semianalítico para el análisis dinámico de puentes. Ejemplos de aplicación." *Jornada Técnica IAPF-2007. Normativa sobre Instrucción de Acciones en Puentes de Ferrocarril. Fundamentos, particularidades y aplicaciones matemáticas*. Cádiz 6 de noviembre de 2008, Granada 13 de noviembre de 2008.

[3] MUSEROS P., ALARCÓN E. "Influence of the second bending mode on the response of high-speed bridges at resonance". *Journal of Structural Engineering*. 2005, nº 131, p. 405-415.

[4] DELGADO R., CALÇAZA R., FARIA I., RIBEIRO D., PINTO J.R., FIGUEIREDO H. "Dynamic behaviour of railway bridges in interoperable lines". *III International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*. Porto, 16 july 2006.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Nombre de la obra: Duplicación de plataforma del Eje Ferroviario Transversal de Andalucía. Subtramo II: Fuente de Piedra- Conexión Estación Antequera Santa Ana.

Nombre de la Estructura: Viaducto de Santa Ana sobre L.A.V. Córdoba – Málaga.

Promotor: Ferrocarriles Andaluces.

Dirección de Obra: Ferrocarriles Andaluces: Juan de Dios Moreno Jiménez y Mario García Ramírez.

Consultora encargada del Proyecto de la Estructura: A.C.L. Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.

Autores del Proyecto de la Estructura: Alejandro Castillo Linares, Guillermo Montero Poyatos y Mariano Villameriel Fernández.

Empresa Constructora: UTE SANTA ANA (Isolux Corsán – Bruesa Construcción Rail). Gerente de obra: Javier Ramos-Catalina Rivero; Jefe de obra: Alejandro Ortega Diez-Canseco; Jefe de Producción de Estructuras: José María Cabañas Casado.

Asistencia Técnica a la Dirección de Obra: Prointec. Javier Martínez Arroyo y Marta Pérez Vallecillos.

Taller de fabricación de Estructura Metálica: Metalúrgica del Guadalquivir, S.L. (MEGUSA).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Estructura modular de la estación Valencia Alta Velocidad

Modular structure of Valencia high-speed railway station

Jorge Bernabeu Larena[1] **y Antonio Martín Colecha**[2]

Recibido | *Received:* 04-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 15-05-2010

Resumen

La concepción modular de la estructura supera su función constructiva para convertirse en elemento generador de arquitectura y en imagen representativa de la estación. La estación se concibe como un *meccano* constructivo a partir de módulos estructurales repetidos de planta cuadrada. Se alternan secuencialmente dos tipos de módulos: el tipo "paraguas", con un pilar central que conduce las solicitaciones verticales y horizontales a la cimentación, y el tipo "placa" que se apoya sin fuste en los vértices de los módulos con pilar adyacentes. Este esquema resistente, ideado como marquesina de andén, se introduce en el vestíbulo aumentando la altura de los fustes e inclinando la cubierta. Las aspas diagonales de los módulos componen un atractivo artesonado estructural.

Palabras clave: estructura modular, cubierta, estación ferroviaria, estructura metálica, marquesina, color.

*Abstract**

The modular conception of the structure exceeds its constructive function, becoming an active element of it's architectural composition and defining the image of the station. Valencia High-Speed Railway Station is conceived as a meccano construction, built from structural square modules. Two kinds of modules are sequentially repeated: the "umbrella" type, with a central column that takes both the vertical and horizontal loads to the foundations, and the "plate" type, that leans without any column on two "umbrella" modules at both sides. This structural scheme creates the platform canopy and introduces itself in the lobby, increasing the height of the piers and bending the roof. The main diagonal elements of the modules define the composition of the ceiling.

Keywords: *modular structure, roof structure, railway station, steel structure, canopy, color.*

* *An extensive English language summary of the present article is provided on page 100 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDOM (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDOM (Valencia, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* jbl@idom.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

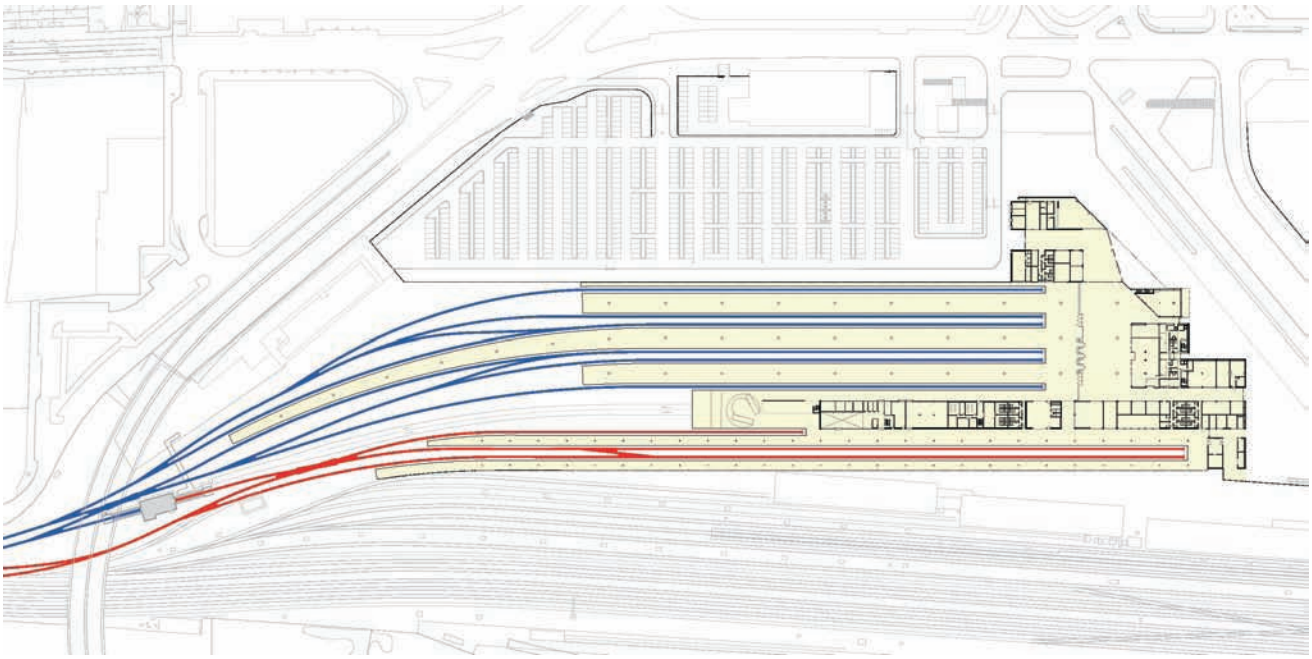


Figura 1. Planta general

1. INTRODUCCIÓN

La estación de Valencia Alta Velocidad permitirá la puesta en servicio de la línea Madrid-Valencia en el año 2010, mientras se completan el conjunto de obras de soterramiento ferroviario: nudo sur, canal de acceso, estación norte y túnel pasante. Es una estación término que contará con seis vías de ancho internacional y tres vías de ancho convencional (Figura 1). Se sitúa en la calle San Vicente, en un ámbito muy urbano, a unos 500 m al sur de la actual marquesina histórica de la estación.

2. PLANTEAMIENTO CONCEPTUAL DE LA ESTRUCTURA

El edificio responde a una idea sencilla: la cubierta de los andenes se prolonga y se eleva para definir el espacio de los vestíbulos. La planta del edificio se define mediante las bandas de los andenes que se introducen en el ámbito del vestíbulo.

El esquema funcional de andenes con vías a ambos lados implica que la disposición óptima de soportes sea en el eje de andén, de forma que los pilares dividan en dos el ancho de andén, cada mitad para dar servicio a su respectiva composición estacionada. Esta misma alineación de pilares se mantiene en la zona de vestíbulos, reforzando la idea de continuidad de las bandas y marcando su presencia en la composición en alzado y en el espacio interior. Las actuales terminales de transporte ofrecen en general vestíbulos diáfanos en los que la estructura salva sin apoyo toda la superficie [1]. No creemos que siempre deba ser así. En nuestra propuesta la presencia de los fustes en el vestíbulo, en continuidad con las alineaciones centrales de los andenes, contribuyen a dar potencia y carácter al espacio y hacen legible la función del vestíbulo.

Se opta por soportes verticales, que refuerzan la idea de repetición y modularidad, a la vez que ofrecen una imagen estable y serena, como una columnata clásica, y remiten sutilmente al universo ferroviario, a modo de postes o troncos de árbol que pasan regularmente a través de la ventanilla del tren (Figura 2).

El carácter provisional de la obra forma parte de la esencia del proyecto. El concepto constructivo de la propuesta se basa en la modularidad. La estructura es

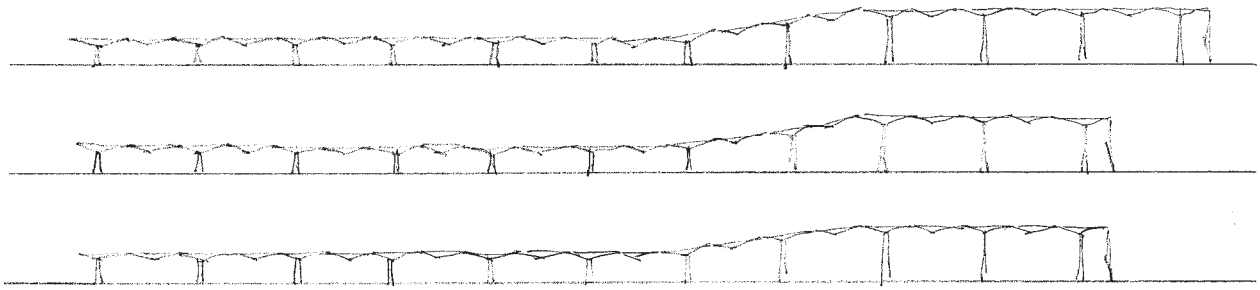


Figura 2. Alzado conceptual de estructura

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

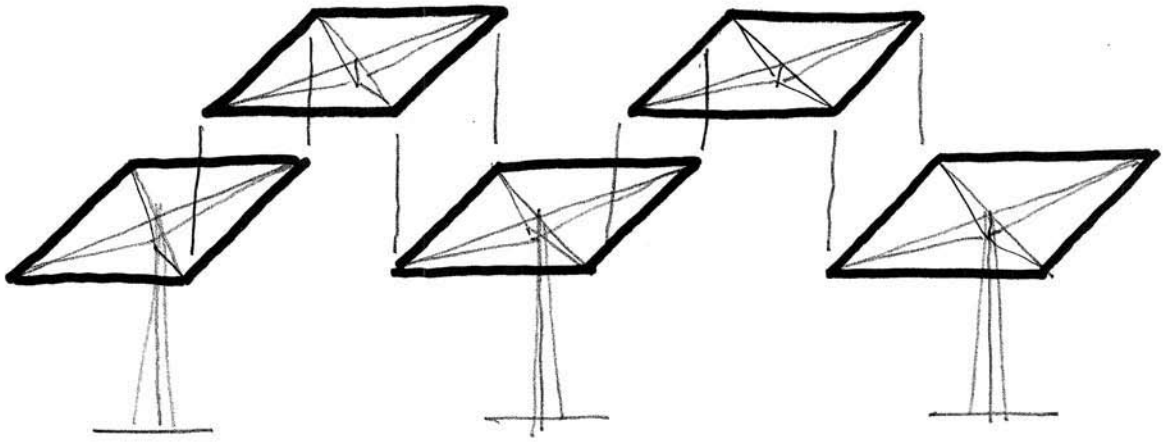


Figura 3. Esquema conceptual de módulos de estructura

como un *meccano* o "artefacto constructivo"; un juego de construcción consistente en piezas repetidas con agujeros que se unen entre sí por medio de tornillos.

La estructura principal se define mediante repetición de módulos sobre una base de 14 x 14 m en planta. Se alternan módulos con pilar y módulos sin pilar que se apoyan sobre los anteriores en sus cuatro vértices (Figura 3). De esta forma, la secuencia longitudinal presenta apoyos cada 28 m. Estructuralmente el esquema es muy sencillo. Mientras en los módulos con pilar las solicitaciones del bastidor superior son principalmente de flexión negativa debidas al voladizo, en los módulos sin pilar, las solicitaciones son de flexión positiva. Ambos módulos presenten configuraciones formales idénticas, formadas por aspas diagonales, constituidas por cajones armados de sección cerrada y canto y ancho variable. Sobre ellas, una familia de viguetas en cuadrícula da apoyo a la cubierta.

Como esquema resistente se recurre al tipo "seta" o "paraguas", que no es otra cosa que un fuste central empotrado a una cubierta en voladizo y que constituye en sí misma una tipología de atractivo preferente en el catálogo del ingeniero estructural. Entre sus referentes tenemos imágenes tan potentes como los paraguas de hormigón armado de Félix Candela, con la imborrable imagen de una prueba de carga humana sobre uno de los prototipos, o el atractivo Palazzo del Lavoro en Turín de Nervi, que resuelve en su artesonado radial el paso de la planta cuadrada al fuste circular [2]. Más próximos en el tiempo, la sala hipóstila de Rafael Moneo en la estación de Atocha [3], también en una estación ferroviaria, y los atractivos módulos coloreados de distintas alturas de Foster+Partners para las gasolineras de Repsol.

El mayor interés en el caso de la estación de Valencia está en la disposición sucesiva de módulos sin pilar entre los módulos tipo paraguas y en la transición de altura de andén a vestíbulo, empleando la misma idea de modulación en un plano inclinado. La planta curva del andén central, de 400 m de longitud para dar servicio a trenes en doble composición, se cubre mediante módulos trapezoidales idénticos que trazan un radio de circunferencia en planta (Figura 9).

En la vista inferior, los módulos ofrecen una composición estructural muy potente, a modo de artesonado expresivo y modular, con vocación de convertirse en la imagen representativa de la estación.

Las uniones entre módulos se proyectan mediante tornillos, lo que resulta coherente con la idea de *meccano* y subraya la impresión perceptiva de este hecho.

Los soportes de los módulos tipo paraguas son responsables de las cargas verticales así como de las solicitaciones horizontales del edificio. Presentan secciones armadas en cajón con los fustes de canto variable creciente hacia la base, de forma que manteniendo la geometría de encuentro en el nudo superior, los pilares de mayor altura tienen mayor dimensión en su base.

La anchura de los módulos (14 m) supera el ancho de andén (10 m), lo que protege más eficazmente al viajero frente al sol y la lluvia y permite disponer los elementos de iluminación, megafonía y sustentación de la catenaria en la propia estructura, sin necesidad de pórticos o postes específicos.

El cerramiento de cubierta se completa con lucernarios corridos longitudinales que contribuyen a marcar las

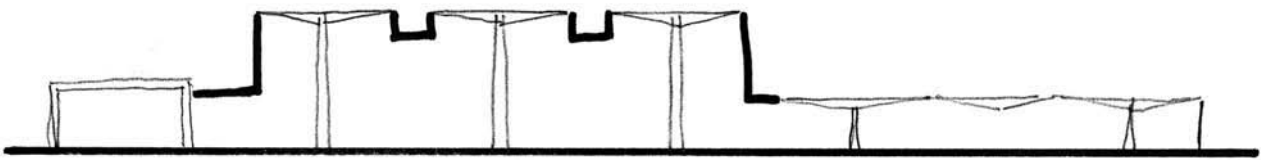


Figura 4. Sección conceptual, estructura de lucernarios

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

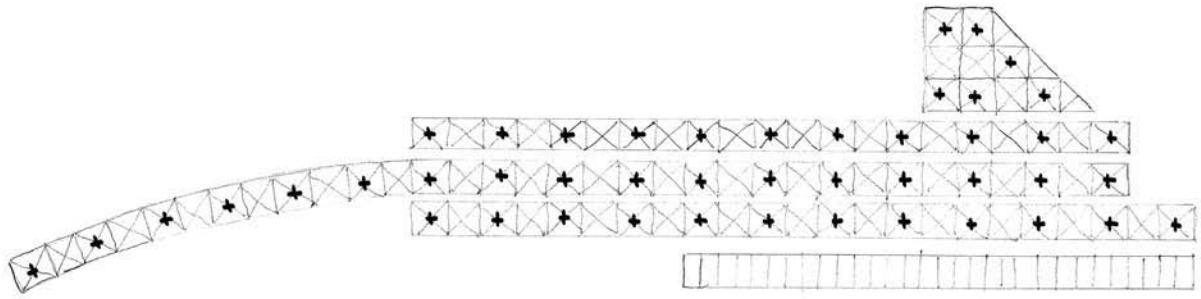


Figura 5. Esquema en planta de la estructura de la estación

bandas del edificio. Estos lucernarios cuelgan de la estructura principal, entre extremos de módulos, mediante pórticos en U articulados en sus extremos (Figura 4).

3. PROPUESTA DE PROYECTO

3.1. Módulos

Con el planteamiento expuesto, el conjunto de la estación se resuelve mediante la repetición de muy pocos elementos idénticos. Los módulos con pilar, que denominamos tipo "T" tienen 5 variantes: módulo bajo de andén, de unos 7 m de altura; módulo alto de vestíbulo, de 14 m de altura; dos módulos inclinados de alturas intermedias; módulo en andén en curva. Los módulos sin pilar, denominados tipo "U", presentan a su vez 4 variedades: módulo plano; módulo inclinado; módulo en curva; módulo especial triangular para la zona del vestíbulo de acceso (Figura 5). En paralelo a la estación se sitúa una banda de servicios (que acoge instalaciones, oficinas, catering, vestuarios, zonas comerciales, servicios al viajero, etc.) cuya estructura no queda vista y se resuelve mediante pórticos metálicos convencionales, aunque en su vista aérea la cubierta presenta una solución idéntica a las bandas sobre andenes.

La configuración estructural de los módulos se fundamenta en la diagonalización de su planta cuadrada. Formalmente la parte superior de los módulos, con y sin pilar, es idéntica. Se plantean dos potentes diagonales de sección armada de canto y ancho variables de 20 a 60 cm. Sobre ésta, una estructura secundaria de aspas y viguetas de sección abierta generan una cuadrícula de cubierta de 3,5 m de lado. En los módulos T las diagonales se apoyan en su centro sobre un fuste de sección cuadrada de 60 cm de lado, coincidente en el encuentro con el ancho de la diagonal. La planta cuadrada del pilar queda pues girada 45º sobre las alineaciones principales de la estación. El fuste a su vez presenta una variación de ancho de cada cara de 1/50, aumentando de cabeza a base.

3.2. Nudos

El punto de mayor dificultad de ejecución está en el nudo de encuentro entre las aspas principales, las secundarias y el fuste de los módulos con pilar. En proyecto se resolvió todo él con uniones soldadas (Figura 10). Se definió un drenaje de gravedad en el que se aprovechaba las secciones cajón de las aspas principales para albergar los tubos de drenaje hasta la bajante dispuesta en el fuste.

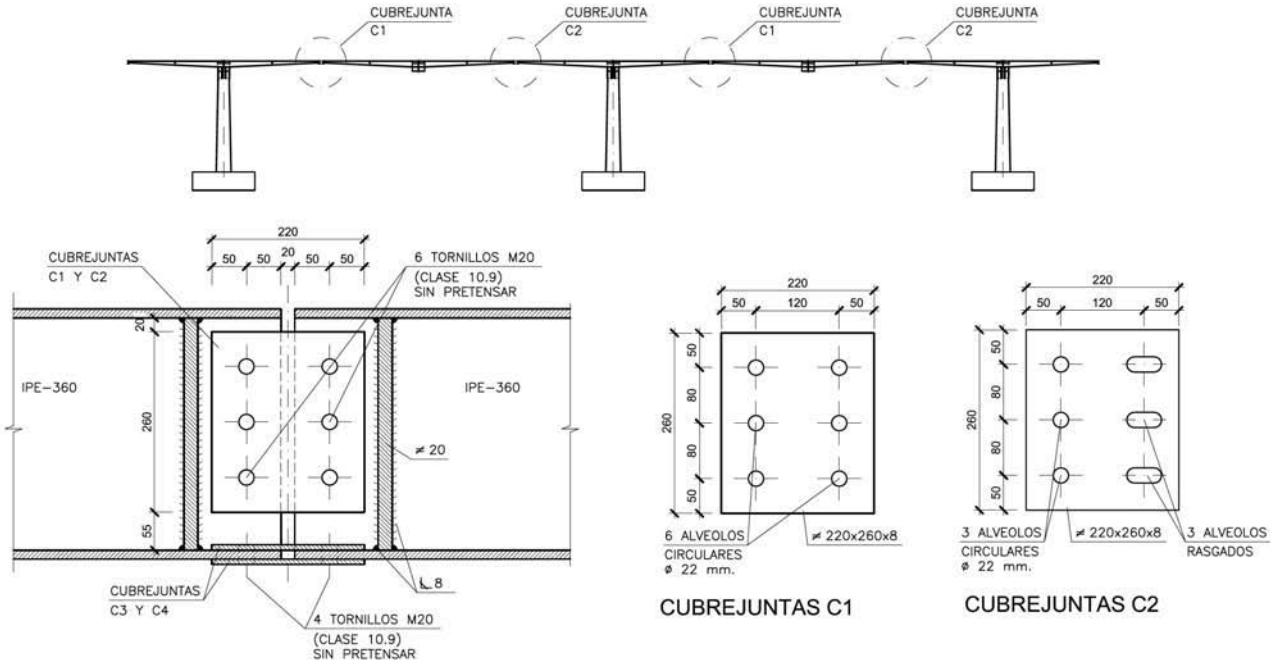


Figura 6. Unión atornillada entre módulos

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 7. Vista aérea de la estructura en construcción, noviembre de 2009

El nudo presenta una solución análoga entre los módulos T y U, aunque el módulo U resulta mucho más sencillo de ejecución sin el encuentro del fuste ni la inclusión de la bajante. Formalmente son idénticos, pero constructivamente el nudo de los módulos con fuste se monta de arriba a abajo para dar continuidad a las chapas superiores traccionadas, mientras que en los módulos U, sin pilar, el nudo se monta a la inversa, de abajo a arriba, manteniendo el criterio de continuidad de chapas traccionadas que en este caso, con una solitación de momentos positivos, se localizan en las alas inferiores.

3.3. Uniones entre módulos

Una de las claves del proyecto es que la unión entre módulos sea atornillada. El sentido de la concepción modular está en que su montaje y desmontaje sea inmediato. La provisionalidad hace pensar en un desmontaje a medio plazo y, si la estructura encuentra su sitio en el lugar, podría ser muy adecuado su desmontaje y montaje en una nueva configuración (como marquesinas, pérgolas y parasoles) en el futuro Parque Central que ocupará esos mismos terrenos.

Las uniones atornilladas se definen mediante doble cubrejuntas con tornillos sin pretensar en las almas de los perfiles de borde de los módulos. En la propia unión se resuelve la dilatación térmica longitudinal de la marquesina. Se alternan cubrejuntas con agujeros circulares con la holgura nominal, C1, y cubrejuntas con agujeros rasgados, C2, que permiten los desplazamientos longitudinales debidos a la temperatura (Figura 6). En el ala inferior, otra unión con cubrejuntas asegura la continuidad de solicitaciones horizontales entre módulos.

3.4. Fachadas y lucernarios

Del perfil de borde exterior de los módulos cuelgan los lucernarios longitudinales y las fachadas laterales de la



Figura 8. Vista interior desde el vestíbulo hacia andenes

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 9. Extremo de la marquesina del andén curvo

estación. Todos ellos se cubren de una doble piel de policarbonato traslúcido que permite una iluminación tamizada y ofrece el aislamiento requerido y una durabilidad más que suficiente para su provisionalidad. En su visión nocturna, fachadas y lucernarios se iluminan como una caja de luz que advierte de la actividad de la estación.

Tanto en su visión exterior como interior, el policarbonato permite percibir la subestructura, por lo que se cuida especialmente la ordenación de marcos, perfiles y correas (Figura 8). La subestructura que da apoyo a fachadas y lucernarios mantiene el espaciamiento de 3,50 m de las viguetas de cubierta y la correspondencia con los módulos de estructura. Así, en el encuentro entre módulos se duplican los marcos o los perfiles de fachada en continuidad con el doble perfil de borde de módulos adyacentes. Para asegurar la intraslacionalidad longitudinal y simplificar la ejecución de los nudos, se disponen diagonales en lucernarios y fachadas, a razón de dos diagonales por módulo.

4. SOLUCIONES DE CONSTRUCCIÓN

Con objeto de reducir el plazo de montaje de la estructura metálica de la estación, se efectuaron durante las obras tres pequeñas modificaciones al diseño inicial tanto del módulo base de cubierta, como del fuste soporte y de la unión entre ambos, y cuyo objetivo fundamental consistía en la reducción de soldaduras a ejecutar en obra, así como la simplificación de las posteriores labores de desmontaje de la estructura al final de su vida útil. Estos aspectos se describen en los apartados siguientes.

4.1. Módulos

El drenaje de la cubierta se resuelve en proyecto a través de la introducción, en las aspas de cada módulo T, de tuberías que discurren por el interior de las mismas hasta llegar a una bajante común que a través del fuste conecta las aguas pluviales a la red de saneamiento general de la estación.

Para simplificar el sistema de drenaje inicial se dispuso un único canalón de recogida de aguas centrado con el eje de andén. De esta forma se reducía el número de uniones entre tuberías y por tanto la probabilidad de fallo de la estanqueidad del conjunto.

Aparejado con esta modificación, fue necesario reforzar la conexión entre los módulos T y U bajo la alineación

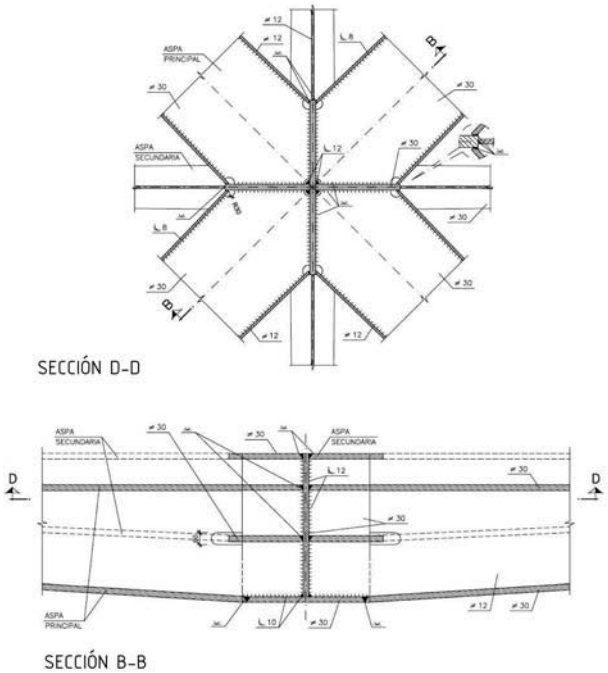


Figura 10. Detalle de nudo de módulo U, solución de proyecto

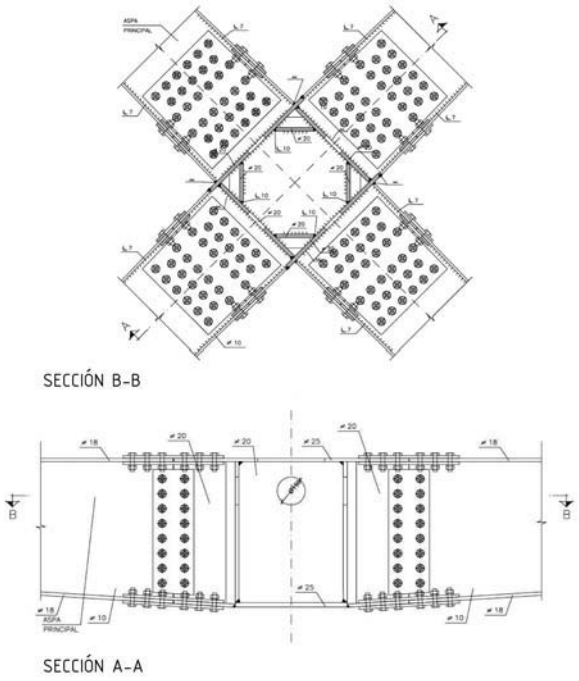


Figura 11. Detalle de nudo de módulo U, solución de construcción

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026




Figuras 12 y 13. Detalle del nudo del módulo sin pilar y del módulo con pilar

del canalón a través de una unión atornillada mediante platabanda soldada a los perfiles de borde de las cabezas, con lo que se logró establecer la continuidad de desplazamientos verticales bajo el canalón.

Para simplificar el nudo de conexión con el fuste, se eliminaron las aspas secundarias y se procedió a colocar el emparrillado de soporte de la cubierta en un segundo plano, simplificando así la ejecución de la estructura (Figuras 10 y 11).

4.2. Uniones atornilladas pretensadas

En cuanto a la conexión de las aspas que conforman el módulo base con la cabeza del fuste se modificó la unión soldada prevista inicialmente por una unión de 400 tornillos pretensados por módulo en acero negro TR 10.9 (Figura 11). Para facilitar el apriete de los tornillos se practicaron unas ventanas en los voladizos que conforman las aspas del módulo y que posteriormente se clausuraron. El apriete se realizó mediante método mixto en dos fases: en una primera fase se realizó un apriete al 70% del par nominal a todos los tornillos, efectuando posteriormente un cuarto de vuelta geométrico. Debido a los altos pares de apriete alcanzados, en torno a los 1200 Nm se realizó el atornillado mediante pistolas eléctricas de 1750 Nm de par máximo. Los ensayos de comprobación de la unión atornillada se realizaron mediante tracción en prensa, simulando la unión a través de la confección de probetas de 4 tornillos que proporcionaron cargas últimas soportadas mayores a las de diseño sin deslizamientos relativos. Los ensayos realizados y la solución de apriete se incluyeron como ejemplo de aplicación en la publicación de APTA: *Guía para el apriete de uniones con tornillos pretensados* [4].

Se cuidó la ordenación de los tornillos y la geometría de los cubrejuntas. La presencia de los tornillos en el nudo, lejos de interferir en la imagen de la estructura, apoyan la idea de "artefacto constructivo" y destacan las similitudes del nudo en los módulos con y sin pilar (Figuras 12 y 13).

4.3. Sección de pilares

El diseño inicial de los fustes de la estructura contemplaba la formación de éstos mediante una sección armada en cajón formada por cuatro chapas soldadas entre sí en las esquinas mediante soldadura en ángulo sin preparación de bordes. Para evitar las aristas vivas se optó por armar las secciones de los fustes mediante dos chapas plegadas en U, con lo que se reducía a su vez el número de cordones de soldadura longitudinal de 4 a 2. Según la altura de los módulos, el espesor de las chapas plegadas que conforman la sección varía de 15 mm en los módulos bajos a 25 mm en los altos. Adicionalmente, se practicaron tres ventanas en los fustes y se procedió a disponer en el interior de los mismos barras de 40 mm de diámetro, con objeto de facilitar el posicionamiento del tubo de drenaje de pluviales procedente de la cubierta y que discurre por el interior del mismo.

4.4. Arriostramiento horizontal

La estructura modular inicialmente concebida se distribuye espacialmente en tres bandas longitudinales independientes que cubren el espacio destinado a los andenes y al vestíbulo principal de la estación, con la misión principal de canalizar las cargas verticales transmitidas por la cubierta. En este diseño inicial, los lucernarios dispuestos entre bandas principales de soporte permiten el libre movimiento de los módulos T y U en el plano horizontal, independizando el trabajo estructural de cada una de las bandas y destinando el soporte de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

las cargas horizontales de viento procedentes de los cerramientos del vestíbulo a las bandas exteriores exclusivamente.

En fase de obra, con objeto de unificar el trabajo frente a cargas horizontales de la estructura y acotar los movimientos producidos por éstas se optó por introducir uniones de tipo rígido de estos módulos con los lucernarios, generando una respuesta estructural más homogénea y que compromete a todo el conjunto.

De igual forma, los módulos T extremos que encabezan la secuencia en cada una de las bandas mencionadas presentaban movimientos horizontales apreciables causados por el efecto conjunto de sobrepresión y succión del viento en los tramos de fachada expuesta. Para mejorar el comportamiento estructural se procedió a coaccionar el movimiento relativo entre módulos soldando las platabandas de unión, forzando así el trabajo conjunto de los dos primeros módulos en T y en dirección perpendicular coaccionando el movimiento en cabeza disponiendo de un arriostramiento en cruz de San Andrés.



Figura 14. Montaje de un módulo mediante grúa

4.5. Vestíbulo

En construcción se optó por climatizar el pequeño vestíbulo triangular que sirve de acceso por lo que la estructura modular concebida para ser vista quedaría en esta zona oculta tras un falso techo. Este hecho, unido a la singularidad del voladizo triangular y el carácter de paso de este espacio, sugirió resolverlo de forma más convencional, mediante una estructura metálica ligera (Figura 7).

4.6. Montaje de la estructura

El montaje de la estructura metálica principal de soporte de la cubierta se realizó en dos meses, comenzando por la cubierta sobre los bloques de oficinas, camino crítico de la ejecución de la estación. El avance se realizó a sección completa de norte a sur, elevando en primer lugar los fustes de dos alineaciones contiguas. Posteriormente se elevó el módulo de 16.000 kg mediante grúa telescópica de 80.000 kg, colgando la estructura de cuatro cables, cada uno ubicado a un tercio de la longitud aspa correspondiente, próximo al nudo de conexión (Figura 14).

El plazo conseguido de montaje de módulos: aspas y emparrillado superior fue de 2 módulos por semana y equipo de 3 personas, estableciendo la operación de elevación del módulo y su posicionamiento sobre el fuste en 1 hora. El control topográfico se realizó en tiempo real controlando las 4 esquinas del módulo izado desde tierra.

Dada la escasa tolerancia entre módulos (20 mm por junta a 14 m de altura), y con objeto de posicionar con gran exactitud la estructura, se procedió al levantamiento topográfico de los 28 pernos de cada placa de anclaje del fuste a la cimentación, remitiendo los datos al taller de fabricación.

4.7. Estructuras auxiliares

4.7.1. Catenaria

La catenaria se resuelve mediante pórticos funiculares anclados a los fustes mediante uniones homologadas por ADIF, anclando la catenaria y el hilo sustentador en toperas de igual modo a los fustes presentes en el vestíbulo principal, no siendo por ello precisa la utilización de poste de final de línea.

4.7.2. Luminarias

Con objeto de mantener lo más diáfano posible el espacio en andenes se ha diseñado en obra una estructura auxiliar de soporte de la luminaria de andén consistente en perfiles tubulares de cuelgue situados cada 14 m y empotrados en el emparrillado superior de cubierta. Bajo ellos se dispone un perfil tubular longitudinal que salvando los 14 m de luz sirve de soporte a la luminaria de andén (Figura 15).

La luminaria de andén se ha diseñado de forma exclusiva para la estación con el ánimo de resolver tanto la iluminación del propio andén, como la iluminación superior de la estructura y el tendido de cableado necesario al SIV y CCTV, a través de la inclusión en la propia luminaria de dos canaletas laterales. Este conjunto se ancla al perfil longitudinal metálico mencionado, situándose de forma independiente los proyectores de iluminación cenital de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

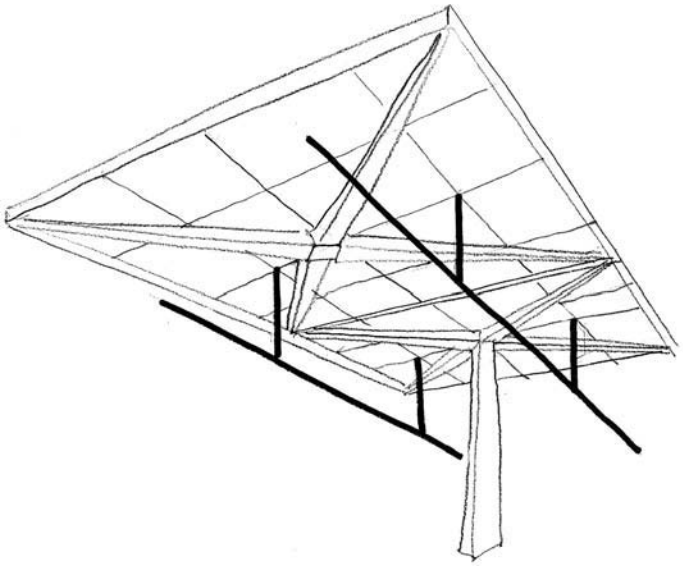


Figura 15. Croquis de la subestructura de cuelgue de las luminarias e instalaciones de andén

Para resolver el cambio de altura de la cubierta de la estación, y dado que la luminaria se mantiene a una distancia constante del andén, los montantes verticales de soporte de la estructura de iluminación son variables en longitud. Para soportar las solicitaciones transmitidas por el viento lateral manteniendo los movimientos dentro de sus tolerancias, ha sido necesario unir los montantes al módulo de cubierta mediante dos cordones pretensados que al establecer una triangulación estabilizan el desplazamiento lateral de la luminaria.

4.7.3. Pórticos de señalización

En el proyecto original, los teleindicadores del vestíbulo principal se concibieron colgados de la cubierta de la estación. Debido a la altura del vestíbulo principal, se consideró adecuada la modificación de esta estructura de soporte a un pórtico apoyado en el suelo, formado por perfiles tubulares de 4,30 m de altura, y destinado tanto a recibir las cargas de los propios teleindicadores como a soportar la presión del viento procedente del andén.

4.8. Color

El color de la estructura juega un papel decisivo en la obra [5]. Se ha aprovechado el color para reforzar las ideas planteadas en la concepción y destacar la presencia de los módulos, la secuencia sucesiva de módulo con pilar y sin pilar y potenciar la visión del artesonado estructural que se propone. Para ello, la estructura metá-



Figura 16. Vista exterior

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

lica se ha pintado en dos colores: blanco RAL 9003 para reforzar con un color ligero y luminoso la presencia de los elementos principales (fustes, aspas diagonales y bastidor); gris oscuro RAL 7043 para diluir los secundarios (viguetas y chapa plegada) en un único plano sombrío de cubierta. El resto de elementos de la estación (hormigones, muros, toperas, perfiles auxiliares), que queremos que pasen prácticamente inadvertidos a la mirada, se pintan todos ellos en un gris neutral RAL 7047, que hemos denominado "gris invisible".

REFERENCIAS

[1] AGUILÓ M., ARAGÓN F., DE COS J., FERNÁNDEZ LAFUENTE F., FERRÁN C., GARCÍA CRUZADO M., GIL A., GUTIÉRREZ DEL ARROYO F., MARTÍNEZ VILANOVA J., SARABIA A., VÁZQUEZ G. *Salidas, llegadas y transbordos. Una reflexión sobre las terminales de transporte*. Madrid: INECO-TIFSA, 2008. 298 p.

[2] NERVI P.L. *Nuevas estructuras*. Barcelona: Gustavo Gili, 1963. 218 p.

[3] MONEO R. "Estación de Atocha-Largo Recorrido, Madrid". *Revista de Obras Públicas*. 1992, vol.139, nº 3316. p. 90-91.

[4] CAPELLÁN MIGUEL G., MARTÍNEZ APARICIO J., ROJO VÉLEZ, E. *Guía para el apriete de uniones con tornillos pretensados*. Madrid: Publicaciones APTA, Asociación para la Promoción Técnica del Acero, 2009. 79 p.

[5] BERNABEU LARENA J. "Cromoterapia para ingenieros". *Ingeniería y Territorio*. 2008, nº 84, p. 70-75.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Autor de proyecto

IDOM

Jorge Bernabeu Larena, ingeniero de caminos; Elvira Puchades Gimeno, arquitecto.

Estructura: Jorge Bernabeu Larena, ingeniero de caminos; Francisco Gómez Mondéjar, arquitecto; Eduardo Fernández Cruz, ingeniero agrónomo

Dirección de proyecto

Ministerio de Fomento, Dirección General de Infraestructuras Ferroviarias.

Alberto López González, ingeniero de caminos.

Propiedad

ADIF

Director de línea: Santiago Cobo Diego, ingeniero de telecomunicaciones

Director de infraestructura: Ángel López López, ingeniero de caminos

Jefe de infraestructura: Manuel Puga Fernández, ingeniero de caminos

Director de obra: Ángel Contreras Marín, ingeniero de caminos

Coordinador de obra: Arturo Pastor García, ingeniero de caminos

Asesor de estructura: Guillermo Capellán Miguel, ingeniero de caminos

Constructora

ALDESA

Delegado: Guillermo Rey Gómez, ingeniero técnico de obras públicas

Jefe de obra: Eduardo Landín Gorostidi, ingeniero industrial

Asesor de estructura: PRODEIN, Luis de Andrés Mir, ingeniero de caminos

Taller de estructura metálica

CALLFERSA

Director técnico: José Antonio Bueno Gil, ingeniero industrial

Jefe de obra: Antonio Abengozar Delgado, ingeniero técnico de obras públicas

Asistencia a la construcción

IDOM

Jefe de unidad: Antonio Martín Colecha, ingeniero de caminos

Estructura: Jorge Bernabeu Larena, ingeniero de caminos

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Criterios de diseño de viaductos en varios tramos de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera Francesa

Design criteria for viaducts in various sections of the Madrid-Barcelona-French Border high speed railway line

Tomás Polo Orodea[(1)], **Caterina Ramos Moreno**[(1)], **Ángel C. Aparicio Bengoechea**[(2)] **y Gonzalo Ramos Schneider**[(2)]

Recibido | *Received:* 28-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 14-03-2010

Resumen

Se presentan los criterios de dimensionamiento del pretensado adoptados en el diseño de varios viaductos de ferrocarril en la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, justificando la utilización de los mismos en base a los resultados de un estudio sobre dos secciones transversales tipo, típicas de estas estructuras. En cada sección se estudia el diferente comportamiento seccional frente a una disminución progesiva del pretensado aplicado, y las repercusiones estructurales y de durabilidad que se derivan.

Palabras clave: hormigón pretensado, línea ferroviaria de alta velocidad, ELS tensiones normales, fisuración, fatiga.

*Abstract**

The design criteria of prestressing, taken into account in the project of various high speed railway line bridges of the L.A.V. Madrid-Barcelona-French Border, are presented, justifying their use with the results of a parametric study on two typical main girder cross sections for these structures. For each cross section, the differences of sectional behaviour with a progressive reduction of the amount of applied prestressing are studied, and the structural and durability repercussions that are derived from.

Keywords: *prestressed concrete, high speed railwayline, normal stresses SLS, cracking, fatigue.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 101 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Bridge Technologies S.L. (Barcelona, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. UPC (Barcelona. España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* t.polo.o@gmail.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

En la actual instrucción española de hormigón estructural EHE08 [1], se permite diseñar, "en ausencia de requisitos adicionales específicos", un pretensado limitado o incluso moderado, dejando a criterio del proyectista en qué medida los requerimientos específicos son de aplicación, o no, en la estructura objeto de diseño.

No existe unanimidad entre los proyectistas de puentes de ferrocarril y la Administración no impone un criterio adicional al de la instrucción EHE08 [1] para el proyecto de las estructuras de sus plataformas, por lo que existen en las líneas de alta velocidad españolas viaductos con estados tensionales significativamente distintos y, en consecuencia, con un diferente comportamiento bajo cargas de servicio.

En este artículo se detallan los criterios tenidos en cuenta en el diseño del pretensado de los proyectos modificados de los tableros de varios viaductos de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, y se justifica su elección y aplicación en base a los resultados de un estudio desarrollado sobre dos secciones transversales típicas de este tipo de estructuras, una sección transversal tipo losa aligerada, para un tablero continuo de 35 m de luz tipo, y una sección transversal cajón monocelular, para un tablero continuo de 47 m de luz tipo.

Sobre la base de estas secciones, se estudia la evolución hasta rotura y se analiza la influencia del grado de pretensado en los aspectos que más influencia tienen sobre el comportamiento seccional bajo cargas de servicio, así como las correspondientes implicaciones estructurales. Los parámetros escogidos para la cuantificación de la respuesta seccional en función del grado de pretensado han sido:

- El estado tensional teórico para las situaciones cuasipermanente, frecuente y característica, según IAPF08 [2].
- La cuantía de armadura pasiva necesaria en ELU.
- La altura de fisura en las situaciones cuasipermanente, frecuente y característica, según IAPF08 [2].
- El recorrido de tensiones en el acero pasivo y en el acero activo posteso (con adherencia indirecta) para la verificación del criterio de fatiga.

El análisis estructural se ha realizado con un programa comercial y se ha tenido en cuenta la construcción evolutiva –vano a vano– y la redistribución de esfuerzos por fluencia a nivel estructural.

El análisis seccional se ha realizado con programas comerciales y programas propios, despreciando la resistencia a tracción del hormigón y con los diagramas tensión-deformación conocidos de cada uno de los materiales.

No se pretende con este artículo dar recomendaciones, ni tratar de imponer estos criterios de proyecto, ya que se considera técnicamente beneficioso que cada proyectista diseñe estructuras en base a los suyos propios, fruto de su experiencia previa. Simplemente se considera interesante exponer opinión y abrir debate sobre un tema de gran importancia, con repercusiones técnicas y económicas evidentes, y que raramente se trata en los artículos sobre realizaciones.

2. ALGUNAS REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS DESTACABLES

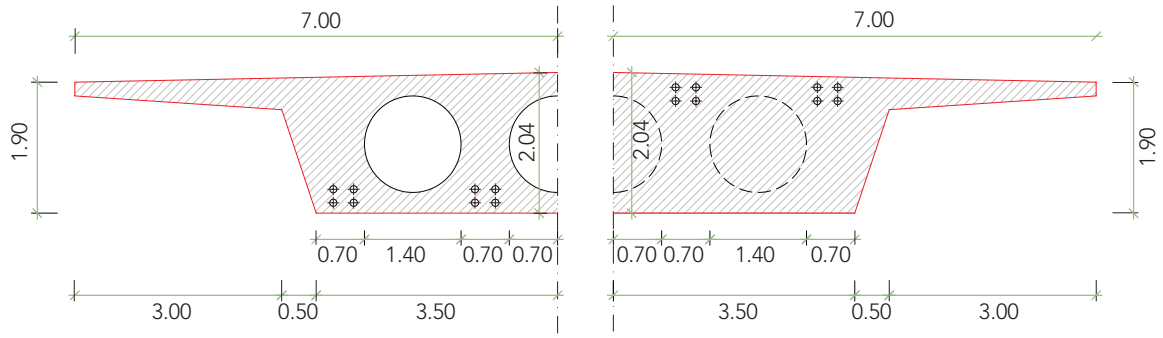
Se recogen a continuación dos párrafos interesantes, extraídos de dos textos clásicos sobre estructuras de hormigón pretensado.

LEONHARDT dice en [3], textualmente: "*El criterio para la elección del grado de pretensado lo ve el autor en la clase de utilización de la estructura, en la frecuencia con que actúa la sobrecarga que produce tracciones, y en las condiciones climáticas del medio ambiente en que se encuentra. Si se presenta raramente la sobrecarga total y la estructura está protegida de las influencias climáticas está indicado entonces el pretensado limitado, e incluso, en alguno casos, el moderado. Estos supuestos se cumplen en la mayoría de las edificaciones. Si por el contrario actúan con frecuencia, casi con su valor máximo, la sobrecarga o la carga móvil, como sucede por ejemplo en los puentes de ferrocarril, y la estructura se encuentra a la intemperie en atmósfera húmeda, está indicado entonces el pretensado completo. Además, en el caso de solicitación oscilante, el pretensado completo conduce a resistencias a fatiga mucho mayores que el pretensado limitado, de forma que en tales estructuras la seguridad frente a la rotura por fatiga condiciona ya la elección del pretensado completo*".

En [4], MENN dice: "*El proyectista tiene total libertad al definir el trazado de los tendones de pretensado y en la elección de la fuerza de pretensado para alcanzar seguridad, aptitud de servicio, economía y elegancia. El grado de pretensado no mide, sin embargo, la calidad de la estructura. Es importante definir, en los estadios previos del diseño de cada estructura, el papel del pretensado en términos del comportamiento deseado para la estructura, en especial en lo relativo a aptitud de servicio y economía". "La cantidad adecuada de pretensado no puede ser determinada directamente sobre la base del comportamiento en estado límite último. Criterios adicionales para el diseño del pretensado en estructuras con pretensado parcial deben tenerse en cuenta. Estos criterios adicionales se establecen para tener en cuenta aspectos de funcionalidad, economía y construcción".*

Se pone de manifiesto, con las dos referencias citadas, la importancia de definir el grado de pretensado en función del uso de la estructura y en función de parámetros como la funcionalidad o la durabilidad, que pueden conducir a soluciones diferentes a las que resultan de aplicar sólo criterios de seguridad en rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

A	= 12.6119	m²
Iyy	= 5.3760	m⁴
v	= 0.8907	m
v´	= 1.1493	m
iy	= 0.6529	m
c	= 0.3709	m
c´	= 0.4786	m
η	= 0.4164	

Figura 1. Sección transversal tipo losa aligerada

3. ESTUDIOS REALIZADOS

3.1. Hipótesis de trabajo

Se presentan los resultados obtenidos sobre dos estructuras típicas para tableros continuos en puentes de FFCC de las líneas de alta velocidad españolas. Las principales características de los tableros de dichas estructuras son las mostradas en la Figura 1 y Figura 2 adjuntas.

3.1.1. Tablero continuo de 35 m de luz en el vano tipo, con sección transversal tipo losa aligerada

– Longitud total: 297 m, en 9 vanos de 26 m + 7 x 35 m + 26 m.

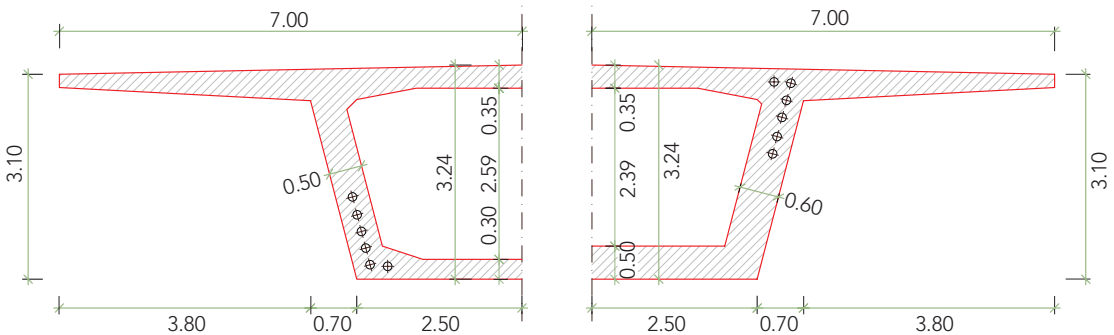
– Canto: h=1,90 m en el borde de la plataforma y 2,04 m en el eje del tablero (supone una esbeltez de h/L =1/18, aprox.). Ver Figura 1.

3.1.2. Tablero continuo de 47 m de luz en el vano tipo, con sección transversal tipo cajón monocelular

– Longitud total: 442 m, en 10 vanos de 33 m + 8 x 47 m + 33 m.

– Canto: h=3,10 m en el borde de la plataforma y 3,24 m en el eje del tablero (supone una esbeltez de h/L =1/15, aprox.). Ver Figura 2.

Las características de los materiales son: Hormigón HP-40, acero pasivo B500S y acero activo Y1860S7. Los co-



CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

A	= 9.1603	m²
Iyy	= 12.2374	m⁴
v	= 1.1605	m
v´	= 2.0795	m
iy	= 1.1558	m
c	= 0.6424	m
c´	= 1.1511	m
η	= 0.5536	

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS:

A	= 10.3189	m²
Iyy	= 14.3457	m⁴
v	= 1.2999	m
v´	= 1.9401	m
iy	= 1.1791	m
c	= 0.7166	m
c´	= 1.0695	m
η	= 0.5513	

Figura 2. Sección transversal tipo cajón

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 1. Composiciones de pretensado analizadas en cada sección transversal estudiada

Caso	Sección transversal losa	Sección transversal cajón
1	16 T 24 ϕ 15 mm	12 T 31 ϕ 15 mm
2	16 T 19 ϕ 15 mm	12 T 29 ϕ 15 mm
3	16 T 18 ϕ 15 mm	12 T 27 ϕ 15 mm
4	16 T 17 ϕ 15 mm	12 T 25 ϕ 15 mm
5	16 T 16 ϕ 15 mm	12 T 24 ϕ 15 mm
6	16 T 15 ϕ 15 mm	—
7	16 T 12 ϕ 15 mm	—

rrespondientes coeficientes parciales de seguridad son los establecidos en EHE08 [1] para un CONTROL INTENSO de la ejecución.

El procedimiento constructivo considerado en ambos casos es "vano a vano" sobre cimbra cuajada al suelo, con juntas a un cuarto de la luz del vano y con empalme de tendones de pretensado mediante acopladores fijos. El pretensado se pone en tensión, por tanto, sólo desde el extremo frontal de cada nueva fase.

Para cada sección transversal tipo se estudia la influencia del grado de pretensado con las composiciones mostradas en la Tabla 1.

En todos los casos se han considerado cordones de 15 mm según ASTM A416, de 140 mm^2 por cordón, un coeficiente de rozamiento μ=0,21 y un coeficiente de ondulaciones parásitas de β=0,006. La tensión de tesado aplicada es de 1395 N/mm^2 y se ha considerado una penetración de cuñas máxima de 6 mm.

En ambos puentes, el esquema estático frente a acciones horizontales es:

– En sentido longitudinal: Punto fijo en un estribo y apoyos simples en el resto de apoyos.

– Es sentido transversal: Movimiento transversal impedido entre cabeza de pila y tablero.

En el análisis seccional se tienen en cuenta, por lo tanto, los axiles exteriores de rozamiento en los teflones y de interacción vía-estructura, si bien su influencia en el estado tensional es escasa. El axil exterior por fuerzas de frenado no se tiene en cuenta en el análisis seccional ya que, dado el carácter accidental de la acción, sólo afecta a la estructura de forma ocasional. Sí se considera el frenado, con el resto de acciones horizontales longitudinales, en las verificaciones en ELU.

3.2. Comportamiento cualitativo de la sección transversal

En primer lugar se describe la evolución, desde la situación permanente hasta la situación de rotura, de cada una de las dos secciones transversales objeto de estudio. Se intenta explicar así, de forma cualitativa, el comportamiento real de la sección en las diferentes etapas por la que atraviesa. Las secciones escogidas para este apartado son las secciones de vano que cuentan con pretensado 16T19ϕ15 mm, en el caso de la losa aligerada, y 12T31ϕ15 mm, en el caso del cajón.

El estudio se lleva a cabo suponiendo no linealidad de los materiales, con los diagramas tensión-deformación definidos en EHE08 [1]: Diagrama parábola-rectángulo para el *hormigón*; diagrama bilineal, con rama plástica constante, para el *acero pasivo* y diagrama elasto-plástico, con endurecimiento por deformación, para el *acero activo*. No se aplican coeficientes de seguridad parciales a los materiales ni se tiene en cuenta el coeficiente de cansancio del hormigón, por lo que en el estudio se alcanza el momento de rotura, no el momento último, de la sección.

Dado que bajo la actuación de la sobrecarga característica, junto con los estados de autotensión provocados por la temperatura y la retracción, se alcanza la resistencia a tracción del hormigón y éste se fisura, para cualquier sobrecarga posterior que provoque momentos superiores al de descompresión, la sección responde automáticamente con su inercia fisurada. En el análisis seccional se ha despreciado, en consecuencia, la resistencia a tracción del hormigón en todos los casos.

Para valores crecientes del momento de solicitación sobre la sección se obtienen, y se representan, en las *Figuras 3 a 10*, los siguientes resultados:

– Profundidad de fibra neutra y altura de fisura (Figuras 3 y 4).

– Curvatura (Figuras 5 y 6).

– Tensiones en el acero pasivo y acero activo. Se indican con Tensiones acero activo 1 y tensiones acero activo 2 los recorridos de tensiones en los aceros activos de mayor y menor excentricidad. Ver Figuras 1 y 2 (Figuras 7 y 8).

– Tensiones en el hormigón (Figuras 9 y 10).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

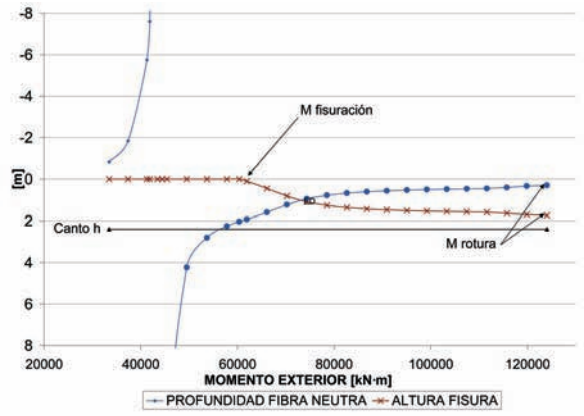


Figura 3. Profundidad de fibra neutra y altura de fisura. Sección transversal losa

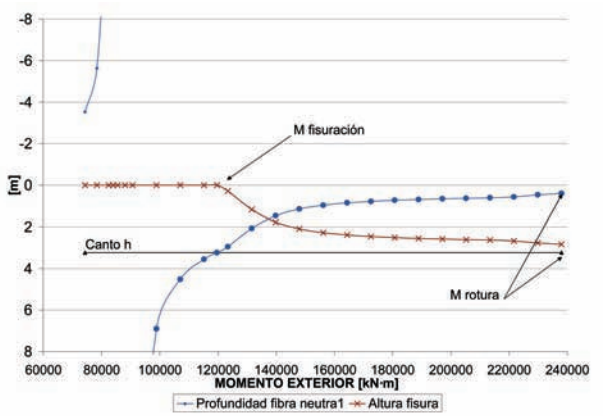


Figura 4. Profundidad de fibra neutra y altura de fisura. Sección transversal cajón

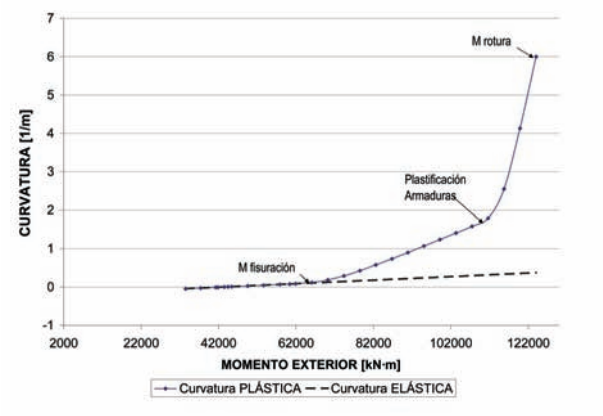


Figura 5. Curvaturas en sección transversal losa

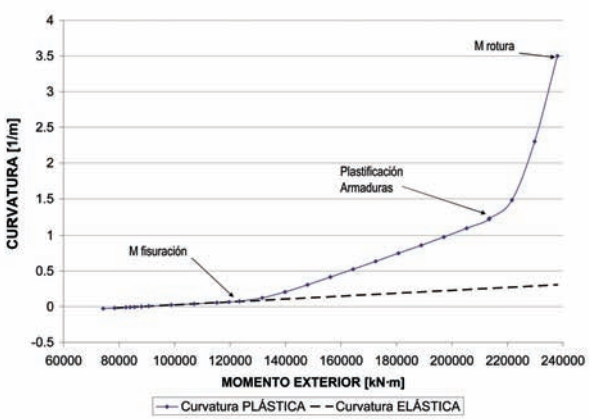


Figura 6. Curvaturas en sección transversal cajón

Todos los valores calculados en sección fisurada (indicados con PLAST en las gráficas), se comparan además, con los valores elásticos que se obtendrían con la sección transversal íntegra homogeneizada (indicados con ELAS en las gráficas), lo que sirve para poner de manifiesto la gran diferencia de comportamiento que resulta entre estas dos hipótesis.

Los resultados representados son los obtenidos directamente del análisis seccional en clase III, sin correcciones de ningún tipo en las tensiones del acero por diferente rigidez de la adherencia del acero pasivo y del activo posteso con adherencia indirecta.

En las gráficas se representa el proceso de carga hasta rotura. Se detecta en todos los casos un primer cambio de comportamiento que se indica con el rótulo "M fisuración" que correspondería al proceso de carga noval. El comportamiento para secciones previamente cargadas es prácticamente idéntico al mostrado, con la salvedad que el primer cambio de comportamiento se produciría para el momento de descompresión y no para el de fisuración. Se trabaja indistintamente con ambos conceptos y sólo debe tenerse en cuenta la realidad de la sección analizada para saber cuál es el correcto en cada caso.

De la evolución de los diferentes parámetros representados en las Figuras 3 a 10 de las secciones transversales losa aligerada y cajón unicelular merece la pena resaltar:

– *Profundidad de fibra neutra y la altura de fisura:* Presentan un cambio de comportamiento cuando se alcanza la descompresión de la sección. La altura de fisura crece muy rápidamente tras sobrepasarse el momento de descompresión y tiende a estabilizarse al acercarse a la situación de rotura. Siempre que la solicitación exterior sobre la sección sobrepase el momento de descompresión de la misma, se abrirán fisuras de altura considerable que pueden afectar a toda la altura en la que hay pretensado. Cuando cambia el signo de la curvatura, la profundidad de fibra neutra presenta un valor asintótico vertical (curvatura nula).

– *Curvatura:* Es lineal hasta que se alcanza la descompresión de la sección, con relación $\chi=M/(E\cdot I)$, a partir de este punto vuelve a ser prácticamente lineal con relación $\chi>M/(E\cdot I)$ y crece de forma prácticamente exponencial una vez se ha alcanzado la plastificación de las armaduras en tracción.

  Se observan curvaturas de rotura de, aproximadamente, entre 10 y 15 veces la curvatura elástica equivalente. Las curvaturas últimas (con coeficientes de seguridad parciales de los materiales) serán, obviamente, menores, pero también altas en relación a las

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

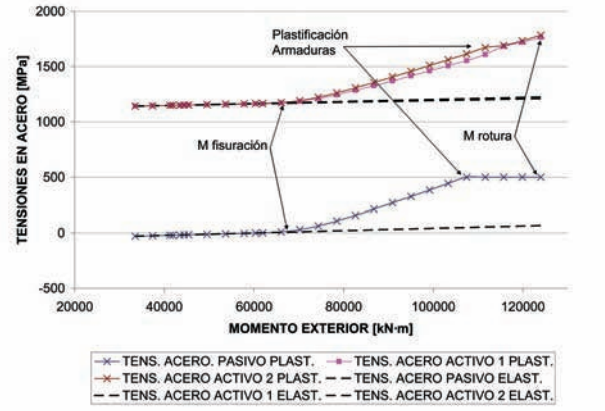


Figura 7. Evolución de tensiones en aceros activo y pasivo. Sección transversal losa

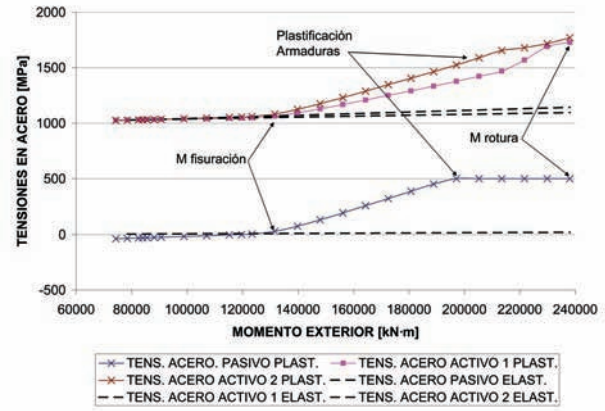


Figura 8. Evolución de tensiones en aceros activo y pasivo. Sección transversal cajón

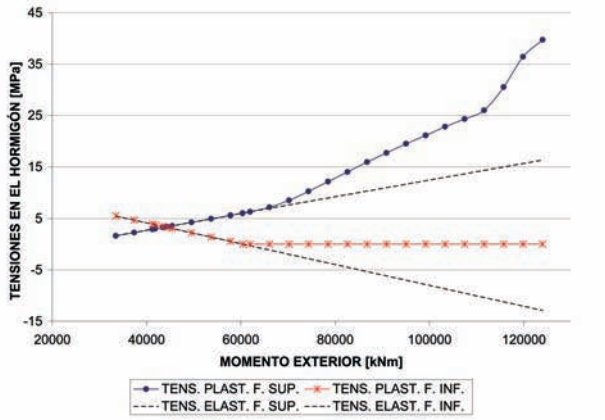


Figura 9. Evolución de tensiones normales en el hormigón. Sección transversal losa

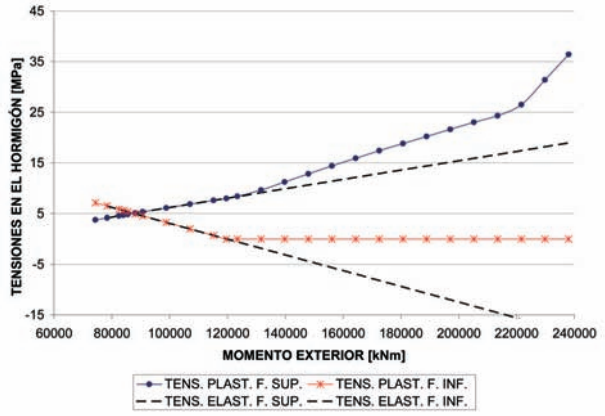


Figura 10. Evolución de tensiones normales en el hormigón. Sección transversal cajón

curvaturas elásticas. Es indicativo de la capacidad de rotación de la sección en situación de agotamiento y de la correspondiente capacidad de redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas.

En las secciones de vano se dispone de toda la tabla superior para alojar las compresiones y se obtienen relaciones de curvatura de rotura sobre curvatura elástica como las mostradas en las Figuras 5 y 6. En las secciones de apoyo en pila la anchura disponible para alojar las compresiones se reduce a la anchura del fondo del cajón, para obtener las capacidades de rotación elevadas, con fallo por acero en tracción o con fallo por el hormigón comprimido pero con deformaciones elevadas del acero en tracción, merece la pena realizar un recrecido local, en espesor, de la tabla inferior, con lo que se consigue aumentar extraordinariamente la ductilidad del fallo y la capacidad de redistribución de esfuerzos con un gasto adicional despreciable frente al coste total de la obra.

– *Tensiones en el acero pasivo y en el acero activo:* Tras alcanzar la fisuración de la sección se produce un cambio brusco de inercia y de curvatura que provoca incrementos considerables de las tensiones en el acero, muy por encima de las tensiones en régimen elástico obtenidas, sobre la sección homogeneizada íntegra con el correspondiente coeficiente de equivalencia de los materiales. El incremento de tensiones en las armaduras tras la fisuración es no lineal con la solicitación y evoluciona hasta alcanzar su plastificación.

– *Tensiones máximas y mínimas en el hormigón:* La evolución es afín a la evolución de las curvaturas para las tensiones de compresión, con cambios acusados de tendencia al alcanzar la fisuración de la sección y la plastificación de las armaduras.

3.3. Comportamiento cuantitativo para valores de pretensado decrecientes

Sobre las dos estructuras presentadas se analizan los casos que resultan de ir reduciendo el pretensado aplicado sobre la sección. Se representan en las Tablas 2 y 3 para la sección losa, y en las Tablas 4 y 5 para la sección cajón, los principales resultados obtenidos del análisis estructural.

En todos los casos, las combinaciones cuasipermanente, característica y frecuente se han obtenido según la instrucción IAPF08 [2], incluyendo, combinado, el efecto del gradiente de temperatura y el valor superior del pretensado (1,10) o el inferior (0,9), según resulte más desfavorable.

El momento frecuente presentado en la tabla es el utilizado para la verificación a fatiga y, en consecuencia, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

obtiene con el valor nominal del pretensado, como corresponde a la verificación en ELU. La verificación a fatiga se realiza, de forma simplificada, con el valor frecuente de la sobrecarga de uso, cuyo efecto es similar al de los "trenes para la comprobación de fatiga" definidos en IAPF08 [2], y cuyo cálculo es considerablemente más sencillo. Se considera una aproximación más que aceptable para el estudio cualitativo llevado a cabo, e incluso para proyecto.

Las tensiones totales representadas en las Tablas 2 a 5, referenciadas con los símbolos (1); (2); (3) y (4) corresponden a:

(1) Tensión total en fibra inferior/superior para la situación cuasipermanente.

(2) Tensión total en fibra inferior/superior para situación característica.

(3) Tensión total en fibra inferior/superior para situación frecuente.

(4) Tensión total en fibra inferior/superior al paso de un tren AVE a alta velocidad, con efectos resonantes. Sin gradiente de temperatura (ΔT_{SI}).

Los momentos flectores de diseño y frecuente son momentos totales exteriores, e incluyen el momento flector de peso propio (M_{g1}), el momento flector de cargas permanentes (M_{g2}), el momento flector hiperestático de pretensado (M_{HP}), y el resto de acciones permanentes de valor no constante (retracción, fluencia, descenso di-

Tabla 2. Casos estudiados. Sección transversal losa. Sección de centro de luz del vano 4

Caso	P_0 [MN]	P_i [MN]	P_∞ [MN]	M_d [MN·m]	$M_{k,frec}$ [MN·m]	$\sigma_{inf,cuasip}$(1) [MPa]	$\sigma_{inf,caract}$(2) [MPa]	$\sigma_{inf,frec}$(3) [MPa]	σ_{inf}(4) [MPa]
1	75,264	63,085	58,305	102,478	61,550	3,38	-1,92	0,78	4,42
2	59,584	50,276	47,235	98,104	58,838	1,43	-3,87	-1,18	2,74
3	56,448	47,629	44,907	97,208	58,091	1,02	-4,27	-1,58	2,16
4	53,312	44,983	42,983	96,306	57,339	0,62	-4,68	-1,98	1,57
5	50,176	42,337	40,204	95,397	56,583	0,21	-5,09	-2,39	0,99
6	47,040	39,691	37,827	97,093	57,563	-0,07	-5,36	-2,67	0,41
7	37,632	31,753	30,596	95,161	55,825	-1,67	-6,93	-4,24	-1,34

Tabla 3. Casos estudiados. Sección transversal losa. Sección de apoyo en pila P4

Caso	P_0 [MN]	P_i [MN]	P_∞ [MN]	M_d [MN·m]	$M_{k,frec}$ [MN·m]	$\sigma_{inf,cuasip}$(1) [MPa]	$\sigma_{inf,caract}$(2) [MPa]	$\sigma_{inf,frec}$(3) [MPa]	σ_{inf}(4) [MPa]
1	75,264	69,697	64,527	-91,614	-49,802	4,90	-0,14	1,88	6,05
2	59,584	55,177	51,926	-95,996	-53,475	2,35	-2,69	-0,68	2,98
3	56,448	52,273	49,355	-96,893	-54,223	1,83	-3,22	-1,20	2,36
4	53,312	49,369	46,768	-97,797	-54,976	1,30	-3,74	-1,73	1,75
5	50,176	46,465	44,164	-98,708	-55,733	0,77	-4,27	-2,26	1,13
6	47,040	43,560	41,541	-99,626	-56,496	0,24	-4,81	-2,79	0,52
7	37,632	34,848	33,569	-102,43	-58,812	-1,39	-6,43	-4,41	-1,32

Tabla 4. Casos estudiados. Sección transversal cajón. Sección de centro de luz del vano 6

Caso	P_0 [MN]	P_i [MN]	P_∞ [MN]	M_d [MN·m]	$M_{k,frec}$ [MN·m]	$\sigma_{inf,cuasip}$(1) [MPa]	$\sigma_{inf,caract}$(2) [MPa]	$\sigma_{inf,frec}$(3) [MPa]	σ_{inf}(4) [MPa]
1	72,912	62,305	52,393	178,402	112,923	2,92	-3,94	-0,56	4,13
2	68,208	58,295	49,384	176,202	110,557	2,18	-4,71	-1,32	3,27
3	63,504	54,274	46,324	173,985	108,596	1,44	-5,48	-2,08	2,40
4	58,800	50,254	43,246	171,754	105,476	0,74	-6,22	-2.,79	1,57
5	56,448	48,244	41,674	170,634	104,280	0,36	-6,62	-3,19	1,13

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 5. Casos estudiados. Sección transversal cajón. Sección de apoyo en pila P6

Caso	P_0 [MN]	P_i [MN]	P_∞ [MN]	M_d [MN·m]	$M_{k,frec}$ [MN·m]	$\sigma_{inf,cuasip}$ (1) [MPa]	$\sigma_{inf,caract}$ (2) [MPa]	$\sigma_{inf,frec}$ (3) [MPa]	σ_{inf} (4) [MPa]
1	72,912	68,093	59,254	-173,21	-88,818	3,06	-2,04	0,00	3,10
2	68,208	63,712	55,686	-175,78	-91,186	2,38	-2,73	-0,69	2,33
3	63,504	59,318	52,079	-178,40	-93,584	1,68	-3,43	-1,39	1,55
4	58,800	54,924	48,444	-181,54	-96,327	0,95	-4,17	-2,12	0,73
5	56,448	52,727	46,607	-182,85	-97,520	0,60	-4,52	-2,47	0,34

ferencial de apoyos, etc.) y acciones variables convenientemente combinadas.

Los resultados obtenidos del análisis seccional son los presentados en las Tablas 6 a 9.

Las profundidades de fibra neutra y alturas de fisura representadas en las Tablas 7 a 9, referenciadas con los símbolos (K); (F) y (Q) corresponden a:

(K) Combinación característica, según IAPF08 [2].

(F) Combinación frecuente, según IAPF08 [2].

(Q) Combinación cuasipermanente, según IAPF08 [2].

Para obtener el recorrido de tensiones en los aceros activo y pasivo se ha considerado el *valor nominal del pretensado (1,0)*, con la intención de que sea aplicable a la verificación del ELU de fatiga.

Puede observarse cómo, para tracciones teóricas en situación frecuente de más de -2,0 MPa, aproximadamente, las alturas de fisura alcanzan valores que afectan a la práctica totalidad del acero de pretensado. Esto implica ciclos de compresión-descompresión en la lechada de inyección del pretensado que acaban por afectar a la adherencia y a la durabilidad de todos los tendones.

Los recorridos de tensiones en los aceros se mantienen en valores admisibles para la verificación del ELU de fatiga, menores de 100 MPa en el acero activo y menor de 150 MPa en el acero pasivo. Sin embargo, puede deducirse que el recorrido de tensiones en los aceros es extremadamente sensible al pretensado realmente aplica-

Tabla 6. Análisis seccional. Sección transversal losa. Sección de centro de luz del vano 4

Caso	$A_{s,nec.}$ [cm²]	$A_{s,disp.}$ [cm²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	$\Delta\sigma_{p,act}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s,pas}$ [MPa]
1	—	51,0	100	2,03 / 4,04 / 5,23	0,00 / 0,00 / 0,00	11,0	18,4
2	51,0	51,0	79	1,14 / 2,16 / 7,85	0,97 / 0,00 / 0,00	11,0	18,4
3	110,0	110,0	75	0,97 / 1,98 / 5,15	1,08 / 0,06 / 0,00	11,0	18,4
4	169,0	169,0	71	0,84 / 1,79 / 3,85	1,20 / 0,25 / 0,00	12.0	19,8
5	227,0	227,0	67	0,75 / 1,54 / 3,09	1,29 / 0,51 / 0,00	15,0	25,2
6	320,0	320,0	63	0,68 / 1,13 / 2,31	1,36 / 0,91 / 0,00	29,0	47,2
7	507,0	507,0	50	0,58 / 0,72 / 1,40	1,46 / 1,32 / 0,64	66,5	106,2

Tabla 7. Análisis seccional. Sección transversal losa. Sección de apoyo en pila P4

Caso	$A_{s,nec.}$ [cm²]	$A_{s,disp.}$ [cm²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	$\Delta\sigma_{p,act}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s,pas}$ [MPa]
1	—	51,1	100	2,23 / 3,35 / 2,58	0,00 / 0,00 / 0,00	12,0	21,7
2	159,0	159,0	79	1,61 / 2,05 / 5,70	0,44 / 0,00 / 0,00	12,0	21,7
3	241,0	241,0	75	1,40 / 1,92 / 3,97	0,64 / 0,12 / 0,00	12,0	21,7
4	322,0	322,0	71	1,21 / 1,78 / 3,13	0,83 / 0,26 / 0,00	13,0	23,3
5	404,0	404,0	67	1,06 / 1,60 / 2,63	0,98 / 0,44 / 0,00	16,0	29,0
6	485,0	485,0	63	0,95 / 1,36 / 2,30	1,09 / 0,68 / 0,00	25,0	43,9
7	731,0	731,0	50	0,78 / 0,91 / 1,67	1,27 / 1,13 / 0,37	67,0	115,1

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 8. Análisis seccional. Sección transversal cajón. Sección de centro de luz del vano 6

Caso	$A_{s,nec.}$ [cm²]	$A_{s,disp.}$ [cm²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	$\Delta\sigma_{p,act}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s,pas}$ [MPa]
1	—	40,2	100	2,09 / 3,77 / 1171,80	1,15 / 0,00 / 0,00	36,4	43,3
2	40,2	40,2	94	1,57 / 3,83 / 22,7	1,67 / 0,00 / 0,00	39,3	50,8
3	95,96	95,96	87	1,25 / 2,96 / 10,83	1,99 / 0,28 / 0,00	68,4	78,5
4	181,06	181,06	81	1,09 / 2,37 / 7,22	2,15 / 0,87 / 0,00	68,4	96,7
5	223,52	223,52	77	1,03 / 2,05 / 6,09	2,21 / 1,19 / 0,00	78,5	112,7

Tabla 9. Análisis seccional. Sección transversal cajón. Sección de apoyo en pila P6

Caso	$A_{s,nec.}$ [cm²]	$A_{s,disp.}$ [cm²]	[%] Pret.	Prof. fibra neutra [m] K / F / Q	Altura fisuras [m] K / F / Q	$\Delta\sigma_{p,act}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{s,pas}$ [MPa]
1	263,9	263,9	100	2,78 / 3,41 / 5,52	0,93 / 0,02 / 0,00	25,6	43,3
2	374,4	374,4	94	2,31 / 3,22 / 4,71	0,93 / 0,02 / 0,00	25,6	43,3
3	485,6	485,3	87	1,96 / 3,03 / 4,14	1,28 / 0,22 / 0,00	25,6	43,3
4	603,3	603,3	81	1,72 / 2,6 / 3,70	1,52 / 0,64 / 0,00	52,7	90,1
5	658,5	658,5	77	1,63 / 2,34 / 3,53	1,61 / 0,90 / 0,00	67,7	114,0

do en la sección y, por lo tanto, extremadamente sensible a las pérdidas de pretensado iniciales y diferidas.

En la asistencia técnicas a obras se detecta una tendencia al incremento de las pérdidas de pretensado por rozamiento consideradas en proyecto, generalmente ocasionadas por un festoneo excesivo de las vainas entre puntos de atado.

Además, se producen ocasionalmente roturas de alambres al pretensar. En los casos en los que se ha podido inspeccionar el cordón que falló, se han detectado rozaduras superficiales profundas que actuaron como iniciadoras del fallo frágil, casi sin estricción, del acero. Al fallar los alambres, se detectaron fallos en alguno de los alambres vecinos, por alcanzarse en este caso la carga de rotura de los mismos. Esto hace dudar de la integridad del cordón completo para la verificación del ELU de flexión y de fatiga, especialmente el de fatiga.

Por los dos motivos anteriores, conviene dejar un margen razonable para la verificación a fatiga ya que, en caso de apurar al máximo los recorridos de tensiones en el acero, cualquier desviación de la fuerza de pretensado sobre la prevista en el cálculo puede ocasionar mermas de seguridad, la necesidad de disponer refuerzos, etc.

Se manifiesta también un aumento de la armadura pasiva necesaria en ELU, que puede aumentar hasta 14 veces.

4. NORMATIVA

Se recogen, a continuación, los aspectos que se consideran más destacables de las normas de aplicación en el proyecto de puentes de FFCC para las líneas de alta velocidad, añadiendo en cada caso los comentarios con los que se pretende llamar la atención sobre alguno de los aspectos tratados.

4.1. ELS fisuración

En cuanto al ELS de fisuración se establece en EHE08 [1] que, "en ausencia de requisitos adicionales específicos", se debe limitar la abertura de fisura a los valores dados en 5.1.1.1: "Exigencia de resistencia y estabilidad", donde para un ambiente IIa ó IIb (exposición normal de humedad alta o humedad baja, habitual para exteriores), se exige una abertura máxima de 0,20 mm para la combinación frecuente de acciones y que las armaduras activas se encuentren en la zona comprimida de la sección para la combinación cuasipermanente de acciones.

En una losa de edificación, con sobrecargas relativamente acotadas y de carácter predominantemente estático y en un ambiente muy protegido de agresión ambiental, sí tiene sentido plantearse los beneficios del pretensado parcial, consistentes, básicamente, en un ahorro de armadura.

En una estructura como un puente de ferrocarril, que se encuentra a la intemperie y se ve sometido a la actuación constante y repetida de las sobrecargas de tráfico (de magnitud considerable y de carácter dinámico muy cíclico), se considera plenamente justificable la utilización de un pretensado cercano al completo.

Se eliminan así los problemas de durabilidad y se asegura la integridad de las características mecánicas de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

sección transversal, garantizando un comportamiento –estático y dinámico– idéntico al considerado en el diseño, aspecto de gran importancia en los puentes de ferrocarril para líneas de alta velocidad. Además, se garantiza un recorrido de tensiones en los aceros activos y pasivo bajo, alejado del valor máximo admitido por EHE08 [1].

El control de abertura de fisura en el caso de estructuras postesadas, con adherencia indirecta, depende mucho de la calidad de la inyección y de los procesos de deterioro que ésta sufra con la acción repetida de la sobrecarga, por lo que el concepto de abertura de fisura en este caso, se considera de dudosa aplicación.

En el caso de puentes de FFCC el valor de la sobrecarga cuasipermanente, según la Instrucción de Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril IAPF08 [2], se obtiene con un coeficiente Ψ_2=0,00, mientras que en el caso de puentes de carretera, el valor frecuente de la sobrecarga, según la Instrucción de Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes IAP98 [5], se obtiene con un coeficiente Ψ_2=0,20 , lo que implica que la exigencia sobre un tablero de puente de carretera es mayor que sobre un tablero de puente de FFCC, lo que parece, cuanto menos, contradictorio.

4.2. ELU de fatiga

En EHE08 [1] se dan las variaciones máximas de tensiones admisibles en las armaduras bajo las solicitaciones que puedan ser origen de fallo por fatiga (Art. 48.2.2). Se añade, en un comentario al articulado, que el cálculo de tensiones debe hacerse despreciando la resistencia a tracción del hormigón. No se dan criterios para el hormigón en EHE08 [1].

Se detallan valores distintos para las armaduras pasivas y para las armaduras activas, en las que se diferencia el caso de adherencia directa y el de adherencia indirecta.

En otros códigos, como el Código Modelo CM-90 [6] o del Eurocódigo 2 EC-2 [7], se dan criterios de verificación más detallados y más ajustados a la realidad física del estado tensional de las secciones de hormigón pretensado fisuradas.

Para los incrementos de momento que solicita la sección del tablero, se producen alargamientos de las fibras extremas de la cara más traccionada de la sección transversal.

La adherencia del acero pasivo es máxima y, en consecuencia, debe acomodar esos alargamientos en longitudes muy reducidas, produciendo recorridos de tensión elevados.

En el acero activo con adherencia indirecta, dada la gran cantidad de cables dentro del tendón y su ubicación aleatoria dentro del mismo, difícilmente la lechada inyectada será capaz de alcanzar una situación para que exista total compatibilidad de deformaciones entre todo el acero y el hormigón. De este modo, la longitud disponible para acomodar los alargamientos que los momentos exteriores producen sobre las fibras extremas de la sección, es mayor y, en consecuencia, el incremento de tensiones menor. Además, la integridad de la inyección con lechada varía con la acumulación de ciclos de carga y va perdiendo efectividad, haciendo más acusado el fenómeno descrito.

En definitiva, la rigidez de la adherencia acero-hormigón es diferente en el caso de las armaduras activas que en el caso de las pasivas, por lo que los resultados proporcionados por el análisis seccional no son del todo correctos si no se tiene en cuenta este fenómeno.

En CM-90 [6] y en EC-1 [7] se propone un coeficiente corrector de las tensiones en acero pasivo que permite tener en cuenta este efecto. El valor del coeficiente corrector en el caso de tendones de pretensado es, aproximadamente: η=1,43. No se tiene en cuenta, sin embargo, que se produce también una disminución de tensiones en el acero de pretensar.

También se dan criterios para la verificación de la fatiga del hormigón bajo cargas de compresión.

La corrección de tensiones en el acero pasivo propuesta en CM-90 [6] o en EC-2 [7] responde a una realidad física y debe, por tanto, tenerse en cuenta en el cálculo, corrigiendo el recorrido de tensiones de las armaduras pasivas.

4.3. Control del pretensado

El criterio dado en la antigua Instrucción de Hormigón Estructural EHE98 [8] para el control de las fuerzas de pretensado a partir de los alargamientos (desviación media menor del 5% y desviación máxima en un tendón menor del 15%), no implica que una disminución del alargamiento del pretensado del 5% se corresponda con una disminución del pretensado del 5% en las secciones críticas, por lo que debe aplicarse con precaución. Además, se proponía este control como criterio de rechazo, nunca como criterio de aceptación automática. En la actual EHE08 [1] este criterio no se menciona y se echa en falta un elemento de control similar.

A modo de ejemplo de lo anteriormente mencionado se muestran dos casos cuyo estudio resulta revelador. Para este estudio se toma como referencia un tablero de tres vanos de 27,5 + 45 + 27,5 m de luz, con un canto de 3,24 y sección transversal cajón monocelular. El pretensado está formado por 12 tendones de 30ϕ15 mm de acero Y1860S7, puestos en tensión desde ambos extremos del tablero.

– *Relación entre las pérdidas de pretensado teóricas y los alargamientos medidos:* En la figura 11 se representa, de forma *simplificada,* la fuerza de pretensado inicial en función de la distancia al punto de puesta en tensión,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

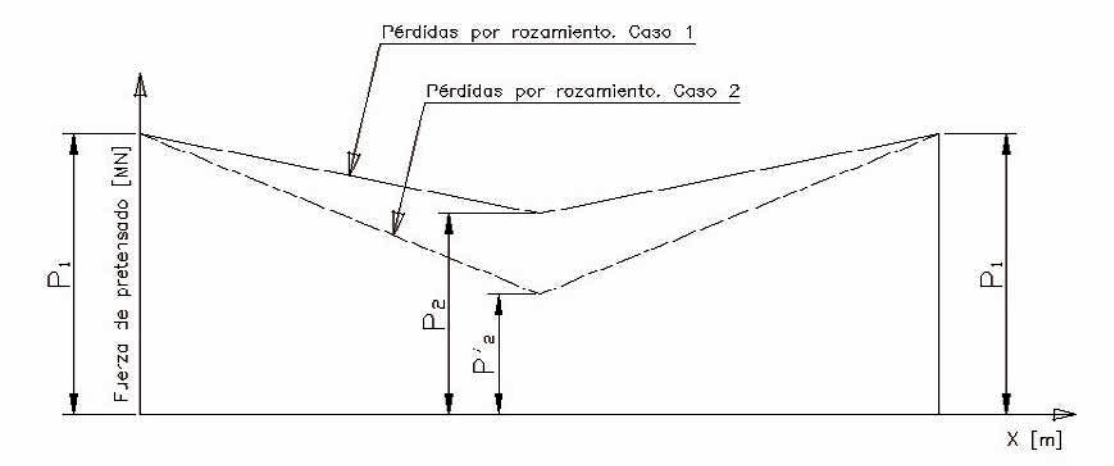


Figura 11. Pérdidas de pretensado para dos parejas de valores de μ y β

donde [P_1] es la fuerza de los gatos [P_0]. Los dos casos representados corresponden a dos coeficientes de rozamiento y coeficientes de ondulaciones parásitas diferentes. Puede deducirse que para un alargamiento del pretensado un 10% inferior, la fuerza de pretensado en las secciones de centro de luz del vano central son las mostradas en la Ecuación (1) adjunta.

$$P'_2 = 0{,}090 \cdot P_2 - 0{,}010 \cdot P_1 \qquad (1)$$

Resulta claro que una diferencia de alargamiento total del pretensado del 10 % implica unas pérdidas de más del 10 % del pretensado en las secciones de centro de luz del vano central. Lo mismo ocurre con cualquier porcentaje de reducción en el alargamiento del pretensado.

– *Esfuerzos hiperestáticos de pretensado:* Se da el caso, para el puente que sirve de ejemplo, que una pérdida de pretensado por un incremento del coeficiente de rozamiento y del coeficiente de ondulaciones parásitas provoca una disminución de la fuerza de pretensado, tanto más acusada cuanto más alejada esté la sección a estudiar del punto de puesta en tensión. Es decir, en los vanos extremos, las mermas de pretensado serán considerablemente menores y, por tanto, el valor del pretensado muy similar al del caso original, lo que se traduce en unas curvaturas impuestas en los vanos laterales muy similares y, por tanto, en un momento hiperestático de pretensado también muy similar.

El resultado final es, en consecuencia, doblemente desfavorable. Por un lado disminuye el momento isostático del pretensado en un porcentaje mayor a la disminución del alargamiento previsto. Por otro lado, los momentos hiperestáticos apenas disminuyen, siendo éstos últimos positivos, y por lo tanto desfavorables, en todo el vano central.

5. IMPLICACIONES DE LA FISURACIÓN DE LA SECCIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO

Se enumeran a continuación las repercusiones más inmediatas de una fisuración de la sección transversal bajo cargas de servicio:

– *Cambio de la rigidez a flexión* de la sección transversal. Implica cambios en las flechas evaluadas y en el comportamiento dinámico del tablero bajo la acción del tráfico real. Las flechas verticales no suelen ser limitantes y los efectos resonantes no acostumbran a dar problemas en tableros hiperestáticos, pero un cambio de las rigideces implica alejarse de la hipótesis para la cual se ha hecho el cálculo dinámico bajo la acción del tráfico ferroviario de alta velocidad. Parece imprescindible garantizar un comportamiento elástico al paso de cualquier formación real a alta velocidad.

– *Cambio de rigidez a torsión*. El circuito de torsión, cerrado en la sección íntegra, queda abierto en la sección fisurada. Este problema es menos acusado puesto que la hipótesis de máxima torsión difícilmente coincide con la de máxima flexión que es que la provoca la abertura de fisura máxima. Evidentemente sí afecta al comportamiento deformacional en torsión y al alabeo del tablero.

– Tener *alturas de fisura* elevadas para cargas de servicio afecta a la durabilidad de la estructura en la medida en que afecta a un mayor número de tendones de pretensado y a la lechada de inyección.

– La lechada de inyección sufrirá más cuanto mayor sea la tracción a la que se ve sometida por la actuación de la sobrecarga, viéndose acelerada su degradación y afectando de forma directa a la protección del acero activo, mucho más sensible a la corrosión bajo tensión.

– Una disminución de la *protección del acero activo* por degradación de la lechada de inyección, agrava los fenómenos de fatiga por fricción, pues la picaduras superficiales serán puntos preferentes de iniciación de fisuras que se añaden a las fisuras generadas por las microimperfecciones superficiales.

6. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Con los criterios antes expuestos se han desarrollado los proyectos modificados de varios viaductos en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, en los tramos Sant Julià de Ramis- Cornella del Terri; Vilademuls-Pontós, Pontós-Borrasà.

Se presentan en la Tabla 10, a título orientativo, los consumos de materiales que han sido necesarios en cada caso. Se hace notar que se trata de zona sísmica con aceleración básica del suelo de 0,09 g hasta 0,10 g y que las cuantías de B500S incluyen la parte proporcional del armado de las traviesas de apoyo en pilas intermedias y estribos).

En la figuras 12 a 15 se presentan algunas de las realizaciones llevadas a cabo con los criterios anteriormente expuestos.

Tabla 10. Resumen de consumos en estructuras diseñadas con los criterios presentados

Estructura	Longitud total [m]	Luz tipo / luz máxima [m]	Hormigón [m³/m]	Y1860S7 [kg/m²]	B500S [kg/m³]
Cruce sobre C-66	287	44/65 cajón (*)	9,06	29,20	—
Riudellots	164	37/37 cajón	8,58	24,30	142
Marmanya	127	37/37 cajón	8,58	24,30	140
Cinyana	96	22/22 losa	9,14	26,50	78
Casinyola 1	77	37/37 cajón	8,58	25,30	139
Casinyola 2	127	37/37 cajón	8,58	25,30	137
Fluvià	835	60/70 cajón (*)	9,61	31,30	183
Can Fares	100	45/45 cajón	9,16	28,26	137
Santa Anna	220	45/60 cajón (*)	8,97	39,25	177
Caboters	442	47/47 cajón	9,16	29,20	162

(*) Canto variables en vanos de luz máxima.



Figura 12. Viaducto sobre el río Fluvià



Figura 13. Viaducto sobre el Pla dels Caboters



Figura 14. Viaducto sobre la riera de Casinyola



Figura 15. Viaducto sobre la carretera C-66

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Se ha tenido la oportunidad de revisar también otros muchos de los proyectos modificados y de los proyectos adjudicados de los tramos adyacentes a los anteriores, constatándose que existe gran dispersión en los criterios de los proyectistas, si bien en fase de modificado, los criterios son esencialmente iguales a los presentados en este informe.

7. CRITERIOS DE PROYECTO

7.1. Análisis estructural

– Se calculan las pérdidas de pretensado con un valor del coeficiente de rozamiento de μ=0,23 en lugar del μ=0,21 establecido en EHE08 [1], ya que las pérdidas de pretensado reales, obtenidas en obra con relativa asiduidad, tienden a ser superiores a las previstas.

– Una disminución de los alargamientos de pretensado inferior a los límites establecidos en la antigua EHE98 [8] no es motivo para la aceptación automática del pretensado y requiere de un recálculo de verificación con los nuevos coeficientes de rozamiento μ y de ondulaciones parásitas β ajustados en base a los alargamientos reales.

7.2. Análisis seccional

El análisis seccional para la determinación de los recorridos de tensiones en los materiales, debe hacerse en hipótesis de sección transversal fisurada, despreciando la resistencia a tracción del hormigón, salvo que se diseñe el pretensado característico inferior para que no se supere en ningún punto de la sección transversal la resistencia característica a tracción del hormigón.

7.3. Estado Límite de Servicio

– Puede resultar adecuada la utilización de un pretensado limitado, o moderado, en una estructura de edificación, con sobrecargas relativamente ligeras, de carácter predominantemente estático y en un ambiente protegido de la agresividad ambiental. En un puente de ferrocarril, sometido a la acción continua y repetida de sobrecargas móviles cercanas a la máxima, y en un ambiente húmedo, parece más adecuado el uso de un pretensado cercano al completo.
– Resulta indefendible que se exija a los puentes de carretera unas prestaciones superiores a los de ferrocarril. En la instrucción de Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera IAP98 [5] se considera un valor de combinación para la sobrecarga en la combinación cuasipermanente de Ψ_2=0,20, mientras que en la instrucción de Acciones a considerar en el Proyecto de Puente de Ferrocarril IAPF08 [2], se considera Ψ_2=0,00, con las correspondientes implicaciones en el diseño del pretensado.
– Una condición de diseño del pretensado razonable pasa por garantizar las rigideces y, en consecuencia, las características dinámicas, al paso de cualquier formación a alta velocidad en dos escenarios: Verano, con máximo gradiente de temperatura; Invierno, con máximo rozamiento en teflones e interacción vía estructura.

– Los resultados presentados en este artículo justifican las reglas habituales, basadas en la experiencia, de limitar las tracciones en fibras extremas a, aproximadamente, -1,0 MPa para la combinación frecuente de acciones y/o limitar las tracciones máximas a la resistencia media a tracción del hormigón para la combinación característica, considerando en ambos casos el valor nominal del pretensado.

– Con los valores superior e inferior del pretensado se limitan las tracciones máximas teóricas para la combinación frecuente a unos -2,0 MPa y a unos -4,5 MPa para la combinación característica. De este modo se obtienen cuantías de armado pasivo razonables y se consigue que los recorridos de tensiones en el acero para cargas de fatiga estén suficientemente alejadas de los límites.

7.4. Estado Límite Último de fatiga

– En la verificación a fatiga, si se apuran los valores límite de los recorridos admisibles de tensiones que producen fallo por fatiga, debe tenerse en cuenta la evidencia experimental, recogida en algunas normas, de mayor deslizamiento de la armadura activa con adherencia indirecta, que se traduce en unos mayores valores de sobretensión en el acero pasivo, así como a la probable situación de que las pérdidas reales sean superiores a las evaluadas en el cálculo.

– No existe evidencia experimental de la protección que sobre el acero activo proporciona una lechada degradada por la repetición de ciclos de carga en los que se alternan compresiones y tracciones. La armadura activa es mucho más sensible a la corrosión bajo tensión y por tanto, su durabilidad depende mucho de la calidad e integridad de la inyección. Además, las picaduras superficiales locales actuarán como puntos de iniciación de microfisuras que agravarán los efectos de la fatiga por fricción, que se superponen a los de fatiga por tracción.

– Si para las cargas que provocan fatiga se alcanzan valores de recorrido de tensiones en los materiales cercanos a los valores máximos admisibles, la seguridad a fatiga pasa a depender, en exceso, de las pérdidas de pretensado y de la calidad de la inyección.

REFERENCIAS

[1] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

[2] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de acciones a considerar en puente de ferrocarril (IAPF)*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.

[3] LEONHARDT F. *Hormigón pretensado, proyecto y construcción*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, 1967.

[4] MENN C. *Prestressed Concrete Bridges*. Basel: Birkhäuser Verlag, 1990.

[5] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1998.

[6] CEB-FIB. *Código Modelo para hormigón estructural*. Madrid: CICCP, GEHO-CEB, ATEP, 1995.

[7] *UNE-ENV 1992 EUROCÓDIGOS. Proyecto de estructuras de hormigón.* Madrid: AENOR, 2005.

[8] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de hormigón estructural (EHE-98)*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1998.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Estudio de vibraciones en la estación de Segovia

Vibration analysis of Segovia station

Alberto Fraile de Lerma[1] **, Lutz Hermanns**[2] **y Enrique Alarcón**[3]

Recibido | *Received:* 30-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 15-03-2010

Resumen

La estructura de la estación de Segovia cubre las vías del tren, tanto para las líneas generales sin parada en la estación situadas en los laterales como las de parada en el interior. La proximidad de la cimentación a los ejes ferroviarios y la presencia de celosias acristaladas de gran luz en cubierta, hace temer que puedan existir problemas de vibraciones. El artículo aborda la predicción del nivel de vibraciones mediante el método de las subestructuras que divide el problema en diferentes etapas en las que se aplican métodos de cálculo particularizados en función de las condiciones de cada uno. Experimentalmente se determinan las características del terreno que se incorporan a los modelos. Finalmente se propone una solución de aislamiento particularizada para cada eje exterior e interior.

Palabras clave: predicción de vibraciones, método de subestructuras, SASW, propagación de ondas, función de transferencia, aislamiento de vibraciones.

*Abstract**

The Segovia railway station main building is developed over the tracks. The side ones are used by the non-stop trains while the intermediate ones are used by trains that have Segovia as one of their stops. The vicinity of the building resistant structure to the tracks makes realistic the probability of traffic-induced vibration problems that should be avoided. The method of substructures is used to predict the vibration levels by using numerical models that include experimentally obtained soil properties using the SASW technique in-situ. Consistently with the levels obtained, different dynamic isolation procedures are proposed for the two track-types mentioned above.

Keywords: *vibration prediction, substructure method, SASW, wave propagation, transfer function, vibration isolation.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 102 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Dr. Ingeniero Industrial. CEMIM - Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero Civil. CEMIM - Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (Madrid, España).
(3) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* alberto.fraile@upm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

En las etapas de proyecto y construcción de la estación de Segovia surgió la duda acerca del efecto que las vibraciones generadas por el tráfico ferroviario pudieran causar en el propio edificio de la estación, lo que motivó el encargo por parte del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias de un estudio vibratorio de la estación. A diferencia de los puentes ferroviarios donde la vibración se transmite directamente sobre la estructura [1], la propagación de las ondas se realiza por el terreno hasta la cimentación y de ahí por el edificio, existiendo una interacción entre la vía, el terreno y la estructura de la estación.

La problemática se plantea a consecuencia de la configuración de la estación, ubicada en una zona de desmonte (Figura 1), donde el edificio cubre las vías que pasan a muy poca distancia de la cimentación y soporte del edificio favoreciendo la transmisión de vibraciones por la estructura.



Figura 1. Situación actual de la estación Segovia Guiomar

Existen dos vías generales en los laterales, para aquellos trenes que no efectuarán parada en la estación con sistema de vía sobre balasto y cuatro interiores separadas por los andenes, a los que se accede desde el nivel superior en el edificio de la estación, con sistema de vía carril-placa con anclaje sobre losa de hormigón y en la zona de andenes en su aproximación a la estación con vía en placa con carril embebido.

Para efectuar el estudio se tuvo en cuenta la diferencia entre la generación de vibraciones de las circulaciones en las vías centrales donde en situación normal deberían parar en la estación y las laterales donde pasarían sin efectuar parada a elevada velocidad.

Desde el punto de vista de afecciones se tienen en cuenta los niveles de vibración respecto a la estructura de la estación y al confort del público y trabajadores en ella. En cuanto la vibración estructural preocupaban principalmente las cerchas ubicadas en la parte superior del edificio que incorporan grandes superficies de cristal.

Como indicadores de cálculo se emplean los recogidos en la norma ISO 2631 [2],[3] basados en la evaluación de los espectros calculados en tercios de octava que expresan el contenido de energía de la señal en bandas de frecuencia. Los valores límite establecidos corresponden a la curva ISO K=4 que conduce a niveles que se consideran aceptables para un entorno de oficina.

2. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE LAS VIBRACIONES GENERADAS POR CIRCULACIONES FERROVIARIAS

Dentro de las distintas posibilidades para la predicción de vibraciones [4], [5], [6], [7] se ha empleado como procedimiento de cálculo la técnica de subestructuras [8], [9], [10], [11] en la que el problema se subdivide en la generación y transmisión por el terreno y edificio a los puntos de evaluación.

Para la generación se representa el paso de diferentes unidades ferroviarias a las velocidades de cálculo, la interacción con la superestructura de vía y de ésta con el terreno, obteniéndose la respuesta como historias de carga en el carril o en la plataforma ferroviaria.

Como representación de la transmisión se emplean modelos parciales de elementos finitos entre el carril o plataforma ferroviaria y la cimentación y por la estructura hasta el centro de los forjados o apoyos de las celosías de cubierta, determinando las funciones de transferencia dinámica fuerza-desplazamiento o fuerza-aceleración entre los puntos caracterizados en la generación y los receptores. En esta etapa se emplea la información de caracterización del terreno obtenida mediante ensayos SASW practicados in-situ.

El acoplamiento de los resultados de las distintas subestructuras permite obtener historias temporales de aceleración en los puntos críticos de la estructura y evaluar los indicadores que se comparan con los límites establecidos.

3. CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE SUELO

La caracterización de las propiedades del suelo se realizó ejecutando una campaña de mediciones in-situ mediante la técnica SASW "Spectral Analysis of Surface Waves" [12]. Dicho ensayo consiste en excitar con una masa, p.e. un martillo, las ondas superficiales en el emplazamiento y medir a varias distancias del punto de excitación las historias temporales de aceleración o velocidad. Los registros así obtenidos están desfasados entre ellos debido a la velocidad finita de propagación del medio transmisor. En la Figura 2 se muestran los equipos instalados en la obra de la estación de Segovia y un operario generando la excitación con un martillo instrumentado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 2. Disposición del equipo de medición en el ensayo SASW

El estudio se realiza de manera repetida para trabajar con los datos de manera estadística y minimizar los efectos de un mal golpe o la aparición de ruido en las medidas de los receptores. Para verificar que los datos tienen una repetitividad adecuada se calcula para cada golpe la curva de dispersión definida como la velocidad de ondas en el dominio de la frecuencia. En la parte superior de la Figura 3 se muestran tres curvas de dispersión correspondientes a los valores mínimos medios y máximos de cada frecuencia para el conjunto de golpes, donde se aprecia que la repetitividad es muy buena siendo las diferencias entre las tres curvas muy pequeñas en el rango de frecuencias de interés.

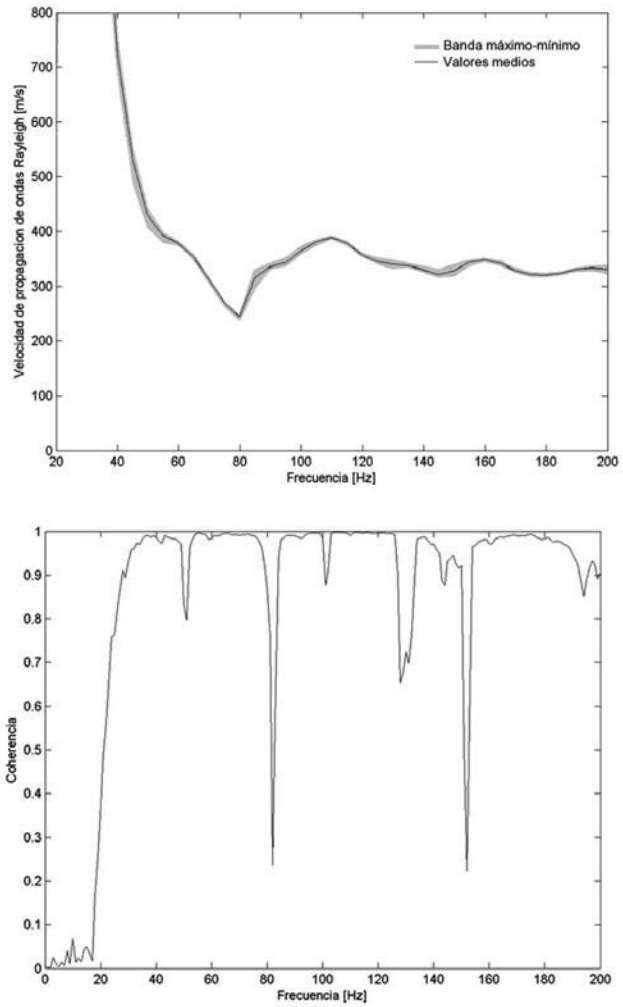


Figura 3. Curvas de dispersión de todos los golpes y función de coherencia

Por otro lado, la calidad de los resultados obtenidos se estima calculado la función de coherencia (Figura 3, abajo) a partir de los registros utilizados para el cálculo de las curvas de dispersión. Un valor cercano a la unidad significa que la fiabilidad del resultado correspondiente a esta frecuencia es muy alta mientras que valores más bajos significan que los registros reflejan no solamente la propagación de ondas provocada por el golpe sino también de otros focos de vibración.

El análisis de la curva permite apreciar que hasta 30 Hz los valores son bastante bajos y en consecuencia los resultados de la curva de dispersión hasta esta frecuencia deben ser interpretados con la debida cautela. Para conseguir coherencias aceptables en bajas frecuencias es preciso recurrir a excitaciones con masas elevadas lo que implica el uso de equipos con mayor tamaño más complicados de manipular en el entorno de obra.

Igualmente existen frecuencias aisladas como p.e. a 80 Hz donde la fiabilidad de los datos baja drásticamente. Este es un indicio de que existen fuentes de vibración trabajando a esta frecuencia que generan un nivel muy importante comparado con el correspondiente al golpe. Para el posterior proceso de ajuste de un perfil de suelo se han utilizado solo aquellas frecuencias en que la coherencia está por encima de 0,95.

Finalmente se procede al ajuste de un perfil de suelo que permite caracterizar el emplazamiento. Para ello se recurre a un proceso iterativo en el que se parte de una

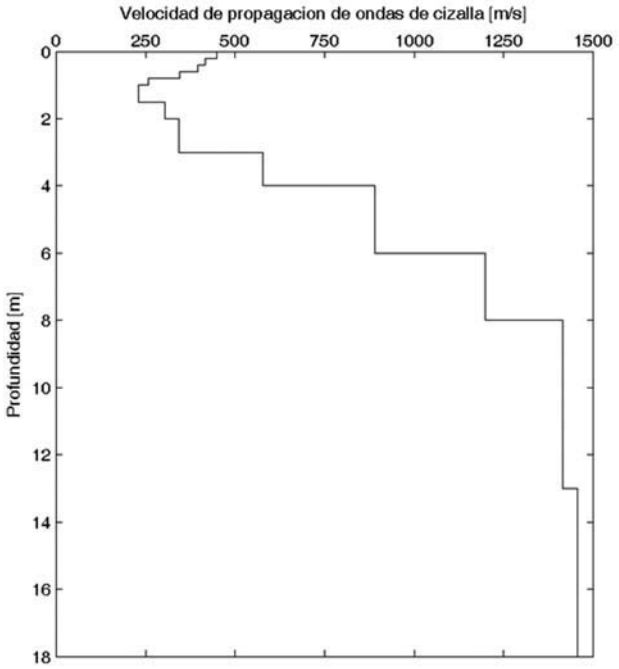


Figura 4. Variación de la velocidad de propagación de ondas de cizalla con la profundidad

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

estratificación del terreno con sus correspondientes velocidades de propagación de ondas Rayleigh. Dicha estratificación permite calcular la curva de dispersión teórica y compararla con los datos experimentales. En el siguiente paso se determinan los cambios óptimos de las velocidades de propagación de cada capa con un ajuste de mínimos cuadrados. Al ser un problema no lineal son necesarias muchas iteraciones para conseguir la solución final que representa el perfil de suelo que mejor se ajuste a la curva experimental de dispersión. En la Figura 4 se presenta el perfil de suelo calculado, teniendo en cuenta que la velocidad de propagación en combinación con una densidad media de 2000 kg/m^3 permite calcular el módulo de corte de cada capa: $G = C_s^2 \cdot \rho$.

Durante el proceso constructivo se emplearon explosivos con una cierta sobreperforación que han fracturado parcialmente la capa superior del terreno. Además se añadieron capas superficiales para posibilitar el tráfico de vehículos pesados por la obra. Según se puede apreciar el perfil de velocidades en función de la profundidad ajustado reproduce las diferentes capas de terreno comentadas.

4. VIBRACIONES GENERADAS POR EL TRÁFICO SOBRE LAS VÍAS EXTERIORES

4.1. Generación

El modelo utilizado para el estudio del paso de trenes por las vías generales es el propuesto por Krylov [13] y ha sido aplicado en muchas ocasiones para la predicción de vibraciones en el entorno de líneas férreas de alta velocidad. En el modelo se establece una relación entre la deformación del carril bajo la carga de un eje y las fuerzas de reacción transmitidas por el balasto a la capa superficial del suelo. De esta forma se puede describir el paso de un eje con las historias temporales de fuerzas en los puntos debajo de las traviesas. Es importante tener en cuenta en la simulación que debido a la velocidad de circulación del eje las historias temporales de las fuerzas están desfasadas en cada una de las traviesas [14].

El proceso debe repetirse para cada uno de los ejes que componen las circulaciones ferroviarias y las velocidades de cálculo, lo que componen los diferentes escenarios de cálculo.

4.1.1. Escenarios de cálculo

En general las cargas dinámicas inducidas por el paso de un tren aumentan con velocidades crecientes, existiendo la posibilidad de que un tren circulando a una velocidad inferior que la máxima conduzca al nivel máximo de vibración. En el estudio se emplearon 3 tipos de tren (ATPRD serie 120, Talgo AV serie 102 y Velaro E serie 103) caracterizados por los pesos por eje de cada composición circulando a distintas velocidades (Tabla 1), entre 150 km/h y la velocidad máxima según tipo de tren.

Tabla 1. Rango de velocidades empleadas en el estudio para vías exteriores

Tipo de tren	ATPRD serie 120	Talgo AVserie 102	Velaro E serie 103
Velocidad mínima	150 km/h	150 km/h	150 km/h
Velocidad máxima	250 km/h	350 km/h	350 km/h

En todos los casos existen limitaciones a las velocidades por motivos del trazado aunque en el momento en el que se realizó el estudio dichas limitaciones no estaban fijadas y se prefirió ser conservador extendiendo el estudio a las velocidades máximas indicadas, incluso superiores (v.g.: Talgo AV) a las máximas actuales de las composiciones.

4.2. Transmisión a la cimentación

Con respecto a un receptor fijo, p.e. la zapata de un pilar del edificio, las distintas traviesas donde se ha calculado el efecto del paso de las circulaciones tienen distancias diferentes y deben calcularse las funciones de transferencia del suelo para todas ellas. El cálculo de la transmisión para cada pareja traviesa-cimiento se realiza en el dominio de la frecuencia extendiendo el estudio hasta 250 Hz. Se ha llevado a cabo utilizando elementos finitos axisimétricos de 4 nudos tomando como amortiguamiento interno del suelo el 3% y la estratificación calculada anteriormente en la caracterización del suelo. Para evitar problemas con reflexiones de los contornos del modelo se han utilizado elementos absorbentes en los contornos. En la Figura 5 se muestra la función de transferencia para 40 Hz. Se aprecia como la magnitud del desplazamiento que tiene su máximo en el punto de aplicación de la carga de valor unidad (pico en la representación) rápidamente cae con distancias crecientes.

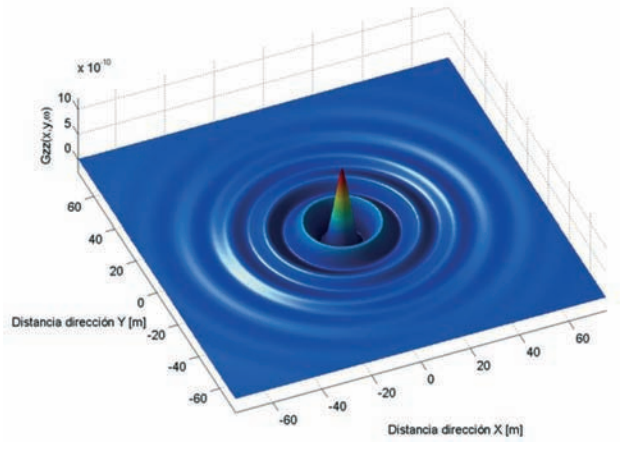


Figura 5. Función de transferencia Gzz(x,y,ω) para 40 Hz

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

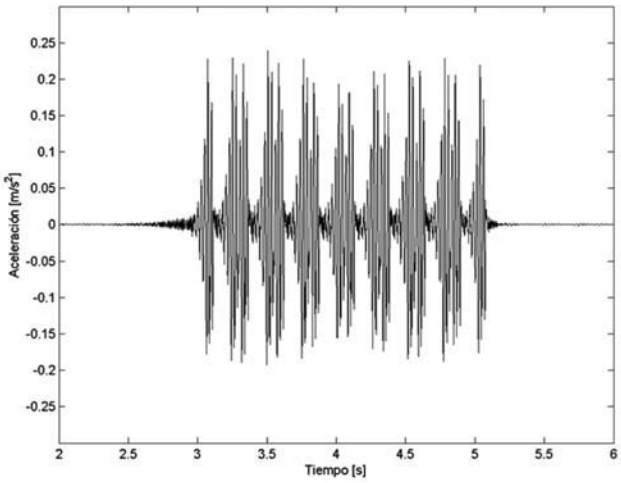


Figura 6. Historia temporal de aceleración durante el paso de un Velaro E a 350 km/h

Superponiendo las contribuciones de todos los ejes de un tren con sus respectivas cargas para un número adecuado de traviesas es posible obtener la historia temporal de aceleración o velocidad en el punto receptor. En el presente estudio se han considerado las contribuciones de 334 traviesas, estando la más alejada del receptor a 100 m de distancia. Cálculos realizados con el 50% más de traviesas no cambian los resultados de una manera significativa.

El cálculo llevado a cabo consiste en aplicar la transformada de Fourier de la historia temporal de fuerzas superficiales bajo una traviesa, combinándolo directamente con la función de transferencia del suelo traviesa-cimiento particularizada para esa traviesa. El proceso se repite para el resto de traviesas obteniendo por superposición el nivel de vibración en el cimiento en el dominio de la frecuencia. Aplicando la inversa de la transformada de Fourier se obtiene la historia temporal de aceleraciones en la base de la zapata que se muestra en Figura 6. Se ha supuesto una zapata aislada en un pilar ubicado a 9,5 m del eje de la vía.

Debido a la reducida distancia entre la vía y el receptor el paso de los ejes es fácilmente identificable. Los valores máximos se encuentran en torno al 2% de la gravedad.

4.3. Transmisión a la estructura

Para el cálculo de las funciones de transmisión del cimiento al forjado se ha llevado a cabo un modelo de elementos finitos parcial de la estructura [15] teniendo en cuenta los pilares, sus apoyos elastoméricos, las vigas de apoyo y el forjado aligerado de primera planta. En la Figura 7 se muestra el detalle de la zona del forjado y vigas de apoyo empleadas en el estudio, en la vista frontal se aprecia en los extremos los apoyos elastoméricos que conectan con las ménsulas de los pilares.

El sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado amplifica en algunos rangos de frecuencia la aceleración que

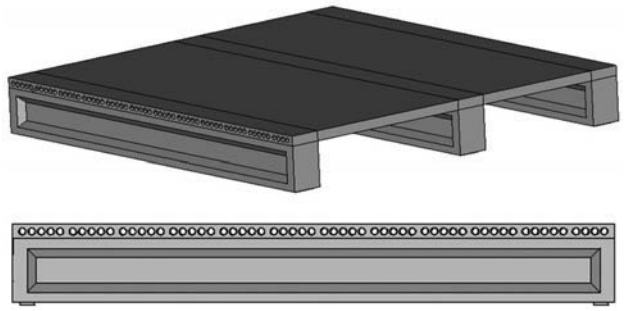


Figura 7. Detalles del modelo de elementos finitos

transmite el pilar al apoyo elastomérico mientras que en otros tiende a atenuarla. Estas características se ven reflejadas en la función de transmisión calculada que se presenta en la Figura 8. Se aprecia una zona de amplificación por debajo de 10 Hz que corresponde a los movimientos de sólido rígido del forjado sobre los apoyos elastoméricos y otra entre 25 Hz y 40 Hz que corresponde a las frecuencias propias del forjado. Por encima de 120 Hz la atenuación alcanza casi 30 decibelios manifestándose de esta manera la función aislante de los apoyos elastoméricos para este rango de frecuencias.

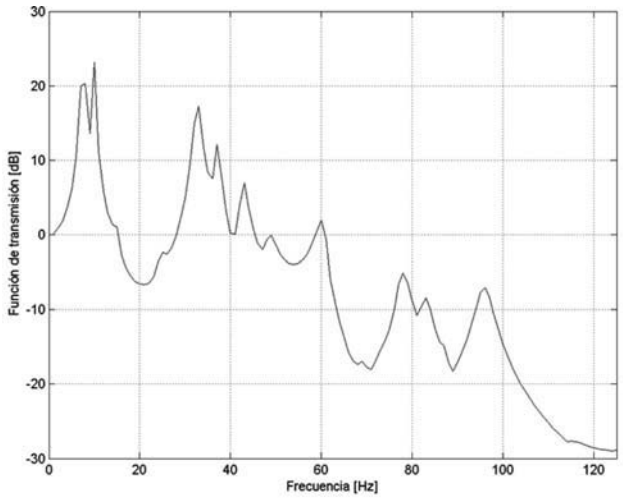


Figura 8. Envolvente de las funciones de transmisión del sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado

El resultado en la zapata de un pilar, combinado con la función de transferencia para el sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado permite obtener para cada tren una historia temporal de aceleraciones y finalmente el espectro de aceleraciones en cada punto del forjado que debe ser comparado con los valores límite de la norma ISO 2631.

Puesto que de antemano no se sabe donde se va a producir el máximo nivel de vibración, se ha calculado la función de transferencia en 15 puntos distribuidos equidistantes sobre el forjado, repitiendo el cálculo de las historias temporales y espectros en cada uno de ellos. El resultado que se presenta en la Figura 9 es un espectro de aceleraciones en tercios de octava envolvente donde los valores máximos de cada banda no necesariamente

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

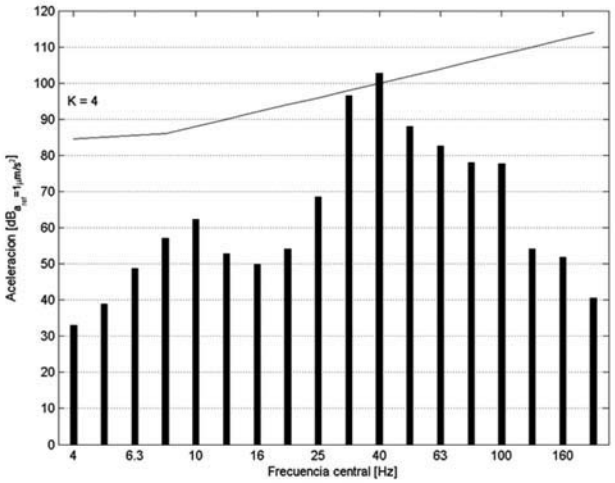


Figura 9. Espectro envolvente a nivel del forjado

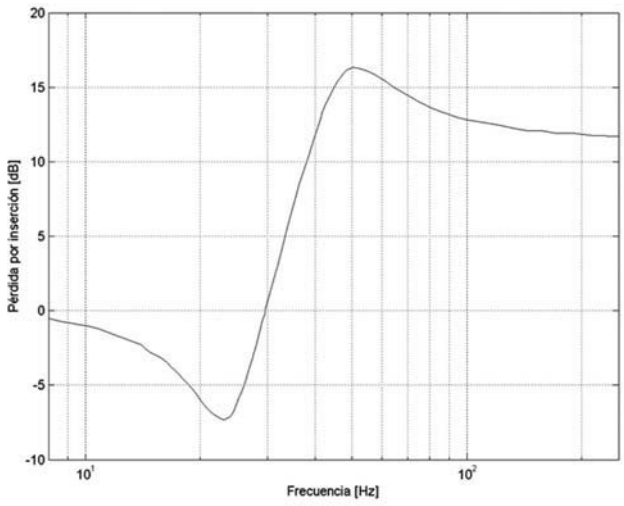


Figura 10. Pérdida por inserción de la manta seleccionada

son provocados ni por el mismo tren ni en el mismo punto del forjado.

Los efectos indicados para la función de transferencia del sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado tienen un claro efecto en los resultados finales sobre el forjado, con los mayores valores en las bandas de 31,5 y 40 Hz y reducciones por encima de éstas. Así, en la banda de 40 Hz, que comprende las frecuencias entre 35,5 Hz y 44,7 Hz, se supera en 2,8 dB el valor límite K=4 de la norma ISO 2631, y en la banda de 31,5 Hz se produce también una amplificación importante aunque el nivel final se encuentra por debajo del límite de la norma con un margen muy escaso de 1,3 dB.

4.4. Aislamiento

La predicción realizada además de indicar la superación permite establecer los criterios de diseño para el aislamiento ya que al comparar los espectros se observan las bandas afectadas donde se debe reducir el nivel y las menos afectadas donde se debe ubicar la frecuencia propia del sistema de vía aislado, de manera que el nivel en esa banda quede por debajo del límite establecido [16].

En el estudio los resultados obtenidos aconsejan introducir un sistema aislante para frecuencias superiores de 30 Hz lo que implica que el sistema de vía debe encontrarse en torno a 20 Hz. De esta manera es previsible que se reduzcan los niveles en las bandas de frecuencias más conflictivas, 31,5 y 40 Hz. Además, se aumentaría el margen frente a los niveles admisibles para vibraciones en rangos de frecuencias más altas.

De entre los sistemas de aislamiento se consideró óptima la utilización de mantas bajo balasto con las que alcanzar dichas frecuencias es perfectamente posible con las soluciones comerciales existentes en la actualidad. Esta es la solución finalmente planteada y ejecutada para una manta de la casa comercial Getzner. La curva de pérdida por inserción considerando una capa de balasto de 35 cm de espesor, traviesas de tipo B70 y carriles de tipo UIC 60, se muestra en la Figura 10.

La representación permite observar que la manta consigue disminuir los niveles de vibración a partir de 30 Hz como se había solicitado y que alrededor de 40 Hz ya alcanza una pérdida por inserción superior a 10 dB y mantenida para frecuencias superiores.

Introduciendo en la cadena de cálculo la pérdida por inserción de la manta se obtienen los espectros de aceleración en el forjado. Considerando todos ellos se puede calcular el espectro envolvente para compararlo con los valores de la norma ISO. En la Figura 11 se muestra dicho espectro envolvente, donde se aprecia que tanto el nivel en la banda de 31.5 Hz como el correspondiente a la banda de 40 Hz ha disminuido de manera considerable. Después de la inserción de la manta el mínimo margen se encuentra en la banda de 31,5 Hz con 6,4 dB.

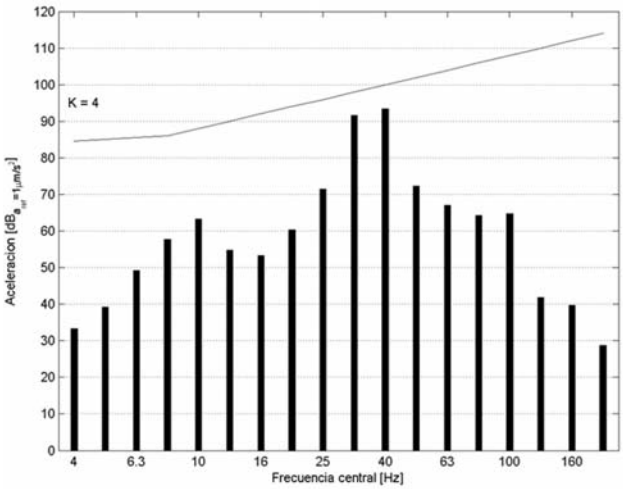


Figura 11. Espectro envolvente de la aceleración en el forjado con manta bajo balasto

5. VIBRACIONES GENERADAS POR EL TRÁFICO SOBRE LAS VÍAS INTERIORES

Para la estimación de los niveles de vibración se tiene en cuenta el mismo procedimiento de subestructuras empleado en el análisis de las vías exteriores, teniendo en cuenta las particularidades propias de este caso. La

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

principal es que la velocidad de circulación en los escenarios de cálculo es mucho más baja lo que permite abordar el estudio mediante cargas móviles de manera cuasiestática, donde se considera que los efectos dinámicos son despreciables frente a la componente estática de la respuesta. Esta forma de actuar permite la modelización del problema de una manera más sencilla, ya que en la hipótesis estática no existen reflexiones de las ondas en los contornos lo que permite reducir el tamaño de las mallas de cálculo, incluso evitar la modelización de contornos absorbentes.

Por otro lado se debe tener en cuenta que es preciso realizar una modelización de la irregularidad del contacto rueda-carril que tiene una influencia decisiva en el resultado del nivel de las vibraciones.

5.1. Generación

A diferencia del caso anterior con sistema de vía sobre balasto, para las vías interiores se emplea carril-placa con anclaje sobre losa de hormigón y sujeción de la empresa Hilti. Como conexión entre subestructuras se emplea en el primer caso la fuerza transmitida por cada traviesa sobre la plataforma y en esta ocasión la fuerza de contacto en el carril. En consecuencia, el objetivo de esta primera etapa es determinar la fuerza de contacto que provoca el paso de los distintos ejes de los trenes sobre el carril y que se evalúan por superposición de las cargas estáticas de cada eje con el efecto de la irregularidad del contacto rueda-carril.

Existen diversos modelos para tener en cuenta la citada irregularidad [17] y se ha optado por tomar la densidad espectral de irregularidades que se propone por los ferrocarriles franceses SNCF, basado en un tamaño de irregularidad variable con su longitud de onda según se muestra en la Figura 12, en comparación con las densidades espectrales de otros autores.

La expresión de la densidad espectral es:

$$G_{rr}(n) = \frac{A}{\left(1 + n/n_0\right)^3}$$

donde n es el número de ciclos por metro de longitud o lo que es lo mismo la inversa de la longitud de onda; n_0 es 0,0489 ciclos/m; y A es un parámetro característico del estado de conservación de la vía. A = 308 x 0,509 mm²/ciclo/m para una vía con buen estado de conservación y es el valor del parámetro empleado en el estudio.

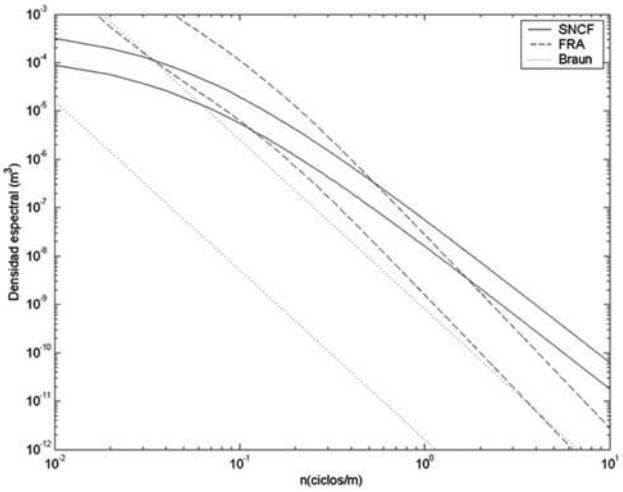


Figura 12. Densidad espectral de la irregularidad

Con el valor de la densidad espectral de la irregularidad se ha obtenido un perfil de irregularidad del carril y se ha implementado un modelo de elementos finitos en el que se ha hecho circular la masa no suspendida del vehículo por encima del carril evaluando la fuerza de contacto debido a la irregularidad. El esquema del modelo numérico empleado se muestra en la Figura 13, donde se ha representado la masa no suspendida (m_r) y la pareja rigidez-amortiguamiento del contacto (k_h y c_h), todos ellos móviles sobre el carril en función de la velocidad. El carril representado con elementos viga y sus características comunes módulo de Young, Área, Inercia y densidad (E_c, A_c, I_c, ρ_c); la sujeción de Hilti (no definida en el momento del estudio, se considera variable para las soluciones comerciales de la firma) que se encuentra representada por su masa, rigidez y amortiguamiento (m_s, k_s y c_s) con apoyos equidistantes cada 60 cm.

Como se puede apreciar para este modelo se ha supuesto la losa suficientemente rígida empotrando el extremo inferior de la sujeción a la misma. Las propiedades empleadas en los modelos se indican en la Tabla 2.

El resultado del estudio es un perfil de fuerzas de contacto sobre la vía debido a la irregularidad, para los di-

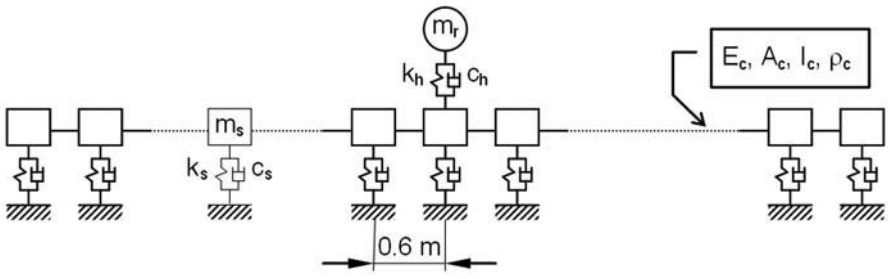


Figura 13. Modelo numérico para obtener la fuerza del contacto debido a la irregularidad

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 2. Propiedades empleadas en el modelo numérico para obtener la fuerza del contacto debido a la irregularidad

Masa no susendida		400 kg
Contacto	k_h	$1{,}875 \cdot 10^9$ N/m
	c_h	$0{,}346 \cdot 10^9$ N·s/m
Carril	UIC-60	
Sistema Hilti	k_s	Variable: $10\text{-}30 \cdot 10^6$ N/m
	c_s	$0{,}050 \cdot 10^9$ N·s/m
	distancia entre apoyos	0,6 m
Datos cálculo	$0{,}01 < n < 125/v$ v: velocidad tren	

ferentes escenarios de cálculo. En el estudio se emplearon 3 tipos de tren (ATPRD serie 120, Talgo AV serie 102 y Velaro E serie 103) caracterizados por los pesos por eje de cada composición circulando a distintas velocidades, entre 2 y 6 m/s (7 y 22 km/h). En la Figura 14 se muestra el resultado para una velocidad de 2 m/s y rigidez de vía de 20 kN/mm.

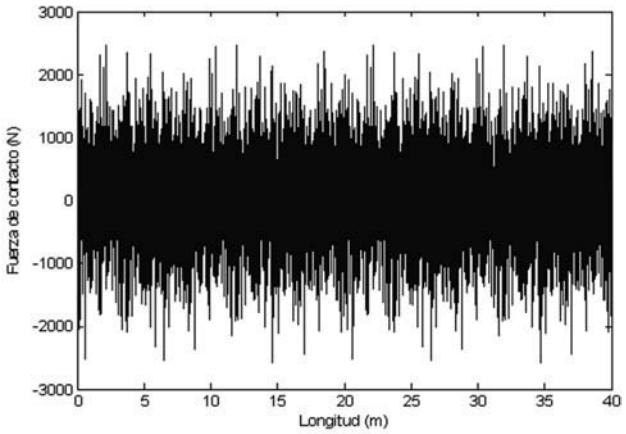


Figura 14. Fuerza de contacto sobre 40 m de vía con rigidez 20 kN/mm y velocidad 2 m/s

Estos niveles que dependen de la posición en la vía como se aprecia en las representaciones hay que superponerles el valor de la carga estática correspondiente a los tres trenes empleados en el estudio, que se calcula con el mismo modelo numérico, eliminando la masa no suspendida y los elementos del contacto y añadiendo como cargas el peso de cada uno de los ejes.

5.2. Transmisión a la cimentación

La primera etapa de la transmisión se evalúa entre la vía y la base de la cimentación. El cálculo se realiza de manera estática al tratarse de velocidades bajas de circulación, mediante un modelo de elementos finitos de 24.000 grados de libertad, con elementos sólidos para representar el terreno y la cimentación, láminas para la losa, vigas para los carriles y muelles para la rigidez del sistema Hilti, repitiéndose el estudio para las distintas rigideces de la vía. Se representa una longitud de 40 m de vía, y la distancia de la losa a la cimentación corresponde a la mínima distancia entre elementos observada en la documentación del edificio de la estación de Segovia.

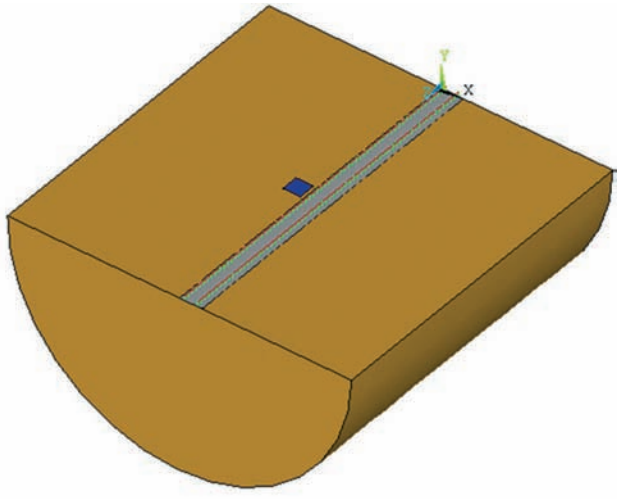


Figura 15. Modelo de elementos finitos para la transmisión vía-cimiento

El resultado para una rigidez de 20 kN/mm y una carga unitaria recorriendo el carril es el desplazamiento en la base de la cimentación que se muestra en la Figura 16.

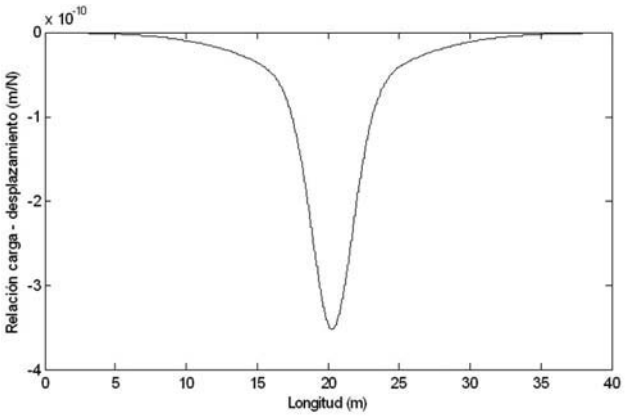


Figura 16. Relación carga-desplazamiento

Este resultado permite obtener la historia de desplazamientos en la base de la cimentación si, para cada velocidad, sistema de vía y tren, se superponen en cada instante de tiempo los desplazamientos provenientes de cada eje del tren. La superposición tiene en cuenta que dependiendo de la posición de cada eje la fuerza de contacto es la suma del peso del tren y la de la irregularidad de la vía en ese punto. Adicionalmente se obtiene el valor de la aceleración en el emplazamiento derivando dos veces la historia de desplazamientos. En la Figura 17 se presenta a modo de ejemplo el resultado para el tren Velaro E sobre una vía de rigidez 20 kN/mm a una velocidad de 6 m/s.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

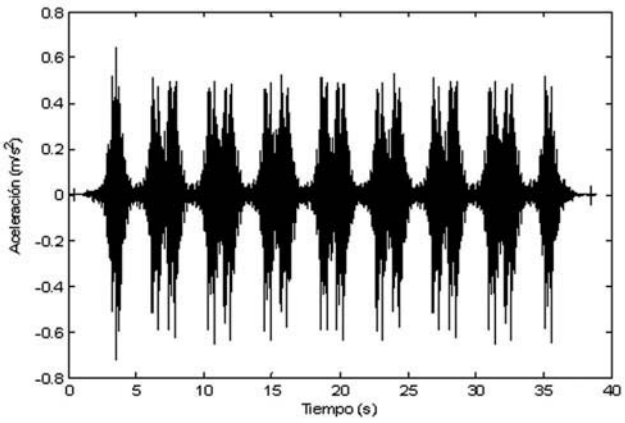


Figura 17. Historia de aceleraciones en la base de la cimentación. Escenario: v = 6 m/s; k = 20 kN/mm; Tren Velaro E

Los valores obtenidos son bastante elevados, como consecuencia de la proximidad de la cimentación a las vías del tren y de las hipótesis conservadoras empleadas en el cálculo.

5.3. Transmisión a la estructura y aislamiento

Para la representación de la estructura y la transmisión hasta los puntos de recepción se ha supuesto un modelo simplificado que tiene en cuenta el movimiento vertical transmitido desde la cimentación por un pilar apoyo de la celosía superior.

El apoyo de la celosía se produce sobre un elastómero aún no definido por lo que el objeto del estudio fue delimitar la rigidez vertical del mismo para que las vibraciones en la celosía se mantuvieran por debajo del nivel admisible fijado según la normativa ISO 2631 por un valor K igual a 4.

En cualquier caso, la rigidez del elastómero es muy inferior a la del pilar por lo que la modelización realizada supone una transmisión directa del hormigón. La masa de la celosía es la segunda variable del problema que es conocida y dependiendo de su posición en cubierta, toma diferentes valores: cada celosía se apoya en dos puntos en sus extremos sobre los pilares de la estructura del edificio y la mitad de la masa total de la celosía (para cada apoyo) es diferente en cada caso de 36.700 kg o de 27.500 kg.

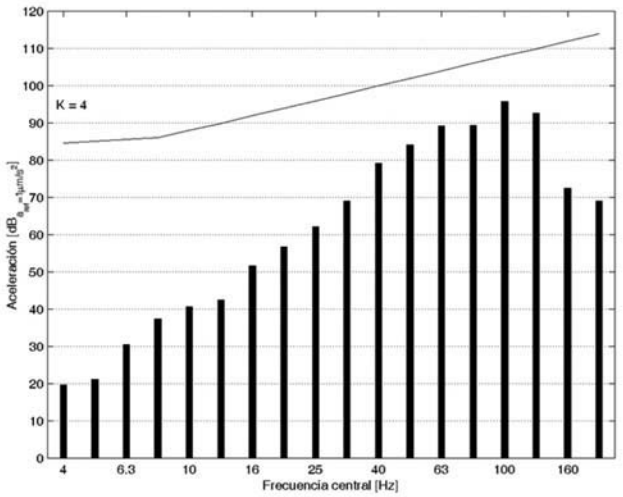


Figura 18. Espectro de aceleración en la base de la cimentación. Escenario: v = 6 m/s; k = 20 kN/mm; Tren Velaro E

Para poder elegir la rigidez de los apoyos se evalúa en primer lugar el espectro en tercios de octava de la aceleración en la cimentación con el fin de observar frente al límite admisible el margen de que se dispone y en qué bandas de frecuencias. En la Figura 18 se presenta el resultado para la historia de aceleraciones mostrada en la Figura 17, se observa claramente la mayor agresividad del tren en este escenario para frecuencias en torno a los 100 Hz.

Con el resto de variables de la transmisión por el edificio se seleccionan las frecuencias características de la transmisión y se ha considerado que la frecuencia propia del sistema dinámico de cubierta debe encontrarse en torno a 10 Hz, porque frecuencias superiores podrían estar en el rango de modos locales de las estructuras del edificio. De esta forma, además, el elastómero podría considerarse como un sistema aislante, lo que se muestra en los cálculos realizados.

En el caso de la celosía de mayor masa con un reparto por apoyo de 36.700 kg, la condición en frecuencia se cumple para una rigidez vertical dinámica del elastómero de $0{,}145 \cdot 10^9$ N/m. La frecuencia aumentaría con valores mayores de rigidez y viceversa, por lo que el elastómero debería tener esta rigidez como cota superior.

El modelo empleado para el cálculo de los movimientos en la celosía se ha llevado a cabo para el valor nominal de $0{,}145 \cdot 10^9$ N/m pero es habitual que la rigidez del neopreno pueda tener una desviación de ±10% lo que se traduce linealmente en la rigidez vertical.

Teniendo en cuenta esta variación y que existen dos modelos diferentes de celosías se han calculado 6 funciones de transferencia, correspondientes a las dos celosías y tres configuraciones de rigidez: la nominal, 0,9 veces el valor nominal y 1,1 veces el valor nominal, todas ellas para un amortiguamiento del 2% del crítico.

Las seis funciones de transferencia se han aplicado al conjunto de escenarios (tren, velocidad y rigidez de la sujeción), obteniéndose resultados adecuados que cumplen con las hipótesis planteadas, comprobándose, en consecuencia, la idoneidad de la solución.

En la Figura 19 se presenta el resultado de aplicar la función de transferencia sobre el cálculo del escenario de la Figura 18, tren Velaro E, rigidez de vía 20 kN/mm y velocidad de transito 6 m/s. Realmente se presenta la envolvente de los espectros obtenidos para las 6 funciones de transferencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

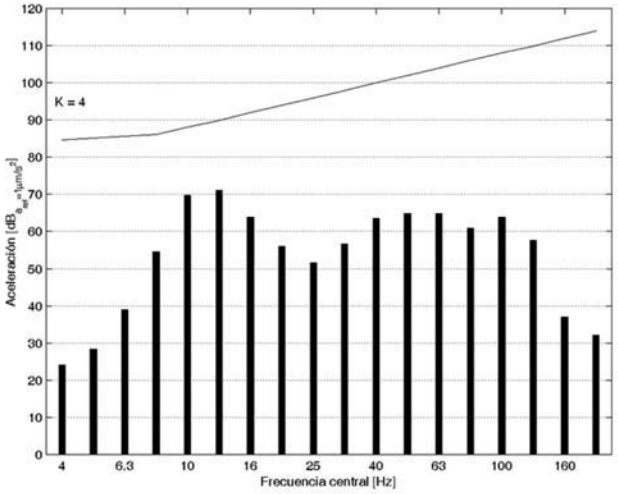


Figura 19. Espectro de aceleración en la celosía. Escenario: v = 6 m/s; k = 20 kN/mm; Tren Velaro E

Se observa claramente la amplificación en las bandas próximas a los 10 Hz y la reducción muy importante a altas frecuencias, en conjunto alejando la curva de los niveles admisibles.

6. CONCLUSIONES

El método de las subestructuras permite realizar la predicción del nivel de vibración en los edificios del entorno de las líneas férreas. La ventaja fundamental del método consiste en la versatilidad que se obtiene al subdividir el problema en diferentes etapas que se pueden abordar con diferentes métodos de cálculo adaptados a las particularidades de cada problema concreto e incluso el poder incorporar resultados experimentales si se dispone de ellos en el emplazamiento.

La aplicación de la metodología al edificio de la estación de Segovia se ha realizado atendiendo a las singularidades de las vías exteriores e interiores, de alta velocidad y parada, respectivamente.

En las vías exteriores sobre balasto, vías sin parada, donde la velocidad de paso de los trenes corresponde a la alta velocidad, el estudio se ha centrado en la vibración en los forjados de la planta superior. Los cálculos han mostrado la superación de los niveles admisibles de la ISO 2631, (nivel K igual a 4 correspondiente a oficinas).

La corrección de los niveles puede llevarse a cabo mediante la colocación de mantas elastoméricas bajo balasto. Este sistema se considera el más adecuado al no incidir directamente sobre la superestructura de vía ya que para las velocidades de proyecto más elevadas (350 km/h) no existían en el momento del estudio sistemas de aislamiento homologados y la flexibilización en niveles superiores de la superestructura de vía también podría incidir en la estabilidad de la circulación a esas velocidades.

En las vías interiores sobre sistema carril-placa con anclaje sobre losa de hormigón y sujeción de la empresa Hilti, vías de parada, la velocidad de cálculo se ha establecido por debajo de 6 m/s (22 km/h) y el estudio se ha centrado en las celosías acristaladas de la cubierta. Debido a que en el momento del estudio no estaban determinadas las características de los apoyos de elastómero de las citadas celosías se han estimado las propiedades óptimas desde el punto de vista dinámico. El resultado obtenido permite fijar la rigidez de los apoyos en inferior a $0{,}145 \cdot 10^9$ N/m de manera que la frecuencia propia principal de la estructura se encuentre en torno a 10 Hz. Tampoco es conveniente introducir rigideces inferiores en un 30% del nivel anterior, debido a una flexibilización excesiva de sistema dinámico.

7. AGRADECIMIENTOS

El estudio ha sido realizado por encargo del Departamento de Proyectos del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias dentro del Proyecto de protección acústica en el tramo Segovia-Valdestillas del Nuevo Acceso Ferroviario al Norte-Noroeste de España. Madrid-Segovia-Valladolid/Medina Del Campo.

REFERENCIAS

[1] ALARCÓN E., ALVAREZ R., DOBLARÉ M., MOLINA J. "Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril". *Hormigón y Acero*. 1985, nº 155, p. 173-186.

[2] ISO 2631-1:1997. *Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration. PART 1: General Requirements.*

[3] ISO 2631-2:2003. *Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration. PART 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz).*

[4] GALVIN P., DOMÍNGUEZ J. "Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on the Córdoba-Málaga line". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Elsevier. 2009, vol. 29, nº 4, p. 641-657.

[5] LOMBAERT G., DEGRANDE G. "Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains". *Journal of Sound and Vibration*. 2009, 23 January, vol. 319, nº 3-5, p. 1036-1066.

[6] AUERSCH L. "The effect of critically moving loads on the vibrations of soft soils and isolated railway tracks". *Journal of Sound and Vibration*. 2008, vol. 310, nº 3, p. 587-607.

[7] ANDERSEN L., JONES C.J.C. "Coupled boundary and finite element analysis of vibration from railway tunnels : a comparison of two- and three-dimensional

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

models". *Journal of Sound and Vibration*. 2006, vol. 293, nº 3-5, p. 611-625.

[8] Gª-BORREGUERO I., VEGA J., EGUIGUREN J.L., HERMANNS L., PINAQUY S., FRAILE A. "Model fitting for ground borne vibration transmission". *Euronoise*. 2009. Edinburgh, Scotland, October 26-28.

[9] WOLF J.P. *Dynamic soil-structure interaction*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, 1985.

[10] CLOUGH R.W. and PENZIEN J. *Dynamics of structures*. 2nd ed., New York: McGraw-Hill, 1993.

[11] IVANCHENKO I.I. "Substructure method in high-speed monorail dynamic problems". *Mechanics of Solids*. 2008, vol. 43, nº 6, p. 925–938.

[12] SEMBLAT J.F., PECKER A. *Waves and Vibrations in Soils: Earthquakes, Traffic, Shocks, Construction Works*. Pavia , Italy: IUSS Press, 2009.

[13] KRYLOV V., FERGUSON C. "Calculation of low-frequency ground vibrations from railway trains". *Applied Acoustics*. 1994. vol. 42, nº 3, p. 199-213.

[1]4 FRYBA L. *Vibration of Solids and Structures under Moving Loads*. Prague: Academy of Sciences of the Czech Republic, 1972.

[15] BATHE K.-J. and WILSON E.L. *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. New Jersey: Prentice-Hall, 1976.

[16] ALARCÓN E., HERMANNS L., FRAILE A. "Transmisión de vibraciones generadas por el tráfico ferroviario". CAR E., LÓPEZ ALMANSA, F. y OLLERS S. (eds.) *Estructuras Sometidas a Acciones Dinámicas (EAD2000)*. Barcelona: CIMNE, 2000.

[17] SHENGA X., JONES C.J.C., THOMPSON D.J. "A theoretical model for ground vibration from trains generated by vertical track irregularities". *Journal of Sound and Vibration*. 2010, vol. 329, nº 7, p. 819-832.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Análisis de la instrumentación de temperaturas del viaducto mixto de alta velocidad "Arroyo las Piedras"

Analysis of temperature instrumentation on the "Arroyo las Piedras" composite high speed rail viaduct

Miguel Ortega Cornejo[1], **Francisco Millanes Mato**[2] **y Juan Luis Mansilla Domínguez**[3]

Recibido | *Received:* 04-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 10-05-2010

Resumen

La instrumentación de temperaturas y movimientos empleada en el viaducto del Arroyo las Piedras, primer viaducto mixto de Alta Velocidad de España, ha permitido un seguimiento continuo de los efectos térmicos durante aproximadamente dos años (2008-2009), con medidas muy precisas con intervalos aproximados de 10 minutos, lo que permite suministrar una información muy fiable tanto de las variaciones diarias como estacionales de las acciones térmicas sobre el tablero. Estas medidas se han correlacionado con los registros continuos de la temperatura ambiente (en sombra). El artículo describe en detalle el comportamiento térmico del tablero mixto del viaducto, análisis que ha permitido sacar importantes conclusiones, que permitirán mejorar las futuras normativas de acciones térmicas en puentes mixtos.

Palabras clave: Instrumentación de puentes, temperatura, movimiento, viaducto mixto, Eurocódigo, IAP, gradiente térmico.

*Abstract**

Temperatures' and movements' instrumentation of "Arroyo las Piedras" Viaduct, the first Spanish composite steel-concrete High Speed Railway Bridge, has allowed the continuous following of the thermal effect during approximately two years (2008-2009), with very precise measurements with intervals of 10 minutes, what gives a very reliable information for the diary and seasonal temperatures' evolution of the viaduct's deck. These measures have been correlated with the continuous registers of the air shade temperature. This paper describes in detail the thermal behavior of the composite viaduct's deck, analysis that has permitted to obtain important conclusions that will help to improve future codes in thermal actions for composite bridges.

Keywords: *Monitored bridges, temperature, movement, composite viaduct, Eurocode, IAP, thermal gradient.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 103 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad Europea de Madrid. Escuela Politécnica (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España)
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* miguel.ortega@ideam.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

1. DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DE TEMPERATURAS Y MOVIMIENTOS

La instrumentación de temperaturas y movimientos empleada en el viaducto del Arroyo las Piedras, primer viaducto mixto de Alta Velocidad de España (Figuras 1a y 1b), ha permitido un seguimiento continuo de los efectos térmicos durante aproximadamente dos años, desde Noviembre de 2007 hasta casi finales de 2009, con medidas muy precisas con intervalos aproximados de 10 minutos, lo que permite suministrar una información muy fiable tanto de las variaciones diarias como estacionales de las acciones térmicas sobre el tablero [1].

El viaducto tiene una longitud total de 1208,90 m, con vanos tipo de 63,50 m y altura máxima de pilas de hasta 96 m [2 y 3]. La elevada longitud del puente y su situación en una zona de alta sismicidad, obligó a fijar en sentido longitudinal el tablero de manera elástica en las 4 pilas centrales (pilas P-8 a P-11), pilas muy flexibles, y disponer amortiguadores con función de transmisores de impacto en los dos estribos.

Al tratarse por tanto de un puente con sus dos extremos libres frente a los movimientos de dilataciones/contracciones, y ser el primer viaducto mixto de alta velocidad de España, ADIF propuso una instrumentación durante los dos primeros años de puesta en servicio para confirmar las previsiones de movimientos del tablero producidos por la temperatura y retracción de la losa y hormigón de fondo.

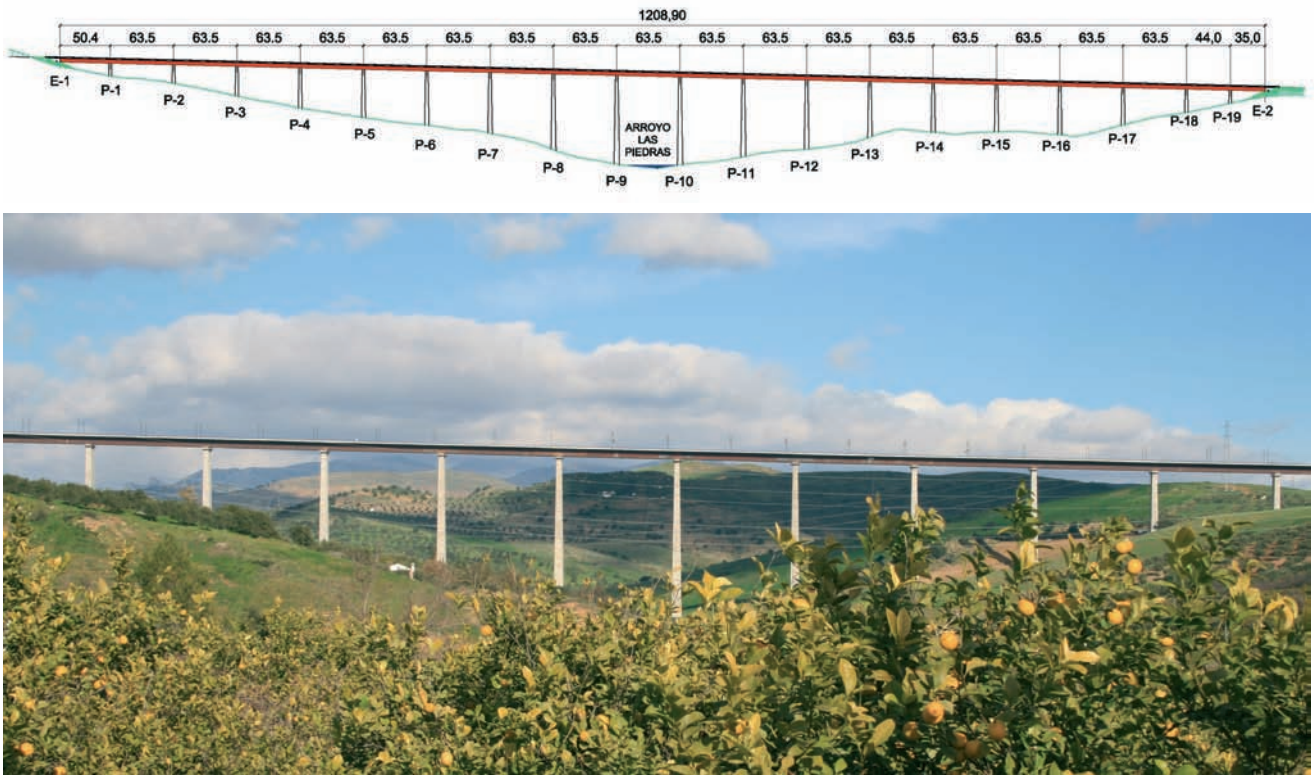
Esta instrumentación ha servido para conocer con detalle el comportamiento térmico de los tableros mixtos, con conclusiones muy interesantes que servirán para mejorar las futuras normativas relativas a acciones térmicas en puentes mixtos, como se describirá más adelante.

Por motivos de extensión, el presente artículo se va a centrar en el análisis de la instrumentación de temperaturas del tablero, dejando para otro artículo posterior el análisis detallado de los movimientos de los extremos libres del tablero y su correlación con las temperaturas, además de otros análisis de interés como la evolución temporal del punto fijo del tablero, y las diferentes fases de rozamiento y deslizamiento del tablero sobre las pilas apoyado en los apoyos esféricos deslizantes en función de las dilataciones-contracciones diarias.

1.1. Sensores de temperatura y movimientos dispuestos en el puente

Inicialmente se dispusieron 4 sensores térmicos instalados en la sección del centro del vano 6, uno en el interior de la losa superior de hormigón en el eje de la sección transversal bajo el balasto, otro en el interior de las prelosas de cierre inferior del fondo del cajón, prelosas que tienen 14 cm de espesor, junto con otros dos termómetros de contacto para medir la temperatura del metal, situándolos en cada centro de las dos almas de las vigas metálicas (Figura 2).

Estos 4 sensores han servido para analizar la evolución de temperaturas y movimientos del tablero del viaducto durante el año 2008, y tras los análisis realizados y las mediciones observadas, a petición de IDEAM, ADIF de-



Figuras 1a y 1b. Alzado y vista del Viaducto Arroyo las Piedras

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

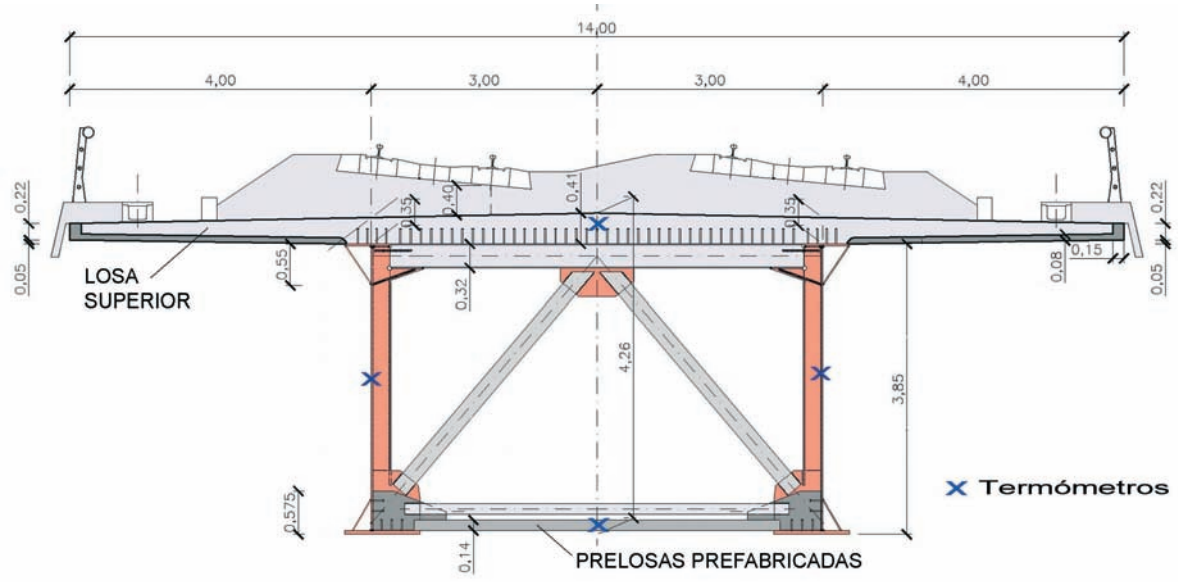


Figura 2. Posición de sensores de temperatura en la sección del centro del vano 6

cidió incrementar la instrumentación, para confirmar una serie de hipótesis que se describen y confirman más adelante.

Se añadieron 2 sensores de temperatura más en la losa superior, disponiéndolos en los voladizos en la zona de paseos laterales donde la losa no está protegida por el balasto de la plataforma ferroviaria.

Para poder analizar la influencia del espesor del hormigón inferior en la temperatura, se añadió otro termómetro en el centro del hormigón de fondo en la zona de máximo espesor (50 cm), para así poder comparar los resultados con los obtenidos del termómetro dispuesto en la prelosa inferior de centro de vano, con 14 cm de espesor.

Adicionalmente se dispusieron otros dos sensores de temperatura más en cada una de las vigas metálicas, colocándolos en la parte superior e inferior de las almas, para ver la influencia y evolución del soleamiento en diferentes puntos de las vigas, y para contrastar la evolución de las temperaturas medias de la sección mixta se colocaron además tres termómetros dentro de la sección cajón para medir la temperatura del aire del interior del tablero del puente de 1208,90 m de longitud.

Todas las medidas de temperaturas se han podido correlacionar con los registros continuos de la temperatura ambiente exterior del aire a la sombra suministrados por una estación meteorológica situada en el tablero del viaducto en las proximidades de la pila 15.

Junto a estos sensores de temperaturas, se colocaron transductores de movimientos longitudinales en los extremos del tablero en los dos estribos y en tres pilas intermedias, para conocer los desplazamientos relativos del tablero respecto de las cabezas de dichas pilas. En esas mismas pilas se dispusieron además clinómetros para medir el giro longitudinal en la cabeza de pila.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS RESULTADOS DE TEMPERATURAS MEDIDAS EN EL TABLERO

El Viaducto Arroyo las Piedras presenta un azimut en planta de aproximadamente 163g, lo que supone una orientación sensible a la dirección Norte-Sur, de forma que los rayos del sol inciden sobre el lado izquierdo del tablero según avance de P.K.+ (lado este) por las mañanas y sobre el lado derecho (lado oeste) por las tardes, lo que supone una evolución de la temperatura en las vigas metálicas y en el hormigón de la sección a lo largo del día. Estos efectos también son evolutivos a lo largo del año y suponen la aparición de diferencias de temperaturas verticales y transversales, lo que provoca unos gradientes en la sección tanto en sentido vertical como horizontal.

Seguidamente se van a analizar las temperaturas registrada en los sensores los días más representativos de cada mes, estudiando su evolución anual.

2.1. Meses de invierno más fríos. Diciembre-Enero

En general el comportamiento durante los meses de invierno es muy similar.

- La temperatura ambiente del aire a la sombra presenta su mínimo sobre las 7:30 h, con un valor mínimo registrado durante los dos años de mediciones de 5ºC en enero, y con un máximo que se produce entre las 13:00 h y las 15:00 h de unos 15ºC medidos en el mes de diciembre. La variación de temperatura ambiente diaria es de unos 7ºC tanto en diciembre como en enero (Figuras 3 y 4)

- La losa superior presenta una variación térmica diaria muy pequeña con oscilaciones de menos de 1ºC

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

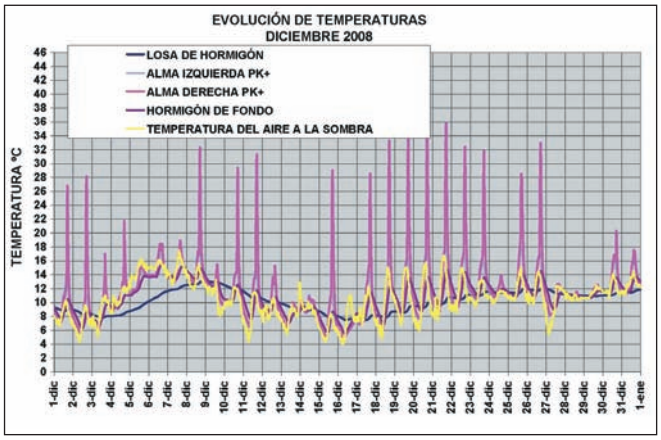


Figura 3. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un mes de invierno (diciembre-08)

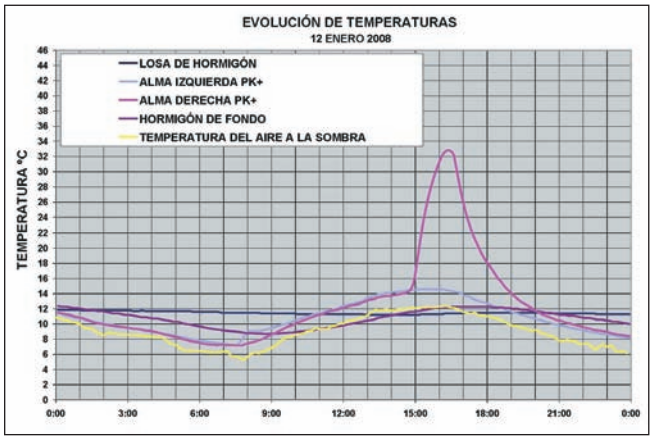


Figura 4. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un día de invierno característico (21-enero-08)

(Figura 4). Se han medido temperaturas entre 11ºC y 14ºC en invierno. Este hecho se debe al gran aislamiento superior que supone la capa de impermeabilización más el balasto, con un espesor medio de más de 65 cm sobre la losa. En un puente de carretera no se produce este efecto de manera tan marcada, ya que la capa del pavimento de rodadura, de menor espesor, no es capaz de aislar tanto a la losa, haciendo que la temperatura de la misma oscile algo más que en un puente de ferrocarril.

Para contrastar este comportamiento, tras el primer año de análisis, se dispusieron dos sensores de temperatura adicionales para medir la temperatura de la losa en los voladizos en la zona de los paseos, donde no hay balasto. En apartados sucesivos se describen las diferencias entre estas zonas y la zona central bajo la plataforma ferroviaria.

- La temperatura del hormigón de fondo, medida en la prelosa inferior de 14 cm de espesor situada en centros de vano, presenta en cambio una variación de temperatura diaria mayor que la de la losa superior (Figura 4). Su temperatura mínima se alcanza sobre las 9:00 h, decalada una hora y media respecto de la mínima temperatura ambiente diaria, con un valor mínimo de unos 9 ºC en enero (aproximadamente 4ºC más que la mínima temperatura ambiente diaria).

  De una manera análoga, el valor de la temperatura máxima del hormigón de fondo se alcanza con un decalaje de unas 2 a 3 horas respecto del máximo de temperatura ambiente, con un valor prácticamente igual que el de la temperatura ambiente (unos 12ºC en Enero).

- La temperatura del acero, medida en las almas de las 2 vigas laterales presenta el comportamiento siguiente (Figuras 3 y 4).

  Durante la noche, la temperatura de las 2 vigas metálicas es prácticamente idéntica y muy similar a la temperatura ambiente, con diferencias muy ligeras de apenas 1 a 2ºC superiores a esta última.

Durante el día las temperaturas de las 2 vigas presentan una serie de singularidades debido al soleamiento diferencial de una respecto de la otra. Así al amanecer sobre las 7:30 h el sol incide durante una media hora (hasta las 8:00 h) sobre la viga situada en el lado este (lado izquierdo según PK+), y aparece un ligerísimo aumento de la temperatura de esta viga respecto de la del lado oeste (lado derecho según PK+), que permanece en sombra. Este aumento es de apenas 1 a 2ºC (Figura 4).

El sol enseguida sube y deja en sombra a la viga del lado este, tapada por el voladizo de la losa superior, por lo que desde las 8.00 h hasta las 14:30- 15:00 h la temperatura de las 2 vigas metálicas en sombra se igualan subiendo suavemente hasta alcanzar su máximo por encima de la temperatura ambiente unos 2 o 3ºC.



Figura 5. Vista de la viga del lado oeste al caer el sol al inicio del atardecer, con la parte inferior de la viga expuesta al sol y el resto de la viga todavía en sombra (fotografía de enero-09)

Desde las 14:30-15:00h hasta las 16.00 h se produce un importante aumento de temperatura relativa de unos 16 a 19ºC entre la viga del lado oeste y la del lado este. Esto es debido al soleamiento directo de la primera a las horas de más calor del día (Figuras 4 y 5), coincidiendo este soleamiento con el inicio del descenso del sol que llega a incidir a estas horas di-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

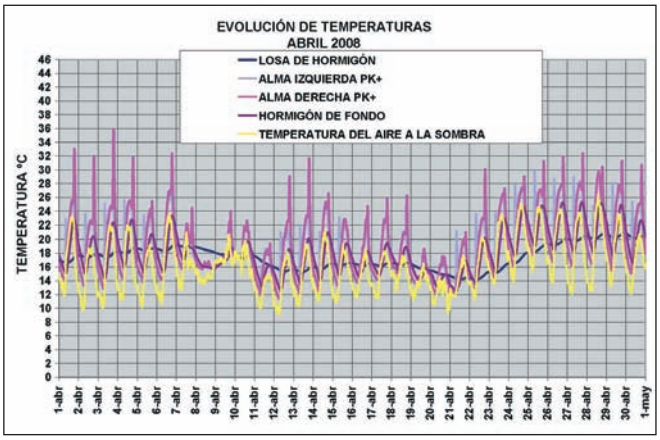


Figura 6. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un mes de primavera (abril-08)

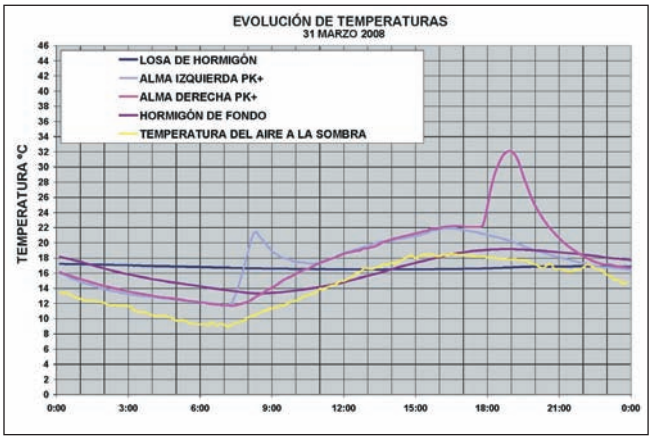


Figura 7. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un día típico de primavera (31-marzo-08)

rectamente sobre la viga del lado oeste. Desde las 16:00 h hasta las 18:00-19:00 h la temperatura de la viga del lado oeste baja mucho hasta aproximarse a la del lado este, igualando su temperatura durante la noche. Este descenso se produce con el ocaso al caer el sol y perder la influencia de la radiación solar directa (Figura 4).

Esta diferencia de temperatura entre una viga y otra, que produce un gradiente transversal, tiene su máximo en los meses de invierno (diciembre-enero).

De los gráficos de la figuras 3 y 4 se deduce que siempre que las vigas metálicas están en sombra, protegidas por los voladizos de la losa superior, mantienen temperaturas prácticamente idénticas, y sólo el efecto de la radiación solar directa, que se produce al amanecer en la viga del lado este, y al atardecer en la viga del lado oeste, induce diferencias de temperaturas relativas significativas.

En el caso de que el puente tuviera una orientación en la dirección este-oeste, en general, la viga situada en el lado norte siempre estaría a la sombra, y los picos producidos por el soleamiento directo matutino, y vespertino se producirían siempre en la viga del lado sur.

2.2. Comportamiento térmico del tablero en primavera: marzo y abril -08(1)

Al avanzar el año y empezar la primavera, las temperaturas del tablero presentan un comportamiento bastante similar a las descritas en invierno en la losa superior y el hormigón de fondo, pero empiezan a mostrar un cierto cambio de tendencia en las vigas metálicas (Figuras 6 y 7).

- La losa superior, muy aislada por el balasto, se mantiene con oscilaciones térmicas diarias muy bajas del orden de 1ºC (Figura 7). Durante el periodo de registros, se han medido temperaturas entre 13ºC y 24ºC en primavera.

- La temperatura del hormigón de fondo se comporta en primavera de manera muy similar a los meses de invierno con un mínimo sobre las 9:00 h(1) decalado unas 2 horas respecto del mínimo ambiente, (sobre las 7:00 h(1)), con un valor de unos 3 a 4ºC mayor que la mínima del aire a la sombra. La máxima del hormigón de fondo se alcanza sobre las 18:00 h(1) con un decalaje de unas 2 a 3 horas respecto de la máxima temperatura ambiente diaria, con un valor prácticamente igual que el máximo de la temperatura ambiente (Figura 7).

- A medida que avanza el año las temperaturas medidas durante el día en las 2 vigas metálicas del tablero empiezan a mostrar un comportamiento diferente que en invierno, en cambio durante la noche mantienen prácticamente el mismo comportamiento, con temperaturas sensiblemente iguales en las 2 vigas con valores unos 2ºC superiores a la temperatura ambiente nocturna (Figuras 6 y 7).

  Al amanecer sobre las 7:00 h(1) el sol incide con más fuerza y durante más tiempo sobre la viga del lado este (viga izquierda según PK+) que en invierno, haciendo que el pequeño pico que se producía en los meses de diciembre-enero que apenas era de 1 a 2ºC llegue a ser de unos 10ºC con su máximo a las 8:00 h(1).

  Con el avance del día, al subir el sol, el voladizo de la losa superior vuelve a poner la viga del lado este a la sombra, y se reproduce el comportamiento de los meses de invierno, reduciéndose la temperatura de la viga este al no estar ya directamente expuesta a la radiación solar, hasta alcanzar la misma temperatura que la viga del lado oeste, que hasta entonces había

(1) Las horas indicadas en los gráficos y las referidas en los apartados 2.2 y 2.3 son siempre las del horario de invierno así por ejemplo en Mayo amanece sobre las 6:30h (horario de invierno) cuando en realidad deberían ser las 7:30h (horario de verano).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

estado a la sombra. El máximo de temperatura en ambas vigas se produce en el entorno de las 16:00 h(1), con un valor de unos 3 a 4ºC superior al máximo de la temperatura ambiente del aire a la sombra.

El importante aumento de temperatura que durante los meses de diciembre-enero se producía en la viga del lado oeste, al iniciarse el atardecer, desde las 14:30-15:00 h(1) hasta las 16:00 h(1), se desplaza a la franja comprendida entre las 18:00 y las 19:00 h(1), nuevo horario en el que coincide el atardecer en primavera, que son las horas de radiación por soleamiento directo de la viga oeste al caer la tarde. Este pico supone un incremento de unos 8 a 10ºC en la viga metálica del lado oeste expuesta a los rayos directos del sol, y de valor algo menor que el que se producía en los meses de invierno (entre 16 y 19ºC), ya que se produce concomitante con una tendencia de bajada global de temperaturas, mientras que en invierno se coincidía en una fase de tendencia al alza y durante las horas de mayor calor del día.

El análisis de temperaturas realizado, nos permite incluso saber si un día ha sido nublado, sin sol, ya que los picos matutinos y vespertinos descritos en las vigas metálicas no se producen tan marcadamente, al impedir las nubes que el sol caliente por radiación directa las vigas metálicas. Esto sucede por ejemplo en los días 19 y 20 de abril de 2008 (Figura 6), días que como se puede apreciar en el gráfico, apenas presentan picos con incrementos relativos de temperatura en las vigas metálicas, ya que el sol no llega a incidir directamente al estar oculto tras las nubes.

2.3. Comportamiento térmico del tablero en verano: junio y julio-08(1)

La tendencia del comportamiento general del tablero al ir avanzando desde la primavera hacia el verano reproduce el efecto y la tendencia del avance analizado desde invierno hacia primavera (Figura 8)

- La losa superior del tablero sigue como el resto del año, con oscilaciones muy bajas de apenas 1 a 2º C diarios (Figura 9), con valores de temperatura medidos entre 24ºC y 33ºC en verano.

- El hormigón de fondo presenta un comportamiento muy similar durante la noche con valores de temperaturas mínimas al amanecer sobre las 9:00 h(1) decalado unas 3 horas respecto de la mínima ambiente, con un valor unos 4ºC mayor que la mínima temperatura del aire a la sombra (Figura 9).

  La temperatura máxima se alcanza sobre las 19:30 h(1) unas 3,5 horas decalada respecto de la máxima ambiente (sobre las 16:00 h(1), y con un valor 1 ó 2ºC superior a la máxima temperatura ambiente.

- El comportamiento térmico de las vigas metálicas hace que el pico detectado en la viga este (lado izquierdo) producido por la radiación directa del soleamiento del amanecer llegue a su valor máximo en la época del solsticio de verano con unos 14ºC de máxima diferencia entre la viga del lado este y la del lado oeste. Este máximo se alcanza sobre las 8:30 h(1) y al subir el sol y ponerla en sombra, se vuelven a ajustar las temperaturas de las 2 vigas llegado a un máximo común sobre las 17:00 h(1), con una valor de unos 3 a 4ºC por encima de la máxima temperatura ambiente.

  El pico de incremento térmico de la viga del lado oeste (lado derecho) respecto de la del lado este (lado izquierdo) que se producía al empezar a caer el sol en invierno y se reducía y desplazaba en el tiempo al avanzar la primavera, llega a su mínima expresión en los meses de junio-julio, ya que el sol durante el día está muy alto, y la viga oeste se encuentra prácticamente siempre a la sombra debido al vuelo de la losa superior de hormigón, y sólo llega a estar expuesta al soleamiento directo del sol a partir de las 20:00 h(1) durante un periodo de menos de 1 hora. Como ya es una hora tardía y la temperatura global del acero está claramente en descenso, este pico llega a su mínimo diferencial en 3 a 4ºC sobre las 21:00 h(1) (Figuras 7 y 8).

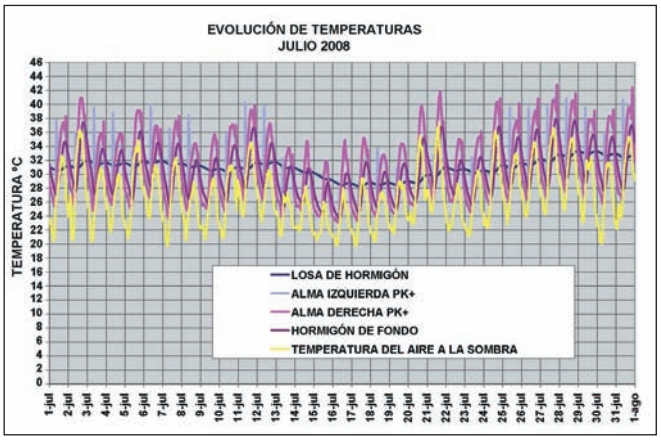


Figura 8. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un mes de verano (julio-08)

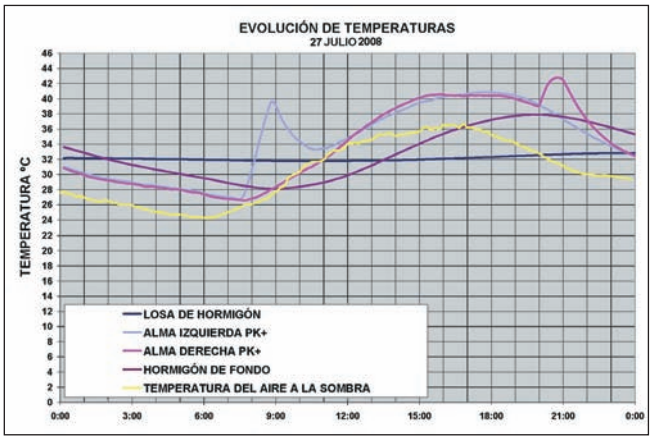


Figura 9. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un día representativo del verano (27-julio-08)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

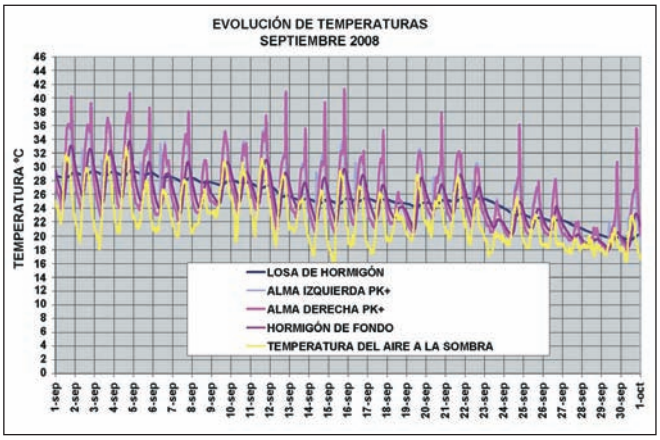


Figura 10. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un mes de otoño (septiembre-08)

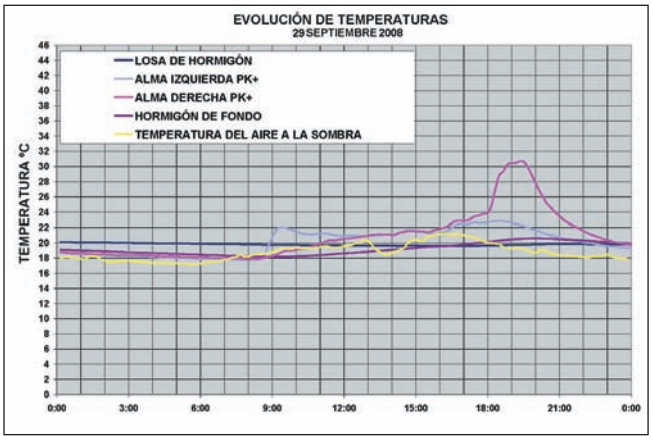


Figura 11. Temperatura ambiente y temperatura en los 4 sensores en un típico día característico del otoño (29-septiembre-08)

2.4. Comportamiento térmico del tablero durante el otoño y cierre del ciclo anual hacia el invierno

Al ir avanzando los días hacia agosto y septiembre se invierte el comportamiento descrito en la estructura metálica desde el invierno hasta junio, esto es:

- Existen pocas diferencias significativas en el comportamiento térmico de la losa superior y del hormigón de fondo respecto de otras estaciones del año.

- En cambio, el pico matutino con aumento de temperatura de la viga del lado este (lado izquierdo) se va reduciendo en magnitud (Figuras 10 y 11) hasta prácticamente anularse en invierno ya que la incidencia del sol en dicha viga a horas muy tempranas apenas llega a elevar su temperatura 1 o 2ºC (Figuras 3 y 4), mientras que el pico vespertino de la viga del lado oeste (lado derecho) irá aumentando en valor, y se irá desplazando hacia el inicio de la tarde 14:00-15:00 h (Figuras 10 y 11) hasta alcanzar las máximas descritas en invierno (Figuras 3 y 4).

2.5. Aumento de la instrumentación de temperaturas y confirmación de tendencias.

Todos los análisis de la instrumentación de temperaturas del Viaducto durante el año 2008 se realizaron con los 4 sensores de temperatura descritos en el apartado 1.1 (Figura 2). Como se adelantó al inicio del artículo, tras este primer periodo de análisis de temperaturas se añadieron una serie de termómetros adicionales en la losa superior, el hormigón de fondo y las almas de las vigas metálicas (Figura 12) para confirmar una serie de hipótesis que se describen a continuación.

- En la losa superior se añadieron dos termómetros en el interior de los voladizos, coincidiendo con las zonas laterales de paseos, zonas donde no existe la capa superior del balasto de la plataforma ferroviaria, para analizar el posible efecto aislante de esa capa superior del balasto.

Como se puede apreciar en las figuras 13a y 13b, las temperaturas de los dos voladizos prácticamente son

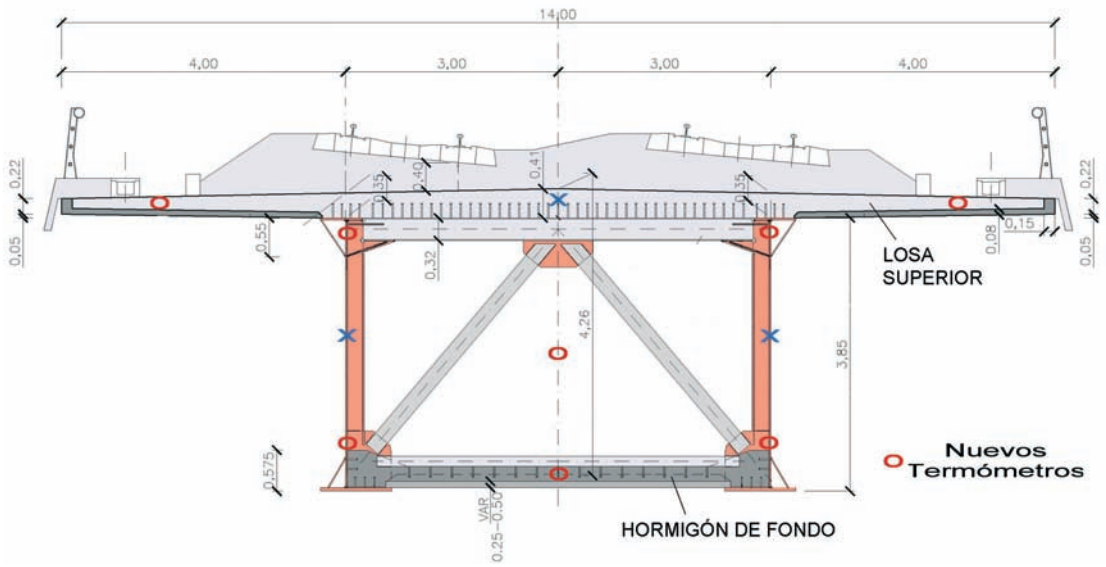
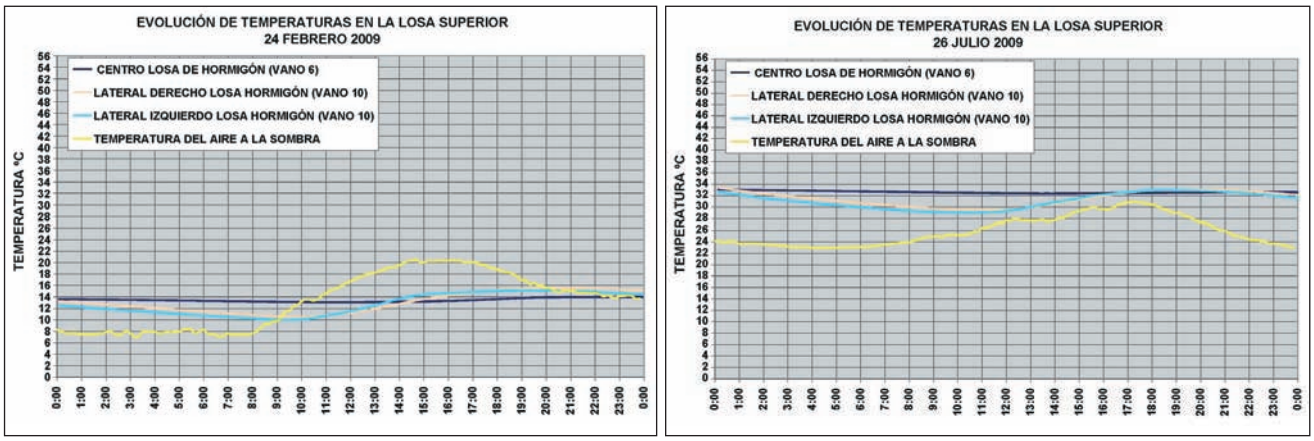


Figura 12. Incremento de sensores de temperatura en la losa superior, el hormigón de fondo, las vigas metálicas, y el interior del cajón (temperatura ambiente interior)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figuras 13a y 13 b. Evolución de temperaturas de la losa. Voladizos y centro bajo el balasto

idénticas, y al no estar tan protegidas las zonas de los paseos, ya que en esa zona de losa la capa superior del balasto no existe, presentan ligeras oscilaciones de unos 2 a 3ºC por encima o por debajo de la temperatura de la zona central de la losa, que presenta un comportamiento mucho más suave, como ya se expuso en los apartados 2.1 al 2.4 (Figuras 4, 7, 9 y 11). Este hecho prácticamente no afecta a la temperatura media de la losa superior, ya que la zona central bajo el balasto es mucho mayor que las pequeñas zonas de voladizos laterales.

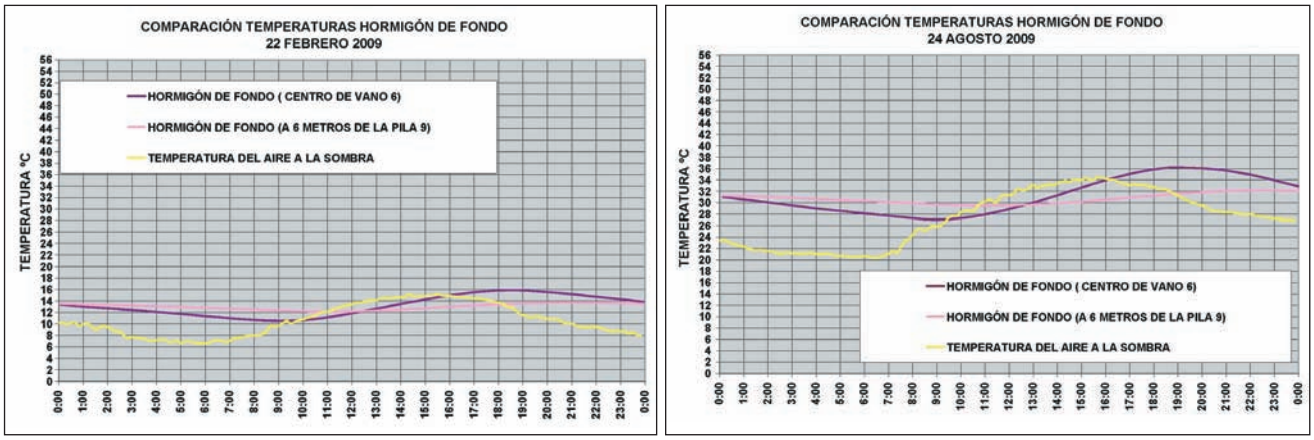
En un puente de carretera, el comportamiento de la temperatura de la losa superior es muy similar a la evolución térmica de los voladizos de la losa superior del viaducto Arroyo las Piedras, ya que la capa de impermeabilización y el pavimento de unos pocos centímetros, no llega a producir el efecto de aislamiento tan importante que logra la triple membrana de impermeabilización y el balasto de las plataformas ferroviarias de alta velocidad, y así lo han podido confirmar los autores del artículo del análisis de otras instrumentaciones de temperaturas de puentes mixtos de carretera.

- Para analizar la posible diferencia de temperatura del hormigón de fondo en función del espesor, se decidió añadir un nuevo sensor de temperaturas en una zona cercana al eje de una pila, donde el espesor del hormigón de fondo es máximo, llegando a los 50 cm (Figura 12). Las figuras 14a y 14b muestran la comparación de la temperatura de la zona de hormigón de fondo con casi 50 cm de espesor, cerca de la pila 9, en comparación con la temperatura de la prelosa inferior de la zona de centro de vano, con apenas 14 cm de espesor.

  Como era de esperar, la evolución de la temperatura de la zona del hormigón de fondo con más espesor es más suave, con mínimos diarios más altos, y máximos diarios ligeramente más bajos, que la registrada en la prelosa inferior de poco espesor, con diferencias de apenas 1 a 2 ºC en los meses de invierno (Figura 14a), y con diferencias máximas de hasta 3 a 4ºC en verano. De cualquier manera las tendencias se mantienen idénticas a las analizadas con anterioridad en las prelosas inferiores.

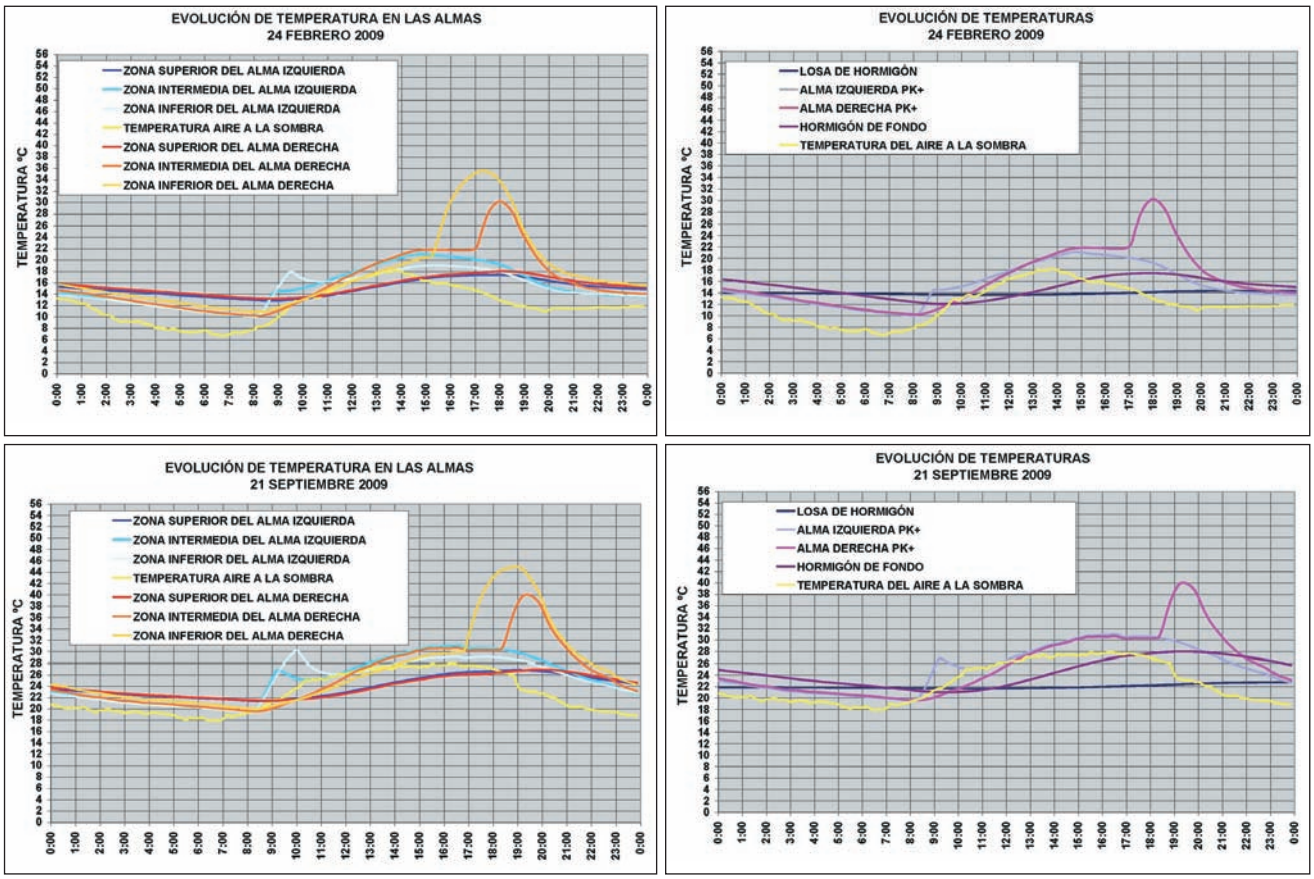
- Para confirmar el comportamiento térmico de las vigas metálicas (apdos. 2.1 a 2.4), se añadieron dos termómetros de contacto en cada viga, uno en la parte más alta, inmediatamente debajo de la platabanda superior, y otro en la zona inferior más baja accesible desde el interior de la sección transversal, sobre los zunchos laterales (Figura 12).

  En las figuras 15a y 15c se detalla la evolución de temperaturas de los 3 termómetros de cada una de



Figuras 14a y 14b. HF Correlación prácticamente perfecta entre la temperatura media equivalente

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figuras 15a, 15b, 15c y 15d. Evolución de temperaturas en las vigas metálicas. Análisis de dos días tipo, el 24 de febrero de 2009 y el 21 de septiembre de 2009

las dos vigas metálicas, durante dos días representativos, el 24 de febrero, y el 21 de septiembre de 2009, respectivamente. Mientras que en las figuras 15b y 15d se representan las temperaturas medias de las dos vigas metálicas, y su comparación con la de la losa superior, y el hormigón inferior, en un análisis similar al ya realizado en los aparatados 2.1 al 2.4.

Como era de esperar, la temperatura de la zona superior de las vigas metálicas (Figuras 15a y 15c), presentan una evolución muy suave, sin los clásicos picos debidos al soleamiento directo del sol, ya que el voladizo de la losa superior no permite que el sol llegue a incidir directamente sobre esa zona prácticamente en ningún instante del día, ni al amanecer ni al atardecer, con lo cual las temperaturas de la zona superior de las vigas metálicas siguen las tendencias suaves del comportamiento de las secciones parciales de hormigón.

En cambio, el comportamiento térmico de la zona inferior de las vigas metálicas (Figuras 15a y 15c), es muy similar al ya analizado en el termómetro del centro de las almas (Figuras 4, 7, 9 y 11).

El pico producido por el soleamiento matutino del amanecer en la viga del lado este (lado izquierdo según PK+), se produce en la zona inferior de la viga de manera paralela al medido en la zona central, con la única diferencia que éste se prolonga ligeramente en el tiempo, algo menos de una hora, ya que el voladizo de la losa pone antes en sombra la zona del centro del alma al ir subiendo el sol, mientras que la zona inferior de la viga permanece algo más de tiempo expuesta al sol durante el amanecer (Figuras 15a y 15 c).

El ya conocido pico de temperatura vespertino que se produce en la viga del lado oeste (lado derecho según PK+) al atardecer, descrito en los apartados 2.1 al 2.4 (Figuras 4, 7, 9 y 11), cuando el voladizo de la losa superior permite que el sol incida directamente sobre la viga metálica, presenta una ligera diferencia entre la zona inferior y la zona central. La zona inferior de la viga oeste presente el aumento de temperatura algo más de una hora antes que la zona central (Figuras 15a y 15c), ya que el sol empieza a incidir primero en la zona baja (Figura 5) y posteriormente, al ir avanzando el atardecer con el sol menos alto, los rayos salvan el vuelo de la losa superior llegando a incidir algo más tarde en la zona central. Como el sol está más tiempo incidiendo en la parte baja de la viga, el pico debido al soleamiento vespertino es mayor en esa zona que el que se produce en la zona central (Figuras 15a y 15c).

De cualquier manera, las temperaturas medias de las dos vigas metálicas (Figuras 15b y 15d), obtenidas ponderando las temperaturas medidas de la zona superior, media e inferior por sus áreas tributarias rela-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tivas, concluye con unos gráficos de evolución de temperaturas muy similares a los analizados en los apartados 2.1 al 2.4 (Figuras 4 y 11).

3. OBTENCIÓN DE LA TEMPERATURA MEDIA DEL TABLERO

El tablero de un viaducto mixto tiende a comportarse como un tablero de un único material en el que se deben de compatibilizar las deformaciones térmicas de los diferentes elementos.

La "temperatura media equivalente" de la sección mixta se obtiene a partir de las temperaturas de las vigas metálicas, de la losa superior de hormigón y del hormigón de fondo, planteando el equilibrio a nivel seccional, a partir de la siguiente expresión, función de las áreas de cada sección parcial de diferente material, los coeficientes de dilatación lineal (α) de cada material, y de las temperaturas de cada sección parcial:

$$\alpha^* \cdot T_{media,\ equivalente} = \alpha_c \cdot \left[\frac{A_{c,R\ LOSA}}{A_R} \cdot T_{c,LOSA} + \frac{A_{c,R\ HF}}{A_R} \cdot T_{c,HF} \right] + \alpha_s \cdot \frac{A_s}{A_R} \cdot T_s \quad (1)$$

Donde:

$A_{c,R\ LOSA}$ es el área reducida a acero de la sección parcial de la losa superior de hormigón.

$A_{c,R\ HF}$ es el área reducida a acero de la sección parcial del hormigón de fondo.

A_s es el área de la sección parcial de acero.

A_R es el área reducida a acero la sección mixta completa. $A_R = A_{c,R\ LOSA} + A_{c,R\ HF} + A_s$.

$T_{c,\ LOSA}$ es la temperatura de la losa superior.

$T_{c,\ HF}$ es la temperatura del hormigón de fondo.

T_s es la temperatura de la sección parcial del acero.

α_c es el coeficiente de dilatación lineal del hormigón. $\alpha_c = 1{,}00 \cdot 10^{-5}\ ºC^{-1}$

α_s es el coeficiente de dilatación lineal del acero. $\alpha_s = 1{,}20 \cdot 10^{-5}\ ºC^{-1}$.

$T_{media,equivalente}$ es según la ecuación (1) la temperatura media equivalente de la sección mixta, relativa a un coeficiente de dilatación lineal ficticio de la sección mixta α^*

α^* es el coeficiente de dilatación lineal ficticio de la sección mixta.

Como se puede apreciar en la ecuación (1), el valor de la temperatura media equivalente de la sección mixta, depende fundamentalmente del valor que convencionalmente se decida emplear para el coeficiente de dilatación lineal ficticio α^* de la sección mixta. Por lo tanto, en función del valor de convención elegido para α^*, se obtendrán resultados diferentes para el valor de la temperatura media equivalente de la sección, por lo cual no se puede hablar de la temperatura media de una sección mixta sin referir el coeficiente de dilatación lineal con el cual se ha obtenido.

En cambio, la ecuación (2) que define la deformación media longitudinal equivalente ($\Delta\varepsilon_{media,\ equivalente}$) de la sección es siempre un invariante, que ya no está sujeta a ningún tipo de convención:

$$\Delta\varepsilon_{media,\ equivalente} = \alpha_c \cdot \left[\frac{A_{c,R\ LOSA}}{A_R} \cdot \Delta T_{c,LOSA} + \frac{A_{c,R\ HF}}{A_R} \cdot \Delta T_{c,HF} \right] + \alpha_s \cdot \frac{A_s}{A_R} \cdot \Delta T_s \quad (2)$$

En este apartado se va a emplear el valor de $\alpha^* = 1{,}00 \cdot 10^{-5}\ ºC^{-1}$ para obtener la temperatura media equivalente de la sección mixta, para poder así comparar los resultados con los obtenidos de la aplicación de las acciones térmicas del Eurocódigo (EN-1991-1-5) [4], aunque más adelante realizaremos una reflexión sobre el valor de este coeficiente.

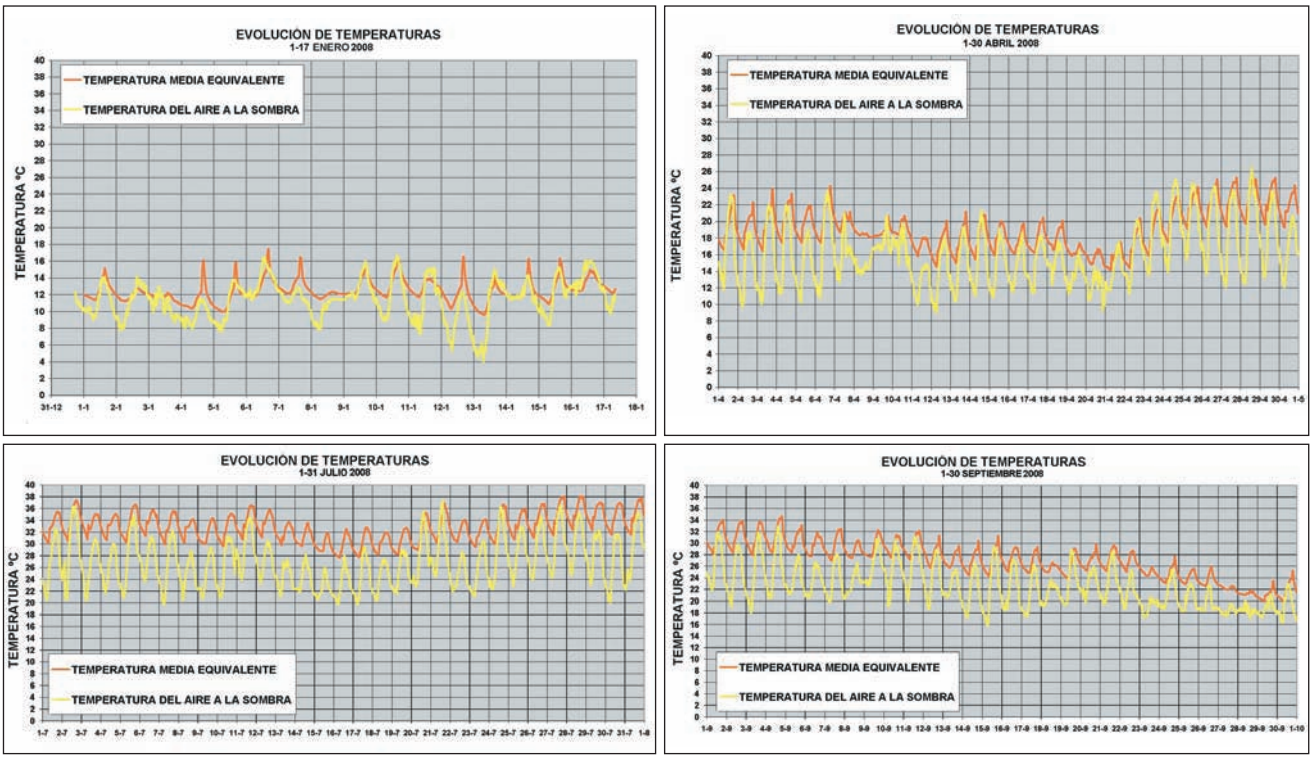
Si aplicamos la ecuación (1) para la sección instrumentada se llega a que el valor de la temperatura media equivalente (referida a un coeficiente de dilatación ficticio de la sección mixta de $\alpha^* = 1{,}00 \cdot 10^{-5}\ ºC^{-1}$), es:

$$T_{med.equivalente} \approx 0{,}567 \cdot T_{c,losa} + 0{,}136 \cdot T_{c,\ HF} + 0{,}357 \cdot T_s \quad (3)$$

En general, en las secciones de puentes de carretera con simple acción mixta (losa superior de hormigón más acero inferior) bien condicionadas, el valor de la temperatura media equivalente de la sección está muy condicionado por la temperatura del hormigón, debido la elevada influencia relativa del área de la sección parcial de hormigón frente a la del acero, lo que se traduce en los casos habituales en que $T_{med.equivalente} \approx (65\text{-}75\%) \cdot T_{c,losa} + (42\text{-}30\%) \cdot T_s$, mientras que en secciones mixtas con doble acción mixta (losa superior y hormigón de fondo), en zonas de negativos, este valor puede llegar a estar todavía más influido por la temperatura media de las secciones parciales de hormigón, llegando a valores de $T_{med.equivalente} \approx (75\text{-}85\%) \cdot T_{c,media(losa\ y\ HF)} + (30\text{-}18\%) \cdot T_s$.

En puentes de ferrocarril, como el que nos ocupa, ocurre algo bastante similar, aunque con un ligero aumento relativo de la influencia de la temperatura del acero, del orden de un 5 a un 8%, debido a la mayor área relativa de acero respecto del hormigón total de la sección; por tanto un resultado como el de la ecuación (3), se encuentra dentro de lo esperado en un puente mixto de ferrocarril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figuras 16a, 16b, 16c y 16d. Relación entre la temperatura media equivalente de la sección mixta y la temperatura ambiente del aire a la sombra en las cuatro estaciones del año. (Meses de enero, abril, julio y septiembre de 2008).

Todo esto nos lleva a que un viaducto mixto tiende a comportarse con oscilaciones térmicas equivalentes del orden del 70% de las de un viaducto de hormigón y del 35% de un viaducto metálico (ecuación 3), lo que confirma esta característica muy favorable de los viaductos mixtos respecto de las deformaciones impuestas.

En las figuras 16a, 16b, 16c y 16d, se detallan los resultados obtenidos de la temperatura media equivalente de la sección, obtenida como ya se ha descrito con anterioridad, con un coeficiente de dilatación lineal ficticio $\alpha^{*}=1{,}00\cdot10^{-5}\,ºC^{-1}$.

3.1. Relación de la temperatura de la sección mixta y la temperatura del aire a la sombra con la formulación propuesta por el Eurocódigo [4]

Una vez obtenida la evolución diaria de la temperatura media equivalente de la sección mixta (de la aplicación de la ecuación 1, plasmada en la ecuación 3), se ha contrastado el resultado obtenido, comparando los valores máximos y mínimos diarios de la temperatura del aire a la sombra (T_{max}, T_{min}) con los valores máximos y mínimos de la temperatura diaria de la sección mixta ($T_{e,max}$, $T_{e,min}$, siguiendo la nomenclatura del Eurocódigo [4]), de una manera análoga al análisis realizado por P. Crespo en la referencia [5] para el caso de un tablero de hormigón.

Para un tablero mixto, el Eurocódigo [4], define los valores de las componentes uniformes mínima ($T_{e,min}$) y máxima ($T_{e,max}$) del puente en función de la temperatura mínima (T_{min}) y máxima (T_{max}) del aire a la sombra previsible en el lugar del emplazamiento del puente. Para un puente mixto, esto equivale a las ecuaciones (4) y (5):

$$T_{e,min} = T_{min} + 4{,}50\ ºC \qquad (4)$$

$$T_{e,max} = T_{max} + 4{,}50\ ºC \qquad (5)$$

Para la zona donde se localiza el Viaducto Arroyo las Piedras, los valores mínimos y máximos del aire a la sombra previsibles, son de -8ºC, y +46ºC, lo cual implicaría, según las ecuaciones (4) y (5), obtenidas del Eurocódigo [4], unos valores mínimos y máximos de temperatura característica en el tablero mixto de $T_{e,min}$= -3,5ºC, y de $T_{e,max}$=50,5ºC, y una variación uniforme de temperatura en el tablero mixto, según Eurocódigo [4], de ΔT=54,0ºC.

Los valores máximo y mínimo de la temperatura media equivalente de la sección mixta del tablero, obtenidos de la instrumentación de temperaturas a lo largo del período de casi dos años de seguimiento han sido (Figuras 16a, 16b, 16c, 16d, y 17):

- máximo 40,5ºC, concomitante con una máxima temperatura ambiente de aire a la sombra de 39ºC
- mínimo 5ºC concomitante con una mínima temperatura ambiente de aire a la sombra de 1ºC

Estos valores obtenidos de la instrumentación de temperaturas del viaducto durante dos años de seguimiento (ΔT=40,5-5ºC=34,5ºC), muestran un amplio margen

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

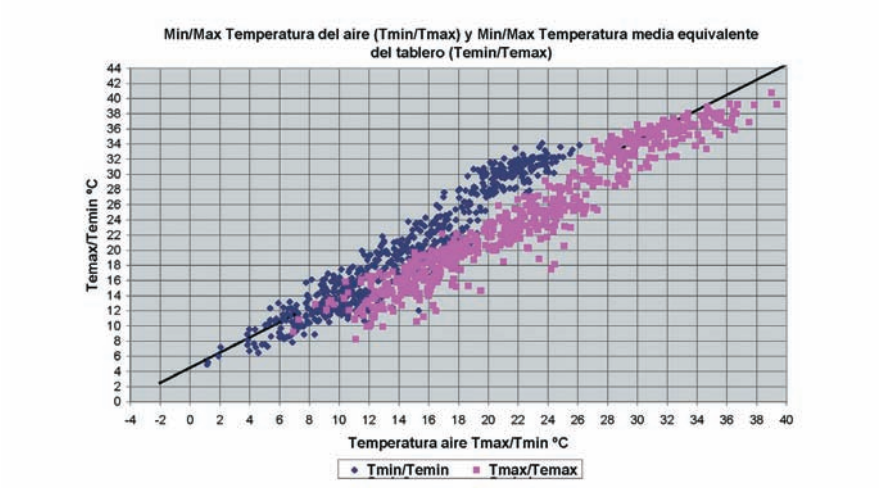


Figura 17. Relación entre T_{max}/ T_{min} del aire a la sombra (eje de abscisas) y $T_{e,max}$/ $T_{e,min}$ temperaturas equivalentes máximas y mínimas diarias de la sección mixta (eje de ordenadas). Comparación con la propuesta de EN-1991-1-5 [4].

frente a la previsión prevista por el Eurocódigo [4] (ΔT=54,0ºC).

El gráfico de la Figura 17 confirma lo adecuado de la formulación del Eurocódigo [4] para obtener los valores máximos y mínimos de la temperatura uniforme de un tablero mixto en función de la temperatura máxima y mínima ambiente del aire a la sombra.

Se confirma asimismo, tal y como establece el Eurocódigo [4], el orden de magnitud de la carrera total de la temperatura equivalente de un tablero mixto es similar al de la carrera de la temperatura ambiente, y no superior en más de 5ºC/7ºC a la de un tablero de hormigón y en cambio muy inferior (unos 19ºC menor) a la que se tendría en un viaducto completamente metálico.

3.2. Reflexiones acerca del coeficiente de dilatación lineal de una sección mixta

Como ya se ha expuesto en el punto anterior, las ecuaciones (4) y (5) que ligan las temperaturas uniformes máximas y mínimas en una sección mixta con las temperaturas máximas y mínimas, respectivamente, del aire a la sombra, se han obtenido para un valor de un coeficiente de dilatación lineal ficticio α^* de una sección mixta igual a $1{,}00 \cdot 10^{-5}\,ºC^{-1}$, lo cual no quiere decir que el coeficiente de dilatación de una sección mixta sea $1{,}00 \cdot 10^{-5}\,ºC^{-1}$, simplemente es una convención, que ha servido para baremar y definir las ecuaciones (4) y (5).

En realidad, para cualquier valor de α^* que se quisiera elegir, se podrían obtener otras dos las ecuaciones similares a las ecuaciones (4) y (5) que ligasen las temperaturas uniformes máximas y mínimas en una sección mixta con las temperaturas máximas y mínimas del aire a la sombra.

En los gráficos siguientes se compara la temperatura media equivalente de la sección mixta, calculada con un coeficiente de dilatación ficticio $\alpha^* = 1{,}00 \cdot 10^{-5}\,ºC^{-1}$, con la temperatura del interior del aire de la sección cerrada (Figuras 18a y 18b).

Como se puede apreciar la correlación entre la temperatura media equivalente y la temperatura interior del cajón mixto cerrado es casi perfecta, con un ligero decalaje que hace que la temperatura media calculada con un coeficiente de dilatación lineal ficticio de $1{,}00 \cdot 10^{-5}\,ºC^{-1}$ se sitúe ligeramente por encima de la temperatura interior del cajón, lo cual se acentúa algo más en los meses de verano (Figura 18b).

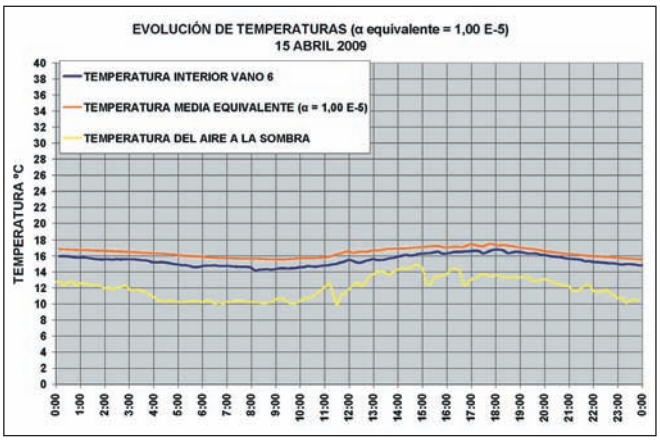
Este mismo ejemplo lo han realizado los autores del artículo para otros viaductos con secciones transversales de hormigón y metálicas, tras el análisis de sus respectivas instrumentaciones de temperaturas, y los resultados han sido sorprendentemente similares, tanto para una sección cajón de hormigón como para una sección metálica cerrada.

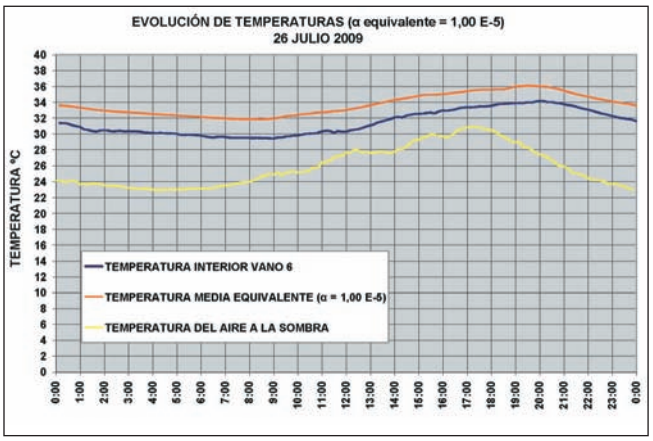
La temperatura media de la sección en esos casos, obtenida de la instrumentación de temperaturas, es prácticamente exacta, con diferencias mínimas (de menos de 1 ºC), a la temperatura del aire del interior de la sección cerrada. Este hecho lo confirma la EN-1337 [6] que en su anexo D propone para una sección cajón cerrada obtener el valor de la temperatura media de la sección como la temperatura interior del aire del cajón con errores menores de +/-1ºC.

Si esto ocurre en una sección de hormigón y en una sección de acero, tal y como se ha podido contrastar del análisis de diversas instrumentaciones, no parece que haya ningún motivo por el cual en una sección mixta no suceda lo mismo. La única dificultad que aparece en el caso de la sección mixta es que, mientras que una sección de hormigón o de acero el valor del coeficiente de dilatación lineal es claramente conocido ($\alpha_c = 1{,}00 \cdot 10^{-5}\,ºC^{-1}$ y $\alpha_s = 1{,}20 \cdot 10^{-5}\,ºC^{-1}$ respectivamente), para obtener la temperatura media equivalente de una sección mixta es necesario hacer la hipótesis del valor del coeficiente de dilatación ficticio de la sección mixta α^* (ver ecuación (1)).

Siguiendo con este argumento, en el caso de que nuestra sección mixta estuviera compuesta por mucho más hormigón del habitual, y prácticamente nada de acero,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026





Figuras 18a y 18b. Relación entre la temperatura media equivalente de la sección mixta (calculada con $\alpha^*=1{,}00\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}) y la temperatura del aire en el interior de la sección cerrada

parece evidente pensar que el coeficiente de dilatación lineal ficticio de esa sección (ficticia) tendería al del hormigón $\alpha^*\cong\alpha_c=1{,}00\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}. Ahora bien, si pensamos en el sentido opuesto, y plateamos una sección mixta teórica con mucho más acero del habitual y muy poco hormigón, tampoco costaría mucho pensar que en ese caso el coeficiente de dilatación lineal debería tender al del acero $\alpha^*\cong\alpha_s=1{,}20\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}.

Este argumento hace pensar que el coeficiente de dilatación lineal "equivalente" de una sección mixta, debería de depender de las relaciones de áreas de cada una de las secciones parciales, por lo que una propuesta similar a las relaciones entre temperaturas de las diferentes secciones parciales como al de la ecuación 1, parece que debería adecuarse muy bien (ecuación (6))

Supongamos por tanto que el coeficiente de dilatación lineal de una sección mixta es:

$$\alpha^*=\alpha_c\cdot\left[\frac{A_{c,R\,LOSA}}{A_R}+\frac{A_{c,R\,HF}}{A_R}\right]+\alpha_s\cdot\frac{A_s}{A_R} \qquad (6)$$

Donde:

α^* es el coeficiente de dilatación lineal de la sección mixta.

α_c es el coeficiente de dilatación lineal del hormigón. $\alpha_c=1{,}00\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}

α_s es el coeficiente de dilatación lineal del acero. $\alpha_s=1{,}20\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}

$A_{c,R\,LOSA}$ es el área reducida a acero de la sección parcial de la losa superior de hormigón.

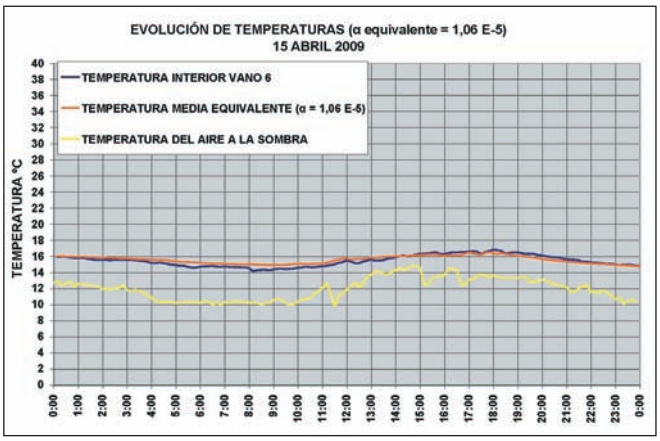
$A_{c,R\,HF}$ es el área reducida a acero de la sección parcial del hormigón de fondo.

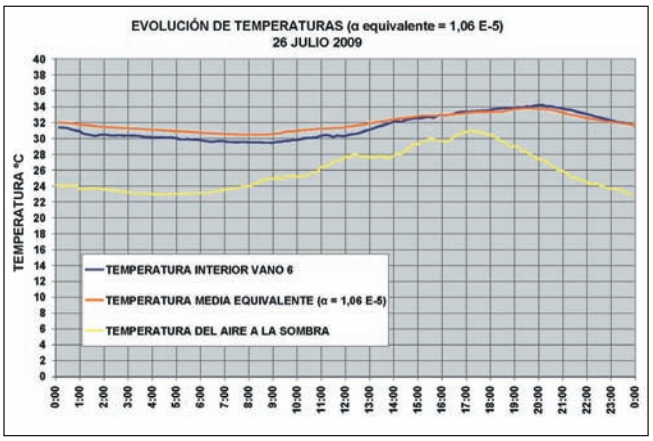
A_s es el área de la sección parcial de acero.

A_R es el área reducida a acero la sección mixta completa. $A_R=A_{c,R\,LOSA}+A_{c,R\,HF}+A_s$

En nuestro caso el resultado sería de $\alpha^*=1{,}06\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}, que como es lógico, se acerca bastante más al coeficiente de dilatación lineal del hormigón ($\alpha_c=1{,}00\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}) que al del acero ($\alpha_s=1{,}20\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}), ya que como se ha expuesto en el apartado 3 la influencia relativa del área de la sección parcial de hormigón es muy elevada frente a la del acero.

Con este nuevo coeficiente de dilatación lineal ajustado ($\alpha^*=1{,}06\cdot10^{-5}$ ºC^{-1}), se ha obtenido, el valor de la nueva temperatura media equivalente de la sección, confir-





Figuras 19a y 19b. Correlación prácticamente perfecta entre la temperatura media equivalente de la sección mixta (ajustada con $\alpha^*=1{,}06\cdot10^{-5}$ ºC^{-1} para este caso) y la temperatura del aire en el interior de la sección cerrada

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mándose la hipótesis de partida con una correlación prácticamente perfecta entre la temperatura media equivalente de la sección mixta y la temperatura del aire del interior de la sección cajón cerrada. En las Figuras 19a y 19b se puede apreciar lo ajustada de la correlación, bastante mejor que la comparación de las Figuras 18a y 18b obtenidas para un coeficiente de dilatación lineal de $1{,}00 \cdot 10^{-5}\ ºC^{-1}$.

4. ANÁLISIS DE LA DIFERENCIA DE TEMPERATURA VERTICAL EN EL TABLERO

Las diferencias térmicas que se presentan en una sección mixta como consecuencia de la evolución diaria y estacional de la radiación solar y a la diferente inercia térmica del acero y del hormigón, generan un diferencial de temperatura vertical entre la media de las vigas de acero y los hormigones de la losa superior y del hormigón de fondo de la sección, lo cual produce una curvatura vertical de las secciones transversales, a modo de gradiente vertical, a adicionar al efecto de las dilataciones y contracciones producidas por la variación uniforme de la temperatura, analizada en el apartado 3.

La diferencia de temperatura vertical del tablero se traduce en la diferencia de temperatura de las secciones parciales de hormigón (losa superior, u hormigón de fondo) y la del acero [7].

Los gráficos de las Figuras 20a, 20b, 20c y 20d muestran en las cuatro estaciones las diferencias de temperaturas entre el acero y la losa superior, o entre el acero y el hormigón de fondo.

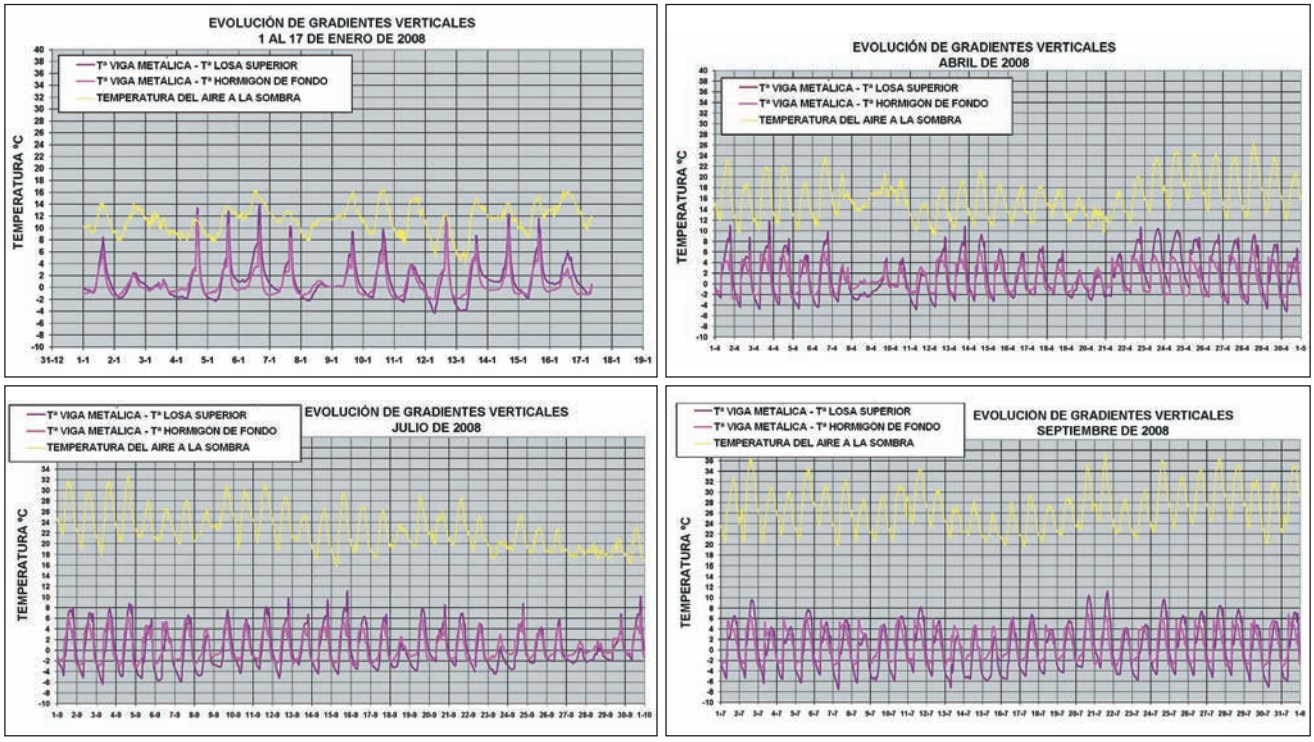
A este respecto, se ha podido observar de las mediciones de temperaturas registradas cómo, en general, durante el día, el acero está siempre más caliente que el hormigón (Figuras 20a, 20b, 20c y 20d), llegando a su máxima diferencia coincidiendo con la máxima temperatura del acero, mientras que en general, durante la noche, el acero siempre está más frío que el hormigón, independientemente además de la época del año, invierno o verano (Figuras 20a, 20b, 20c y 20d).

Este hecho contradice la hipótesis de la actual IAP-98 [8], heredada de la antigua IAP-72 [9], que para puentes mixtos proponía calcular con una diferencia de temperatura vertical entre el acero y el hormigón, con el acero más caliente que hormigón, siempre concomitante con la dilatación máxima (o sea, en verano), y una diferencia de temperatura vertical entre el acero y el hormigón, con el acero más frío que hormigón siempre concomitante con la máxima contracción (o sea en invierno).

Como se ha demostrado en las Figuras 20a, 20b, 20c y 20d, en la realidad, cada día, se produce la doble curvatura, producida por una diferencia de temperatura vertical positiva durante el día (con el acero más caliente que el hormigón) y negativa durante la noche (con el acero más frío que el hormigón), independientemente de la estación del año.

Los máximos valores observados de la diferencia de temperatura del acero menos la del hormigón son de +16 ºC (durante el día en los meses de invierno Figura 20a) y -8 ºC (durante la noche en los meses de verano Figura 20c).

Estos valores observados son en general siempre mayores que los propuestos por EN-1991-1-5 [4] en su plan-



Figuras 20a, 20b, 20c y 20d. Diferencia de la temperatura media en el acero y la temperatura de la losa y del hormigón de fondo respectivamente en las cuatro estaciones del año (Meses de enero, abril, julio, y septiembre de 2008)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

teamiento 2 simplificado para secciones mixtas, el cual propone el empleo de +10ºC y -10ºC.

En la nueva revisión de la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (actualización de la IAP [7]), que en la actualidad está preparando la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, con quién IDEAM S.A. está colaborando en UTE con Torroja Ingeniería y Fhecor Ingenieros Consultores, se propondrá el empleo de una diferencia de temperatura vertical entre el acero y el hormigón de +18ºC durante los días, valor muy similar a los históricamente empleados de la formulación de la IAP-98 [8] y la IAP-72 [9] para puentes mixtos, pero en cambio mantener el valor de -10ºC como diferencia de temperatura entre el acero y el hormigón durante las noches del Eurocódigo [4].

5. ANÁLISIS DE LA DIFERENCIA DE TEMPERATURA HORIZONTAL DEL TABLERO

Como se ha descrito en el apartado 2 la componente de la diferencia de temperatura horizontal, obtenida como la diferencia de la temperatura media de las dos vigas metálicas lleva a resultados bastante superiores a los propuestos por el Eurocódigo EN-1991-1-5 [4], el cual sólo en casos excepcionales recomienda el empleo de una diferencia de 5ºC entre extremos de la sección transversal.

Los valores máximos medidos de la diferencia de temperatura horizontal llegan a valores de hasta 16ºC /18ºC entre las dos vigas al atardecer en los meses de invierno (Figuras 3 y 4) por el efecto del soleamiento directo al caer el sol de la viga del lado oeste respecto de la viga en sombra en el lado este.

Este valor máximo de los meses de invierno se reduce hasta unos 8ºC/ 10ºC en primavera (Figuras 6 y 7) y todavía menores en verano entre 4ºC/ 6ºC (Figuras 8 y 9) (pues el soleamiento se produce a una hora muy tardía con temperaturas ambiente descendentes, alrededor de las 21h).

La componente de la diferencia de temperatura horizontal al amanecer es en cambio menor con máximos en verano, con mayor soleamiento en la viga del lado este, alcanzando hasta 10ºC/ 12ºC de temperatura diferencial en verano (Figuras 8 y 9) (hacia las 8 h), de 8ºC/10ºC en primavera (Fig. 6 y 7) y sólo de 1ºC/ 2ºC en invierno (Fig. 3 y 4), dada la brevedad y pequeña magnitud de la radiación solar.

El estado tensional incluido por esta diferencia de temperatura transversal por diferencia de soleamiento entre una viga metálica y otra, induce un gradiente transversal en la sección del tablero, el cual tiene dos componentes, la primera una variación de curvatura y tensiones a nivel seccional y la segunda el efecto de las reacciones horizontales hiperestáticas que aparecen en el tablero con esfuerzos hiperestáticos de flexión transversal que equilibran en parte el primer efecto al tener signo contrario.

Tras el análisis de ambos efectos se llega a un estado tensional en las vigas metálicas que componen la sección mixta del tablero con una variación de apenas unos +/-22 N/mm^2, con muy poca afección a nivel tensional a la losa superior y el hormigón de fondo. Con lo cual los efectos producidos por los picos de temperatura diferenciales entre una viga metálica y otra son prácticamente intrascendentes, con variaciones tensionales admisibles.

6. CONCLUSIONES

La información analizada permite avanzar datos concluyentes sobre los efectos térmicos en viaductos mixtos.

Durante el período de casi dos años registrado, la temperatura ambiente a la sombra ha oscilado entre un mínimo de +1ºC y un máximo de +39º, constatándose una holgura muy razonable dentro del rango establecido por la normativa española para la zona de ubicación del Viaducto, a unos 200 m de altitud, la cual supone una variación entre -8ºC ≤ T. ambiente ≤ 46ºC.

Se puede verificar que la temperatura media de la losa superior de hormigón es muy estable, con variaciones diarias mínimas inferiores a 1ºC ó 2ºC, muy amortiguadas respecto de las variaciones térmicas de la temperatura ambiente, debido al importante efecto aislante proporcionado por la impermeabilización superior del tablero y por el espesor del balasto de la plataforma ferroviaria. Los efectos térmicos en la losa superior de tableros de ferrocarril con balasto son, por tanto, sensiblemente más reducidos que en puentes de carretera. La inercia térmica de la losa se manifiesta en su lento y suave comportamiento estacional, con temperaturas siempre ubicadas en el interior del rango diario de oscilaciones de la temperatura ambiente. Se han medido temperaturas entre 11ºC y 14ºC en invierno, 13ºC y 24ºC en primavera, y 24ºC y 33ºC en verano (Figuras 3, 4 y 6 a11).

Las temperaturas registradas en las prelosas inferiores, de 14 cm de espesor, y el hormigón de fondo, siguen las pautas bien conocidas de los elementos de hormigón, donde la gran inercia térmica de este material y su posición en zonas de sombra dan lugar a unas variaciones térmicas diarias suaves y decaladas en el eje de las horas respecto de la temperatura ambiente, a cuyos valores extremos tienden a aproximarse (Figuras 3, 4 y 6 a 11):

- las curvas de temperatura en el hormigón acompañan sensiblemente a las de temperatura ambiente, aunque decaladas entre 2 y 4 horas;
- los valores mínimos, aproximadamente a las 9 de la mañana, se sitúan a lo sumo en el entorno de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3ºC/ 4ºC por encima de los mínimos de temperatura ambiente, tanto en invierno como en verano;

- los valores máximos alcanzan a lo sumo medidas superiores en 1ºC/ 2ºC a los de la temperatura ambiente en verano e iguales o ligeramente inferiores a la citada temperatura en invierno, corroborando así el efecto de la inercia térmica del hormigón respecto de las oscilaciones de la temperatura ambiental.

La evolución de las temperaturas en las vigas metálicas está más influida, dada su pequeña inercia térmica, por las condiciones estacionales y, principalmente, de soleamiento:

- durante la noche las temperaturas de las vigas metálicas son prácticamente idénticas y muy poco alejadas de la temperatura ambiente (Figuras 3, 4 y 6 a11), a la que acompañan fielmente en su evolución, con pequeñas diferencias sólo en los valores mínimos, que en las vigas metálicas suelen oscilar entre valores superiores en 0ºC/ 2ºC (invierno); 1ºC/ 3ºC (primavera); 2ºC/ 4ºC (verano) a los mínimos de la temperatura ambiente;

- las vigas en las horas de sombra durante el día, acompañan también muy fielmente a la temperatura ambiente (Figuras 3, 4 y 6 a11), con valores máximos entre 2ºC y 4ºC superiores a los máximos de la temperatura del aire a la sombra;

- la acción de la radiación por soleamiento directo influye, en cambio, muy sensiblemente en la temperatura de las vigas metálicas, detectándose claramente unos bruscos e intensos "picos" de temperatura en el metal sometido a dicha radiación directa:

  – al atardecer en la viga del lado oeste con un "pico" máximo relativo entre ambas vigas de hasta 16ºC/ 18ºC en invierno (Figuras 3 y 4) (ya que coincide con el máximo de temperatura ambiente, hacia las 15 h), de entre 8ºC/ 10ºC en primavera (Figuras 6 y 7) (menor que en invierno ya que coincide con una tendencia de bajada global de la temperatura ambiente) y todavía menor, entre 3ºC/ 4ºC , en verano (Figuras 8 y 9) (pues el soleamiento se produce a una hora muy tardía con temperaturas ambiente descendentes, alrededor de las 21h).

  – al amanecer, en el alma del lado este, alcanzando hasta 10ºC/ 12ºC de temperatura diferencial en verano (Figuras 8 y 9) (hacia las 8 h), de 8ºC/10ºC en primavera (Figuras 6 y 7) y sólo de 1ºC/ 2ºC en invierno (Figuras 3 y 4), dada la brevedad y pequeña magnitud de la radiación solar.

Como consecuencia de la diferencia de soleamiento entre las dos vigas metálicas, se han registrado temperaturas máximas de hasta 38ºC en invierno, 36ºC en primavera y 44ºC en verano (alma del lado oeste al atardecer en todos los casos) (Figuras 3, 4 y 6 a11). La máxima diferencia de temperatura transversal entre vigas metálicas se produce, sorprendentemente, en invierno a primeras horas de la tarde (Figuras 3 y 4). En cualquier caso, la gran rigidez relativa de la losa superior de hormigón y del hormigón de fondo del tablero respecto a la flexibilidad de las almas metálicas, anula los efectos transversales del gradiente transversal, que prácticamente no induce curvaturas o deformaciones transversales en el tablero. Las almas soleadas, muy coaccionadas por las citadas losas de hormigón, sufren una compresión inducida de aproximadamente 20/25 N/mm^2 sin prácticamente ninguna repercusión resistente.

Del análisis de la diferencia de temperaturas verticales entre el acero y los hormigones se concluye lo siguiente:

- En general, durante el día, el acero está siempre más caliente que el hormigón, llegando a su máxima diferencia con la máxima temperatura del acero, mientras que en general, durante la noche, el acero siempre está más frío que el hormigón. Este hecho es independiente de la época del año, ya sea invierno o verano.

- Por tanto todos los días se produce un gradiente negativo (durante el día) con el acero más caliente que el hormigón, mientras que durante la noche, se produce un gradiente positivo, con el acero más frío que el hormigón.

- Este hecho contradice la hipótesis de la actual IAP-98, que para puentes mixtos propone un gradiente negativo (acero más caliente que hormigón) concomitante con la dilatación máxima (en verano), y un gradiente positivo (acero más frío que hormigón) concomitante con la máxima contracción (en invierno).

- En la realidad, cada día, se produce la doble curvatura, gradiente negativo durante el día y positivo durante la noche (ya sea verano o invierno). Los máximos valores observados han sido de +16 ºC y -8 ºC (diferencia de Tª del acero menos la del hormigón).

REFERENCIAS

[1] MILLANES F. "Auscultación y sistemas de gestión Técnica de Estructuras". *I Jornada Técnica sobre Auscultación y sistemas de Gestión Técnica de Infraestructuras del Transporte.* Madrid: AUSIGETI, 2009. p. 27-48.

[2] MILLANES F., PASCUAL J., ORTEGA M. "Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas". *Hormigón y Acero.* 2007, nº 243, p. 5-38.

[3] MILLANES F., PASCUAL J., ORTEGA M. "Arroyo las Piedras Viaduct: The first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain". *Structural Engineering International,* IABSE. 2007, vol. 17, nº 4, p. 292-297.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026