Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para viaductos de las líneas de alta velocidad españolas

Development of steel and composite solutions for viaducts on Spanish high speed railway lines

Francisco Millanes Mato[1], **Luis Matute Rubio**[2], **Miguel Ortega Cornejo**[2], **Daniel Martínez Agromayor**[2] **y Enrique Bordó Bujalance**[2]

Recibido | *Received:* 04-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 28-06-2010

Resumen

Se presenta la evolución tipológica de diversos viaductos mixtos proyectados por IDEAM en las líneas de alta velocidad españolas, como consecuencia de los diferentes condicionantes que, en cada caso, aconsejaron el recurso a soluciones mixtas frente a las convencionales de hormigón que, en los proyectos descritos, no permitían resolver adecuadamente la problemática de cada actuación:

– Viaducto Arroyo las Piedras, ya terminado y en servicio desde inicios de 2007.

– Viaductos del río Ulla y de Archidona, actualmente en construcción.

– Viaducto de Abroñigal y Viaducto sobre la Rambla de Librilla, recientemente proyectados.

Palabras clave: viaducto mixto, alta velocidad, solución bijácena-cajón estricto, celosía mixta, arco Bowstring.

*Abstract**

Typological evolution of some composite viaducts designed by IDEAM in the Spanish high speed railway lines is presented, showing the different determining factors which, in each case, suggested the use of composite solutions instead conventional concrete ones, that, in the described projects, didn't allow to solve properly each bridge problem.

– *"Arroyo las Piedras" Viaduct, completely finished and in service since beginning 2007.*

– *River Ulla Viaduct and Archidona Viaduct, currently under construction.*

– *Abroñigal Viaduct and Librilla Viaduct, recently projected.*

Keywords: *Composite viaduct, high speed, twin girder-strict box girder solution, composite truss, Bowstring arch.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 104 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

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

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

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

1. INTRODUCCIÓN

A finales de 2007 se abrió al tráfico ferroviario el viaducto de Arroyo las Piedras en la L.A.V. Córdoba-Málaga, primer viaducto mixto en las L.A.V. españolas. Actualmente, aunque las soluciones de hormigón siguen siendo claramente predominantes en nuestro país, se están proyectando y construyendo varios viaductos mixtos que permiten resolver, técnica y económicamente, condicionantes ciertamente singulares para los que las alternativas en hormigón no resultan adecuadas. En Francia, la línea de TGV Est, que une París con Estrasburgo, ha elegido las soluciones mixtas para el 100% de los viaductos de luces medias y altas.

1.1. Evolución de las soluciones en hormigón pretensado para los viaductos de alta velocidad

En 1992 se abrió la primera L.A.V. en España conectando Madrid con Sevilla con ocasión de la Exposición Universal. Actualmente nos encontramos inmersos en un ambicioso plan de inversiones en infraestructuras ferroviarias cuyo objetivo es la conexión, a lo largo de la próxima década, de la mayoría de las capitales de provincia españolas a través de la red de alta velocidad. Las estructuras de los viaductos de la línea Madrid-Sevilla, todavía moderadas en cuanto a luz, longitud total y altura de pilas, se resolvieron básicamente mediante tableros convencionales con soluciones prefabricadas isostáticas en doble T o dinteles continuos postesados de hormigón in situ, cuyas luces rara vez superaban los 40 m.

Sin embargo, los condicionantes sobre el trazado de las cada vez más severas limitaciones medioambientales, han trastocado muy sensiblemente las tipologías y sistemas constructivos convencionales utilizados en las primeras L.A.V. Este hecho ha dado lugar al recurso, cada vez más frecuente, de viaductos de longitudes totales superiores a los 1.000 m, superándose en algún caso los 3.500 m, con luces de vanos entre 70 y 120 m en muchas ocasiones, habiéndose también proyectado soluciones muy singulares con 250 m de luz, y alturas de pilas frecuentemente en el entorno de los 50/70 m y, en varios casos ya, de hasta 100 m.

La segunda L.A.V., entre Madrid y Barcelona, resolvió el paso sobre los ríos Ebro y Cinca mediante dos soluciones singulares (Figura 1) que superaban lo hasta entonces proyectado y construido en Europa. El viaducto sobre el río Ebro recurrió a una solución de un dintel continuo tubular en hormigón postesado con una luz principal de 120 m. En el caso del viaducto sobre el río Cinca, con 880 m de longitud total y 70 m de luz máxima, con un punto fijo en un estribo y una única junta de dilatación en el opuesto, se superaron por primera vez las 30.000 toneladas de peso durante el empuje de la estructura completa desde el único estribo fijo.

Hasta muy recientemente, las soluciones de hormigón eran las únicas proyectadas y construidas en las L.A.V. españolas. La gran longitud de viaductos, con numerosos vanos, y el importante peso de las secciones transversales de los tableros ferroviarios se adaptan difícilmente en coste y plazos, salvo en muy contadas ocasiones, a la técnica de avance por voladizos sucesivos. La mayor parte de los viaductos se proyectan y construyen con soluciones de hormigón pretensado y dinteles, isostáticos y continuos, de múltiples vanos, con longitudes totales de obra que, en muchos casos, superan los 1.000 / 1.200 m. Las luces tipo oscilan, según las condiciones del trazado y la tipología del tablero, entre los 35 m y los 70 m. La tendencia actual se concentra fundamentalmente en las siguientes alternativas estructurales:

a) Soluciones empujadas de dinteles continuos de hormigón postesado y sección cajón unicelular (Figura 2), a veces con postesado exterior alojado en el interior del cajón, para longitudes totales a partir de los 350/400 m, con luces de vano comprendidas entre los 35 y 80 m y empuje desde uno o dos estribos en función de la longitud total del viaducto y de sus condiciones de trazado en planta, que generalmente suelen adaptarse a las exigencias geométricas del empuje.



Figura 1. Viaductos sobre el río Ebro y sobre el río Cinca en la L.A.V. Madrid-Barcelona

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



Figura 2. Viaductos empujados del Cinca (880 m) y Ginel (1.228 m)



Figura 3. Viaducto sobre el río Jalón (2.238 m)

b) Soluciones construidas vano a vano con ayuda de cimbras autolanzables (Figura 3), muy adaptadas y económicas para longitudes superiores a los 350 m, luces entre 35 y 65 m, y geometrías en planta y alzado menos restrictivas que en el caso de montajes empujados. La sección transversal es generalmente un cajón unicelular aunque, para luces hasta 30/35 m, también puede contemplarse el recurso a losas aligeradas postesadas.

c) Los sistemas de montaje con autocimbra se han adaptado en varios proyectos, mediante una original solución de arcos apuntados construidos en vertical y posteriormente abatidos por rotación, (Figura 4) para mantener su ámbito de aplicación en el caso de hacer frente al salto sobre algunos obstáculos excepcionales intermedios, de hasta 70/100 m de luz, en el curso de largos viaductos de luces estándar convencionales.

d) En viaductos con alturas de pilas no superiores a los 25 m y vanos de luces de hasta 40 m, siempre que su traza resulte accesible por camiones de transporte pesado y grúas, las soluciones prefabricadas con sección transversal en doble cajón y montaje con



Figura 4. Viaducto de Eixo

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



Figura 5. Viaducto prefabricado sobre el Jarama. L.A.V. Madrid-Zaragoza (luz central 58 m)

grúas suelen resultar frecuentemente competitivas frente a las alternativas in situ. Se proyectan tableros isostáticos o con continuidad sobre apoyos, posteriormente al montaje de los cajones en U, en función de la tipología que resulte más adecuada a partir de las condiciones geométricas, altura de pilas, longitud total de la obra y ubicación de los puntos fijos. La continuidad sobre apoyos se resolvía inicialmente con postesado superior en la losa in situ, aunque, si la luz de los vanos lo permite, la tendencia actual se orienta claramente a un postesado de cosido con barras cortas de los elementos prefabricados y armadura pasiva en la losa in situ, con el adecuado control de fisuración en la misma.

Aunque las luces máximas se limitan a los 40 m, en algunos casos singulares pueden proyectarse soluciones específicas que permitan salvar luces superiores, en el entorno de los 60 m, en ciertos vanos (Figura 5).

1.2. Los primeros viaductos mixtos de las L.A.V. españolas

Hasta 2005 todos los puentes y viaductos de las L.A.V. españolas fueron proyectados y construidos en soluciones de hormigón pretensado. Dichas soluciones suelen resultar, en condiciones normales y en las actuales condiciones del mercado español, más competitivas que las metálicas para luces por debajo de los 70/80 m, rango de luces de vano que permiten resolver adecuadamente gran parte de los proyectos de puentes y viaductos de las L.A.V. Cuando debido a especiales condiciones de trazado sea necesario superar dichas luces, las soluciones de hormigón no resultan generalmente adecuadas, ya que el enorme peso de sus secciones transversales, por las exigencias de rigidez de los puentes ferroviarios, no permite el recurso a los procesos constructivos convencionales:

- Las cimbras autolanzables no permiten superar actualmente, con las exigibles garantías de seguridad, los 65/70 m de luz de vano en tableros de alta velocidad.
- El límite razonable de los procesos de empuje no permite superar en más de 10/15 m los valores indicados para las cimbras autolanzables.
- El sistema de voladizos sucesivos, como ya se ha comentado precedentemente, no resulta bien adaptado, por economía y plazos, a las especiales condiciones de los viaductos de alta velocidad que, por otra parte, para luces superiores a 80 m, obligarían a proyectar numerosos y costosísimos carros de encofrado, de difícil amortización, para resistir el enorme peso de las dovelas del tablero que, en la zona de arranque de pilas, superarían los 7/8 m de canto.

En otros casos, las soluciones mixtas toman fácilmente el relevo de las tipologías de hormigón al permitir plantear el montaje inicial de la subsección metálica, mucho más ligera, para proceder posteriormente al montaje de prelosas prefabricadas y al posterior hormigonado y conexión del resto de la losa in situ, sobre la estructura metálica autoportante ya montada.

El recurso a sistemas de grúas e izado o, principalmente, al empuje si las condiciones geométricas del trazado son adecuadas, permiten alcanzar de forma convencional luces de hasta 120/140 m. A partir de los 80/100 m las celosías mixtas toman el relevo de los dinteles mixtos de alma llena (en sección cajón o bijácena), permitiendo reducir peso de la subsección metálica, eliminar la costosa rigidización de paneles de chapa de gran dimensión y, lo que resulta esencial desde el punto de vista estético y de impacto ambiental, dotar a los tableros de grandes cantos, con esbelteces del orden de 1/12 a 1/14, de una gran transparencia que facilita su inserción paisajística en el entorno.

Incluso con luces menores a las ya indicadas, las soluciones mixtas resultan también más adecuadas que las soluciones de hormigón en ciertos casos en los que estas últimas no permiten dar una adecuada respuesta técnica o con las garantías de seguridad exigibles, tales como:

- Viaductos con alturas de pilas por encima de los 70/80 m, en los que los sistemas de cimbra autolanzable o de empuje de pesados dinteles de hormigón rozan los límites en los que los riesgos de imprevistos, o de la propia seguridad, resultan difícilmente asumibles.
- Puentes o viaductos bajo cuya traza se ubiquen carreteras, líneas férreas, zonas habitadas o industriales

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



Figura 6. Viaducto Arroyo las Piedras

semiurbanas, zonas con elevadas cualidades ambientales, etc., en las que las mínimas exigencias de seguridad o sostenibilidad impiden plantear procesos constructivos que impliquen trabajo y afección sobre las mismas (movimientos de medios auxiliares, encofrados, ferrallado, hormigonado, etc.).

- En el caso de luces altas, donde el menor peso del acero repercute decisivamente en el coste y magnitud de los elementos y sistemas auxiliares de montaje, al mismo tiempo que permite e impulsa la cada vez más decisiva innovación y versatilidad en los procesos constructivos.

- En todos los casos en los que las exigencias de reducción de plazos quieran hacerse compatibles con las necesarias garantías de control de la calidad y seguridad de la ejecución, lo que conduce inevitablemente hacia las ventajas de la industrialización y fabricación en talleres fijos, inherentes a la construcción metálica.

Las circunstancias mencionadas concurren cada vez con mayor frecuencia en los proyectos de viaductos ferroviarios de las nuevas L.A.V. españolas, consecuencia de las crecientes dificultades orográficas y exigencias de los nuevos trazados, así como de las cada vez más restrictivas prescripciones medioambientales y de seguridad durante las fases de montaje.

Tal es el caso del viaducto Arroyo las Piedras (Figura 6), primer viaducto mixto de alta velocidad proyectado y construido en nuestro país, sobre el que volveremos más adelante, o de los viaductos de Llinars y Sant Boi (Figura 7), que han permitido resolver dos complicados cruces sobre autopista, muy forzados en esviaje y en los gálibos disponibles.



Figura 7. Puente de Sant Boi

Actualmente se hallan en fase de construcción dos nuevos viaductos mixtos, que hemos proyectado en Ideam, ciertamente singulares en sus prestaciones: el viaducto sobre el río Ulla, con 240 m de luz central, y el viaducto de Archidona, con 3.150 m de longitud total y juntas de dilatación de vía únicamente en estribos. Ambos serán descritos más adelante.

2. VIADUCTO ARROYO LAS PIEDRAS: UN EMPUJE A 100 M DE ALTURA

2.1. Introducción

El Viaducto "Arroyo las Piedras", en la L.A.V. Córdoba-Málaga, es el primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, abriendo el espectro de tipologías estructurales basado exclusivamente, hasta entonces, en soluciones de hormigón pretensado con diferentes configuraciones estructurales y procesos constructivos (prefabricación, cimbras autolanzables y empuje, principalmente).

Esta obra constituye una solución innovadora dentro del ámbito de los puentes mixtos ferroviarios. Su diseño se inspira en las clásicas soluciones mixtas bijácena, habituales en Europa, incorporando la tecnología española de la doble acción mixta a flexión negativa y torsión, que permite, manteniendo las ventajas constructivas de la solución original, mejorar drásticamente sus prestaciones resistentes, estáticas y dinámicas, al mismo tiempo que se reducen significativamente las cuantías de acero.

El Viaducto "Arroyo las Piedras" (Figura 8) incorpora también soluciones innovadoras en el ámbito del empuje y del diseño antisísmico. Su altura de pilas, de hasta 93 m, y la luz del vano tipo, de 63,50 m, superaron, en el ámbito de los viaductos mixtos de su tipología, lo que hasta la fecha se había proyectado y construido.

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

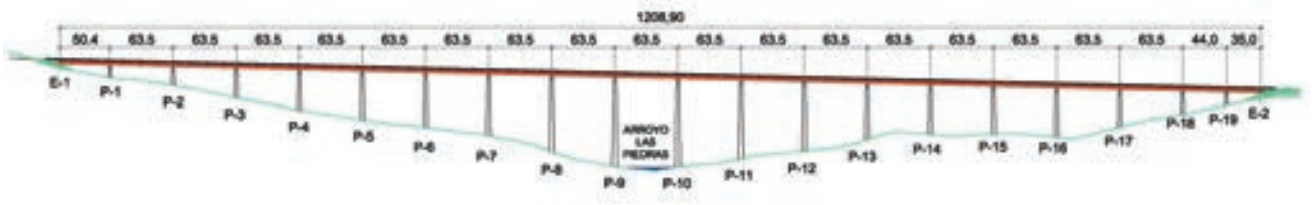




Figura 8. Alzado y vista del Viaducto Arroyo las Piedras

En las referencias [1] y [2] se tratan con detalle las principales características de este viaducto. Seguidamente nos limitaremos a reseñar las principales ventajas aportadas por la tecnología mixta en lo relativo al proceso de empuje de tableros a gran altura.

2.2. La problemática del empuje y su control

El tablero del puente se construye empujando desde ambos estribos, premontándose en el parque de empuje dispuesto tras éstos en dovelas de aproximadamente 30 m.

Cada una de las 2 vigas metálicas que formarán la sección transversal se transporta ya rigidizada y se ensambla en el parque de empuje con las celosías y mamparos de pilas (Figura 9).



Figura 9. Estructura metálica apeada en el parque de empuje

El puente se empuja con la totalidad del acero estructural, las prelosas inferiores, el hormigón de fondo y los



Figura 10. Vista de prelosas superiores



Figura 11. Vista de prelosas inferiores y hormigón de fondo

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



Figura 12. Vista inferior del viaducto durante el empuje



Figura 13. Detalle de apoyos deslizantes con topes laterales durante el empuje

zunchos laterales, así como las prelosas superiores (Figuras 10 y 11), sin conexión todavía al tablero, sobre las que posteriormente se hormigonará la losa superior. Además, se lleva colocada la ferralla superior en su posición definitiva, dejando el puente listo una vez cerrado para realizar el hormigonado de la losa superior.

El tablero es visitable incluso durante las fases de empuje, facilitando el transporte de materiales auxiliares hacia las pilas de forma segura y sencilla por el interior del tablero, evitando el empleo de grandes grúas para el acceso a las pilas más altas.

El primer vano incluye sólo el acero estructural sin prelosas superiores ni inferiores, con objeto de evitar esfuerzos excesivos durante el lanzamiento en las fases en voladizo (Figura 12).

A diferencia de los puentes de hormigón, el empuje de un puente mixto no exige las tediosas labores de colocación de almohadillas en cada apoyo durante el lanzamiento, ya que la propia platabanda inferior es la superficie por la que se desliza el puente, y los apoyos provisionales empleados para el empuje (Figura 13) no requieren operaciones de mantenimiento ni sustitución salvo que se produzca alguna anomalía o se dañe algún teflón. Durante toda la ejecución del viaducto, empujado desde los dos estribos, no hizo falta cambiar ningún neopreno teflón de ninguna pila ni estribo.

En la figura 13 se aprecia la platabanda inferior apoyada en uno de los apoyos deslizantes. Estos apoyos se disponen con unas guiaderas laterales para evitar problemas de descentramientos transversales del puente durante el empuje.

En la parte frontal del empuje se disponen dos patines desmontables (Figura 14) y un gato para hacer el paso de pila (Figura 15).

En función del número de dovelas montadas en cada fase en el parque de empuje, se realizaron empujes de uno o dos vanos, empujando en una sola fase hasta 127 m de tablero, con una velocidad media entre 6 y 8 m de avance por hora, muy superior a la de los pesados tableros de hormigón, lo que puede resultar de gran interés para minimizar la afección y los riesgos sobre la seguridad en el caso de empujes sobre carreteras o vías férreas.

Como ya se ha descrito, el proceso de empuje del viaducto incluye, además de la sección metálica, la losa inferior de cierre del fondo del cajón completa, así como las prelosas superiores prefabricadas y la ferralla de la losa superior del tablero. Las ganancias en plazos y seguridad que dicho empuje permitía, a casi sección completa del tablero, implicaba un nivel de solicitaciones en fases de empuje muy superior al habitual en



Figura 14. Operación de paso de pila y repliegue de patines



Figura 15. Vista del voladizo antes de llegar a la pila

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



Figura 16. Aplicación de reacción localizada con gatos

viaductos mixtos convencionales, empujados únicamente con la subsección metálica. Los valores característicos de las reacciones teóricas máximas bajo cada una de las almas, durante el proceso de empuje, alcanzaban una magnitud muy elevada: 4.200 kN/apoyo. Los estrictos condicionantes económicos impedían sobredimensionar, más allá de lo estrictamente necesario por cuestiones de seguridad, las cuantías y rigidización de las almas de la sección.

Por otra parte, la evaluación de la capacidad resistente de las almas metálicas, frente a la inestabilidad lateral bajo cargas localizadas, es un fenómeno sujeto a la influencia de muchos parámetros.

Todo ello explica que la literatura especializada aconseje ser extremadamente prudente en los valores de las reacciones de diseño, a las que se debe aplicar unos coeficientes de mayoración, por incertidumbres derivadas del proceso del empuje, nada despreciables: entre 1,30 y 1,50, al mismo tiempo que se llama la atención sobre la necesidad de plantear un sistema de control en tiempo real del nivel de reacciones durante el empuje, así como de regulación automática de las mismas en caso de superarse ciertos niveles.

En el caso que nos ocupa, a pesar de lo estricto del dimensionamiento de las almas y del elevado nivel de las reacciones previstas, tal planteamiento resultaba prácticamente inabordable económicamente, dado el elevado número de apoyos a instrumentar, 38, y las dificultades de acceso continuo a los mismos, al tratarse de pilas de gran altura, de hasta 93 metros.

La necesidad de garantizar la seguridad del proceso de empuje, sin plantear complejos y antieconómicos sistemas de control que podrían, incluso, anular las ventajas de costes y plazos de ejecución de estas soluciones, nos llevó a plantear, previamente al empuje, un sencillo y completo programa de pruebas de carga, a realizar en el propio parque de empuje.

La razón fundamental de la realización de dicha prueba de carga, previa al empuje, consistía en la no viabilidad, dado el elevado número de pilas de gran altura del viaducto, diecinueve, de establecer un control sistemático de las reacciones en los dos apoyos de cada pila al paso del viaducto sobre la totalidad de las mismas. Se trataba, por tanto, de reproducir en el parque de empuje, y antes del mismo, la práctica totalidad de los fenómenos y parámetros que pudieran influir, por tolerancias de ejecución, en los desvíos previsibles de los valores en las reacciones bajo cada apoyo, respecto de los valores teóricos previstos en el proyecto. La prueba de carga debía, por tanto, plantearse con el objetivo de cubrir, con adecuados márgenes de seguridad, las reacciones máximas previsibles por apoyo durante el proceso de empuje, lo que permitiría controlar, a su vez, si los niveles de seguridad frente al "patch loading" de las almas, bajo la acción localizada de las reacciones de apoyo en los patines provisionales deslizantes, se mantenían dentro de los niveles de seguridad previstos en el proyecto.

Se puso especial énfasis en la medición de la suma total de reacciones en distintas fases del montaje, lo que permitió detectar significativos desvíos sistemáticos, al alza, de los pesos reales de la estructura frente a las previsiones de proyecto.

Dicho contraste permitió confirmar la existencia de importantes sobrepesos generalizados en el tablero, entre el 10 y 15%, respecto de las magnitudes teóricas previstas.

El segundo parámetro fundamental a controlar fue la rigidez real de la estructura, tanto en dirección longitudinal como transversal, incluyendo la consideración de la influencia de las armaduras y sobreespesores de hormigón realmente dispuestos, así como de la magnitud de los anchos eficaces de la losa inferior adoptados en los cálculos. Un incremento de rigidez podía resultar peligroso respecto a la seguridad a "patch loading" de las almas.

Respecto a la rigidez transversal de la estructura, principalmente frente a torsiones generadas por acciones excéntricas y, principalmente, por asientos diferenciales transversales entre apoyos, cuya influencia puede afectar también decisivamente al coeficiente de seguridad frente al "patch loading" de las almas, se le dedicó una atención especial, tanto en su modelización precisa por elementos finitos, como en las medidas de rigidez transversal tomadas en diferentes fases de la prueba de carga.

El modelo de elementos finitos incluyó la consideración del posible rozamiento entre placas prefabricadas y platabanda superior metálica, cuya aportación a la rigidez a torsión de la estructura resultaba compleja e incierta de reproducir analíticamente.

Una vez suficientemente aproximadas las rigideces y acciones en la estructura, las eventuales diferencias entre las medidas de las deformaciones de la misma y los resultados obtenidos, con los modelos teóricos ya ajustados, sólo podían achacarse a desvíos o errores en las contraflechas de ejecución de las vigas metálicas, o a

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

cambios bruscos localizados en las zonas adyacentes a las secciones de unión en obra entre tramos.

El último objetivo de la prueba de carga fue analizar la respuesta ante una reacción localizada, bajo una de las almas, de aproximadamente 6.200 kN (Figura 16). Ello permitía garantizar una seguridad mínima del 20% respecto a lo que se adoptó como reacción máxima admisible durante el proceso de empuje, que se había estimado en 5.200 kN, aproximadamente, tras los ajustes de sobrepesos y rigideces.

Para reproducir esta situación fue preciso disponer 32 t de ferralla sobre el alma ensayada, y aplicar, simultáneamente, un descenso diferencial longitudinal de 8 cm, respecto de los apoyos adyacentes, y otro transversal de 4 cm respecto del alma contigua, deteniéndose el proceso al alcanzarse la carrera máxima de los gatos al 97% de la carga teórica prevista.

Durante todo el proceso de carga se mantuvo controlada la deformación transversal del alma sobre el apoyo, con una precisión superior a 0,1 mm, no observándose ningún inicio de desplazamiento transversal. (Figura 17).

Los elementos finitos no lineales realizados, en presencia de una predeformación inicial ≅2 cm, mostraban ya, para la solicitación aplicada, unos ciertos niveles, aunque moderados, de las deformaciones transversales del alma, por lo que la respuesta del panel del alma solicitado pudo considerarse muy satisfactoria y confirmó la garantía del diseño proyectado, donde el zuncho lateral inferior de hormigón conectado a la viga metálica (Figura 11) resultaba muy activo frente a la inestabilidad lateral del alma.

Por ello, se consideró que no resultaba necesario plantear un complejo control de reacciones verticales, durante el proceso de empuje al pasar sobre las numerosas pilas intermedias. Los controles y la prueba de carga realizados garantizaban una respuesta segura frente a solicitaciones que en la práctica no podrían llegar nunca a alcanzarse durante el proceso de empuje.

Así pues, bastó con mantener unos controles geométricos estrictos de ejecución, sencillos de realizar, para asegurar



Figura 17. Control de deformaciones transversales en el alma

que no se superasen los límites máximos de las tolerancias en pesos y contraflechas de ejecución que habían servido de base, y resultaban por tanto admisibles, a partir de los análisis por elementos finitos realizados y la confirmación de sus resultados con la prueba de carga.

El empuje del viaducto, que se realizó con elevados rendimientos y sin el menor incidente, así como los resultados de la prueba de carga realizada en el parque de empuje, confirmaron las sensibles ventajas que el poco peso y la gran flexibilidad longitudinal y transversal del empuje de tableros mixtos en sección abierta, suponen frente a los pesados y rígidos dinteles de hormigón, lo que puede resultar muy decisivo en el caso de viaductos con pilas de gran altura.

3. VIADUCTO DE ARCHIDONA (L.A.V. CÓRDOBA-GRANADA): 3.150 m SIN JUNTAS DE VÍA Y UN ÚNICO PUNTO FIJO FRENTE A ACCIONES SÍSMICAS

3.1. Los sistemas mixtos como solución a unos condicionantes muy singulares

La obra se ubica en el tramo Archidona-Peña de los Enamorados, en la L.A.V. Córdoba-Granada [3, 4 y 5]. Como aspectos de mayor interés en su diseño ,destacan la gran longitud de la estructura entre juntas (3150 m, la mayor hasta ahora proyectada con aparatos de dilatación

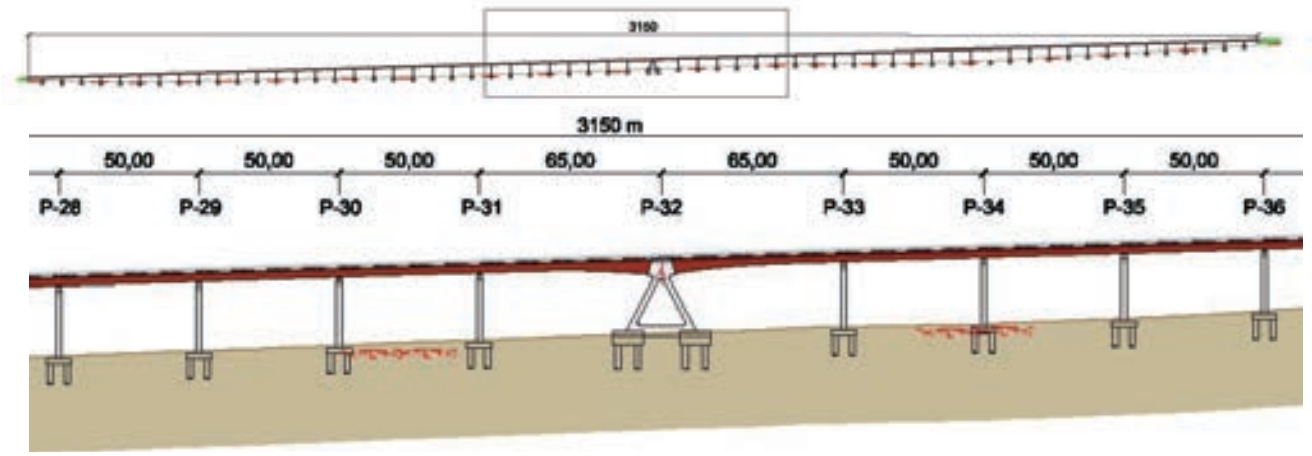


Figura 18. Alzado del viaducto de Archidona

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



Figura 19. Vista de las pilas durante la ejecución

de vía únicamente en estribos), así como la recogida de las acciones sísmicas, en una zona de elevada sismicidad, con un único punto fijo central (Figuras 18 y 19).

Los condicionantes del proyecto eran ciertamente singulares:

- Acciones sísmicas importantes (aceleración sísmica básica: 0,11 g; aceleración sísmica de cálculo: 0,18 g).
- Altura media de pilas en el entorno de los 25 m.
- Evitar en lo posible la ubicación de aparatos de dilatación de vía en la estructura, respetando unos movimientos totales máximos en las juntas de vía de 1200 mm, de acuerdo con los criterios establecidos por el ADIF.

La solución de múltiples vanos isostáticos, que resulta en general adecuada para viaductos de gran longitud y baja cota de rasante, quedaba descartada por la excesiva deformabilidad del conjunto [pilas+cimentación], no admisible por la vía, frente a las acciones de frenado y del sismo de servicio, resultando además muy penalizada por la resistencia frente al sismo máximo de cálculo. Dado que no se consideraba aconsejable, por razones de mantenimiento, disponer aparatos de dilatación de vía en el interior del tablero, el punto fijo quedaba obligatoriamente ubicado aproximadamente en el centro de los 3150 m de longitud total del viaducto, obteniéndose unas longitudes máximas dilatables en ambos estribos en el entorno de los 1.600 m, lo que no podía ser resuelto, dentro de los recorridos máximos admisibles por los aparatos de dilatación de vía, por las soluciones con tableros de hormigón. La solución con dinteles mixtos armados permitió resolver técnicamente el problema.

Como luego veremos, la mayor flexibilidad axil y la menor masa de los tableros mixtos con respecto a los de hormigón, permitieron asimismo limitar a valores asumibles la recogida de los efectos sísmicos de la totalidad de los 3.150 m de tablero, con un único punto fijo central.

Las potencialidades de los sistemas mixtos permitieron, en este caso, resolver con un diseño sencillo, y hasta

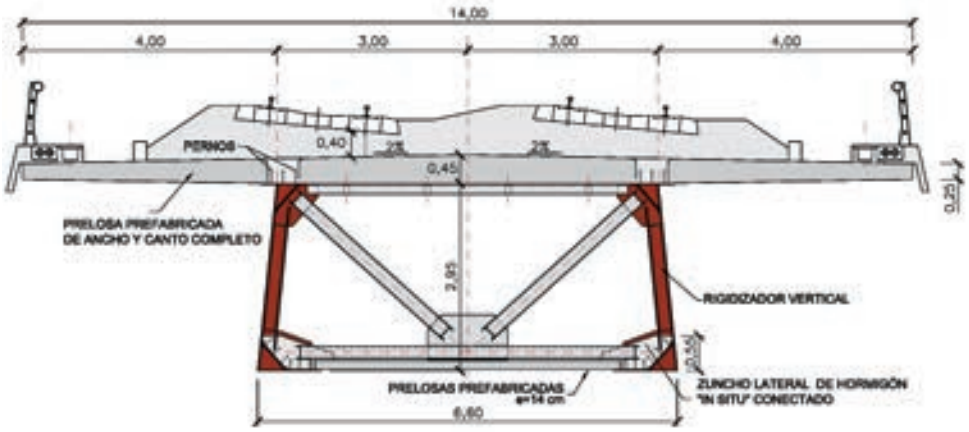


Figura 20a. Sección por centro de vano

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

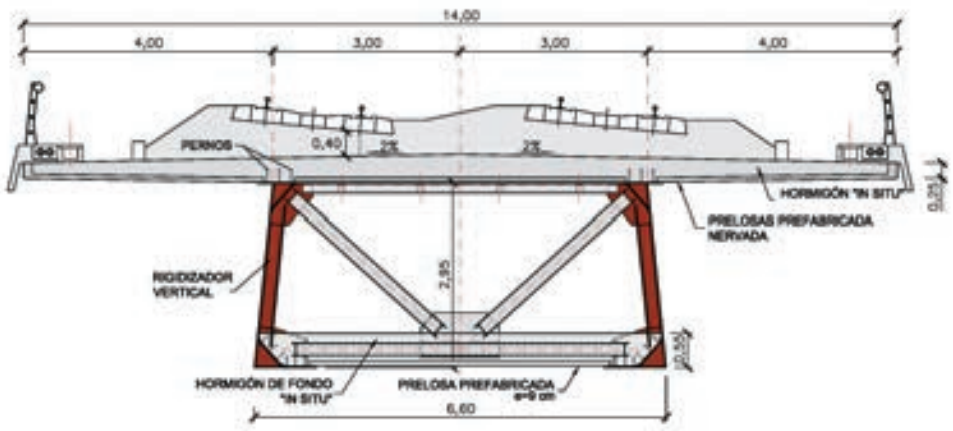


Figura 20b. Sección por zona de momentos negativos

cierto punto convencional, unos singulares condicionantes hasta ahora inéditos en el ámbito de los puentes de alta velocidad.

3.2. Descripción de la estructura

La solución elegida es la de dintel mixto de canto constante en sección bijácena metálica (Figura 20a y 20b), de 2,95 m de canto, más una losa superior de 0,40 m de espesor conectada a ambas almas. La separación entre vigas es de 6 metros a nivel superior, disponiéndose con las almas ligeramente inclinadas, por lo que su anchura aumenta a lo largo del canto hasta llegar a 6,60 m en la cara inferior. La losa inferior de hormigón que cierra la sección, sirve para materializar la doble acción mixta en las secciones de flexión negativa y para cerrar el circuito de torsión en las secciones de centro de vano, según un diseño ya utilizado en el Viaducto Arroyo las Piedras. La sección es visitable e inspeccionable en su totalidad, permitiendo el acceso a las cabezas de las pilas y a los aparatos de apoyo.

La distribución de luces de la estructura es 35,00 + 30 x 50,00 + 2 x 65,00 + 29 x 50,00 + 35,00 m (total 3.150 m). La secuencia de vanos tipo, de 50 m, resulta muy adecuada desde el punto de vista de la sistematización y repetitividad de la construcción. Se ha pensado, además, en la ubicación de los postes de catenaria (cada 50 m) coincidiendo con los ejes de apoyo sobre las pilas tipo, donde los movimientos (rotaciones) del tablero son mínimos bajo el paso de las sobrecargas. Los vanos laterales de 35 m permiten una adecuada compensación del vano tipo y los de 65 m corresponden a los adyacentes al punto fijo o pila central, en el que se empotran.

La pila tipo se proyecta aporticada, con dos fustes de sección constante rectangular, en hormigón armado, y con la misma inclinación que presenta la sección transversal (Figura 21). La forma trapecial confiere a la pila la

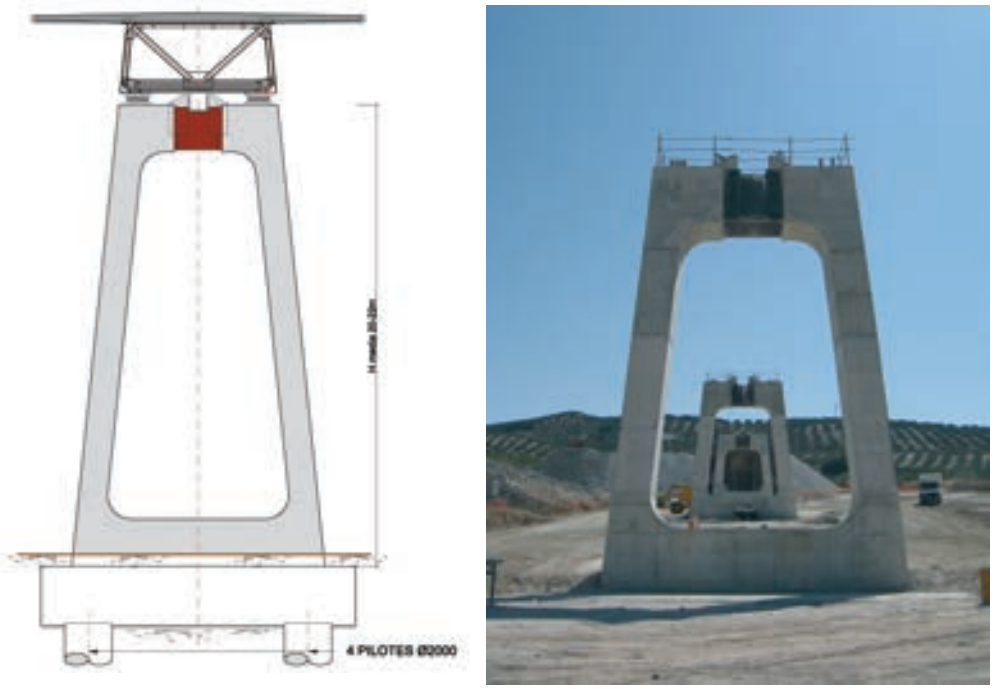


Figura 21. Sección por pila tipo

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

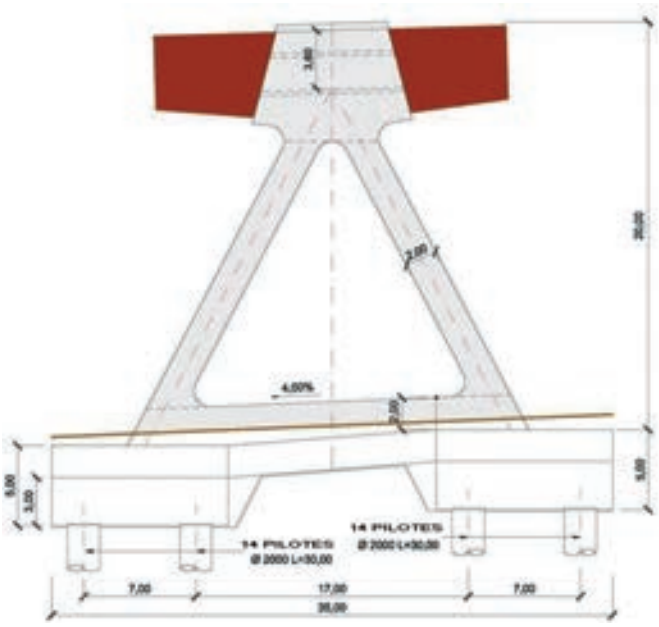


Figura 22. Punto fijo central

necesaria rigidez transversal frente al sismo. El tablero se vincula transversalmente al dintel de la pila mediante topes sísmicos, mientras que en dirección longitudinal se encuentra libre, habiéndose dispuesto aparatos de apoyo esféricos deslizantes MSM de la empresa Maurer. Las pilas presentan una altura media de unos 25 m. Las cimentaciones, pilotadas en la totalidad del viaducto, constan de 4 pilotes de 2 m de diámetro por pila tipo, con una longitud media de unos 30 m.

La pila central (Figura 22), único punto fijo de la estructura, se proyecta en célula triangular, conformándose por la inclinación y unión de dos pilas tipo. La base del triángulo conecta los arranques de los fustes de las pilas inclinadas y une los dos encepados de 14 pilotes cada uno (de 2 m de diámetro y 32 m de longitud). El dintel, que en esta zona presenta una ligera variación de canto, y una luz de 65 m, se empotra en la cabeza de la pila.

3.3. Control de deformaciones en los aparatos de dilatación de vía

Dada la magnitud de la longitud máxima dilatable, en el entorno de los 1.600 m, los dinteles mixtos permiten resolver técnicamente una problemática fuera del alcance de la tecnología del hormigón pretensado, ya que permiten una reducción de entre el 30 al 40% de los movimientos de las juntas:

- Los movimientos térmicos apenas superan en un 10% aproximadamente los de los dinteles de hormigón.
- Los efectos de la retracción se reducen en aproximadamente el 50% como consecuencia de la coacción que proporciona la subsección metálica.
- No existen deformaciones longitudinales de fluencia al tratarse de dinteles mixtos no pretensados.

Se obtienen así unos movimientos máximos en cada estribo de:

- + 594 mm de dilatación total
- - 386 mm de contracción total

Con el fin de poder reducir en la medida de lo posible dicha deformación, se han previsto las siguientes disposiciones adicionales en el diseño:

- Empleo de losas prefabricadas a sección completa en las secciones de centro de vano (aproximadamente la mitad de la longitud del puente). De esta forma, ejecutándolas con anterioridad, se reducen las deformaciones por retracción, además de aprovechar las ventajas de la prefabricación en una obra de esta longitud. Se hormigonan in situ únicamente las juntas entre placas y los alveolos para los conectadores. La losa en zona de negativos recurre a la solución tradicional de prelosa más hormigonado in situ del resto de sección, no proyectándose completamente prefabricadas como las de centro de vano al no poder ejecutarse correctamente el solape de armaduras de gran diámetro en las juntas entre placas (Figura 23).
- Reducción de las deformaciones reológicas mediante una dovela de ajuste. Se ha pensado el montaje del dintel en cuatro partes, dos comenzando desde estribos hacia pila central, y dos en sentido inverso. La unión entre tramos (y la simultánea liberación del anclaje temporal del tablero al estribo) se realizará a unos 750 m de pila central y estribos. En este momento, y mediante la ejecución de un tramo especial de ajuste, con una longitud mayor a la del tramo tipo, e igual al acortamiento que se haya producido por retracción durante la construcción, puede neutralizarse dicho movimiento a efectos de la apertura de junta en el estribo (Figura 24). La retracción total, de unos 270 mm, se reduce a unos 66 mm a efectos de la junta de vía.

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

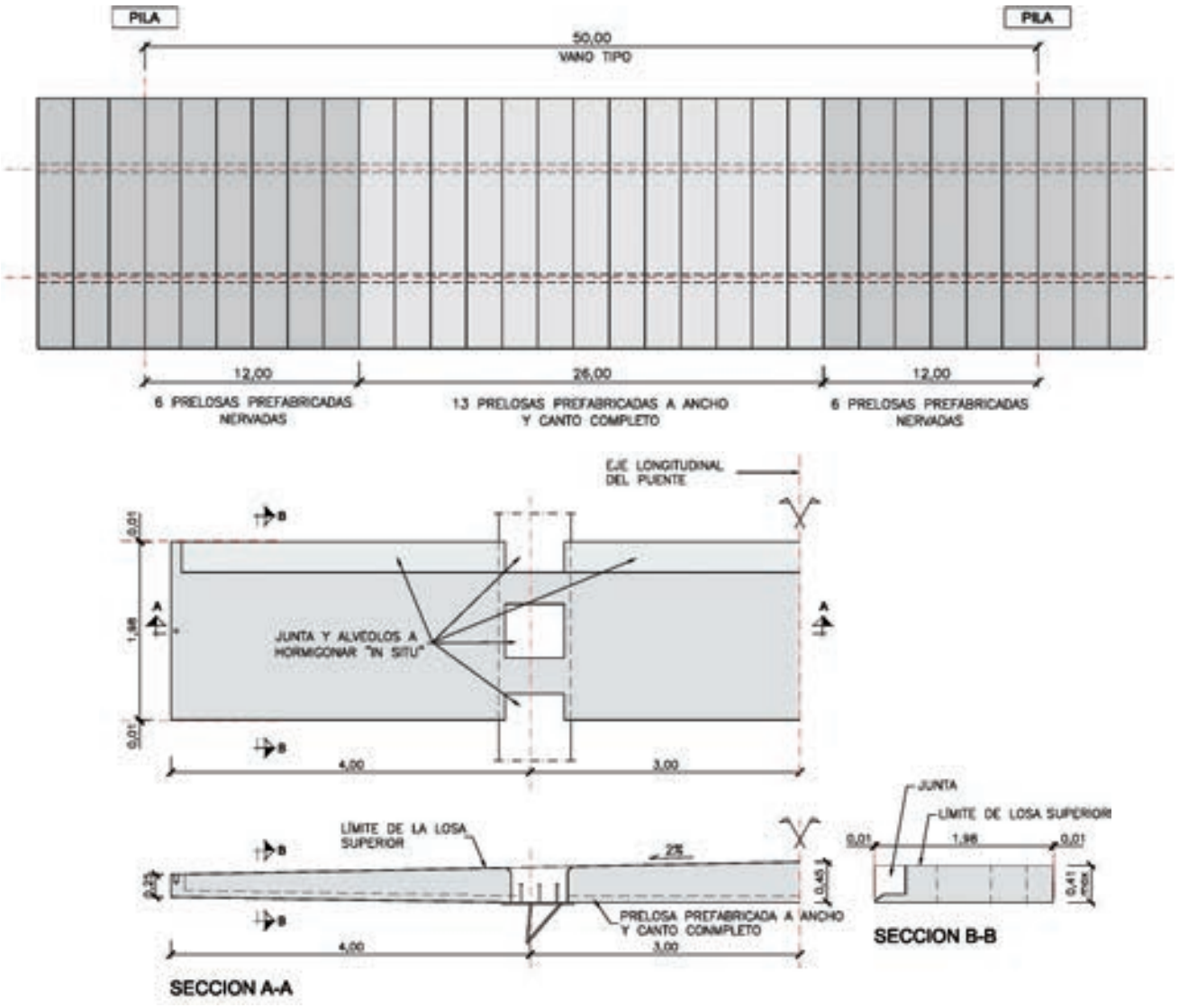


Figura 23. Esquema de prelosas del tablero, y prelosa de zona de momentos positivos

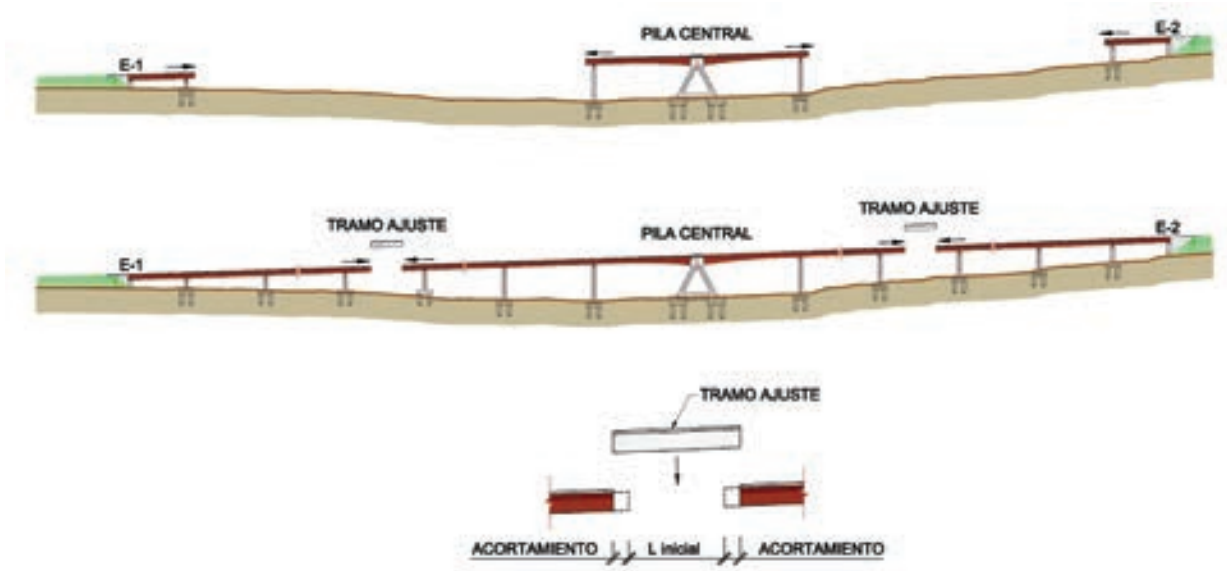


Figura 24. Reducción de la retracción efectiva en la junta por adecuación del proceso constructivo

- Control de las temperaturas de montaje y conexión de tramos, para regularizar las holguras previstas en las bandejas de los apoyos deslizantes.
- Contraste entre las temperaturas y movimientos de cálculo recogidas en normativas y las temperaturas y movimientos reales medidas en el Viaducto Arroyo

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

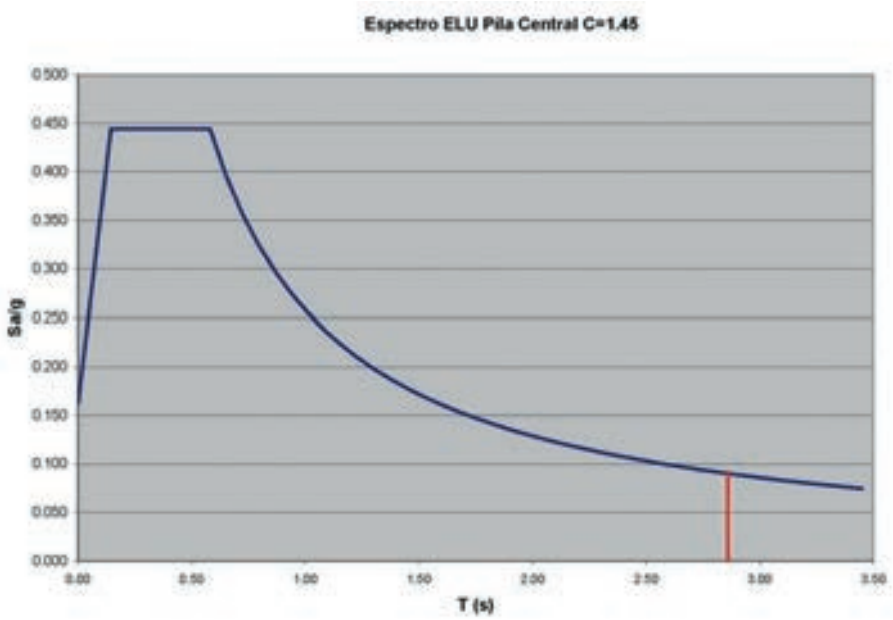


Figura 25. Reducción de la fuerza sísmica por la flexibilidad axil del dintel mixto

las Piedras, para controlar las hipótesis de proyecto utilizadas para dimensionar las juntas de vía.

3.4. Respuesta sísmica del dintel mixto

Las pilas tipo quedan dimensionadas por la acción sísmica transversal. El diseño de la geometría de las pilas se ha efectuado para que al mismo tiempo que se garantiza su resistencia, se optimice su flexibilidad con el fin de reducir en lo posible la magnitud de la acción sísmica en cabeza. El período transversal obtenido es de aproximadamente 0,86 s, lo que da lugar a una fuerza sísmica transversal de cálculo de 9.760 kN que se recoge por el tope sísmico bajo tablero. El sismo de servicio, de 2.760 kN aproximadamente, se recoge con las deslizaderas de uno de los dos aparatos de apoyo esférico sobre cada pila, que se proyecta unidireccional. La optimización de la rigidez del pórtico trapecial de las pilas tipo ha permitido que, a pesar de la elevada aceleración sísmica de la zona, la cimentación pilotada de las numerosas pilas tipo se resuelva con 4 pilotes ø 2.000 mm, dimensionados por la reacción vertical máxima, sin que las acciones sísmicas produzcan un sobredimensionamiento de la misma.

Respecto a la pila central, la acción que condiciona su diseño es la del sismo longitudinal. Se ha proyectado para resistir, por sí sola, la fuerza que induce el sismo en la totalidad de la estructura, del orden de las 100.000 kN. Dicha fuerza es resistida por los 28 pilotes ø 2.000 mm de la cimentación de la pila central. Dada la importancia estructural, y la magnitud de los esfuerzos de que estamos hablando, se han realizado estudios para caracterizar el terreno y dejar acotadas sus propiedades. Para ello, la campaña geotécnica se ha completado con un estudio geofísico del área de implantación de la pila central, permitiendo definir con mayor precisión los parámetros sísmicos del terreno, así como también los parámetros resistentes del mismo a emplear en el dimensionamiento de los pilotes, y en la comprobación del colapso del terreno, frente a la acción del sismo. En este sentido, se han realizado adicionalmente modelos de elementos finitos (para la pila tipo y la pila central, con cálculos dinámicos y pseudoestáticos) que han permitido calibrar la adecuación de los modelos convencionales de muelles con los que se habían predimensionado las cimentaciones.

Resulta necesario destacar que la relativa flexibilidad a axil del dintel mixto, sensiblemente superior a la de los tableros de hormigón pretensado, incluso si, del lado de la seguridad, no se considera la flexibilización adicional aportada por la eventual fisuración bajo acciones sísmicas de la losa superior armada, junto con la flexibilidad derivada de la propia elongabilidad axil de cada uno de los tramos de 1.575 m a cada lado del punto fijo, permite reducir sensiblemente la acción sísmica longitudinal respecto del valor del espectro en la zona de la meseta. Para el período fundamental de vibración longitudinal, de 2,86 segundos, se obtiene (Figura 25) una fuerza sísmica de cálculo, en cabeza del punto central fijo, de 100.000 kN, un 20% aproximadamente del valor de la meseta. Las características de los sistemas mixtos resultan, por tanto, mucho mejor adaptadas que las alternativas de hormigón para hacer frente a este tipo de situaciones en viaductos largos, ubicados en zonas de elevada sismicidad.

4. VIADUCTO DEL RÍO ULLA (EJE ATLÁNTICO DE ALTA VELOCIDAD): 240 m DE LUZ CENTRAL EN CELOSÍA CON DOBLE ACCIÓN MIXTA

El nuevo viaducto sobre el río Ulla [6] constituye la actuación de mayor alcance del Eje Atlántico de Alta Velocidad. Se halla adjudicado a la UTE Dragados-

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



Figura 26. Vista del Viaducto sobre el río Ulla

Tecsa y su construcción ha comenzado a finales de 2008. Su ubicación, próxima al estuario de la ría del Ulla, en un entorno natural de extraordinaria belleza y sometido a especiales condicionantes medioambientales, aconsejó la convocatoria de un Concurso de Ideas. La solución que presentamos fue finalmente seleccionada. El proyecto se orientó fundamentalmente a dar respuesta a la siguiente problemática:

- La importancia asignada a las cualidades estéticas de la solución y a su integración medioambiental en el entorno.
- La reducción del número de pilas ubicadas en el cauce, siempre dentro de los condicionantes técnicos de los viaductos de alta velocidad y de unos costes de ejecución asumibles.
- El planteamiento de procesos constructivos de la máxima independencia posible del cauce y de sus riberas, con objeto de minimizar su afección medioambiental.
- La búsqueda de la máxima transparencia y mínimo impacto visual en el entorno paisajístico.

Los citados condicionantes orientaron nuestra propuesta hacia una celosía mixta de canto variable, con doble acción mixta en las zonas de flexión negativa, tres vanos principales de 225 + 240 + 225 metros de luz y varios vanos tipo de acceso de 120 m de luz, lo que supone un vano principal con una luz un 20% aproximadamente superior al actual record del mundo de su tipología, el puente de Nautenbach, en Alemania, con un único vano central de 208 m de luz y dos vanos laterales cortos de compensación.

4.1. El concepto estructural

El tablero se proyecta como una celosía mixta de canto variable en los 5 vanos principales (Figura 26), con 17,90 m sobre apoyos y 9,15 m en centro vano. Los vanos de los viaductos de acceso se proyectan en celosía mixta con un canto constante de 9,15 m.

Las cuatro pilas centrales, de cuidado diseño en forma de copa, se hallan rígidamente vinculadas a la celosía mixta del tablero, configurando unos pórticos mixtos con la suficiente rigidez en los tres vanos centrales, de luz superior a los 200 m (Figura 27), para hacer frente a las exigencias de deformación de la alta velocidad bajo la acción de sobrecargas actuando sobre vanos alternos.

Las 2 pilas laterales P-5 y P-8 (Figura 28b) se proyectan flexibilizando su respuesta frente a desplazamientos impuestos por los efectos térmicos y reológicos del



Figura 27. Vista lateral del vano principal del Viaducto sobre el río Ulla

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

tablero, al mismo tiempo que se garantiza la suficiente rigidez al giro del nudo superior bajo las citadas sobrecargas alternas. Para ello se disponen dos tabiques pantalla macizos, de 1,50 m de canto, empotrados en sendos extremos en el tablero y la cimentación.

El diseño estructural, manteniendo la ortodoxia de su concepto resistente, puso especial énfasis en la integración formal y geométrica entre los fustes de hormigón y el tablero en celosía mixta. La importante variación del canto del tablero, entre centro de vano y apoyo en pilas, se materializa a través de una suave transición a lo largo del vano, con una concavidad hacia arriba en la zona de entronque con las pilas en forma de copa, lo que ayuda a conseguir una suave integración visual con el cauce del río Ulla, sobre el que parece flotar. La elección de los colores, gris perla en los hormigones y verde claro en la celosía metálica, acentúa dicho efecto.

4.2. Descripción de la estructura

El viaducto tiene una longitud total de 1.620 m con una distribución de luces de 50 + 80 + 3 x 120 + 225 + 240 + 225 + 3 x 120 + 80 metros (ver Figura 29).

La celosía se modula en segmentos de 15 m con los nudos del cordón superior equidistantes cada 6 m y las diagonales inclinadas 60º respecto de la horizontal. Los cordones superior e inferior son parelelogramos de 0,80 m de ancho y cantos de 1 m y 1,20 m, respectivamente. Las diagonales tienen una sección similar a la del cordón superior.

Los cordones superiores presentan, soldada a su ala superior, una subsección cerrada adicional, embebida en la losa de hormigón, a la que se sueldan los conectadores, lo que permite aproximar el eje de transferencia de la conexión al baricentro de la losa superior, reduciendo así las flexiones parásitas por excentricidad en la citada conexión (Figura 30).

El acero utilizado es de calidad S355-J2 para los vanos de acceso y de calidad S460M y ML para los tres vanos principales. El espesor de chapas nunca supera los 80 mm.

La losa superior tiene un canto variable entre 0,46 y 0,25 m. El hormigón in situ, C35/45, se ejecuta sobre losas prefabricadas colaborantes en la zona entre celosías. Las zonas voladas se hormigonan en segunda fase mediante carros de encofrado.

El hormigón de fondo, C50/60, se ubica entre los cordones metálicos inferiores de la celosía, conectándose a los

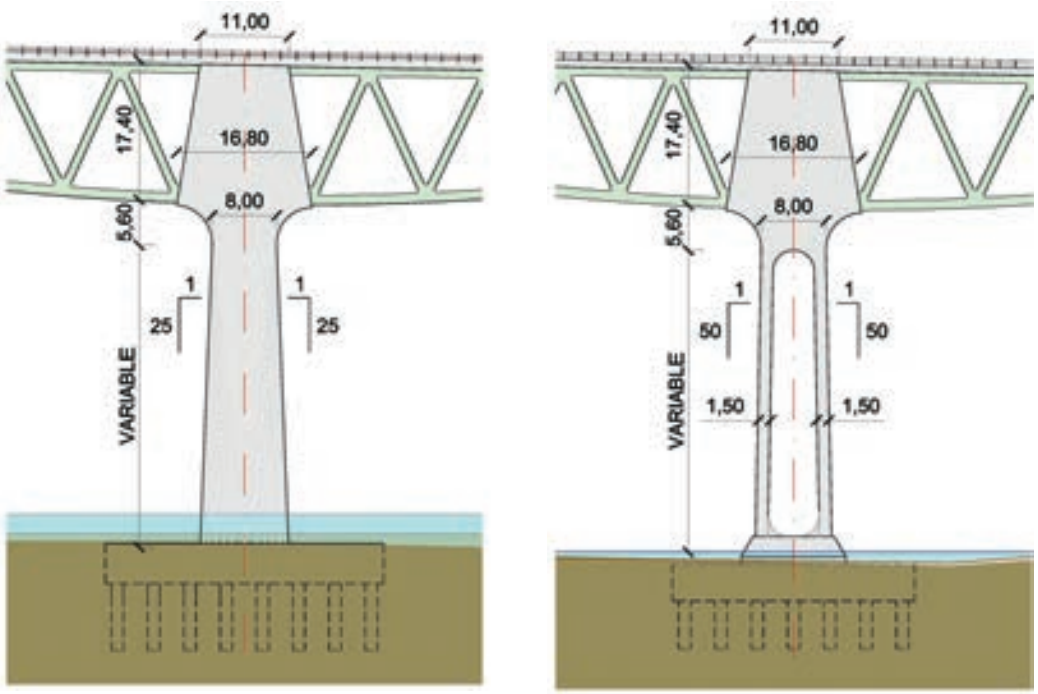


Figura 28a y 28b. Vista de las pilas centrales (P-6 y P-7) y laterales (P-5 y P-8)

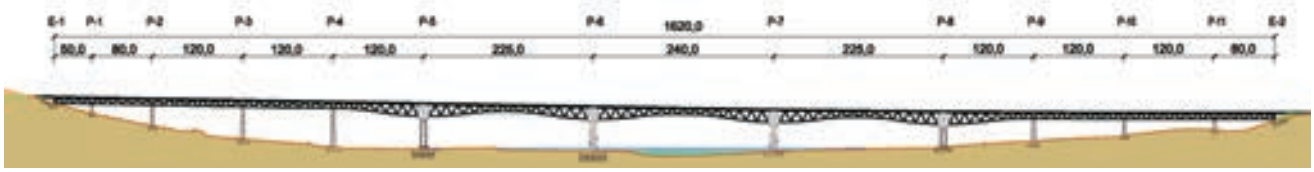


Figura 29. Alzado del Viaducto

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

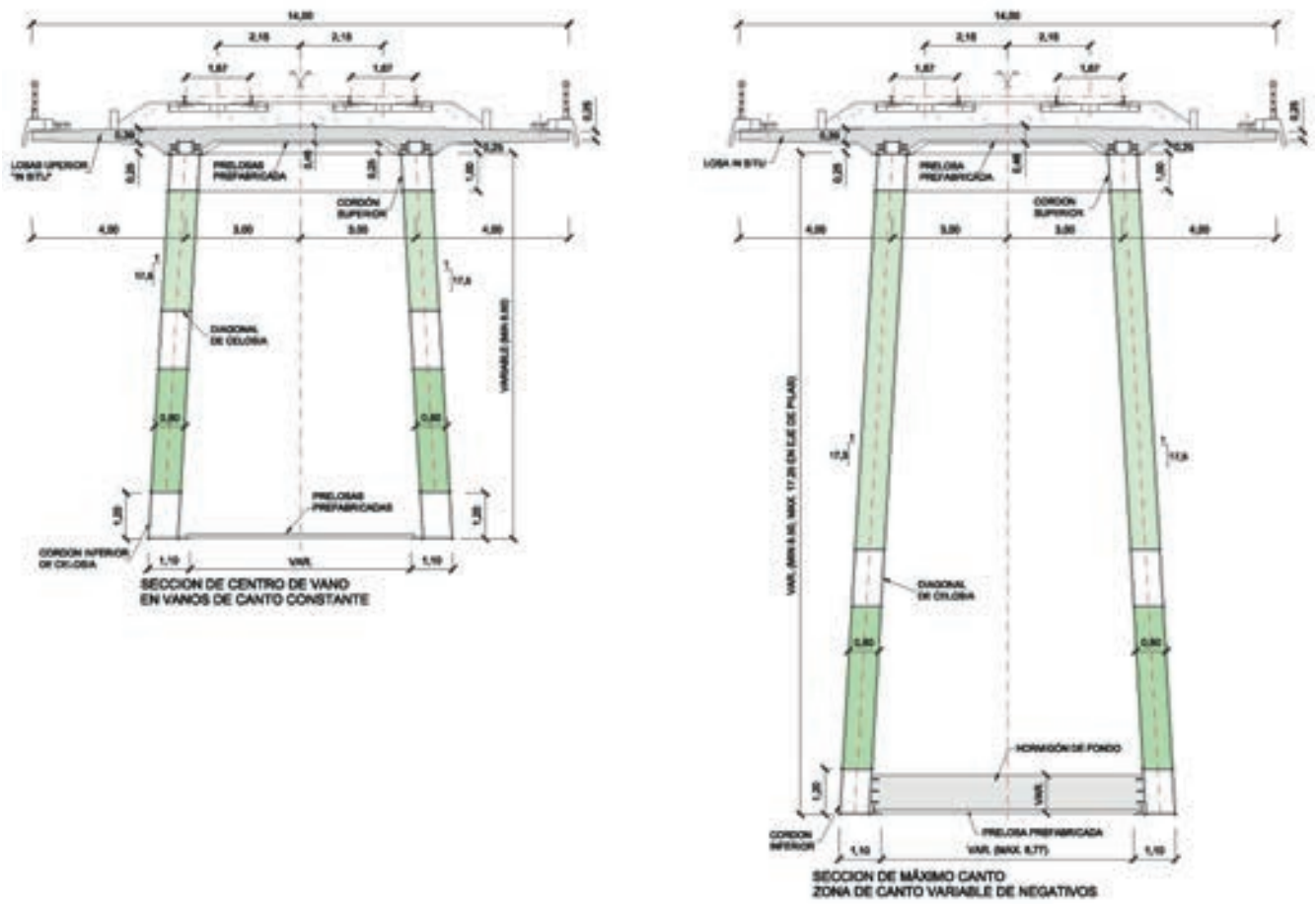


Figura 30. Secciones transversales

mismos para materializar la doble acción mixta en las zonas sometidas a flexión negativa. En las zonas de centro de vano, se disponen unas placas de hormigón prefabricadas sin conectar que, al mismo tiempo que cierran formalmente la vista inferior de la estructura, garantizan y facilitan las tareas de inspección y mantenimiento, así como la seguridad de los trabajos de montaje de la estructura.

Las cuatro pilas centrales se empotran rígidamente en las celosías del tablero, conformando un pórtico mixto de gran rigidez que asegura, asimismo, la recogida de los esfuerzos horizontales de frenado. Los fustes, con forma de cáliz, se coronan en su entronque con el tablero, a través de un nudo trapezoidal de 17 m de altura, anchura variable entre 11 y 16 m y una sección de garganta de 8 m de ancho. La altura total del fuste de las pilas es de 60 m respecto a la cara superior de la cimentación.

La rigidez de las pilas principales se optimizó de forma que, al mismo tiempo que confieren la necesaria coacción a las rotaciones en los nudos de apoyo del tablero, controlan el nivel de flexiones que, a través del efecto pórtico, se transmiten a la cimentación, evitando su sobredimensionamiento.

Por ello, las pilas principales laterales, situadas en el extremo exterior de los pórticos de 225 m de luz, se proyectaron con dos tabiques exentos empotrados en las base (cimentación) y cabeza (nudo trapecial). Se controlaron así los niveles de empotramiento a flexión derivados de la fuerte descompensación de luces, de 225 y 120 m, de los vanos de tablero adyacentes, así como las flexiones derivadas de los desplazamientos impuestos en cabeza de carácter térmico y reológico, sensiblemente superiores a los de las dos pilas centrales a causa del considerable incremento en este caso de su distancia al punto neutro de desplazamientos, del orden de 350 m.

El resto de las pilas de los vanos de acceso es convencional, de tipo pantalla, huecas con tabiques de 0,30 m de espesor. Su altura oscila entre 20 y 52 m. Los apoyos del tablero sobre dichas pilas, se proyectan mediante dispositivos de apoyo de tipo esférico deslizantes, totalmente libres longitudinalmente y con un desplazamiento transversal impedido en uno de ellos.

5. EL VIADUCTO DE ABROÑIGAL EN LA SALIDA DE LA ESTACIÓN DE ATOCHA EN MADRID

Determinadas circunstancias obligan al planteamiento de soluciones mixtas, como es el caso de la necesidad de salvar mediante un cruce muy oblicuo y esviado la playa de vías de la zona de la salida de la estación de Atocha con gálibos muy estrictos. Estos condicionantes se conjugan en el viaducto de Abroñigal [5], cerca de la

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

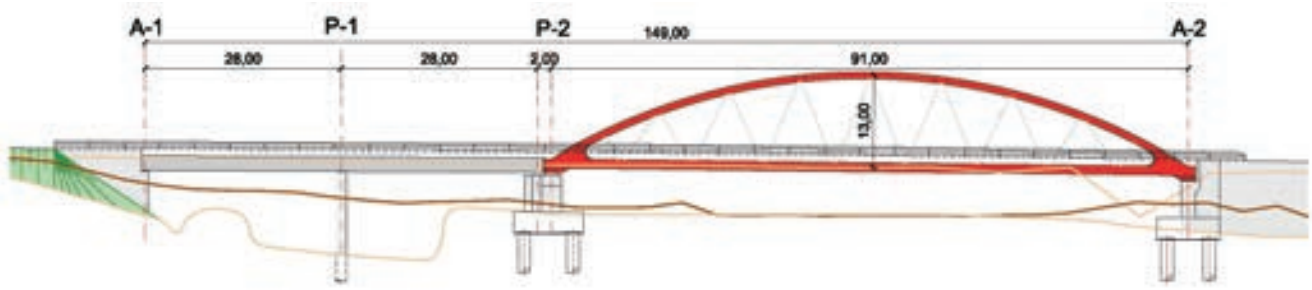


Figura 31. Alzado del viaducto

estación de alta Velocidad de Atocha en Madrid, lo que nos obligó a diseñar un doble arco tipo bowstring con péndolas en V tipo Nielsen.

El puente tiene un vano de 91 m y una flecha de 13 m (Figuras 31 y 32). La separación entre anclajes de péndolas en el tirante, es de unos 10,10 m (intereje entre vigas transversales). Tanto arco, tirante y péndolas, como las vigas transversales, son de acero estructural S-355, con acero S-460 en las almas de la unión arco-tirante. Las vigas transversales son mixtas conectadas al forjado de hormigón.

Uno de los aspectos más destacables es la solución adoptada para el forjado del tablero, alternativa al habitual subsistema longitudinal de vigas de acero entre traviesas en el que apoyar prelosas y a continuación hormigonar una losa in situ. En este caso se ha optado por prefabricar unas vigas en U de hormigón armado, de 8 m de ancho para el paso de la infraestructura de vía y material móvil y sendas vigas laterales de 2,345 m de ancho para los paseos laterales.

Ambos tipos de viga llevan unos alveolos en la zona de apoyo en las traviesas para alojar la conexión. Se montan en isostático, pero a las artesas de vías se les da continuidad mediante un tubo soldado a una chapa en espera en la zona de apoyo sobre traviesas. El peso total de carga muerta resulta aproximadamente el mismo que en la solución de losa a todo el ancho.

Este sistema permite ahorrar la estructura de acero longitudinal entre traviesas, muy condicionada por la fatiga, y aumentar la separación entre las mismas hasta hacerlas coincidir con el encuentro de las péndolas en el tirante, de manera que el tirante únicamente está sometido a tracción y no a flexiones. No obstante, la necesidad de introducir la acción mixta en la traviesa se debe realizar a lo largo de longitudes muy reducidas, pues la mayor parte de carga baja por las almas de la artesa de vías, con lo cual el momento máximo (y muy constante) se produce a escasos metros de la unión traviesa-tirante. Ello da lugar a rasantes muy importantes, que no sólo afectan al número de pernos a disponer sino a la calidad del hormigón, la armadura de cosido del rasante a la conexión y también a la parte de traviesa que tiene que resistir con la sección parcial de acero estructural sola.

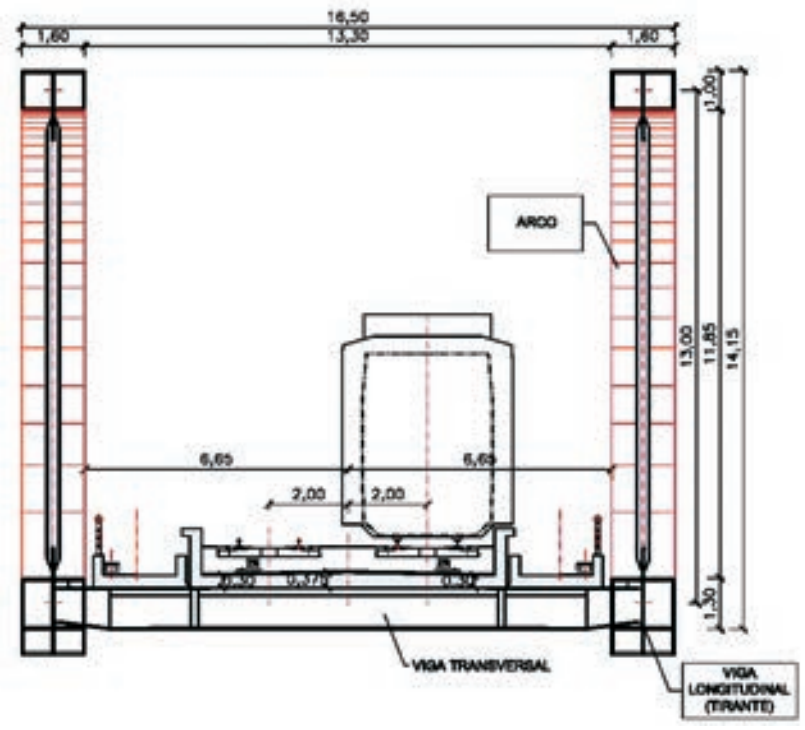


Figura 32. Sección transversal tipo

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

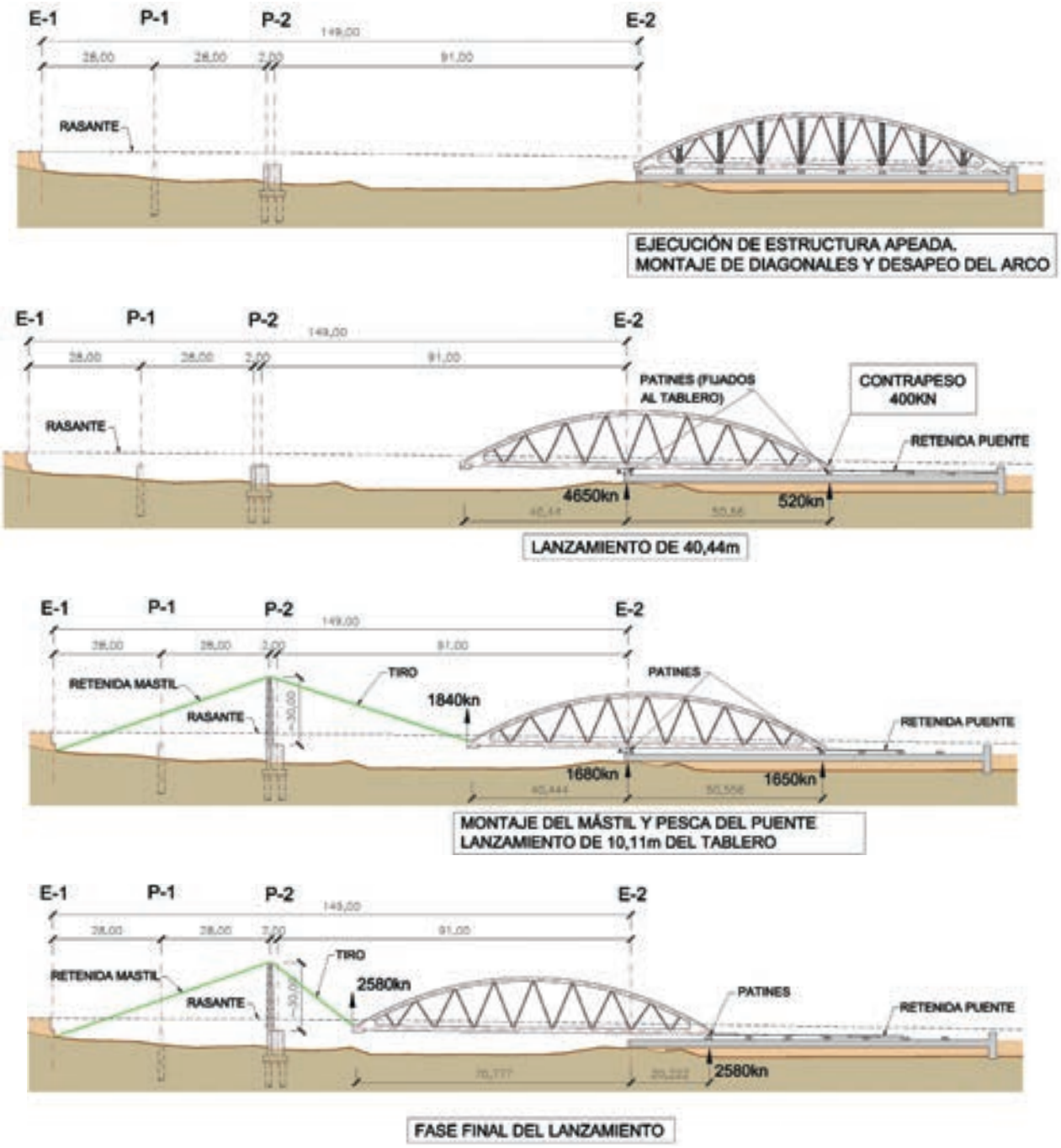


Figura 33. Proceso constructivo

En cuanto a la contención del material móvil en caso de descarrilamiento, éste no se confía a los hastiales de la U, sino que se ha recurrido a un sistema antidescarrilamiento mediante tercer carril o contracarril.

Una solución similar, de cajones prefabricados, se ha utilizado en puentes como el de Oresund, aunque en dicho caso mediante una artesa por vía, lo que complicaría las tareas de mantenimiento y eventuales sustituciones de las traviesas. No se tiene constancia, en cambio, de haberse empleado solución en monoartesa para ambas vías en otros puentes.

En cuanto al proceso constructivo presenta notables singularidades (Figura 33) ya que, debido a la existencia de una playa de vías inferior, no se puede realizar el montaje convencional, con grúas, y se tiene que optar por un montaje tirando del puente metálico totalmente montado mediante un mástil que a modo de caña de pescar permite mantener la estabilidad del tablero durante el empuje. Esta solución de montaje es similar a la ya utilizada en el pabellón-puente de la Expo de Zaragoza para salvar el río Ebro.

6. VIADUCTO SOBRE LA RAMBLA DE LIBRILLA

El viaducto sobre la Rambla de Librilla, perteneciente al subtramo Librilla-Alhama del tramo entre Murcia y Almería del Corredor Mediterráneo, consta de dos tableros paralelos, uno para trenes de Alta Velocidad

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

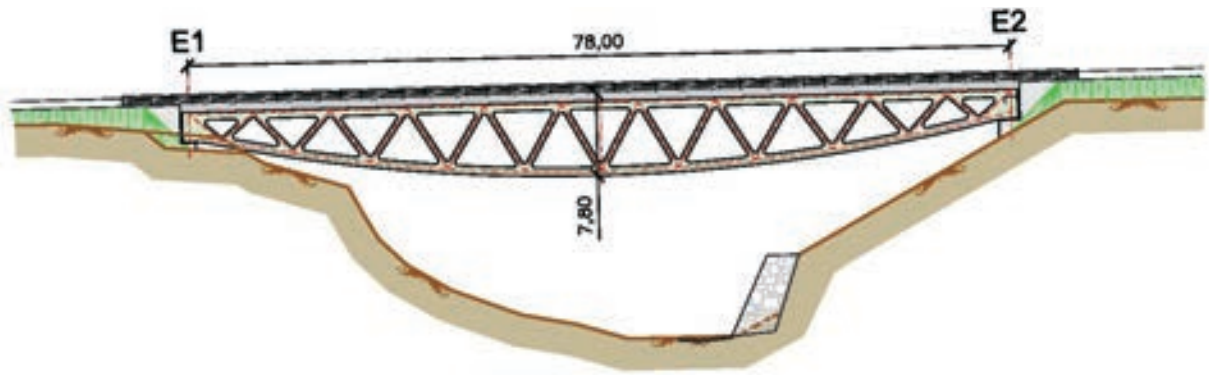


Figura 34. Alzado de Viaducto sobre la Rambla de Librilla

situado entre los PP.KK. 1+665,770 y 1+743,770, y otro para ferrocarril convencional entre los PP.KK. 1+670,063 y 1+748,063.

El perfil longitudinal del trazado en la zona del viaducto presenta una pendiente ascendente a lo largo de toda su longitud.

Ambos tableros, de 78 m de luz (Figura 34), son isostáticos, estando constituidos cada uno de ellos por dos celosías metálicas tipo Warren de canto variable con forma de vientre de pez. Tienen un canto mínimo en apoyos de 2,55 m y un canto máximo en centro de vano de 7,80 m (incluyendo losa de hormigón) lo que da lugar a una relación f/L de 1/10. Dicha solución ha sido adoptada para salvar la rambla y mantener un caudal hidráulico necesario para las importantes avenidas frecuentes en la zona.

Las dos celosías metálicas en cada tablero (Figura 35) se encuentran en dos planos paralelos, separados 6 m en el tablero de la L.A.V. y 3,30 m en el tablero de línea convencional. Las secciones de los cordones y de las diagonales son armadas. Así, el cordón inferior es un rectángulo de 0,75 m x 0,80 m (ancho x alto). La sección de la diagonal, con forma de doble T, está inscrita en un rectángulo 0,75 m x 0,50 m (ancho x alto). El cordón superior tiene de sección 0,75 m x 0,75 m (ancho x alto).

La losa superior es de hormigón armado vertido "in situ". En la parte central, entre las dos celosías, se colocan prelosas prefabricadas. Los voladizos se hormigonan "in situ" mediante carros.

En el tablero izquierdo, de L.A.V., se ha dispuesto una celosía metálica entre los dos cordones inferiores, junto con una serie de diafragmas verticales que limitarán la distorsión, a fin de cerrar el circuito de torsión, necesario para controlar el giro debido al torsor producido por el paso de un tren por una de las vías. Debido a la estricta limitación al citado giro a torsión de la IAPF-07, se realizó un cálculo dinámico para todas las configuraciones de trenes y el rango de velocidades contemplado por la IAPF-07 y se verificó el giro máximo así obtenido.

En el tablero derecho, al pasar el tren centrado entre las celosías no existe problema de giro a torsión por lo que la ligazón entre ambas celosías se realiza únicamente

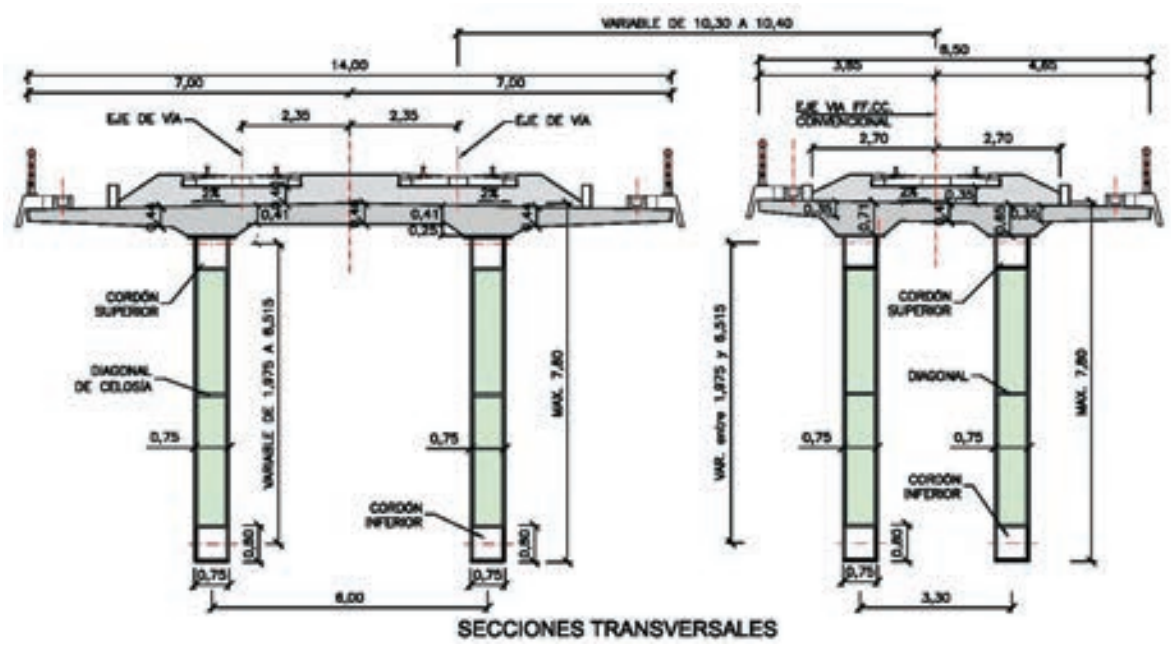


Figura 35. Secciones de los dos tableros del Viaducto sobre la Rambla de Librilla

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

por medio de riostras transversales situadas a la altura de los nudos del cordón inferior, sin necesidad de cerrar el circuito a torsión.

En lo que se refiere a los estribos, se ha tomado como fijo el E1, por sus mejores condiciones geotécnicas. A él se unen los tableros por medio de un pretensado local entre dicho estribo y los mamparos para retener acciones horizontales longitudinales (frenado y sismo longitudinal). La cimentación es profunda, utilizando pilotes de 1,80 m de diámetro.

En ambos estribos las fuerzas horizontales transversales, especialmente el sismo, se soportan por medio de topes laterales.

Los apoyos en todos los casos son esféricos, disponiendo para cada tablero en ambos estribos un apoyo libre bidireccional y un apoyo libre en dirección longitudinal.

El proceso constructivo es convencional, con un montaje del metal con grúas sobre apeos intermedios, y el posterior hormigonado de la losa sobre el metal ya desapeado.

REFERENCIAS

[1] 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.

[2] MILLANES F., PASCUAL J., ORTEGA M. "Arroyo las Piedras Viaduct: The first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain". *Structural Engineering International*. 2007, vol. 17, nº 4, p. 292-297.

[3] MILLANES F. "Outstanding composite steel-concrete bridges in the Spanish HSRL". *7th International Conference on Steel Bridges. ECCS. Guimarães (Portugal)*. Junio 2008.

[4] MILLANES F., MATUTE L., ORTEGA M. [et al.] "Viaductos singulares para las L.A.V." *IV Congreso ACHE de Puentes y Estructuras.* Valencia: ACHE, 2008.

[5] MILLANES F., MATUTE L., ORTEGA M. [et al.] "Development of steel and composite solutions for outstanding viaducts on the Spanish H.S.R. lines". *VII Congresso de Construçao Metálica e Mista.* Lisboa: CMM, Associaçao Portuguesa de Construçao Metálica e Mista, 2009. vol. II, p. 87-96.

[6] MILLANES F., MATUTE L., ORTEGA M. [et al.] "Viaduct over river Ulla in the HSRL 'Eje Atlántico' in Spain: an outstanding structure in the field of composite steel-concrete HSRL bridges". *Eurosteel Conference on Steel and Composite Structures. Graz (Austria).* 2008.

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

Concepción y proyecto del puente ferroviario extradosado Salto del Carnero de Zaragoza-Delicias

Structural concept and design for the extradosed Salto del Carnero railway bridge at Delicias Station, Zaragoza

Peter Tanner[1] **y Juan Luis Bellod**[2]

Recibido | *Received:* 30-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 08-07-2010

Resumen

Este artículo describe las principales ideas en las que se basa la concepción del puente ferroviario Salto del Carnero que cruza sobre ocho vías, incluida la línea de alta velocidad Madrid-Barcelona, en las proximidades de la estación de Zaragoza-Delicias. Una solución conceptual consistente resulta fundamental para conseguir una estructura fiable, funcional, económica y, al mismo tiempo, estéticamente atractiva. Para el análisis global y el dimensionado se empleó un método sencillo, aplicable a puentes mixtos, que permite por un lado analizar por separado los efectos de las acciones y de la resistencia y, por otro, garantiza el comportamiento dúctil de la estructura. Para el dimensionado de los detalles constructivos se empleó el método de los campos de tensiones, que permite al proyectista seguir la trayectoria de las fuerzas en la estructura. De esta forma, el desarrollo de los detalles se puede ajustar a su comportamiento esperado. Finalmente se incluyen algunos aspectos genéricos del proceso constructivo.

Palabras clave: concepción estructural, estructura mixta, ductilidad, detalles constructivos, campos de tensiones.

*Abstract**

The ideas underlying the conceptual design for the Salto del Carnero railway bridge spanning eight tracks, including the Madrid-Barcelona high speed railway, in very close proximity to the Saragossa Delicias station, are described in the article. A consistent conceptual design is of crucial importance with a view to obtain a reliable, functional, cost-effective and, at the same time, aesthetically attractive structure. A strain-oriented, elastic-plastic procedure was deployed for the analysis and design of the composite bridge. This method not only allows a separate treatment of action-effects and strength of a structure but also to evaluate its ductility with a sufficient degree of accuracy to design structures exhibiting a ductile behaviour. The stress field method has been used for designing structural discontinuities, enabling the engineer to map forces through the structure and to develop joints and corners in accordance with their expected behaviour. Finally, the paper includes a few comments about the construction of the overpass.

Keywords: *conceptual design, composite structure, ductility, detailing, stress field method.*

* *An extensive English language summary of the present article is provided on page 105 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.*

(1) ICCP; Ing. ETHZ (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich). CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).
(2) ICCP. CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* cesma@cesmaing.com

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



Figura 1. Vista general del puente ferroviario Salto del Carnero

1. INTRODUCCIÓN

Una de las principales infraestructuras de la línea de alta velocidad entre Madrid y Barcelona es la estación de Delicias en Zaragoza, en la que destaca su cubierta [1]. Su construcción supuso la reorganización de las vías férreas de acceso a la ciudad. Estas obras englobaron una estructura que permitió el cruce sobre la playa de vías situada en las proximidades de la estación para establecer la comunicación entre la red general, el taller de mantenimiento y los depósitos de material rodante. Muchos de los aspectos principales del proyecto del puente dependieron de condicionantes relacionados con el emplazamiento de la obra y de limitaciones de tipo geométrico, funcional, constructivo y económico. Por otra parte, debido a la localización del puente, el diseño debía cumplir con unas altas exigencias estéticas.

Aunque los condicionantes exigentes suelen percibirse a primera vista como un inconveniente, a menudo pueden tener un efecto catalizador en el momento de proyectar una estructura. Dado que la traducción eficaz de un número elevado de requisitos en una estructura fiable, funcional, económica y estética depende principalmente de una concepción consistente, la importancia de esta fase en todo el proyecto no se debe subestimar. Las ideas básicas en las que se basa el concepto estructural del puente ferroviario Salto del Carnero (figura 1), en especial en lo referente a la compleja interacción entre geometría, funcionalidad, materiales constructivos, fabricación, montaje, sistema estructural, detalles constructivos, fiabilidad estructural y aspectos estéticos se explican en el presente artículo. También se abordan los cambios introducidos en el proyecto durante la fase de ejecución y se incluyen algunos comentarios sobre el dimensionado de los detalles estructurales.

2. CONDICIONANTES

2.1. Geometría

Situada a tan sólo cien metros de la estación, la estructura cruza con un esviaje importante, de hasta 31g,

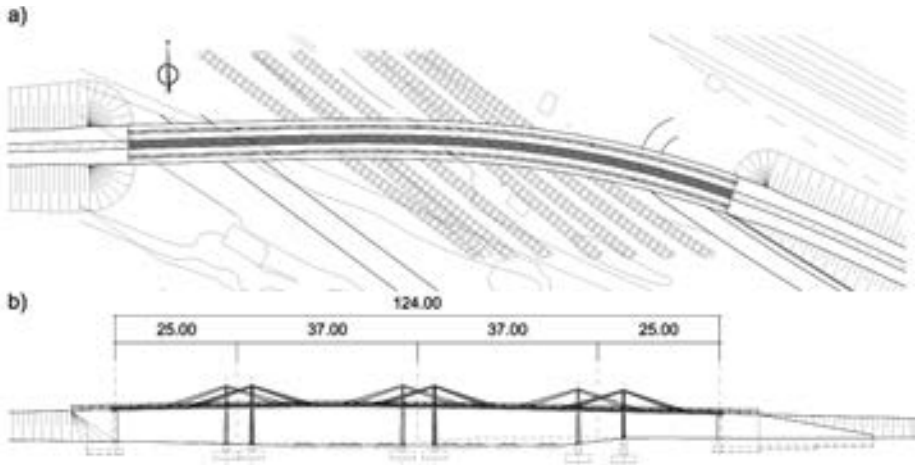


Figura 2. Puente extradosado; a) Vista en planta; b) Alzado longitudinal

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

sobre ocho vías que comprenden la línea de alta velocidad Madrid-Barcelona y una serie de vías para trenes regionales y de cercanías. En planta, el trazado del puente incluye una curva de 200 m de radio, mientras que en alzado el cruce se produce dentro de un acuerdo convexo con una pendiente máxima del 25‰ (figura 2).

2.2. Funcionalidad

La estructura soporta una única vía en placa de ancho ibérico para uso exclusivo de maniobras, que exige un gálibo horizontal de 4,60 m. La sección transversal útil se completa con dos pasarelas de mantenimiento de 1,20 m de ancho cada una, situadas a ambos lados de la vía (figura 3).

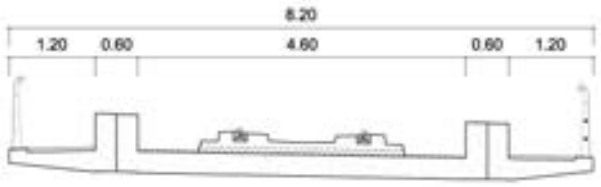


Figura 3. Sección transversal del tablero

2.3. Economía

En la mayoría de las obras públicas, las limitaciones económicas constituyen un factor decisivo para la adopción de una determinada solución estructural entre las distintas opciones posibles. En este caso, los criterios económicos fueron especialmente importantes, ya que según los planes de la propiedad, el puente sería desmantelado tras un periodo de servicio relativamente corto como resultado del cambio de trazado previsto para la vía de servicio que soporta. Sin embargo, durante la fase de proyecto no se dispuso de información fiable sobre el periodo de servicio previsto del puente. Se decidió, por tanto, que el análisis estructural se desarrollaría de forma conservadora, adoptando el valor habitual para los puentes ferroviarios (100 años).

2.4. Estética

Existe una demanda social creciente de estructuras que no se limiten a ser simplemente funcionales, sino también estéticamente satisfactorias [2]. Por este motivo, y debido a la cercanía con la estación de Delicias, una obra de indudable valor arquitectónico, era necesario cuidar de manera especial los aspectos estéticos del puente. El puente debía encajar adecuadamente en un emplazamiento dominado por la estación pero, de ninguna manera, debía desaparecer o esconderse en ese escenario. El reto consistió en concebir una solución estructural moderna y tecnológicamente avanzada que combinara elegancia, sobriedad y un uso eficiente de los materiales.

3. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

3.1. Generalidades

El concepto de cualquier estructura debe estar basado en una "idea estructural". Ésta se va desarrollando por medio de esquemas y su viabilidad debe demostrarse mediante cálculos simplificados. Los detalles estructurales más significativos se deben desarrollar en esta fase temprana del proyecto. Además de la concepción de la estructura en su conjunto y de sus detalles más importantes, en esta fase también se deben determinar las dimensiones principales de los elementos esenciales.

Las ideas básicas para la concepción del puente ferroviario Salto del Carnero son consecuencia directa de los condicionantes enumerados en el apartado anterior. Las más importantes de estas ideas se tratan en el apartado 3.2. Lo especificado en relación con el sistema estructural (apartado 3.3), los elementos estructurales (apartado 3.4) y las uniones (apartado 3.7) pone claramente de manifiesto que los aspectos clave del proyecto de este puente ferroviario están gobernados por los numerosos condicionantes.

3.2. Ideas básicas

3.2.1. Sistema global

Este puente está concebido siguiendo la filosofía de que la forma de la estructura surja de los diversos requisitos funcionales y de los condicionantes asociados al emplazamiento de la obra [2]. Además de este criterio, se adoptaron otras medidas. Con el fin de mitigar posibles problemas de fatiga y rotura frágil, el sistema global debía contribuir a que los elementos estructurales no estuvieran expuestos a un gran número de ciclos con carreras de tensión importantes. Con este fin, la sensibilidad de los elementos estructurales ante las cargas por eje de los trenes debía minimizarse. Por tanto, no resultaban convenientes los elementos estructurales con reducidas longitudes de influencia. En el caso de un puente mixto, este objetivo puede alcanzarse mediante la disposición de una losa de hormigón sin vigas transversales. Por otra parte, el sistema global debía contribuir a atenuar los efectos dinámicos, para lo cual, el número de juntas de dilatación debía reducirse al mínimo.

El sistema global también debía ser coherente con el principio de tolerancia al daño. Para ello, la redistribución de los esfuerzos debe ser posible, por ejemplo en el caso de la formación de fisuras por fatiga. De esta forma, las fisuras pueden detectarse durante las inspecciones de rutina y ser reparadas antes de que pueda tener lugar un fallo estructural con consecuencias no deseadas. En el mismo contexto, el sistema global debía contribuir a facilitar las tareas de inspección y mantenimiento del puente. En concreto, el concepto estructural adoptado debía permitir un fácil acceso a los elementos

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

y detalles críticos frente a la fatiga y la corrosión para su inspección y mantenimiento.

3.2.2. Elementos estructurales

Las secciones transversales debían elegirse de forma que sus características se ajustaran a la función estructural de los elementos. En otras palabras, se buscaba minimizar las dimensiones geométricas de las secciones transversales y, dependiendo de la función del elemento, maximizar su resistencia y rigidez. La compatibilidad entre los perfiles y sus uniones constituyó también un parámetro importante para la selección de las secciones transversales.

Teniendo en cuenta los aspectos antes mencionados, se eligieron en este caso elementos estructurales con secciones transversales de acero, hormigón y mixtas de acero y hormigón. Aprovechando las características de cada material, cada elemento debía conformarse en función de su situación dentro del sistema:

- La sección de acero de las vigas principales debía estar parcialmente embebida en hormigón. De esta manera, se evita la abolladura de las chapas de acero delgadas y, además, las vigas se pueden conectar fácilmente a la losa de hormigón.
- La disposición de elementos mixtos con perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón permite alcanzar una resistencia y una rigidez suficientes de las pilas, manteniendo a la vez las dimensiones de las secciones transversales relativamente pequeñas. Además, la presencia de estos perfiles facilita la conexión con la sección metálica de las vigas longitudinales.
- Con el fin de concebir un tablero sin vigas transversales, como se reclama en el apartado 3.2.1, resulta conveniente una solución con losa de hormigón armado.
- El uso de acero estructural es aconsejable para los elementos solicitados por fuerzas de tracción. La elección de su sección transversal depende de su compatibilidad con el tipo de uniones adoptado (apartado 3.7).

Otro criterio importante para la elección de las secciones transversales de los diferentes elementos está relacionado con la estética del conjunto, por su influencia decisiva en la percepción de la estructura por el usuario. Como se sugirió en el contexto de la sección de las pilas, la concepción de elementos mixtos permite una reducción considerable de las dimensiones de su sección transversal, medida que contribuye a la mejora del aspecto visual del puente [2].

3.2.3. Detalles constructivos

Dado que el periodo de servicio previsto para el puente Salto del Carnero es menor que en otros puentes ferroviarios, los problemas de fatiga parecen estar, a priori, atenuados. Sin embargo, siempre se debe tener como meta una buena concepción de los detalles. Por dos razones, los detalles constructivos requieren la misma atención en el presente caso que en los puentes convencionales de ferrocarril. Por un lado, como se indica en el apartado 2.3, el periodo de servicio previsto podría ampliarse en el futuro de manera que, finalmente, se podría alcanzar el periodo de servicio nominal para los puentes de ferrocarril. Por otra parte, no sólo el comportamiento frente a fatiga depende de la concepción y ejecución cuidadosas de los detalles estructurales. También contribuyen a mejorar aspectos como la facilidad de fabricación, la resistencia a la rotura frágil y la correcta transmisión de las cargas, entre otros.

De forma general, se deben considerar los siguientes aspectos en la concepción de los detalles constructivos de un puente mixto, como es el caso del puente ferroviario Salto del Carnero:

- La geometría de los detalles estructurales debe ser tal que se eviten las concentraciones de tensiones. Para ello se deben diseñar transiciones suaves entre elementos con diferentes secciones transversales.
- El comportamiento estructural de las uniones debe ser compatible con el comportamiento de los elementos estructurales a unir.
- Los mecanismos de transmisión de las cargas deben ser simples e inequívocos, evitándose los complejos detalles de unión con piezas múltiples [2].
- Los dispositivos de unión deben estar concebidos de forma que respeten sus modos de resistencia más eficaces (por ejemplo, para que transmitan tensiones tangenciales en lugar de tensiones normales).
- La concepción de los detalles constructivos debe ser compatible con los métodos de fabricación, que además deben ser lo más sencillos posible. De hecho, los procedimientos de fabricación sencillos pueden contribuir a mejorar la calidad de la ejecución. Este es un aspecto importante, ya que los mecanismos de fallo, como por ejemplo la fatiga o la rotura frágil, dependen en gran medida de la presencia de imperfecciones y de sus dimensiones.
- Debe estar prevista la accesibilidad para la inspección y el mantenimiento, en particular de los detalles constructivos donde podrían iniciarse mecanismos de fallo (por ejemplo, de corrosión o fatiga).

3.2.4. Fabricación y montaje

El único condicionante relacionado con la fabricación y el montaje del puente fue el que resulta del ajustado plazo que existía para su construcción. Por lo tanto, para reducir el tiempo de ejecución era recomendable generalizar

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

las técnicas de prefabricación. Consecuentemente, también desde ese punto de vista se imponía la adopción de una solución mixta de acero y hormigón. Dado que las vías sobre las que cruza el puente no estaban en servicio durante su construcción, no se necesitaba adoptar medidas particulares durante la fase de montaje.

En el caso de puentes de ferrocarril, para evitar problemas de rotura frágil o fatiga, resulta especialmente importante que la ejecución alcance los niveles de calidad exigidos. Los procedimientos de fabricación y montaje deben escogerse para que sean compatibles con las tolerancias admisibles. Un adecuado control de calidad contribuye al cumplimiento de estos requisitos. Debido a la interacción entre concepción estructural, ejecución y calidad, las medidas más importantes del control de calidad deben definirse desde la fase inicial del proyecto. Finalmente, durante la ejecución resulta imprescindible una buena comunicación entre la constructora y el ingeniero proyectista. Cambios del proyecto original deben someterse a la aprobación de su autor, mientras que cambios de último minuto deben evitarse, ya que a menudo están en el origen de problemas que puedan surgir durante la posterior fase de explotación.

3.3. Sistema estructural

El tablero del puente, de 8,2 m de ancho, es mixto de hormigón y acero (figura 3). Está formado por dos vigas mixtas de sección en doble T separadas 5,2 m, parcialmente embebidas en el hormigón, y una losa inferior de hormigón armado con ménsulas de 1,5 m en ambos bordes del tablero. La vía del tren se aloja entre las vigas longitudinales, mientras que las pasarelas de mantenimiento se sitúan en el exterior, sobre las ménsulas de la losa de hormigón. Dado que las vigas se elevan sobre la losa, el tráfico ferroviario queda separado físicamente del personal de mantenimiento que recorre las pasarelas.

La longitud total de 124 m del puente se divide en dos vanos laterales de 25 m y dos vanos centrales de 37 m cada uno (figura 2). El tablero se apoya en tres pilas, cuyos fustes están alineados con las vigas que soportan. En planta, la alineación de los dos fustes de cada pila es paralela a las vías que cruza el puente, por lo que las pilas cuentan con un fuerte esviaje respecto al tablero.

Los fustes de las pilas atraviesan el tablero, sobre el que se elevan hasta una altura de 4,4 m (figura 4). Dos tirantes rígidos conectan la cabeza de los fustes de cada pila con la viga correspondiente a una distancia aproximada de 12 m de la intersección entre la viga y el fuste. Con esta disposición, además del soporte rígido proporcionado por los fustes y los estribos, las vigas longitudinales disponen de una serie de apoyos elásticos intermedios, materializados por los tirantes. Estos elementos se han situado de forma que dividen los vanos centrales en tres partes aproximadamente iguales y los vanos laterales en dos partes iguales, lo que permite limitar el canto de las vigas a 800 mm. El fuerte esviaje y la disposición de las pilas determinan el alzado del conjunto, caracterizado por tres pares de triángulos, formados cada uno de ellos por dos tirantes y el tablero, que recuerdan los triángulos de los lucernarios de la cercana estación.

3.4. Elementos estructurales

3.4.1. Tablero

El tablero consta de dos vigas mixtas longitudinales conectadas por una losa de hormigón armado. Cada una de las vigas está constituida por un perfil armado con sección en doble T de 800 mm de canto y 600 mm de ancho, parcialmente embebido en el hormigón y conectado con la losa. Las alas tienen espesores que varían entre 20 mm y 60 mm, mientras que el espesor de las almas es de 15 mm. La losa de hormigón tiene un espesor constante de 0,30 m entre las vigas longitudinales, disminuyendo hasta 0,20 m en el borde de los voladizos laterales. De acuerdo con las ideas básicas para la concepción estructural (apartado 3.2.1), el tablero proyectado no requiere vigas transversales (figuras 3 y 5).



Figura 4. Vista superior del puente

3.4.2. Pilas

Los fustes de cada pila son tubos metálicos de sección circular rellenos de hormigón, cuyo diámetro varía desde 400 mm en coronación hasta 800 mm en el empotramiento con la cimentación. Los tirantes rígidos de acero estructural son armados, con una sección en cajón de 200 mm de ancho y canto variable entre 300 mm en la coronación de la pila y 800 mm en la unión con las vigas (figura 4). La disminución del canto de su sección transversal hacia la cabeza de las pilas contribuye a reducir los momentos flectores que solicitan estos elementos. Además, la geometría adoptada acentúa el flujo de las fuerzas hacia la coronación de las pilas, donde se transmiten a los fustes.

3.4.3. Estribos y cimentaciones

El estribo occidental del puente es convencional, de tipo cerrado, con aletas en vuelta de hormigón armado para la

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

contención de tierras. El estribo oriental está formado por un cajón de hormigón armado relleno de grava (figura 6). Esta disposición viene determinada por el sistema elegido para la transmisión de las fuerzas longitudinales desde el tablero hasta el terreno (apartado 3.6). Los parámetros geotécnicos permitieron que la cimentación de estribos y pilas fuera directa mediante zapatas.

Las juntas entre tablero y estribos se disponen de forma ortogonal a la vía, obligando de esta forma a que las ruedas de un mismo eje apoyen simultáneamente sobre la estructura o sobre el terraplén. Las cuñas de transición se realizan mediante bloques técnicos a fin de reducir el riesgo de asientos diferenciales entre terraplén y estructura.

3.5. Estabilidad transversal

Debido al trazado del puente, con un radio mínimo de 200 m y una pendiente del 25‰, y al uso exclusivo de la vía para maniobras, la velocidad de proyecto para los trenes es reducida, de tan sólo 40 km/h. Por tanto, la pequeña fuerza centrífuga resultante permitió una solución conceptualmente muy sencilla para asegurar la estabilidad transversal del puente. Conectando el tablero del puente con los fustes de las pilas, la combinación de cada par de fustes y el tablero constituye una estructura porticada (figura 5). Los tres pórticos resultantes, junto con los apoyos horizontales en los estribos, proporcionan la suficiente resistencia para transmitir las fuerzas horizontales, incluidas las fuerzas centrífugas inducidas por los trenes, desde el nivel del tablero hasta las cimentaciones. Esta solución también garantiza una rigidez adecuada para el correcto comportamiento en servicio del puente. Con el diseño conceptual descrito no son necesarios elementos transversales ni diagonales para hacer intraslacionales los pórticos, lo cual contribuye positivamente a la calidad estética del puente.

3.6. Fuerzas de arranque y frenado

El punto fijo de la estructura frente a las acciones horizontales se encuentra en el estribo oriental. Por medio

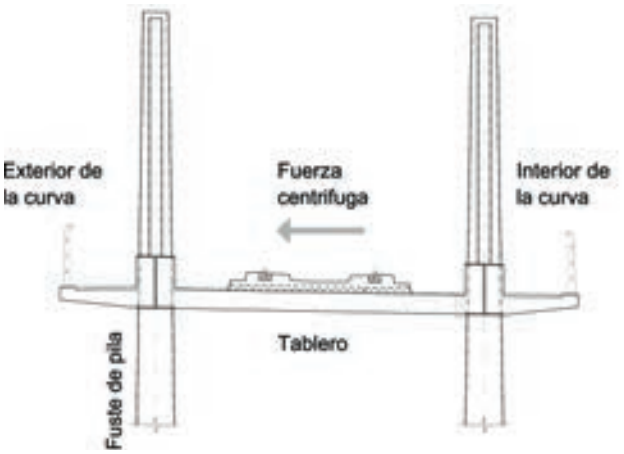


Figura 5. Pórtico formado por los fustes de una pila y el tablero del puente

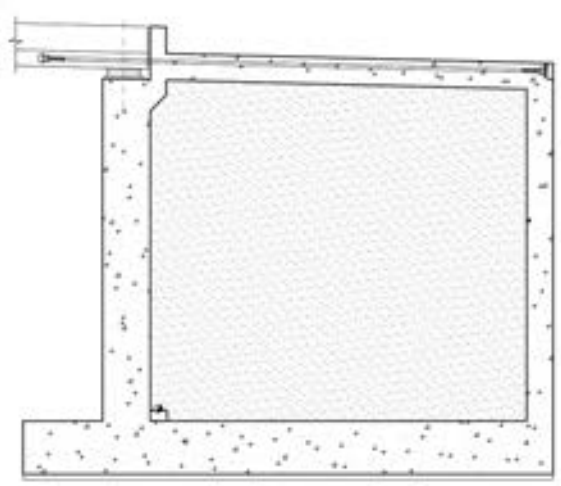


Figura 6. Transmisión por gravedad de fuerzas de arranque y frenado del tablero del puente al terreno en el estribo oriental

de cuatro cables de pretensado (figura 6), el tablero se ancla a la losa superior de este estribo. En la junta vertical entre tablero y estribo se disponen dos aparatos de apoyo de neopreno zunchado. De esta forma, las fuerzas longitudinales de arranque y frenado se transmiten al estribo, bien a través de los cables, bien por contacto si la carga horizontal empuja al tablero contra el estribo, y finalmente al terreno. La estabilidad del estribo se alcanza por gravedad, para lo cual fue proyectado como un cajón bicelular cuyo peso se aumenta por medio de un relleno de grava (apartado 3.4.3.) para equilibrar las fuerzas transmitidas por el tablero.

3.7. Uniones

3.7.1. Conexión acero-hormigón

Para la transmisión de los esfuerzos rasantes entre el hormigón y la viga metálica se adoptó un sistema formado por tres mecanismos diferentes (figura 7). En primer lugar, el perfil armado se conectó al hormigón por medio de tres filas de pernos conectadores soldados a ambos lados del alma. En segundo lugar, se perforó el alma de las vigas con unos taladros para permitir la continuidad de la armadura transversal superior de la losa. De esta forma, además de su función habitual, las barras actúan también como pasadores con capacidad para transmitir una parte de los esfuerzos rasantes al ejercer una presión de contacto sobre el borde de los taladros. Finalmente, estos taladros de paso de la armadura se proyectaron con unos radios generosos para facilitar el hormigonado, disposición que proporciona un mecanismo de conexión adicional entre el acero y el hormigón, similar al mecanismo de los conectadores tipo *Perfobond* [3].

Los esfuerzos rasantes últimos de los tres tipos de conexión descritos no pueden sumarse de forma directa ya que pueden existir diferencias significativas entre sus respectivas características carga-deformación. Al menos intuitivamente, parece claro que la capacidad de defor-

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

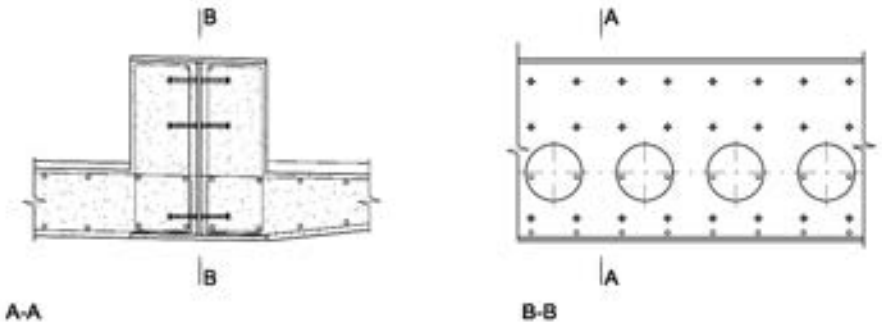


Figura 7. Conexión acero-hormigón

mación de la conexión proporcionada por los huecos en el alma no permite una redistribución plástica de los esfuerzos rasantes. Por otro lado, el comportamiento de los otros dos tipos de conexión es dúctil. Por tanto, para verificar la seguridad estructural de la conexión se despreció el efecto de los huecos en el alma y sólo se tuvo en cuenta la contribución a la resistencia última de los pernos conectadores y de la armadura transversal de la losa.

3.7.2. Unión viga-tirante

La transferencia de las cargas desde las vigas longitudinales mixtas a los tirantes rígidos se materializa por medio de uniones atornilladas. Se adoptó una solución con tornillos pretensados de alta resistencia para aumentar la resistencia a fatiga con respecto a una unión soldada.

Para facilitar la conexión en la zona de la unión, las vigas metálicas en doble T se transformaron en un cajetín formado por el ala inferior de las vigas y un alma doble (figura 8). A través de un hueco en el ala superior de la viga, el extremo inferior de los tirantes se aloja en ese cajetín. Cada unión viga-tirante se establece por medio de 16 tornillos pretensados de alta resistencia. Los tornillos se concentran en torno al punto de intersección entre los ejes de las vigas y tirantes, con el fin de reducir la rigidez de la unión y, por tanto, los momentos flectores que solicitan los tirantes.

La fuerza de pretensado de los tornillos se definió de forma que, bajo condiciones de servicio, las cargas fueran transmitidas por rozamiento. La protección frente a la corrosión es particularmente importante en esta unión, por lo que se proyectó tratar los cajetines en su interior mediante una pintura de protección y cerrarlos mediante tapas estancas. Éstas debían ser desmontables para que la unión fuera accesible a efectos de las actuaciones periódicas de inspección y de mantenimiento.

3.7.3. Unión tirante-pila

Los tirantes son continuos sobre las pilas (figura 9). La transmisión de la carga vertical desde los tirantes a la

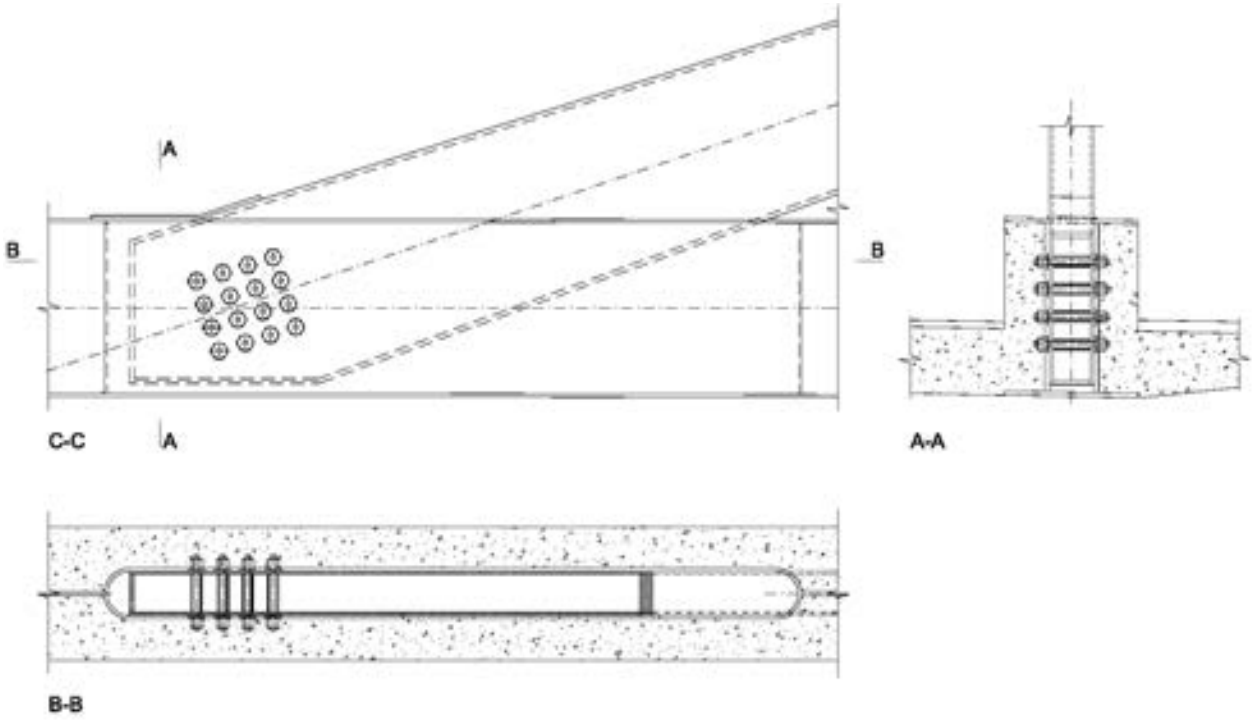


Figura 8. Unión del tirante rígido con la viga longitudinal del tablero

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

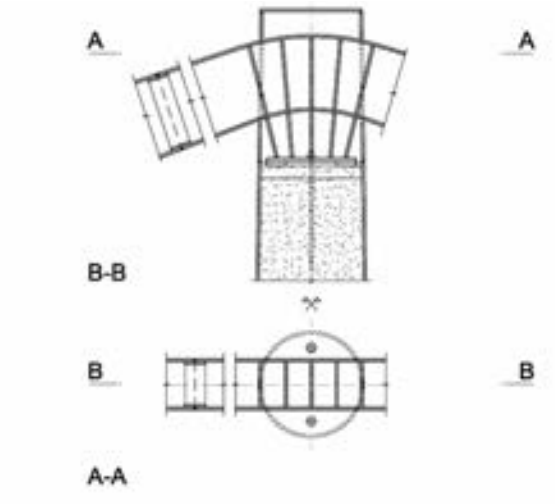


Figura 9. Cabeza de pila con tirante continuo

cabeza de la pila se logra por presión de contacto. Con este fin se colocan en los tirantes una serie de rigidizadores transversales dispuestos radialmente. La diferencia entre las componentes horizontales de las fuerzas de tracción correspondientes a cada uno de los brazos de un mismo tirante se transmite por rozamiento a la cabeza de la pila. Para alcanzar una robustez adecuada, los tirantes y la pila se unen adicionalmente por medio de barras postesadas de alta resistencia.

3.7.4. Unión tablero-pila

Las vigas longitudinales del tablero son continuas sobre las pilas, transformando los esfuerzos cortantes de las vigas en esfuerzos axiles en las pilas mediante uniones soldadas entre las almas de las vigas metálicas y los perfiles tubulares de las pilas. El ala inferior de las vigas se ensancha en la zona de unión con las pilas para resistir las fuerzas de compresión correspondientes al momento flector negativo en la zona de las pilas (figura 10). Para lograr el efecto pórtico buscado con la unión de las pilas y el tablero, la armadura transversal de la losa de hormigón, reforzada en esta zona, se conecta a los fustes de las pilas (figuras 11 y 12).

4. DIMENSIONADO

4.1. Análisis global

La fiabilidad de un sistema estructural depende en gran medida del tipo de comportamiento, dúctil o frágil. Un sistema con un comportamiento frágil es mucho menos fiable que un sistema similar con un comportamiento dúctil. La incidencia del modo de fallo es aún más importante si se considera que el comportamiento de las estructuras frágiles puede ser muy sensible a los efectos de algunas acciones, tales como la fluencia, retracción, temperatura, asientos diferenciales o sismo, afectadas por grandes incertidumbres, por lo que el colapso podría producirse de forma repentina, sin previo aviso. Mediante un método elastoplástico ([4] y [5]), basado en las deformaciones unitarias, se puede determinar el comportamiento de las secciones mixtas en términos de sus diagramas momento-curvatura. Dichos diagramas no sólo pueden utilizarse para obtener la resistencia última de la sección, sino también para evaluar su ductilidad con un grado de precisión suficiente para proyectar estructuras cuyo comportamiento dúctil esté asegurado.

4.2. Dimensionado de los detalles estructurales

Los métodos actualmente disponibles para el análisis estructural de los elementos de hormigón armado no permiten a los ingenieros conocer la trayectoria de las fuerzas a través de los elementos [6]. Esto resulta especialmente problemático cuando se trata de dimensionar



Figura 10. Vista inferior del tablero con la intersección viga-fuste de pila

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

discontinuidades estructurales como las uniones y los nudos. En los últimos años se han dado importantes mejoras en el análisis de estructuras de hormigón armado como consecuencia de la introducción del método de los campos de tensiones [7], con el que pueden desarrollarse modelos de cálculo basados en el teorema estático de la teoría de la plasticidad. Los campos de tensiones también pueden emplearse en el dimensionado de los detalles de estructuras mixtas. Para ello, es conveniente reformular el citado teorema de la siguiente manera: "Se selecciona un campo de tensiones que cumpla con las condiciones de equilibrio y de borde. Dada la geometría de las secciones transversales de hormigón y acero estructural, se debe proporcionar una armadura y unos dispositivos de conexión de tal forma que la resistencia supere o iguale las correspondientes fuerzas internas en todos los puntos".

En general, en el dimensionado de los nudos mixtos se puede seguir el siguiente procedimiento práctico adaptado de [7]:

- Determinación de los esfuerzos en los elementos adyacentes al nudo.
- Análisis de los esfuerzos en términos de sus resultantes.
- Definición de las secciones necesarias de hormigón, acero estructural y armadura pasiva.
- Análisis de los detalles de los nudos por medio del estudio de los campos de tensiones.
- Disposición de las armaduras y de los dispositivos de conexión.
- Iteración de este proceso, en caso necesario.

4.3. Nudos de los pórticos transversales

4.3.1. Generalidades

El comportamiento como pórtico del conjunto formado por los fustes de una pila y el tablero, que contribuye a la estabilidad transversal del puente, sólo puede alcanzarse si las uniones entre los elementos muestran un adecuado comportamiento estructural. En el dimensionado de estos detalles se tiene en cuenta si las fuerzas de compresión solicitan la cara exterior o interior del nudo. En el caso del nudo situado en el exterior de la curva, la compresión se localiza en la cara interior del nudo y, en el caso del nudo del interior de la curva, la tracción se localiza en la cara interior. En ambos casos el dimensionado de los nudos se desarrolló de acuerdo con el procedimiento enunciado en el apartado 4.2.

4.3.2. Tracción en la cara interior

Este nudo está sometido a fuerzas de compresión en su cara exterior. Éstas se deben desviar dos veces para conseguir el efecto pórtico necesario (figura 11). Las condiciones de equilibrio en el nudo exigen la disposición de unos tirantes en la cara inferior del tablero y en el interior del fuste que resistan las tracciones solicitantes. Según [7], toda desviación de la biela de compresión debe trasladarse a la superficie del hormigón, un efecto que sólo puede lograrse si se moviliza la capacidad completa de las armaduras horizontal y vertical al exterior de sus respectivas regiones nodales. Por esta razón, y debido a que la longitud de anclaje disponible en el voladizo no era suficiente para anclar la potente armadura requerida en la cara inferior del tablero y concentrada en una banda con una anchura reducida, fue necesario colocar una placa de anclaje en la cara

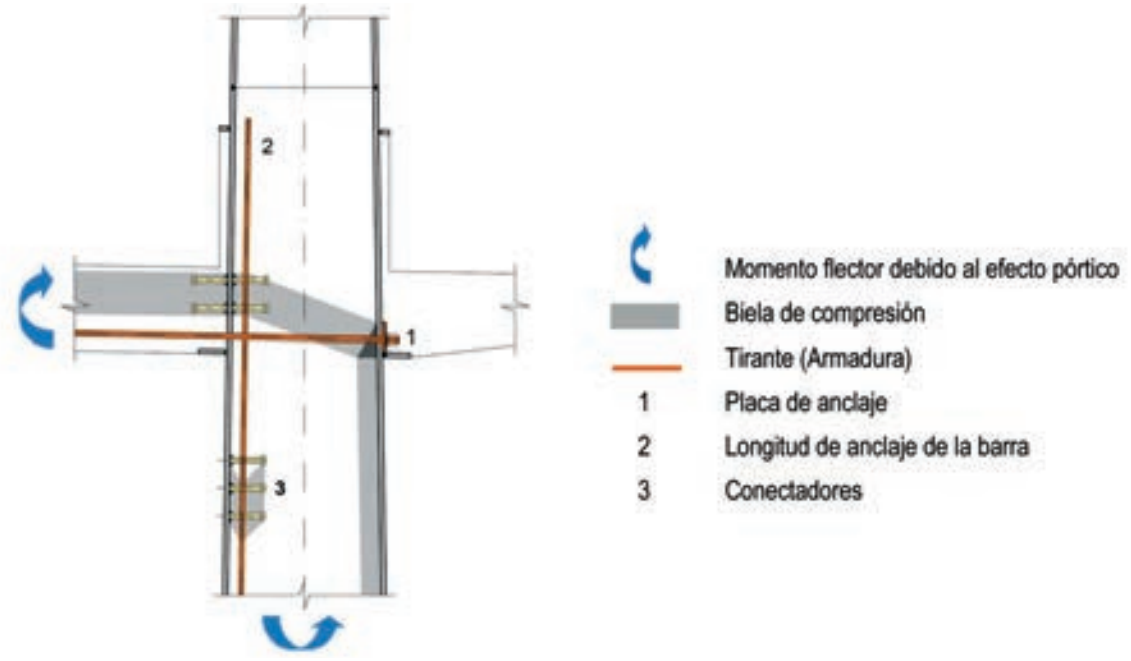


Figura 11. Campo de tensiones en el nudo con compresión en la cara exterior

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

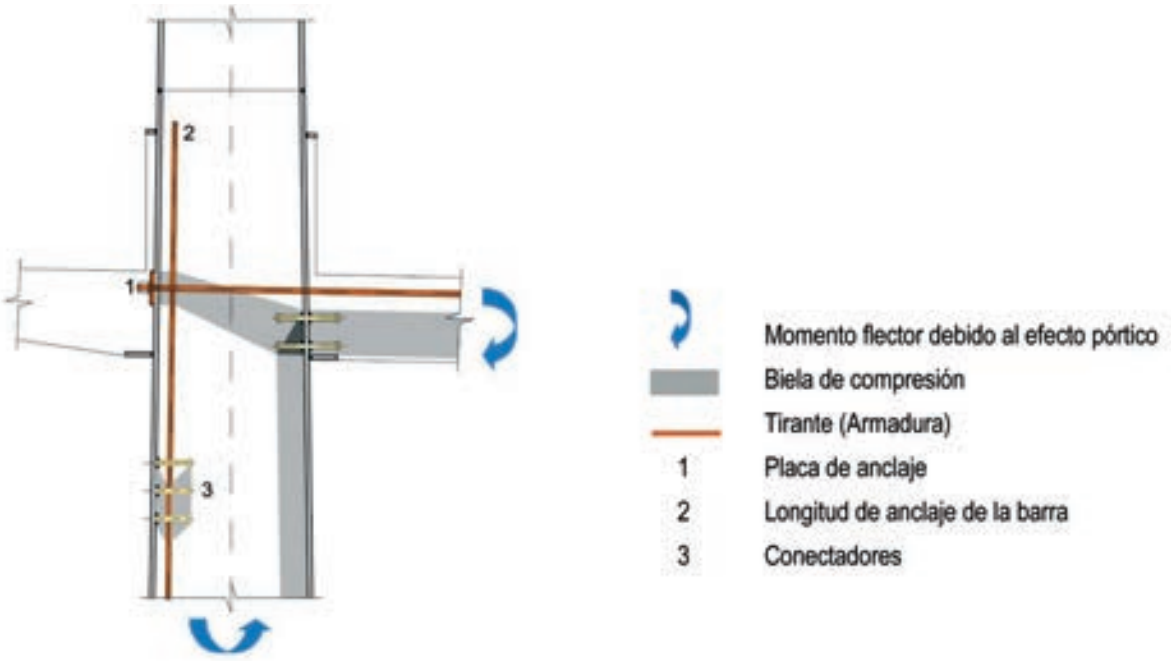


Figura 12. Campo de tensiones en el nudo con compresión en la cara interior

exterior del fuste de la pila. Por el contrario, en el caso de la armadura vertical de la pila la longitud de anclaje por encima de la región nodal era suficiente. Las fuerzas de tracción resistidas por esta armadura se transmiten al fuste de la pila mediante conectadores soldados a la cara interior del tubo metálico. Como este elemento constituye una discontinuidad entre las bielas horizontal y diagonal, y como para la introducción directa de la componente vertical de esta última en la sección metálica de la pila no se puede contar con la conexión por adherencia entre el hormigón y el acero, también se dispusieron conectadores en esta región nodal.

4.3.3. Compresión en la cara interior

Las bielas de compresión horizontal y vertical se encuentran en la región nodal, donde están en equilibrio con la biela diagonal (figura 12). La fuerza de compresión de esta diagonal está en equilibrio con los elementos traccionados horizontal y vertical situados en la cara exterior del nudo. La armadura horizontal se ancla en el exterior del fuste de la pila por medio de placas de anclaje, mientras que la armadura vertical situada en el interior del fuste de la pila se ancla fuera de la región nodal. La fuerza resistida por la armadura vertical se transmite al fuste de la pila por medio de pernos conectadores soldados al perfil tubular. Los pernos dispuestos en la región nodal donde confluyen las bielas horizontal, vertical y diagonal no son estrictamente necesarios para la transferencia de las fuerzas a través de la discontinuidad generada por el elemento metálico tubular. No obstante, su disposición permite transmitir una parte de la fuerza de compresión a la sección metálica, incluso en el caso de que el contacto entre hormigón y acero estuviera deteriorado por efectos poco acotados como son los debidos a las cargas variables repetidas o la retracción del hormigón.

5. EJECUCIÓN

La empresa constructora realizó algunas modificaciones en el proyecto original del puente. En concreto, realizó un nuevo análisis estructural empleando unas fuerzas centrífugas y de frenado superiores a las de proyecto. Posiblemente esta decisión se debiera a la recomendación contenida en el Eurocódigo [8] de aumentar la velocidad de proyecto para cubrir hipotéticos cambios futuros en la infraestructura o en el material rodante. La fuerza centrífuga es especialmente sensible a un aumento de la velocidad: el valor de esta fuerza depende del cuadrado de la velocidad. El resultado de aumentar la velocidad de proyecto fue que las fuerzas centrífugas, considerablemente superiores, ya no podían transmitirse hasta el terreno mediante el efecto pórtico resultante de la unión del tablero y las pilas del puente. A estos efectos resultó necesario disponer una viga transversal que une los fustes de la pila por debajo del tablero.

No obstante, teniendo en cuenta el trazado de la vía (apartado 2.1) y el uso previsto del puente para maniobras (apartado 2.2), la adopción de una velocidad de proyecto superior a 40 km/h parece, en el mejor de los casos, muy conservadora. Aún así, finalmente el puente fue construido de acuerdo con esta lectura restrictiva de la normativa. En comparación con la solución de proyecto, desafortunadamente este cambio dio lugar a una pérdida en la calidad estética de la estructura.

La construcción del puente se inició con la ejecución de los estribos y cimentaciones de pilas, tras lo cual se procedió al montaje de la estructura metálica de las pilas. Aprovechando la existencia de una plataforma de trabajo sin circulación ferroviaria, se dispuso una cimbra convencional en todo el ancho del tablero,

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



Figura 13. Proceso constructivo; a) Cimbra; b) Armadura de la viga en la zona de unión viga-tirante

apoyando sobre ella los perfiles metálicos de las vigas mixtas longitudinales. Finalmente se instalaron los tirantes mediante grúas, se colocó la ferralla y se hormigonó el tablero (figura 13).

6. CONCLUSIONES

Los condicionantes geométricos y funcionales fueron los requisitos dominantes en la concepción estructural del puente ferroviario Salto del Carnero, situado en las inmediaciones de la estación de Delicias en Zaragoza. Se llevó a cabo una cuidadosa planificación, teniendo en cuenta no sólo la compleja interacción entre la geometría, la funcionalidad, la construcción y la concepción estructural del puente, sino también la economía de la solución adoptada y su calidad estética.

La traducción de un gran número de requisitos a un sistema eficaz, económico y sin elementos decorativos, que resista además las más severas exigencias estéticas, depende principalmente de una concepción consistente. Este puente es un claro ejemplo de la importancia de esta fase en un proyecto estructural. Cuando se plantea correctamente el enfoque conceptual, la solución sufrirá solamente pequeños cambios en las siguientes fases de proyecto. Este caso muestra también que unos condicionantes exigentes pueden tener un efecto catalizador para el desarrollo de una solución estructural de carácter moderno o innovador con un equilibrio adecuado entre economía y estética.

DATOS TÉCNICOS

Ubicación	Zaragoza
Año de construcción	2002
Longitud total [m]	124
Ancho del tablero [m]	8,2
Acero estructural	
– Pilas [t]	33
– Tablero [t]	117
– Tirantes [t]	40
Hormigón in situ	
– Cimentación Estribos [m^3]	235
– Alzado Estribos [m^3]	324
– Cimentación Pilas [m^3]	232
– Alzado Pilas [m^3]	19
– Tablero [m^3/m^2]	0,39
Acero de armar	
– Cimentación Estribos [t]	14
– Alzado Estribos [t]	26
– Cimentación Pilas [t]	14
– Tablero [t]	160
Coste total estimado [€]	670.000

REFERENCIAS

[1] TANNER P., BELLOD J.L. and CALVO J.M. "Roof structure for the new Zaragoza Delicias station. Concept and design". *Structures for high-speed railway transportation. IABSE Report.* Vol. 87, 2003. ISBN 3-85748-109-9.

[2] KUMARASENA S., McCABE R., ZOLI T. and PATE D. "Zakim, Bunker Hill Bridge, Boston, Massachusetts". *Structural Engineering International*, 2003, vol. 13, nº 2, p. 90-94.

[3] SAUL R. "Puentes de gran luz con sección compuesta doble". *Puentes mixtos. Estado actual de su tecnología y análisis*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1993. p.173-205. ISBN 84-604-6812-7.

[4] *RPX-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos en carreteras*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1996. ISBN 84-498-0223-8.

[5] TANNER P. "Strain oriented design of steel and composite bridges". *Nordic Steel Construction Conference 98 : Bergen, Norway, September 14th - 16th, 1998*. *Norwegian Steel Association*, Oslo, 1998. ISBN 82-91466-02-5.

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

[6] MAC GREGOR J.G. "Challenges and changes in the design of concrete structures". *Concrete International*, 1984, vol. 6, nº 2, p. 48-52.

[7] MUTTONI A., SCHWARTZ J. and THÜRLIMANN B. *Design of concrete structures with stress fields*. Basel [etc.]: Birkhäuser, 1997. 143 p. ISBN 3-7643-5491-7.

[8] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *EN 1991-2. Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges*. Brussels: European Committee for Standardisation, 2003.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

– Promotor	GIF, Gestor de Infraestructuras Ferroviarias
– Ingeniería estructural	
Proyecto	CESMA Ingenieros
Obra	Oficina Técnica FCC
– Empresa constructora	UTE Ferrovial Agromán-FCC
– Director de obra	Ainar Romeu
– Gerente de la UTE	Ignacio Muñiz
– Jefe de obra	Ricardo Tirado

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

Mejora y ampliación de la Estación de Sants

Enhancement and enlargement of Sants Railway Station

Miguel Martín Pardina[(1)], Luis Peset González[(1)] y Pedro Chico López[(1)]

Recibido | *Received:* 22-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 26-11-2010

Resumen

La obra de ampliación y mejora de la Estación de Sants en Barcelona tiene como objeto, además de incorporarla a la línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, optimizar la explotación ferroviaria y comercial, mejorar la movilidad vertical y horizontal en el espacio interior de la estación y el aumento de la edificabilidad sobre el vestíbulo actual para usos de oficinas, hotelero, comercial y de ocio.

La actuación sobre la estación desde el punto de vista estructural para la consecución de dichos objetivos ha sido:

– Ampliación y modificación del vestíbulo, que ha precisado de la creación de huecos en el forjado existente, mediante la demolición de los nervios afectados por los huecos, incluyendo retesado del pretensado, y refuerzo de los nervios.

– Futura ampliación en altura, que ha requerido el refuerzo de los pilares y cimentaciones existentes.

– Modificación del trazado de vías y de los andenes existentes, que conlleva la supresión de pilares y su sustitución por pilares en mensula o grandes pórticos metálicos.

– Creación de nueva vía 14 y andén 7, que ha exigido la permeabilizacion del muro del andén 7 de dos metros de espesor.

– Modificación y ampliación del aparcamiento, edificios auxiliares, rampas y accesos, etc.

Palabras clave: estación AVE, refuerzo de estructura, micropilote, demolición, prueba de carga de micropilotes.

*Abstract**

The enlargement and improvement of Sants Railway Station Project in Barcelona intended, other than providing an access to new Madrid - Barcelona - French border high speed rail line, to optimize general railway transportation and local commerce enhancement, to improve horizontal and vertical pedestrian mobility within the Station and to make it possible to build a new commercial building on top of the station lobby for offices, shopping Mall and entertainment.

Structurally speaking, works conducted to transform Sants Station were:

– *Station Main Hall was enlarged and some additional major changes were carried out. This required drilling through the existing floor to provide access for lower levels, which required demolishing portions of pre-stressed floor beams, including re-stressing the affected tendons, and strengthening of those floor beams.*

– *Columns and foundation were strengthened to allow future high rise construction enlargement.*

– *Railway horizontal alignments were changed, platforms were also accordingly modified. This required columns suppression. This was achieved by means of transferring the removed column loads to either steel new columns with top cantilevers or heavy steel frames.*

– *Track #14 and Platform #7 were newly built. Access to platform #7 inferred partial demolition of a 2 meter thick bearing wall.*

– *Station underground Parking was modified and enlarged, same as Service Buildings, ramps and road accesses, etc.*

Keywords: *high speed station, strengthening, micropile, demolition, micropile load testing.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 106 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados, S.A. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* lpesetg@dragados.com

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



Figura 1. Vista general de la Estación de Sants

1. INTRODUCCIÓN

La Estación de Sants en Barcelona (Figura 1) es un importante centro de comunicaciones, que da servicio a líneas de ferrocarril de largo recorrido, trenes de cercanías y una estación de Metro. Alrededor de ellos incorpora una gran cantidad de locales comerciales, como restaurantes, tiendas, e incluso un hotel sobre el vestíbulo [1].

La estación ha sido objeto de una profunda remodelación debido a su incorporación a la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa. Este nuevo uso ha implicado la necesidad de reorganizar y adecuar la dotación ferroviaria. También ha exigido la puesta al día de las condiciones de acceso y seguridad de acuerdo con la normativa vigente. Finalmente se ha reforzado la estructura existente para permitir el aumento de edificabilidad previsto sobre el vestíbulo actual para uso de oficinas, hotelero, comercial, y de ocio. Por todo ello el proyecto ha tenido los siguientes objetivos:

- La incorporación de la línea de Alta Velocidad con la adición de una nueva vía, sus correspondientes andenes, y la remodelación de las playas de acceso y salida.
- La optimización de la explotación ferroviaria y comercial, con la remodelación del vestíbulo y todos los servicios de atención a los clientes.
- La mejora de la movilidad vertical y horizontal en el espacio interior, con la creación de numerosas nuevas conexiones entre el vestíbulo y los andenes.
- La preparación y refuerzo de la estructura para aumentar la edificabilidad sobre ella.
- La remodelación de los accesos, que incluye un aparcamiento de nueva planta que mejora de modo importante la capacidad existente.

El proyecto de remodelación se basaba en conservar y adecuar la estructura existente. Por ello y para alcanzar los objetivos anteriormente expuestos, ha sido necesario efectuar una serie de actuaciones de refuerzo, adaptación o modificación de la estructura, en algunos casos de gran envergadura. Estas operaciones han sido realizadas en condiciones muy complicadas (Figuras 2 y 3), por las causas que a continuación se describen.

El proyecto y ejecución de la Estación de Sants fue una obra emblemática en los años 70 en Barcelona, que sufrió posteriormente diversas modificaciones y ampliaciones por lo que la estructura resultante es de gran complejidad debido a los sucesivos proyectos y fases de ejecución. Por ello no se tenía un conocimiento lo suficientemente exacto de la estructura existente; los documentos de los que se pudo disponer permitían proyectar las soluciones en términos generales, pero el conocimiento de detalle sólo se obtenía por apreciación directa, lo que obligaba a un trabajo cuidadoso en extremo, y a aplicar soluciones particulares sobre la marcha.

En segundo lugar, toda la obra se realizó manteniendo sin interrupción la actividad de la estación y sus servicios. Esto no sólo significaba la continua interferencia en los trabajos de esa situación, sino que, además, debido a la enorme concentración en el interior de la estación de trabajadores y maquinaria de todo tipo, era obligado un continuo trabajo de organización de desvíos tanto ferroviario en el interior y rodado en el exterior de la estación como peatonal en vestíbulo, andenes y accesos a la estación, que requería la permanente atención del equipo de seguridad de la obra.

Dentro de las diversas actuaciones que comprendía la remodelación de la estación, y aparte de las actuaciones más convencionales, como edificios auxiliares, rampas y accesos, etc., se describen en este ar-

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





Figuras 2 y 3. Actuaciones en exterior e interior de la estación

tículo aquellas que destacan por su singularidad y complejidad:

- La creación de numerosos huecos en el forjado existente del vestíbulo que consistía en una potente losa aligerada y pretensada de grandes luces, para la instalación de nuevas escaleras y ascensores.
- El refuerzo de pilares mediante forrado con hormigón o chapas metálicas para soportar las importantes cargas originadas por las nuevas construcciones previstas en la zona superior de la estación.
- La supresión de pilares y su sustitución por pilares en ménsula o grandes pórticos metálicos apoyados en los pilares adyacentes, y ello debido a las interferencias de los pilares existentes con la nueva distribución de playas de vías.
- La permeabilización de un muro de dos metros de espesor con grandes huecos para permitir el paso peatonal a los nuevos andenes.
- El refuerzo de todas las cimentaciones afectadas por las modificaciones geométricas o de esfuerzos, generalmente mediante micropilotes.
- La construcción de un aparcamiento de nueva planta anexo a la estación.

2. AMPLIACIÓN Y MODIFICACIÓN DEL VESTÍBULO

La ampliación y modificación del vestíbulo incluía una total remodelación y mejora de la comunicación vertical con los andenes. Para ello se definieron numerosas escaleras, escaleras mecánicas, rampas y ascensores, que han requerido la creación de más de sesenta nuevos huecos en el forjado existente (Figuras 4 y 5) [2].

Este forjado consiste en una losa nervada de cuadrícula de 2,40 x 2,40 m, con pretensado en los nervios de las dos direcciones, y un canto de 1,40 m. La losa



Figura 4. Huecos en la losa vista superior



Figura 5. Huecos en la losa vista inferior

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

apoyada en pilares y muros perimetrales se divide, mediante juntas de dilatación a media madera, en una cuadricula de gran luz, generalmente de 25 x 25 m. El pretensado dispuesto consiste en potentes unidades de alambre de 7 mm de diámetro, correspondiente a la tecnología de armaduras activas que se disponía en los años 70.

En la mayor parte de los nuevos huecos, sus dimensiones son superiores a las de la cuadrícula formada por los nervios longitudinales y transversales del forjado, por lo que su materialización ha requerido generalmente el corte de hasta cuatro nervios en alguna de las direcciones. En todos los casos, los huecos efectuados han sido rectangulares, formando sus lados cuatro alineaciones de nervios. La situación de los huecos, que venía obligada por razones de arquitectura, correspondía en la losa a posiciones variadas, cercanas a los bordes o pilares o en el centro de las losas, por lo que cada uno de los huecos requirió un proceso de proyecto y ejecución individualizados.

La imprecisión en el conocimiento de la estructura de la losa llevó a descartar la utilización de pretensado exterior que pudiera sustituir al que se corta y retira en la ejecución de los huecos, y ello debido al desconocimiento de la capacidad resistente de la estructura existente en la zona próxima al hueco a realizar. También se desconocía la tensión de los cables de pretensado a cortar, sus pérdidas diferidas, así como el estado de la inyección de las vainas y su adherencia a los alambres, por lo que era difícil evaluar la zona de pretensado realmente afectada por el corte de cable [3].

En esas condiciones la continuidad de los esfuerzos se consigue formando con los nervios de borde un potente marco para lo que se reforzaron con estructura metálica fuertemente conectada al hormigón.

El corte de los nervios del interior del hueco llevaba consigo el corte de los cables de pretensado. Para asegurar el mantenimiento de la acción del pretensado fuera del hueco, se dispusieron anclajes nuevos en los extremos cortados, retesándolos contra el marco de borde del hueco para reponer las tensiones perdidas por el corte. Para ello se desarrollo un sistema específico de anclaje para cables de hasta 37 unidades de alambres con unas dimensiones muy estrictas para su alojamiento dentro del marco de estructura mixta de borde de hueco.

Para asegurar la estabilidad de la losa durante las operaciones de demolición, refuerzo y corte de cables se dispusieron una serie de puntales metálicos provisionales. Como elemento estructural adicional definitivo, en aquellos huecos que las condiciones arquitectónicas lo permitían, y sobre todo en los huecos de mayores dimensiones, se dejaron permanentes algunos pilares. Estos apeos definitivos permitían una notable reducción de esfuerzos y simplificaba la ejecución de los huecos. Los pilares se cimentaron, a través de los andenes, con micropilotes individuales.

Adicionalmente se reforzaban los nervios próximos al hueco a realizar y ello en las zonas donde por calculo se incrementaban las tensiones en relación a la estructura existente. Estos refuerzos se disponían previamente al inicio de la ejecución del hueco. Para determinar estos refuerzos se realizaban dos cálculos en paralelo, uno de la estructura existente y otro de la estructura ya con el hueco realizado. De la comparación entre ambos se determinan en que zonas fuera del hueco las tensiones en la estructura eran superio-





Figuras 6 y 7. Apeos provisionales y definitivos

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



Figura 8. Refuerzo de hueco de losa



Figura 9. Pretensado de losa al descubierto

res a las que existían previamente en la estructura. Los refuerzos se disponían independientemente de la armadura que pudiera tener la estructura existente por desconocimiento de la misma. Estos refuerzos consistían en bandas de chapa metálica conectadas al hormigón mediante pernos insertados en el hormigón de los nervios para la flexión y barras verticales pasantes alojadas en perforaciones previamente realizadas y rellenas posteriormente de mortero.

El proceso de ejecución fue como sigue:

- Colocación de los pilares o apeos provisionales de apoyo del forjado para el proceso de ejecución del hueco, algunos de ellos diseñados para quedar como definitivos (Figuras 6 y 7).
- Instalación de los refuerzos necesarios en los nervios contiguos al hueco a realizar.
- Demolición de la losa superior de cierre entre nervios de los casetones del forjado en la zona del hueco.
- Refuerzo con chapa metálica de los nervios que forman el borde del hueco. Esta chapa se disponía, en función del cálculo correspondiente, en la parte superior del nervio, en la inferior, y en la cara interior. Esta operación incluyó la perforación del hormigón de los nervios para la colocación de los conectores chapa-hormigón, la soldadura de los conectores a la chapa y la inyección de las holguras (Figura 8).
- Demolición selectiva de los nervios de hormigón del interior del hueco, con la precaución de dejar intacto el manojo de alambres del cable de pretensado (Figura 9).
- Corte del pretensado, preparación de los extremos de los alambres, preparación del anclaje, enhebrado, tesado e inyección de los cables (Figura 10).
- Acabado del hueco y retirada de los pilares provisionales (Figuras 11 y 12).



Figura 10. Retesado de los tendones de pretensado

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





Figuras 11 y 12. Acabado del hueco

3. REFUERZO DE PILARES

La previsión de ampliación del hotel situado sobre la estación, ha requerido el refuerzo de todos los pilares existentes afectados por la gran magnitud de las cargas finales previstas. El incremento de cargas verticales ha sido muy significativo, produciendo valores de cargas que oscilan entre 40.000 y 100.000 kN por pilar [1].

En general, los refuerzos de los fustes de los pilares han consistido en el forrado con hormigón y chapas, y la reforma de la coronación de los pilares, incluyendo la sustitución de los aparatos de apoyo. El refuerzo de las cimentaciones existentes, dada su tipología y el poco espacio disponible para trabajar, se ha efectuado generalmente mediante una ampliación de los encepados alrededor de la cimentación existente, y su conexión mediante barras de pretensado a los encepados o pantallas existentes. Todo el sistema se apoya en micropilotes, ejecutados en su caso a través del hormigón, con un sistema de conexión especialmente diseñado para esta ocasión.

Las fases de ejecución del refuerzo de los fustes de los pilares han sido las siguientes:

- Picado de las superficies de hormigón hasta descubrir las armaduras (Figura 13).
- Instalación de las chapas de refuerzo y relleno del espacio entre chapa y hormigón con resina epoxi.
- Instalación de los cajones metálicos laterales y relleno de las juntas con resina epoxi.
- Realización de taladros transversales e instalación de las barras de refuerzo. Fijación de las barras a las chapas de refuerzo (Figura 14).
- Relleno de los cajones laterales con hormigón.





Figuras 13 y 14. Refuerzo de pilares

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

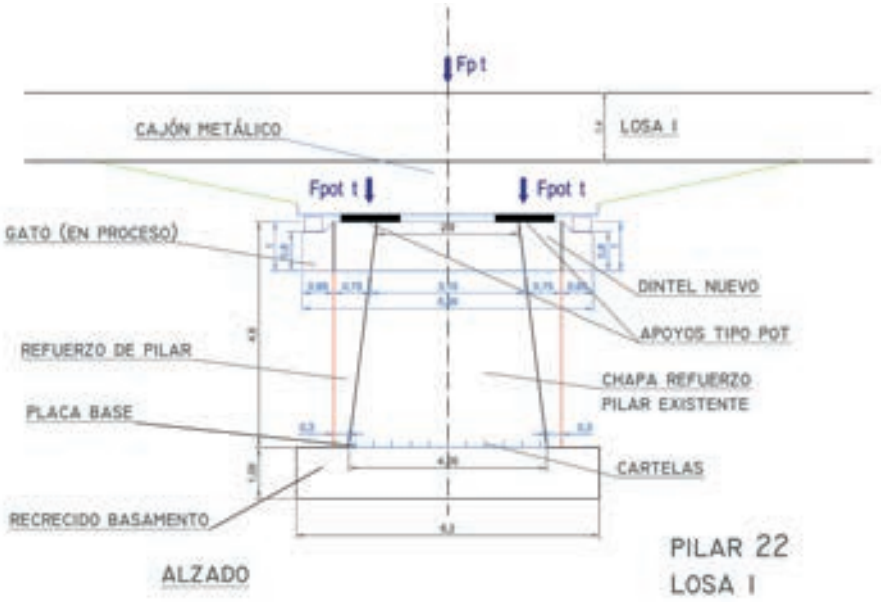


Figura 15. Esquema de refuerzo y disposición de apoyos

Una vez reforzados los fustes se procedió a transmitir las cargas del forjado al pilar reforzado, a través de nuevos aparatos de apoyo (Figura. 15).

Los pasos seguidos fueron (Figuras 16 y 17):

- Preparación de la cabeza del pilar y la zona de contacto con el forjado, demolición parcial de los capiteles existentes y apertura de huecos para los nuevos apoyos.
- Colocación en posición de los nuevos aparatos de apoyo, de tipo POT.
- Colocación de los gatos hidráulicos sobre las ménsulas previstas en los refuerzos metálicos.
- Aplicación controlada de carga a los gatos, hasta recoger en ellos la reacción del forjado.
- Demolición del hormigón de contacto del pilar existente, ya descargado.
- Acuñado y fijación de los apoyos definitivos y descarga de los gatos.

4. SUPRESIÓN DE PILARES POR MODIFICACIÓN DEL TRAZADO DE VÍAS Y DE LOS ANDENES EXISTENTES

El aumento del número de vías y el cambio de su utilización ha exigido modificar en algunos casos el trazado de las curvas de acceso y salida fuera de los andenes. Estas modificaciones afectan a los pilares de la estación próximos a las vías o que quedan dentro de la trayectoria de algunas ellas [1].

Para resolver el problema ha sido necesario suprimir pilares que soportan la losa del vestíbulo o de las calzadas de acceso a la estación; esta supresión se ha efectuado de tres formas distintas en función de la mayor o menor afección y las posibilidades de situar pilares adicionales.



Figuras 16 y 17. Sustitución de aparatos de apoyo

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



Figura 18. Pilares ménsula



Figura 19. Pilares ménsula

Utilización de pilares en ménsula. En los pilares afectados, próximos a los andenes el desvío es mínimo, por lo que la actuación requería un pequeño desplazamiento del pilar. Con el fin de que el apoyo del forjado no se desplazase, se dimensionaron para estos casos unos pilares en mensula, de forma que recibiendo el apoyo en la misma posición del pilar original en el extremo de la mensula, el fuste queda desplazado con relación al existente. Esta configuración permite, además, que conectando el nuevo fuste a la cimentación del pilar original los esfuerzos que le llegan a ésta no se modifican apenas, lo que permite reutilizarla sin más modificación que la conexión del nuevo pilar (Figuras 18, 19 y 20).

Utilización de pórticos de apoyo. Ha habido algún caso en que el pilar se situa algo más alejado de los andenes y la distancia a la que se puede poner el nuevo fuste es excesiva para la disposición en ménsula, o no ha habido una posición próxima adecuada para el nuevo fuste; en estos casos se ha buscado una posición posible para dos nuevos pilares, que se han unido con un cabecero formando un pórtico en el cual se apoya el forjado en sustitución del pilar existente y en la misma posición que ocupaba éste (Figuras 21 y 22).

En los dos casos se utilizaron unos elementos auxiliares, puntales y gatos, para efectuar la operación de transferencia del apoyo del pilar

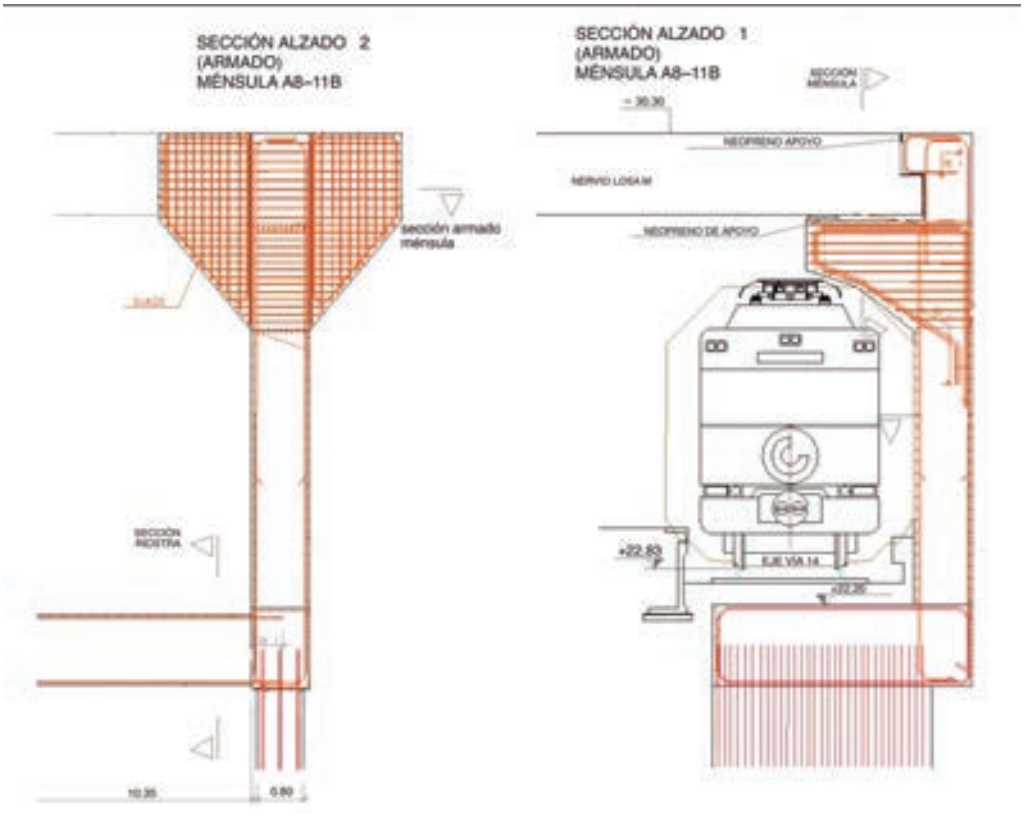


Figura 20. Pilares ménsula

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

antiguo al nuevo con la mínima alteración posible de los esfuerzos y la cota de apoyo del forjado.

Las fases de ejecución han sido:

- Ejecución del puntal auxiliar de apoyo temporal de la losa con gato hidráulico en su parte superior.
- Transferencia de carga mediante el gato hidráulico del pilar existente al apeo auxiliar
- Demolición del pilar existente.
- Ejecución del pilar en ménsula o pórtico de apoyo según los casos.
- Transferencia de carga mediante el gato hidráulico del apeo auxiliar al nuevo apoyo.
- Retirada del apeo auxiliar.

Utilización de grandes dinteles de apeo. En las cabeceras de la estación fue preciso eliminar algunos pilares intermedios en unas zonas en las que por el aumento de densidad de vías, la proximidad y trayectoria de éstas no permitió disponer pilares adicionales entre ellas para formar ménsulas o pórticos como en los casos anteriores, por lo que los pilares a eliminar se sustituyeron por potentes vigas metálicas que, con



Figura 21. Pilares pórtico

luces de hasta 34 metros y apoyando en los muros o pilares existentes contiguos, recibieran, aproximadamente en su centro, el apoyo del forjado, debiendo soportar la reacción que se aplicaba sobre el pilar a demoler que variaba entre 9.000 y 13.000 kN [4].

La solución adoptada debía contemplar los aspectos que gobernaron todas las complejas actuaciones en esta obra, es decir: ejecución sin afección al tráfico ferroviario y rodado en superficie, evitar la demoli-

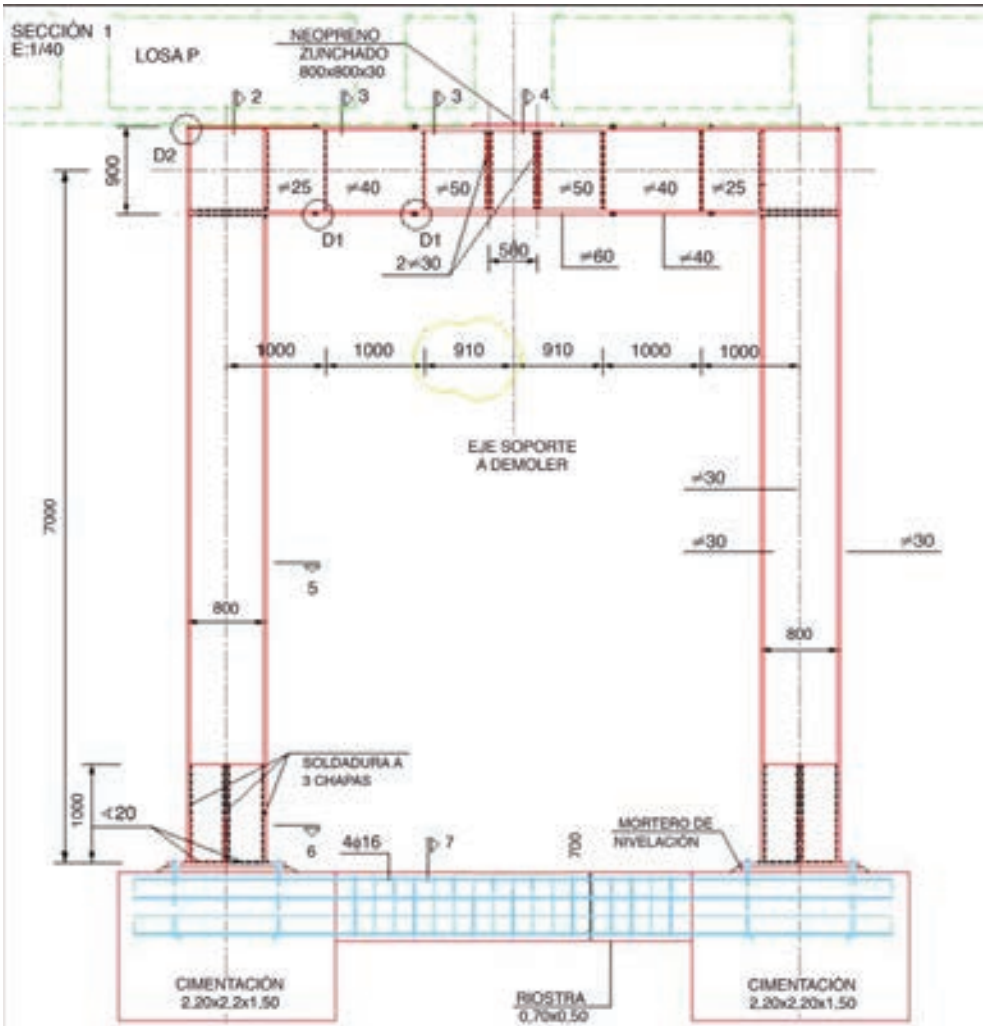


Figura 22. Pilares pórtico

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




Figuras 23 y 24. Montaje de pórticos de cabecera a través de la losa nervada

ción de la losa que soportaban los pilares, y una ejecución y transferencia de cargas controlada y segura.

Las vigas metálicas están formadas por sendos cordones, superior e inferior, y unidos por una celosía de montantes verticales e inclinados. En la parte superior se conforma una cabeza de compresión de hormigón vertido dentro de la caja que forma el cordón.

Estas vigas, en una de las cabeceras de la estación, se sitúan debajo del forjado pues existía el galibo necesario de 1,90 m para alojar el canto del gran pórtico. En la otra cabecera, por problemas de gálibo, debieron situarse entre los nervios del forjado a sustentar, para lo que fue necesario hacer huecos de paso para los montantes y diagonales en las losas de cierre, superior e inferior, de los casetones del forjado. De esta forma el cordón superior del pórtico de 30 cm de altura se situaba por encima de la losa nervada mientras que el inferior de 70 cm de canto se situaba prácticamente adosado a la losa nervada por su parte inferior. El sistema de montantes y diagonales unía ambos cordones atravesando la losa nervada.

Dada la distinta rigidez de los elementos soporte y a soportar, se diseño una maniobra de transferencia de cargas que, mediante gatos y apoyándose en el propio pilar a demoler y en una estructura de reacción auxiliar, permitiera pasar el apoyo desde la pila a la viga metálica sin deformación del forjado, para no modificar el esquema de cargas. Para ello el sistema de transferencia de carga deforma el dintel, en la flecha prevista para cargas permanentes, antes de producirse el despegue del apoyo de la losa en el pilar existente, por lo que cuando la losa apoya en el nuevo dintel no se produce en éste ninguna deformación, permaneciendo la geometría de la losa intacta. Una vez transferida la carga de apoyo de la losa de la pila existente al dintel se procede a realizar la prueba de carga antes de demoler la pila para evitar cualquier incidencia.

Las fases generales de ejecución fueron:

- Demolición de los casetones de la losa sin afectar a los nervios de la misma (Figura 23).
- Adecuación del cabecero de la pila e instalación de las ménsulas para el montaje de los gatos para la transferencia de cargas (Figuras 24 y 25).
- Montaje del cordón inferior del dintel con sus diagonales y montantes y su elevación en dos partes, una a cada lado de la pila.
- Montaje del cordón superior y unión soldada a los montantes y diagonales.



Figura 25. Montaje de pórticos de cabecera debajo de la losa nervada

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



Figura 26. Pórtico situación final

- Hormigonado del cordón superior.
- Puesta en carga y deformación del dintel mediante gatos hidráulicos.
- Ejecución del apoyo de la losa en el dintel (Figura 26).

5. CREACIÓN DE LA NUEVA VÍA 14 Y EL ANDÉN 7 CORRESPONDIENTE

Por el exterior del muro perimetral de la estación existente, en el lado mar, entre dicho muro y el de cierre del nuevo edificio de aparcamiento, se ha situado la nueva vía número 14 y el andén correspondiente, cubriéndose con un nuevo forjado que apoya en ambos muros [1].

El muro de cierre de la estación, de 2,00 metros de espesor y de hormigón en masa (HM-15), recibe en su parte superior los pilares perimetrales del edificio situado sobre la estación. La remodelación de esta parte de la estación debía permitir la permeabilidad peatonal a través de este muro para conseguir el paso desde la zona de andenes interior a la estación existente a la nueva vía que se dispone por el exterior. Además, debido a las actuaciones arquitectónicas de mayor edificabilidad en la zona de cubierta de la estación, se debía reforzar fuertemente el muro para recibir las nuevas importantes cargas (Figura 27).

Para recibir las fuertes cargas puntuales se procedió a demoler parcialmente la cabeza del muro y disponer una viga de hormigón HA-50 fuertemente

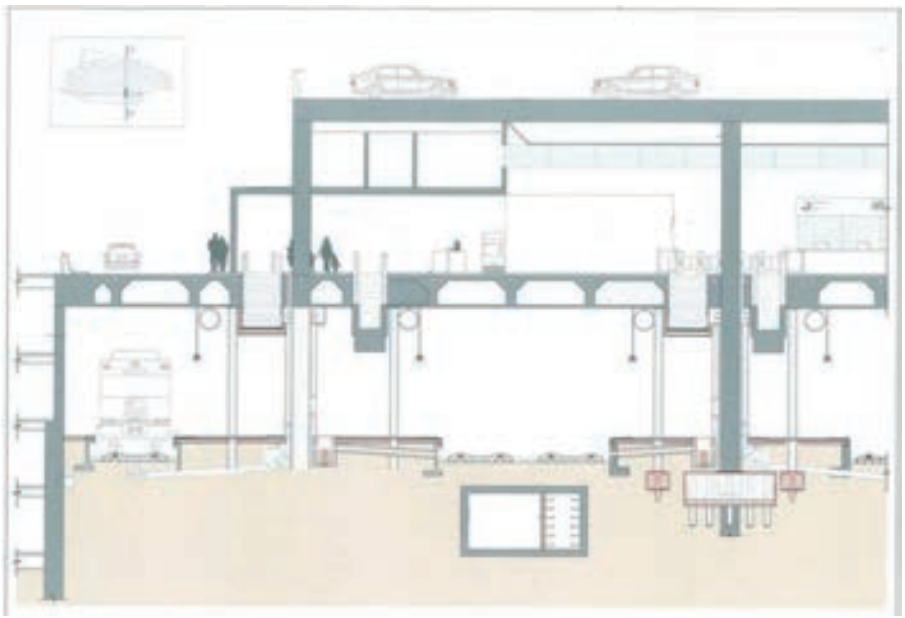


Figura 27. Esquema de ampliación exterior

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



Figura 28. Hueco en muro, refuerzo muro y hueco en forjado

zunchada que permitía el paso de las cargas puntuales al muro de hormigón de baja resistencia. El zunchado se realiza mediante cercos y barras, debiéndose reforzar también la zona superior del muro en contacto con la viga zunchada mediante barras transversales pretensadas.

Tras un laborioso estudio de cómo permitir la permeabilidad del muro de hormigón en masa de 150 m de longitud que no obligara a su demolición, pues en él se soporta perimetralmente la gran losa nervada de cubierta, se adoptó como solución optima la realización de grandes huecos que permitieran el paso peatonal.

Esta solución comprendía las siguientes actuaciones:

- Refuerzo de la cimentación del muro mediante ampliación lateral y recrecido en altura de los encepados. Estos recrecidos alojan los micropilotes necesarios para recibir los incrementos de cargas. Al ser éstos excéntricos respecto al muro se dispusieron diferente número de micropilotes a un lado y otro del muro. La conexión de este recrecido de los encepados se realizaba o bien mediante barras ancladas con resina epoxi o, cuando era necesario por cálculo, con barras pretensadas ancladas en los bordes atravesando el muro.



Figura 29. Refuerzo de muro



Figura 30. Refuerzo de muro





Figuras 31 y 32. Refuerzo en hueco

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



Figura 33. Detalles de micropilotes en un muro a recalzar



Figura 34. Ejemplo de recalce de un pilar de la estación

- El muro de hormigón en masa se reforzó mediante zunchado con barras de pretensado en las zonas de pilares entre huecos. Este refuerzo era especialmente intenso en las zonas de descenso de las nuevas cargas debidas a las ampliaciones del edificio en altura (Figuras 28, 29 y 30).
- Los huecos de grandes dimensiones se realizaron mediante corte con hilo de diamante. Posteriormente se instalaron unos marcos de refuerzo en estructura mixta hormigón acero en los bordes del hueco que se unían al hormigón existente con barras ancladas con resina epoxi (Figuras 31 y 32).
- Todo el sistema fue monitorizado de forma a controlar deformaciones y fisuraciones durante el proceso de ejecución.

8. REFUERZO DE CIMENTACIONES MEDIANTE MICROPILOTES

Uno de los aspectos más importantes dentro de las obras de remodelación de la estación, ha sido el refuerzo de las cimentaciones mediante micropilotes. Se han realizado 95.893 metros de micropilotes, de los cuales 88.064 metros se realizaron con Inyección Única y 7.829 con Inyección Repetitiva Selectiva (Figuras. 33 y 34) [5, 6].

Todo el terreno en el que está situada la Estación de Sants pertenece a la misma unidad geomorfológica, salvo los rellenos. Se presentan en todos los sondeos alternancias de arcillas y arenas arcillosas, con un estrato de arena por debajo de estas capas.

Los micropilotes utilizados para la remodelación de la estación tienen las siguientes características:

- Diámetro de perforación = 180 mm
- Armadura tubular: ϕ 114 x 9 mm de acero TM-80 (límite elástico 550 MPa).
- Armadura en barra: ϕ 40 mm (B 500 S).
- Lechada de cemento de 30 N/mm^2
- Carga en servicio de 950 kN.

La longitud de estos micropilotes estaba comprendida entre 21 y 23 metros, y el rendimiento medio en su ejecución fue de unos 5-6 micropilotes al día (Figura 35).



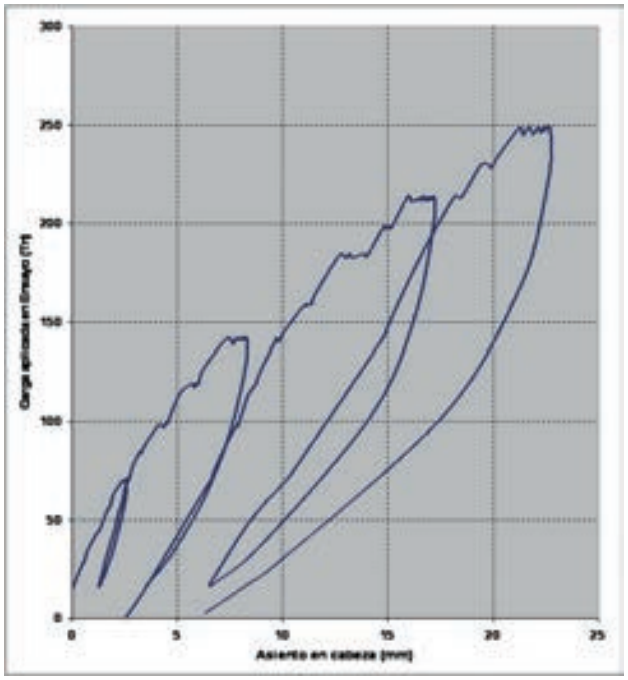
Figura 35. Ejemplo de conexión micropilote-estructura

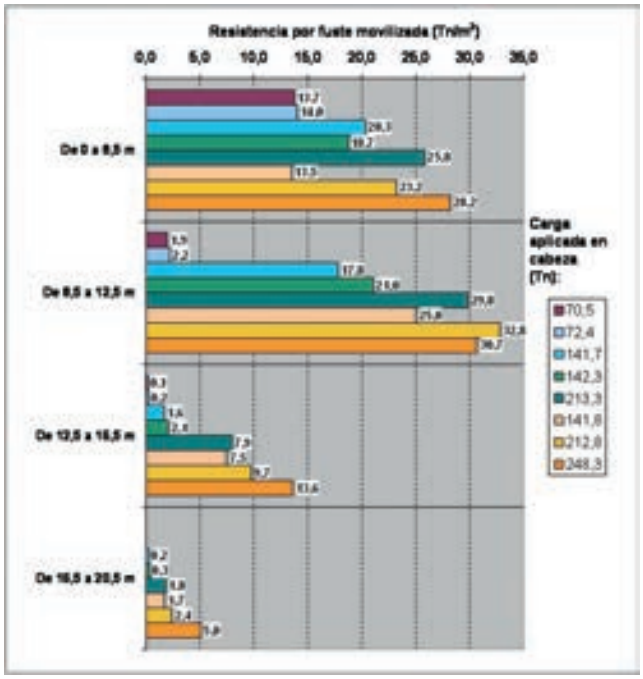


Figura 36. Prueba de carga de micropilote

Para analizar el funcionamiento de los micropilotes se realizaron un total de 11 pruebas de carga, 4 de las cuales se instrumentaron con extensómetros por lo que fueron las que más información proporcionaron. La carga máxima en los ensayos fue de 2.500 kN (Figura 36).

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





Figuras 37 y 38. Resultados de las pruebas de carga

En las 4 pruebas de carga instrumentadas se instalaron 8 bandas extensométricas por micropilote ensayado, situadas a lo largo de la armadura central (barra Gewi de diámetro 40 mm), en 6 niveles de profundidad para los micropilotes de 21,0 metros y en 7 niveles para los micropilotes de 23,0 metros.

Para comparar los valores teóricos, deducidos de las características geotécnicas del terreno, con los obtenidos en las pruebas de carga se realizaron 4 nuevos sondeos de 25 metros de longitud con ensayos presiométricos, uno junto a cada uno de los micropilotes que se iban a ensayar. En base a estos reconocimientos se estimó que la resistencia por fuste límite de los 10 primeros metros de terreno (arcillas limosas) era de unos 0,15 N/mm² y la de la capa de terreno de arenas arcillosas a partir de unos 10 m de profundidad era de unos 0,26 N/mm².

Una vez realizadas las pruebas de carga se pudo comprobar que las resistencias por fuste se asemejaban a las estimadas a partir de los reconocimientos geotécnicos, siendo en algunos casos bastante mayores, y que los asientos en cabeza para los 950 kN de carga en servicio eran inferiores al centímetro (Figuras. 37 y 38). Para un mayor detalle sobre estas pruebas, consultar la bibliografía indicada al final de este artículo.

7. CONCLUSIONES

Las principales circunstancias que han caracterizado a esta obra han sido:

- La actuación sobre la estructura existente ha exigido una serie de modificaciones, algunas muy drásticas, para adaptarla a la nueva distribución; ha incluido, en muchos casos, cambios importantes en los esfuerzos actuantes, y por tanto en sus capacidades y dimensionamiento estructural. Todo ello ha hecho necesario realizar demoliciones o refuerzos en una gran parte de la estructura existente.
- La ejecución de dichas actuaciones se ha efectuado manteniendo a un nivel muy alto el funcionamiento de las instalaciones y el tráfico de ferrocarril de larga distancia y cercanías y del metro.
- La enorme complejidad de ejecución de los trabajos debido a la limitación de espacio por realizarse dentro de la estación existente y la necesidad de coordinar con el tráfico ferroviario.
- Por último, se resaltan las dificultades adicionales debidas a la falta de conocimiento suficiente de la estructura existente.

Todo ello ha exigido la intervención de numerosos grupos de especialistas, enumerados en las distintas actividades descritas en este artículo, tanto a nivel de ejecución como de diseño, cálculo y planificación.

Sólo a partir de la altísima cualificación de dichos equipos y la permanente labor de coordinación de todos ellos desde la Dirección y Jefatura de la obra, ha sido posible completar exitosamente la obra (Figuras 39 y 40).

Agradecimientos

La presente obra ha sido posible gracias a la estrecha colaboración de todas las partes implicadas: Administración ADIF, Dirección de Obra INECO-TIFSA, Proyectistas y las empresas constructoras DRAGA-

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



Figura 39. Aspecto final hueco y andén



Figura 40. Vista pilares ménsula y andén

DOS y TECSA. La colaboración de la oficina de proyectos MC-2 en la concepción de las soluciones estructurales y el desarrollo de los proyectos necesarios ha sido de suma importancia. También lo ha sido en esta labor la colaboración las ingenierías IOC y Cesma así como la asistencia técnica en los problemas de corte y recuperación de las armaduras activas de RIPOLL Consulting de ingeniería.

REFERENCIAS

[1] MARTÍN PARDINA M., PESET GONZÁLEZ L., FERRÁNDEZ INFANTE M. "Mejora y ampliación de la Estación de Sants". *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. Madrid: ACHE, 2008. p. 863-864.

[2] MARTÍNEZ CALZÓN J., CERIANI L. "Estación de Sants en Barcelona – remodelación de la losa de cobertura de los andenes". *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. Madrid: ACHE, 2008. p. 861-862.

[3] RIPOLL GARCIA-MANSILLA J., REDONDO MARTINEZ L. "Corte y reanclaje de tendones de alambres inyectados hace 25 años en la Estación de Sants en Barcelona". *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. Madrid: ACHE, 2008. p. 867-868.

[4] MARTÍNEZ CALZÓN J., CERIANI L. "Estación de Sants en Barcelona – grandes dinteles de apeo para eliminación de soportes entre vías". *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. Madrid: ACHE, 2008. p. 859-860.

[5] BURBANO JUANA G., PITA OLALLA M. "Ejecución de más de 95 000 m de micropilotes en la remodelación de la Estación de Sants (Barcelona)". *VI Jornadas sobre estudios geotécnicos y cimentaciones en el CTE*, Madrid, CEDEX. 24 a 28 de noviembre de 2008.

[6] RIPOLL GARCIA-MANSILLA J., BURBANO JUANA G., MARTÍN PARDINA M., PITA OLALLA M., FERNÁNDEZ DE CASTRO F. "Transferencia de carga de micropilotes al terreno. Ensayos realizados durante la remodelación de la Estación de Sants en Barcelona". *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. Madrid: ACHE, 2008. p. 869-870.

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

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

NOMBRE DE LA OBRA:	Proyecto constructivo de Remodelación de la Estación de Barcelona-Sants y su entorno.
PROPIEDAD:	Ministerio de Fomento. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias ADIF.
DIRECCIÓN DE OBRA:	D. Miguel Ferrández Infante (ICCP) INECO-TIFSA
AUTORES DEL PROYECTO:	Proyecto de adjudicación: PROES Proyecto constructivo: MC-2; IOC; CESMA
ASISTENCIA TECNICA EN EL PRETENSADO:	RIPOLL Consulting de Ingeniería
EMPRESA CONSTRUCTORA:	UTE SANTS (Dragados SA, TECSA)
Gerente/Jefe de Obra:	D. Pedro Chico López (ICCP) Dragados SA
Jefe de Oficina Técnica:	D. Gorka Arteta Hernández (ICCP) TECSA
Jefe de Producción:	D. Marcos Peña Willershausen (ITOP) Dragados SA
ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN DE OBRA:	INECO-TIFSA D. Michael Ashiabor (ICCP)
EMPRESAS SUBCONTRATISTAS:	Estructuras metálicas: METALDEZA Cimentaciones: GEOCISA Apoyos y pretensado: VSL CTT-Stronghold Adaptación pretensado existente: RCI

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

Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2

Río Deza and Anzo 2 Viaducts

Isabel Pardo de Vera Posada[1], Marcos Jesús Pantaleón Prieto[2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[3], Guillermo Ortega Carreras[4] y José Manuel Martínez García[4]

Recibido | *Received:* 23-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 8-11-2010

Resumen

Los viaductos sobre Río Deza, de 1.175 m de longitud, y Anzo 2, de 732,40 m de longitud, para ferrocarril de alta velocidad, son de hormigón pretensado, de sección cajón de canto constante 4,50 m. Ambos viaductos tienen un vano tipo de 70 m, teniendo el viaducto sobre Río Deza un vano máximo de 75 m. Se construyen mediante procedimiento de empuje, con nariz metálica de 43,50 m de longitud, subdividiéndose el tablero en dovelas de 35 m de longitud máxima (de las mayores construidas hasta la fecha). Las pilas son octogonales, de doble canto variable las de altura superior a 50 m. En Anzo 2 las pilas alcanzan una altura máxima de 70 m, mientras que en el viaducto sobre Río Deza se llega a 96,50 m. El viaducto sobre Río Deza salva el cauce del río, a más de 100 m de altura, mediante un arco apuntado de 131,50 m de luz. Este arco se construye por abatimiento, mediante giro alrededor de los salmeres, de los dos semiarcos previamente hormigonados en posición vertical. Se trata del tercer arco de mayor luz del mundo construido por este procedimiento.

Palabras clave: empuje, arco, abatimiento, hormigón pretensado, dovelas, pilas doble canto variable.

*Abstract**

The Río Deza (1.175 m long) and Anzo 2 (732,40 m long) Viaducts have been designed for a high speed railway. They consist of a box girder (4,50 m high) of prestressed concrete. The typical span, for both viaducts, is 70 m long, although the longest span of the Río Deza Viaduct is 75 m long. They were built by the incremental launching method, with a 43,50-m long nose. The deck was divided in segments of 35 m of maximum length (among the longest segments made in Spain up to date). The cross section of the piers is octogonal and has a linear variation of its transverse and longitudinal dimensions in those piers taller than 50 m. The tallest pier in Anzo 2 is 70 m high, whereas the tallest one in Río Deza is 96,50 m high. The Río Deza Viaduct crosses it at a height of more than 100 m by means of a 131,50-m span pointed arch. The erection procedure used in the construction of the arch was the vertical rotation method. For this purpose the two half leaves of the arch were built in vertical position and then moved to position and met at the closure. It is the third longest arch built in the world by this method.

Keywords: *incremental launching, arch, vertical rotation, prestressed concrete, segments, double varying cross section piers.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 107 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI (Santander, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* oramos@apiaxxi.es

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



Figura 1. Viaducto Anzo 2

1. INTRODUCCIÓN

Los viaductos sobre Río Deza y Anzo 2 pertenecen al subtramo Lalín (Anzo) – Silleda (Carboeiro), encuadrado dentro de la Línea de Alta Velocidad Orense – Santiago.

Los dos viaductos comparten la misma concepción tipológica y constructiva: se trata de estructuras continuas hiperestáticas, con sección cajón de hormigón pretensado de 4,50 m de canto [1], diseñadas para ser construidas mediante la técnica de empuje.

Ambos viaductos discurren sobre valles abiertos y de laderas pronunciadas en la zona central, lo que se traduce en una gran longitud de puente, 732,40 m (distribuidos en 11 vanos: 51,20 m + 9 × 70,00 m + 51,20 m) en el caso de Anzo 2 (Figura 1) y 1.175 m (con vanos tipo de 70 m y máximos de 75 m) en el caso de Río Deza. Además, la variabilidad en la pendiente de las laderas conjuga la coexistencia de pilas de gran altura (más de 96 m en el caso de Río Deza y casi 70 m en Anzo 2) con grupos de pila de altura baja – media (entre 15 y 40 m).

Particularmente, es de resaltar la configuración estructural del viaducto sobre Río Deza, en el que el cauce del río se salva con un arco apuntado que sirve, a su vez, de punto fijo del tablero frente a acciones horizontales (Figura 2). En el caso del viaducto Anzo 2 se adopta la solución clásica de ubicar el punto fijo en uno de los estribos [1].

Los dos viaductos, Anzo 2 y Río Deza, presentan esencialmente las mismas características geométricas en la definición y concepción del tablero y de las pilas. Igualmente, la técnica constructiva tanto de las pilas como del tablero, empuje, es idéntica en ambos casos, siendo también los medios auxiliares utilizados (nariz metálica, gatos, apoyos deslizantes, división en dovelas de 35 m de longitud máxima…) de las mismas características. Así pues, este artículo se va a centrar en el mayor de los dos viaductos, el viaducto sobre Río Deza, ya que engloba prácticamente todos los aspectos presentes en el viaducto Anzo 2, pero además presenta características diferenciales adicionales tales como los vanos de 75 m y, sobre todo, el arco apuntado. Para una mayor profundización en el viaducto Anzo 2 se recomienda acudir a otros artículos ya publicados con anterioridad [2].

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El viaducto sobre Río Deza tiene una longitud total de 1.175 m (Figura 3). Se inscribe dentro de una alinea-



Figura 2. Viaducto sobre Río Deza

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

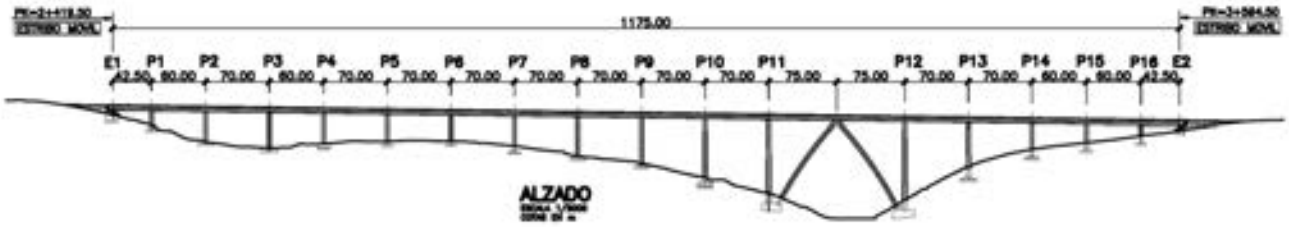


Figura 3. Alzado del viaducto sobre Río Deza

ción circular en planta de 9.000 m de radio y de pendiente constante -1,4%. Tiene un total de 18 vanos con la siguiente distribución de luces:

$$42{,}50\ \text{m} + 60\ \text{m} + 70\ \text{m} + 60\ \text{m} + 7 \times 70\ \text{m} + 2 \times 75\ \text{m} + 2 \times 70\ \text{m} + 2 \times 60\ \text{m} + 42{,}50\ \text{m}$$

Sin embargo, el puente cuenta únicamente con 16 pilas, ya que entre las pilas 11 y 12, las más altas, se dispone un arco apuntado de 131,50 m de luz, que tiene por misión materializar el punto fijo frente a acciones horizontales en el tablero, además de salvar el cauce del Río Deza.

Existen varios condicionantes de obligado cumplimiento a la hora de proyectar el viaducto, como son respetar la zona de protección de la vegetación de ribera de los dos cauces que intercepta la traza (un cauce menor entre las pilas 2 y 3 y el propio Río Deza en el fondo del valle) y salvaguardar una distancia mínima de 25 m entre pilas y un molino situado entre las pilas 4 y 5. Asimismo, cercano al cauce del río, y del lado del estribo 1 (entre las pilas 10 y 11), la traza intercepta una carretera de doble sentido.

Es necesario destacar que la distribución de luces en la zona del estribo 1 está totalmente condicionada por las prescripciones recogidas en la D.I.A., tanto de salvaguarda de la vegetación de ribera como de distancias al molino. Particularmente, la limitación de mantener al menos 25 m libres entre las caras de la pila y los vértices exteriores del molino, obliga a disponer una secuencia de vanos 60 y 70 m de luz (interrumpiendo la sucesión de vanos de 70 m).

3. PILAS Y ESTRIBOS

3.1. Pilas

La tipología de pilas proyectada consiste en una sección hueca octogonal, con espesor de tabiques de 0,40 m. Las dimensiones en cabeza del rectángulo circunscrito son 5,70 m en transversal y 3,80 m en longitudinal. Las pilas son de canto constante o de canto doblemente variable, según su altura sea menor o mayor de 50 m. De esta forma, en las pilas altas (10, 11, 12 y 13, de hasta 96,50 m de altura) se ha establecido una variación lineal de 1/40 en la dirección transversal y 1/90 en la dirección longitudinal.

En las pilas de canto constante el lado de 3,80 m está dividido en tres partes: 0,50 + 2,80 + 0,50 m. El lado de 5,70 m está dividido en otras tres partes: 1,80 + 2,10 + 1,80 m. En el caso de las pilas que presentan doble canto variable, además de mantener todos los lados paralelos sección a sección (para evitar superficies alabeadas), se ha mantenido constante el lado central transversal del octógono (2,10 m), manteniendo así una más acusada relación formal entre las pilas de canto constante y las variables (Figura 4).

Las pilas se construyen mediante el sistema de trepas, de 5 m de longitud cada una (Figura 5). Los 3 m

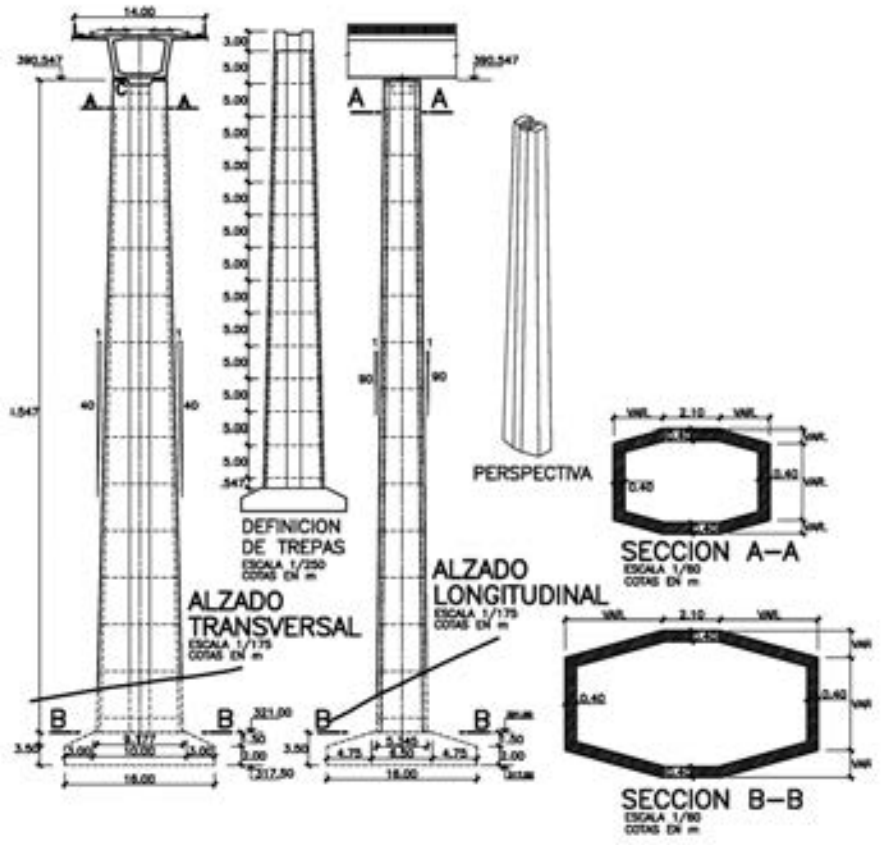


Figura 4. Geometría de pilas

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

superiores del fuste de la pila están macizados, presentando dos castilletes laterales, de 0,50 m de altura, para recibir los aparatos de apoyo del tablero. Entre estos dos castilletes existe un hueco rectangular de 2,10 m × 2 m, con una profundidad de 0,90 m en el interior del macizado de cabeza de pila. Este hueco, al que se tiene acceso desde un orificio circular de 0,80 m de diámetro practicado en la parte inferior del paso de hombre de los diafragmas de pila del tablero, permite disponer de un espacio para realizar las labores de inspección, así como las eventuales tareas de sustitución, de los aparatos de apoyo durante la vida útil del viaducto.

Todas las pilas, salvo la pila 4 y la 10, se cimientan de forma superficial mediante zapatas sobre material rocoso con tensiones admisibles superiores a 0,60 MPa. La pila 10 tiene una cimentación profunda mediante pilotes de 1,50 m de diámetro a una profundidad de 10 m. La pila 4, que en principio iba a tener cimentación directa, finalmente tuvo que ser cimentada sobre micropilotes de 0,22 m de diámetro a una profundidad máxima de 9 m, debido a la aparición de una bolsa de material alterado en la mitad de la planta de la cimentación.

Las cimentaciones de las pilas 2 y 3 presentan un esviaje de 50º respecto al eje longitudinal del puente. La razón de esta disposición de ambas cimentaciones es evitar la afección a la vegetación de ribera del cauce menor que discurre entre ambas pilas. Asimismo, la cimentación de la pila 10 está esviada 16º, de manera que no interfiera con la carretera que salva el vano comprendido entre las pilas 10 y 11.

3.2. Estribos

Al tratarse de un viaducto empujado, destaca por su singularidad el estribo 1, desde el que se realiza la operación de empuje. Fue necesario conectar el estribo



Figura 5. Construcción de la pila 12 del viaducto sobre Río Deza, de 96,50 m de altura

al parque de empuje para garantizar la necesaria estabilidad al deslizamiento durante las operaciones de empuje del tablero.

Se trata de un estribo cerrado con contrafuertes delanteros sobre los que se sitúan los gatos de empuje del tablero. El estribo se conecta al parque de empuje mediante una losa, que hace las veces de anclaje (Figura 6). El peso de las tierras que gravitan sobre esta losa impide el deslizamiento del estribo en la situación de máxima carga en el punto fijo durante el empuje.

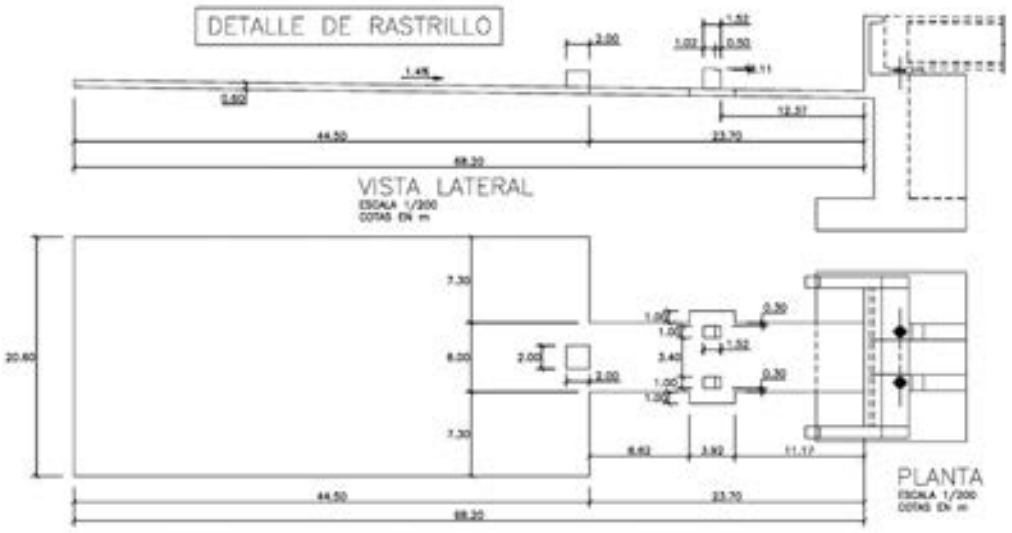


Figura 6. Losa del parque de empuje

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



Figura 7. Estribo 1 viaducto sobre Río Deza

La cimentación es directa, mediante zapata de hormigón armado de dimensiones 14,60 x 12,95 x 2,75 m. El canto del fuste es de 3 m (7,95 m en la zona de contrafuertes), siendo la altura total del estribo de 18,40 m, medidos desde la base de la cimentación (Figura 7).

El estribo 2 es de tipo convencional. La cimentación es profunda mediante un encepado de 8 pilotes ϕ1,50 m de dimensiones 14,60 m $\times$ 8,50 m e, igualmente, 2 m de canto. El canto del muro frontal del estribo es de 1,75 m, siendo la altura desde base de cimentación de 12,50 m. En ambos estribos se deja un hueco de más de 1 m de distancia entre el final del tablero y el murete del estribo. La finalidad de este hueco es dar acceso al tablero a través del paso de hombre ubicado en el diafragma de estribo del tablero.

4. ARCO

En el viaducto sobre Río Deza el punto fijo se materializa en el arco apuntado central que salva el río. La directriz de cada semiarco es un arco de círculo de 425 m de radio. En total se tiene una flecha de 96 m, para una luz de 131,50 m entre apoyos de arco. El semiarco izquierdo tiene una longitud desarrollada de unos 110,50 m, mientras que el semiarco derecho

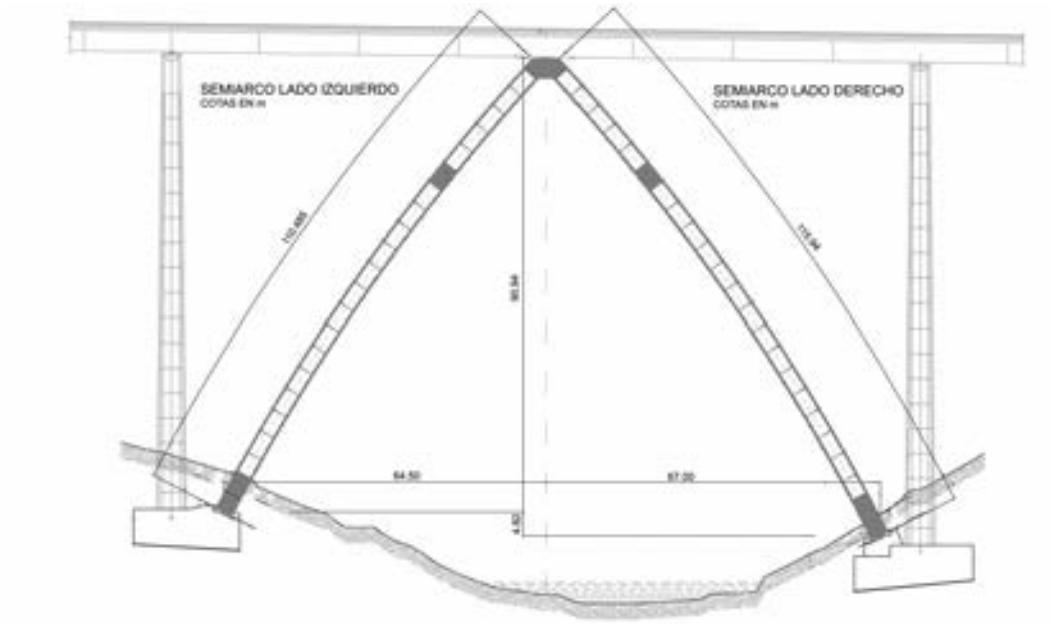


Figura 8. Viaducto sobre Río Deza. Geometría del arco

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



Figura 9. Alzado del arco del viaducto sobre Río Deza

tiene una longitud de unos 115,60 m (Figura 8). A la hora de determinar la directriz se ha establecido una ley antifunicular de compromiso entre la carga de peso propio del arco y la carga puntual que recibe como apoyo del tablero.

La sección del arco es constante rectangular, de 5,70 m (transversal) por 3,60 m (longitudinal), hueca con espesor de tabiques de 0,40 m (Figura 9). La trepa de arranque del arco se maciza y se ensancha linealmente hasta alcanzar un total de 9,70 m, de forma que haya espacio suficiente para la ubicación de la rótula de abatimiento. También se maciza la sexta trepa de cada semiarco, contada desde la clave, ya que en ella se produce el arriostramiento de los cables de descenso y tiro durante el proceso de abatimiento (Figura 10).



Figura 10. Arco del viaducto sobre Río Deza

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



Figura 11. Sección transversal del tablero



Figura 12. Ferrallado de una de las dovelas

La cimentación de cada semiarco se hace de forma directa contra la roca. Cada semiarco comparte la cimentación con su pila adyacente. El macizo de cimentación tiene forma aproximadamente ortoédrica de dimensiones en planta 21,25 m × 20 m (semiarco izquierdo) y 23,80 m × 24 m (semiarco derecho). El canto de los macizos es de 7 m.

5. TABLERO

El tablero se resuelve mediante una sección cajón monocelular, de almas inclinadas, de hormigón pretensado de canto constante 4,50 m en todos los vanos (Figura 11), que conduce a una esbeltez máxima de L/16,6 (vano de 75 m). El espesor de las tablas inferior y superior es de 0,40 m, mientras que el de las almas es 0,55 m. La unión de ambas tablas con las almas se realiza mediante sendas cartelas de espesor máximo 0,60 m, en el caso de la inferior, y 0,55 m en el de la superior. De la parte superior del cajón arrancan voladizos de 3,60 m de longitud, para completar los 14 m totales de anchura de plataforma, capaces de albergar una doble vía de ferrocarril (Figura 12).

El pretensado de lanzamiento es recto y discurre por las tablas superior e inferior (Figura 13). Básicamente se trata de un pretensado centrado que asegure la ausencia de tracciones en las secciones del tablero, teniendo en cuenta la alternancia de flectores positivos y negativos que se produce en ellas en su discurrir a lo largo del proceso de empuje [3]. Se han empleado tendones de entre 9 y 31 cordones de 0,6''. Su trazado es continuo a lo largo de todo el tablero, acoplándose cada tres dovelas. En la zona de avance del empuje es necesario disponer una serie de cables de refuerzo, con la finalidad de hacer frente a los mayores momentos flectores que se producen en esa zona durante el proceso constructivo.

En el caso del viaducto sobre Río Deza la presencia de los vanos de 75 m, intercalados entre los vanos tipo de 70 m, introduce ciertas distorsiones en la envolvente de flectores del empuje. Para subrayar estas diferencias respecto a un viaducto con la configuración típica de luces para un puente empujado, se comenta brevemente la forma de la envolvente de momento flector negativo una vez concluido el proceso de empuje del viaducto de Anzo 2 (Figura 14), ubicado en el mismo tramo que el viaducto sobre Río Deza, y que presenta todos los vanos iguales de 70 m de luz. Se aprecia que es la la clásica envolvente, con un primer máximo determinado por el voladizo máximo de 70 m, un segundo pico marcado por el paso del tablero por la pila anterior a la última pila por donde ya ha pasado la punta de la nariz y una zona de meseta para el resto del tablero [4]. Como es habitual, para cubrir esta envolvente de flectores se diseña un pretensado tipo para cubrir esa meseta (compuesto en Anzo 2 por tres familias que se van acoplando sucesivamente cada tres dovelas) y se añaden familias de pretensado de refuerzo para cubrir los picos de flectores iniciales (en el caso de Anzo 2 dos familias adicionales en las 5 primeras dovelas).

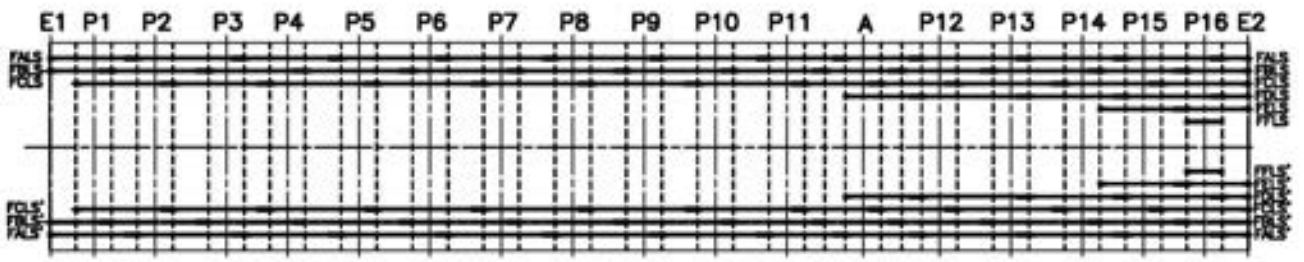


Figura 13. Planta del pretensado de lanzamiento superior del viaducto sobre Río Deza

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

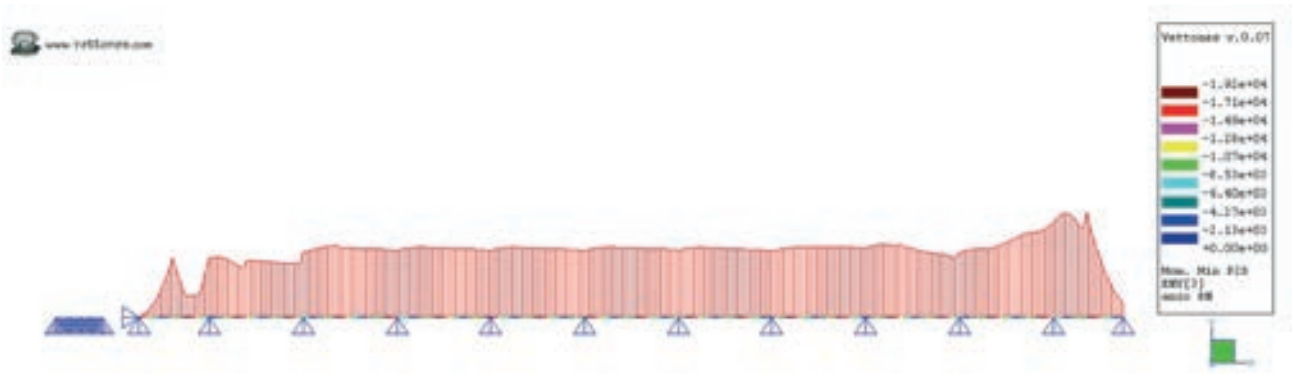


Figura 14. Envolvente de momentos flectores negativos durante el empuje del viaducto Anzo 2

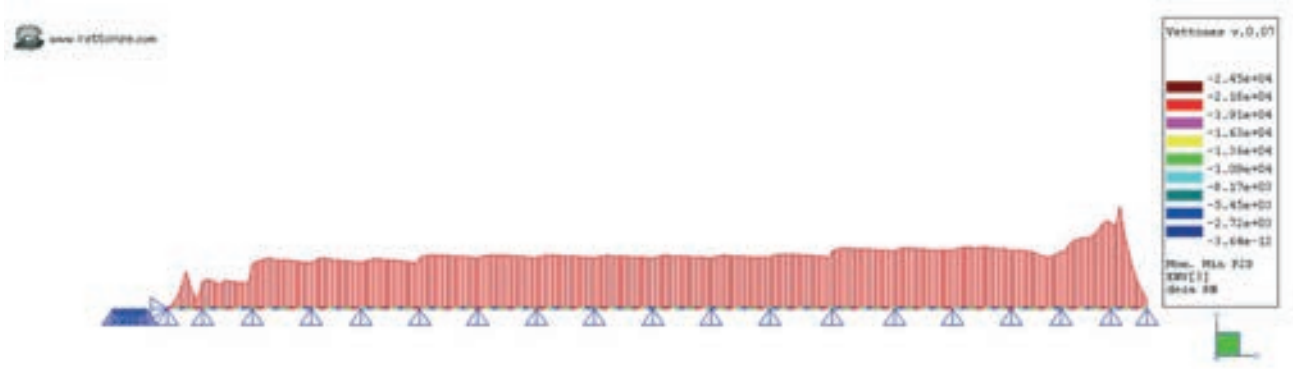


Figura 15. Envolvente de momentos flectores negativos durante el empuje del viaducto sobre Río Deza

En el caso del viaducto sobre Río Deza (Figura 15) se observa que en la zona de meseta se produce un escalón en aquellos vanos del tablero que no han de pasar por el vano de 75 m. Por este motivo, se disminuye la cuantía de las 3 familias de pretensado tipo de la dovela 14 en adelante (dovelas que no pasan por el vano de 75 m). Por el contrario, hasta la dovela 13 el pretensado tipo se compone de 4 familias, para poder cubrir el escalón superior de la meseta. Por otra parte, se observa que el primer máximo debido al voladizo de 75 m es bastante mayor que en Anzo 2. Por este motivo, además de las 2 familias de pretensado adicionales de refuerzo en las 5 primeras dovelas, se recurre a tesar, durante la fase de lanzamiento, parte del pretensado de continuidad de la dovela 2, de forma que se pueda cubrir el valor máximo del pico de flector negativo que se produce al pasar por el vano de 75 m.

Las familias del pretensado de continuidad, que se realiza una vez finalizado el empuje, son de trazado discontinuo, igualmente por las tablas superior e inferior (Figura 16). También son rectas, si bien en los anclajes se curvan para salir fuera de la correspondiente tabla, de manera que puedan ser tesadas con posterioridad al hormigonado del tablero. Al igual que con el pretensado de lanzamiento, se han empleado tendones de entre 9 y 31 cordones de 0,6''. Las familias de la tabla superior se disponen centradas en pila para hacer frente a los momentos negativos de servicio. Por su parte las familias de la tabla inferior se disponen centradas en vano, para resistir los momentos flectores positivos de esa zona.



Figura 16. Pretensado de continuidad

Finalmente, se debe reseñar la especial configuración que adopta el diafragma del arco (Figura 17), ya que debe quedar abierto en su parte inferior para alojar el tope de frenado del arco que permite materializar el punto fijo del tablero. Dicho tope de frenado dispone de un pretensado vertical, formado por 12 tendones de 19 de 0,6'', para hacer frente al elevado momento flector inducido por la reacción longitudinal del tablero (Figura 18).

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo empleado ha sido el de empuje del tablero de hormigón, con ayuda de

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

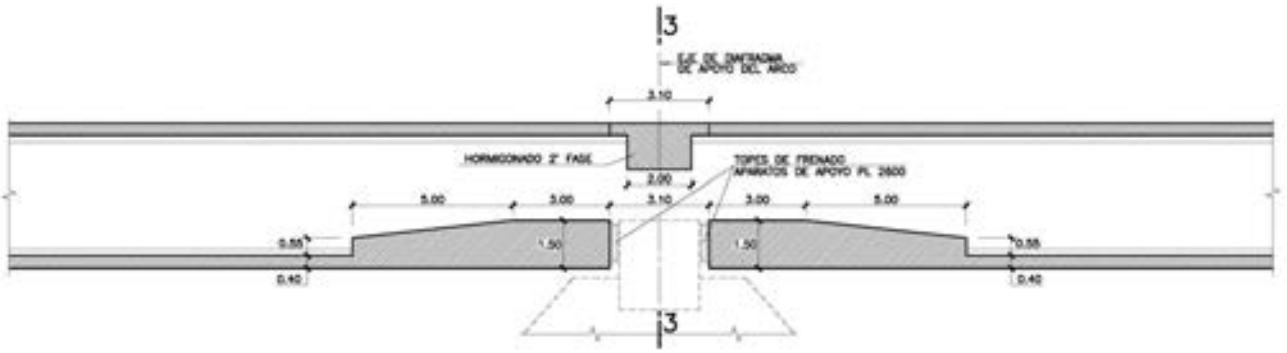


Figura 17. Geometría del diafragma de arco y tope de frenado

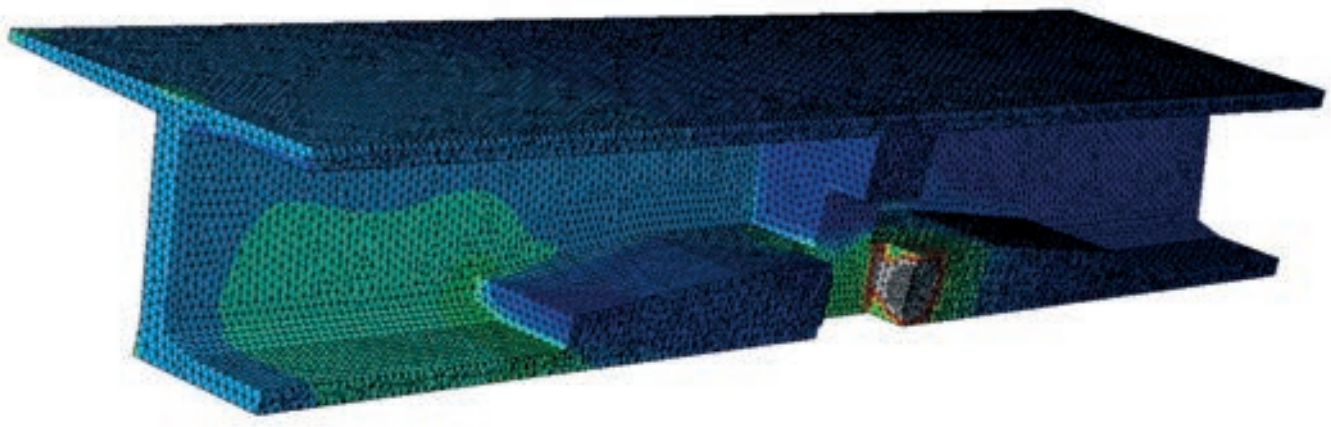


Figura 18. MEF para la introducción de la fuerza del punto fijo del arco en el tablero del viaducto sobre Río Deza

nariz metálica, desde uno de los estribos. Destaca también la construcción del arco mediante el sistema de abatimiento.

6.1. Abatimiento del arco

El proceso constructivo considerado para el arco del viaducto sobre Río Deza es el de abatimiento, mediante giro alrededor de los salmeres, de los dos semiarcos previamente hormigonados en posición vertical y arriostrados a las pilas adyacentes.

La empresa constructora realizó un detallado análisis del proceso de abatimiento que se concretó en las actividades descritas en los párrafos siguientes.

Una vez finalizada la construcción de las pilas 11 y 12, adyacentes al arco, se procedió a la construcción de los arcos mediante trepas de 5 m de longitud, en posición vertical. Durante todo el proceso de hormigonado de los semiarcos la rótula de giro en la base estuvo bloqueada. A medida que iban ganando altura, los semiarcos se fueron arriostrando a las pilas adyacentes a cada tercio de la altura de éstas.

Como ya se ha indicado anteriormente, el semiarco situado junto a la pila 11 tiene una longitud desarrollada en torno a 110 m, mientras que la longitud desarrollada del semiarco contiguo a la pila 12 es de unos 115 m. En cuanto a los pesos, alcanzan las 2.500 t y 2.600 t respectivamente.

Terminado el hormigonado de los semiarcos, se retiraron los arriostramientos a las pilas y se liberó la rótula de giro (Figura 19), de modo que el arco quedó únicamente sustentado por los cables de descenso (que van



Figura 19. Rótula de giro de los semiarcos

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



Figura 20. Los semiarcos en posición vertical antes de comenzar el abatimiento

desde la cabeza de la pila contigua al semiarco hasta el diafragma intermedio del semiarco). A continuación se pusieron en carga los tirantes de retenida (que van desde la cabeza de la pila adyacente al semiarco hasta la cimentación de la pila anterior).

Tras esto se tesaron los cables auxiliares de tiro (que van desde el diafragma intermedio del semiarco hasta la cimentación del semiarco opuesto). Tras acabar esta operación comenzó el abatimiento propiamente dicho (Figura 20). En la primera etapa se descendió



Figura 21. Los semiarcos abatidos antes de hormigonar la clave

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



Figura 22. El arco cerrado a la espera del empuje del tablero sobre la clave

8º el semiarco izquierdo y 10º el semiarco derecho. A continuación se procedió al destesado parcial de los cables de tiro auxiliares. De nuevo se reanudó el proceso de abatimiento descendiendo en esta ocasión 11º el semiarco izquierdo y 14º el semiarco derecho. Una vez acabada esta segunda etapa de descenso se destesaron totalmente los cables de tiro auxiliares y se retiraron. Después se continuó el descenso de los semiarcos hasta completar un ángulo total en ambos de 26º. Luego se procedió a retesar los tirantes de retenida y finalmente se descendieron los semiarcos hasta su posición definitiva (Figura 21).

A partir de aquí se procedió al hormigonado de la base de las rótulas y de la clave, y se liberaron los cables de arriostramiento. A continuación, antes de construir el tope del frenado, se procedió al empuje del tablero sobre la clave del arco (Figura 22). Finalmente, al concluir el empuje se hormigonó el taco de frenado a través de una ventana dejada al efecto en la losa superior del tablero.

Durante el proceso de abatimiento se impuso como condición el evitar la fisuración de las pilas adyacentes al arco, debido a los esfuerzos inducidos en ellas durante el descenso de los semiarcos. La variable de control utilizada era la flecha de la cabeza de la pila. Previamente, durante el primer tesado de la retenida, se calibró la rigidez real de la pila. De este modo, conocida en cada instante del proceso de abatimiento la flecha en cabeza de pila se obtenía el valor del flector en la base, siendo inmediata su comparación con el momento de fisuración. Para una eventual corrección del momento flector en la base se actuaba sobre los tirantes de retenida, de modo que disminuyera la flecha en cabeza de pila causada por el descenso del semiarco.

Por otra parte, si durante el procedimiento de abatimiento la velocidad del viento transversal excedía los 30 km/h (20 km/h en el caso de la fase inicial) las operaciones se paraban. Igualmente, la velocidad máxima permitida para el viento longitudinal era de 50 km/h (5 km/h en las fases críticas).

Con sus 131,50 m de luz entre salmeres, el arco del viaducto sobre Río Deza se constituye en el tercero de mayor luz del mundo en ser construido por el procedimiento de abatimiento (tras el arco de Argentobel en Alemania, de 145 m de luz, y el de Kobaru en Japón, de 135 m) [5]. Además, si se tiene en cuenta el peso abatido, sería el primero.

6.3. Empuje del tablero

La construcción del tablero se realizó mediante empuje con nariz metálica de 43,50 m de longitud (Figura 23). La longitud de la nariz cumple la regla, ampliamente sancionada por la práctica, de considerar alrededor del 60% de la luz del vano mayor [6], ya que para un vano máximo de 75 m se tiene una proporción del 58%.

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



Figura 23. Empuje del viaducto sobre Río Deza

Para la modulación en dovelas del tablero se ha elegido una disposición que permite realizar las juntas de hormigonado en secciones alejadas de las máximas solicitaciones de flexión (entre el 20% y el 25% de la luz del vano) [7]. Las reglas que se han seguido para obtener la modulación de las dovelas han sido las siguientes:

– Todas las dovelas han de ser múltiplo de un módulo tipo mínimo.

– Todas las dovelas centradas en pila han de ser iguales (de esta forma se consigue que la posición del diafragma de pila dentro de las dovelas sea la misma).

– Se procura que el número total de dovelas de diferente longitud sea el mínimo posible.

Se ha elegido una dovela tipo de 35 m como dovela centrada en pila, igual para todos los vanos. El resto de dovelas se ha elegido de forma que puedan construirse a partir de módulos tipo mínimos de 5 m. Resultan dovelas de vano de tres longitudes diferentes (20, 25 y 35 m) siendo el número total de dovelas de 37. Esta longitud de dovela de 35 m constituye todo un hito para el estado actual de la técnica de empuje, más aún si se tiene en cuenta que se ha conseguido un ciclo tipo de hormigonado, tesado y lanzamiento de 7 días. El ciclo tipo de construcción de una dovela comprendía las siguientes operaciones:

- Montaje de la armadura de la tabla inferior y las almas en el parque de ferrallado.
- Traslación de la ferralla de la tabla inferior y las almas a la zona de hormigonado.
- Hormigonado de la tabla inferior y las almas.
- Colocación del encofrado de la tabla superior y voladizos.
- Ferrallado de la tabla superior y voladizos.
- Hormigonado de la tabla superior y voladizos.
- Desencofrado de la dovela.
- Enhebrado del pretensado de lanzamiento y tesado.
- Empuje de la dovela.

La masa total del tablero a empujar es superior a 35.000 t para el viaducto sobre Río Deza. Así pues, para poder realizar la maniobra de lanzamiento del tablero es preciso emplear hasta 4 equipos de gatos de fricción de doble efecto (con una relación de áreas de 2 a 1) con capacidad total de empuje de 16.040 kN (Figura 24). Para eliminar tiempos muertos durante la operación se utilizan los equipos 2 a 2, de forma que, mientras la pareja de gatos del equipo primario (con

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



Figura 24. Gatos de fricción



Figura 25. Lapa auxiliar

capacidad conjunta de levantamiento de 16.000 kN y de empuje de 8.200 kN) recupera su carrera tras el fin de una embolada, simultáneamente la pareja de gatos del equipo secundario (con capacidad conjunta de levantamiento de 16.000 kN y de empuje de 7.840 kN) está empujando el tablero. Como muestra del rendimiento alcanzado baste decir que en el mejor de los casos los 35 m de una dovela se empujaron en tan solo 4,5 h, alcanzándose pues una velocidad promedio de empuje de casi 8 m/h.

El empuje se realiza sobre los aparatos de apoyo definitivos, convenientemente bloqueados durante la maniobra de lanzamiento, intercalando almohadilla de neopreno – teflón entre éstos y el tablero de hormigón [8]. Finalmente, puesto que el empuje se realiza a favor de pendiente, se ha contado con un elemento de retenida adicional al propio rozamiento suministrado por la chapa gofrada sobre la que descansa el tablero en el estribo 1. Se trata de una lapa que se fija al fondo del tablero y que a través de una barra de tiro se ancla a unos pilares empotrados en la losa del parque de fabricación (Figura 25). Este sistema permite proporcionar una fuerza de retenida extra de 2.500 kN. Esta lapa no sólo actúa como elemento de retenida, sino que también es capaz de proporcionar una capacidad de empuje adicional, cuando por razones de falta de reacción vertical en los gatos de fricción éstos no pueden proporcionar fuerza de empuje suficiente.

Durante las operaciones de empuje los aspectos clave a controlar eran la deformación en cabeza de pilas y la correcta alineación del tablero. Para controlar la deformación de las pilas se instalaron clinómetros en la cabeza de todas ellas. Todos los clinómetros estaban conectados a un sistema automatizado que bloqueaba el empuje cuando detectaba que el giro del clinómetro era superior al permitido. De esta forma se controlaba en todo momento que los esfuerzos inducidos en las pilas por el proceso de empuje eran admisibles. En cuanto a la alineación del tablero, se controlaba topográficamente la posición de la punta de la nariz, tanto en planta como en alzado. Cuando se detectaban desalineaciones superiores a las tolerables, se paraba el empuje y se actuaba sobre las guías laterales, a fin de devolver al tablero a la alineación correcta.

REFERENCIAS

[1] ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS. "IGP-5 Instrucciones y Recomendaciones sobre Estructuras". *Instrucciones y Recomendaciones para Redacción de Proyectos de Plataforma.* 2008.

[2] PARDO DE VERA POSADA I. "Tramo Lalín-Silleda de la Línea de Alta Velocidad Orense – Santiago de Compostela". *Cauce 2000.* 2010, nº 151, p. 22-31.

[3] PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ S. "Construcción de Viaductos para Líneas de FF.CC. Tableros Empujados". *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 47-52.

[4] MANTEROLA ARMISÉN J., SIEGRIST FERNÁNDEZ C., GIL GINÉS M.A. *Puentes.* Tomo IV. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 2000. 275 p.

[5] FERNÁNDEZ TROYANO L., FERNÁNDEZ MUÑOZ L. "Puente Arco sobre el Río Nervión en Bilbao para el Ferrocarril Metropolitano de la Ciudad". *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 115-126.

[6] VSL INTERNATIONAL LTD. *The Incremental Launching Method in Presstressed Concrete Bridge Construction.* Berne: Switzerland, 1977. 17 p.

[7] VIARTOLA LABORDA L.M. "Puentes de Ferrocarril Empujados. Aspectos Constructivos". *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 53-64.

[8] ROSIGNOLI M. *Bridge Launching*. 1ª ed. London: Thomas Telford, 2002. 342 p.

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

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)

Ingeniera de Caminos Directora de Obra: Dª. Isabel Pardo de Vera Posada

Empresa Constructora: COMSA

Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. Ignacio Javier Gómez Llata

Empresa Consultora - Proyecto: APIA XXI

Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto de la Estructura: D. Marcos J. Pantaleón Prieto y D. Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Empresa Consultora – Asistencia Técnica y Control de Obra: IDOM - GEOCONTROL

Ingeniero de Caminos Jefe de Unidad: D. José Luis Alonso Paredes

Empresa Consultora y Asesoría Técnica a la empresa constructora: SR - STRUCTURAL RESEARCH

Empuje de los tableros, abatimiento del arco, postesado y apoyos pot: MEKANO4

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

Viaducto sobre Rego das Lamas

Rego das Lamas Viaduct

Julio Rodríguez Miñano[1], Marcos Jesús Pantaleón Prieto[2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[3], José Manuel Martínez García[4] y Guillermo Ortega Carreras[4]

Recibido | *Received:* 23-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 21-10-2010

Resumen

El viaducto sobre Rego das Lamas pertenece al subtramo Lalín (Baxán) – Lalín (Anzo), encuadrado dentro de la Línea de Alta Velocidad, encomendada al ADIF, Orense – Santiago. Se trata de un viaducto mixto de hormigón y acero de 245 m de longitud total que resuelve el cruce del ferrocarril sobre la autopista AP-53 mediante un vano bowstring de 80 m de longitud. El tablero es un cajón mixto continuo en todos sus vanos. En el vano bowstring se disponen sendos arcos y tirantes metálicos a cada lado del tablero. Cada arco y tirante están conectados por 9 péndolas formadas por cordones de acero de 150 mm^2 de área y calidad Y1860S. El montaje del vano bowstring sobre la autopista se realiza mediante la traslación de la estructura desde la zona de montaje hasta su ubicación definitiva sobre las pilas 3 y 4.

Palabras clave: bowstring, traslación, tablero mixto, alta velocidad, péndolas.

*Abstract**

The Rego das Lamas viaduct is located in the railway stretch Lalín (Baxán) – Lalín (Anzo), which belongs to the Orense – Santiago High Speed railway line, owned by ADIF. With this viaduct, the railway line spans the highway AP-53. It consists of a 245m-long composite concrete-steel deck, whose 80m-long main span is a bowstring arch. The deck is a composite box girder along all the length of the bridge. The main span consists of two compression arch – tension chord groups, contained in vertical planes, and placed at each side of the deck. Each tension chord is supported by 9 hangers that are connected to the arch, formed by 150 mm^2 cables Y1860S-steel strands. The construction process of the bowstring over the highway is carried out by jacking it up and transporting it from its assembly position to its final position, and jacking it back down onto the bearings over piers 3 and 4.

Keywords: *bowstring, jack-up transportation, composite deck, high speed railway, hangers.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 108 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI (Santander, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* oramos@apiaxxi.es

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

1. INTRODUCCIÓN

El viaducto sobre Rego das Lamas pertenece al subtramo Lalín (Baxán) – Lalín (Anzo) de la Línea de Alta Velocidad Orense – Santiago. Tiene una longitud total de 245 m, y se sitúa en una alineación en planta de radio 7500 m. La sección del tablero está diseñada para doble vía.

Este viaducto presenta algunas particularidades que obligan a establecer una disposición de luces y vanos bastante rígida. Por un lado, la traza se dispone de forma perpendicular al cauce del Rego das Lamas para, posteriormente, interceptar con un ángulo de esviaje de 46,5º el trazado de la autopista AP-53, actualmente en servicio. De esta forma, el mantenimiento de los gálibos transversales con respecto a la autopista y las distancias a la zona de servidumbre del cauce y la vegetación de ribera condicionan en gran medida la distribución de luces.

Debido a estos motivos ha sido preciso considerar un vano máximo de 80 m para poder salvar la autopista sin necesidad de disponer pilas en la mediana, afectando lo mínimo posible también a los propios terraplenes sobre los que se asienta la calzada. Además, la distancia existente entre los arcenes de la autopista y las pilas garantizan la suficiente permeabilidad transversal, evitándose de este modo la percepción del efecto túnel por parte de los usuarios de la vía carretera. Asimismo, se ha optado por construir un tablero mixto, con cajón metálico, lo que posibilita construir el vano de 80 m sobre la autopista con una reducida afección al tráfico, pues todo el vano bowstring se traslada a su posición definitiva en una única maniobra de corta duración.

Finalmente, la distribución de luces resultante consta de cinco vanos (Figuras 1 y 2), dispuestos de la siguiente manera: 39 m + 45 m (paso sobre el Rego das Lamas) + 45 m + 80 m (paso sobre la autopista, por medio de un doble arco superior atirantado por el tablero) + 36 m.

El punto fijo para fuerzas horizontales se ha materializado en el estribo 2, manteniendo la solución clásica de atado a uno de los estribos [1].

La traslación del vano del arco sobre plataformas autopropulsadas hasta su posición definitiva, con un peso total de 11.000 kN, es la primera maniobra de estas características y magnitud que se realiza en España en un puente.

2. TABLERO

La tipología elegida para el tablero es la de sección mixta hormigón acero en forma de viga-cajón (Figura 3).

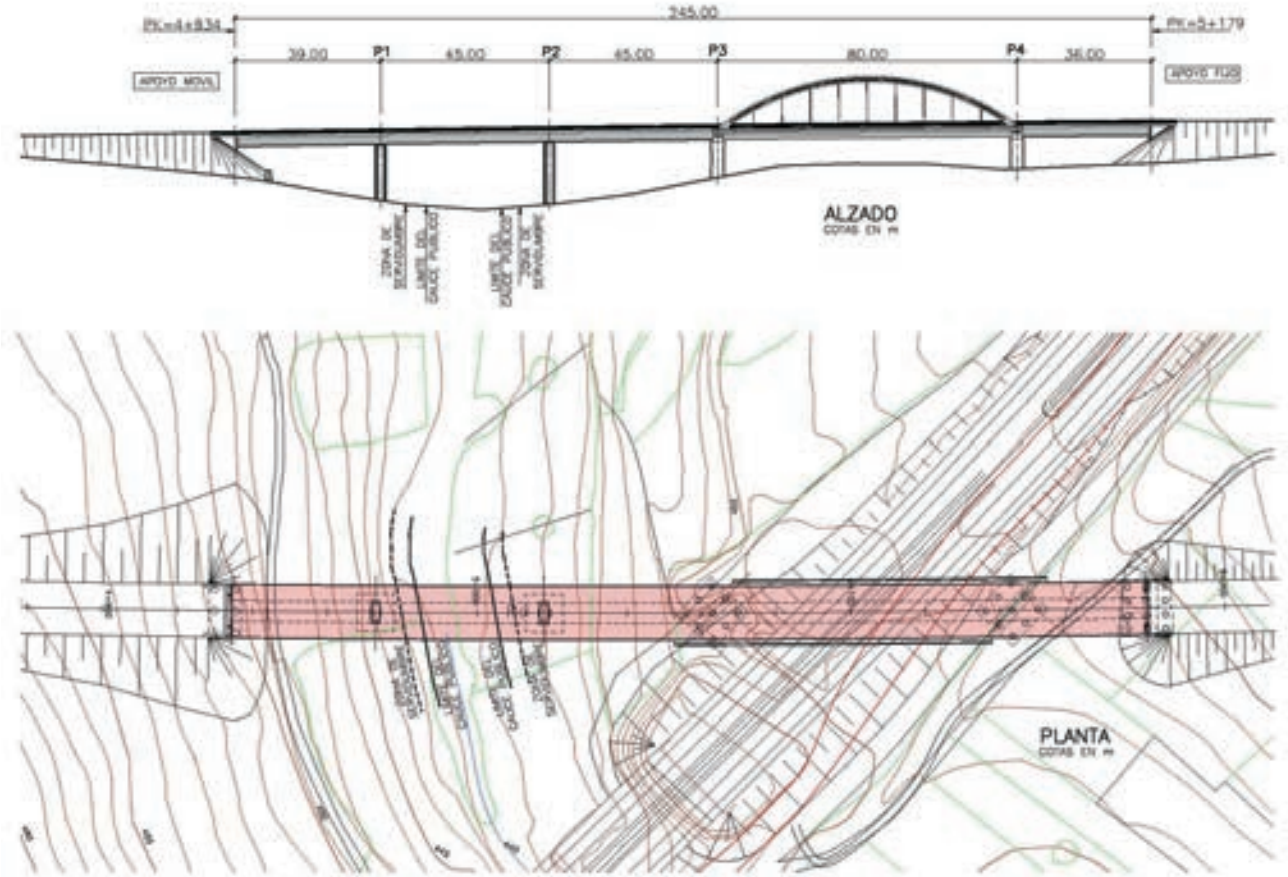


Figura 1. Alzado y planta del viaducto

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



Figura 2. Vista del viaducto sobre la autopista

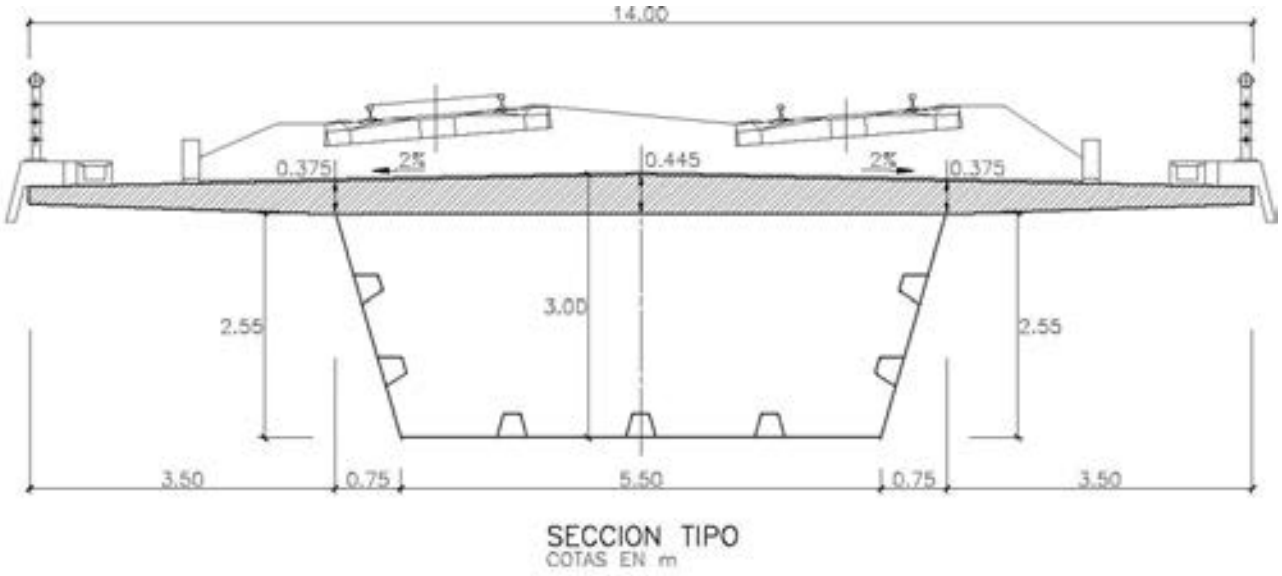


Figura 3. Sección tipo por vano

El canto de la sección es constante en todo el viaducto, y de valor 3,0 m en el eje, lo que representa una esbeltez de L/15 para el vano tipo de 45 m. Este canto es adecuado, también, para el trabajo a flexión de la viga – cajón en el vano de 80 m que salva la autopista. El acero del tablero es de calidad S355J2G3.

En los vanos 1 a 3 y 5 la sección tiene una anchura de 14,0 m. La sección metálica presenta una tabla inferior de 5,50 m de anchura. Las almas están inclinadas de forma que la distancia superior entre almas es de 7 m. La losa superior de hormigón tiene un espesor de 0,445 m en el eje, disminuyendo hasta 0,375 m sobre las almas. Los voladizos, de 3,50 m de longitud, tiene un espesor de 0,20 m en el extremo. En la zona de pilas se ha dispuesto también hormigón de fondo en el tablero, completando así la doble acción mixta.

En el vano de 80 m que salva la autopista (vano 4) la viga-cajón del tablero mantiene el mismo esquema que en el resto del viaducto, y presenta continuidad sobre los apoyos P3 y P4, por lo que el tablero pasa a trabajar, además de como viga a flexión, también como tirante del arco. Se evita también, de esta forma, introducir una discontinuidad longitudinal en el viaducto.

En este vano los marcos transversales dispuestos en las secciones en las que se sitúan las péndolas se completan con unas vigas metálicas que conectan el tablero con los tirantes de los arcos (Figura 4).

3. ARCOS, TIRANTES Y PÉNDOLAS

Los arcos, también metálicos, tienen una flecha de 13,50 m medida entre ejes de arco y de tablero, con 80 m de luz. La directriz del arco es un arco de circunferencia de 66,00 m de radio. La sección transversal es cerrada (Figura 4), y está inscrita en un cuadrado de 1,50 x 1,50 m, con rehundidos de 0,45 m de profundidad en todas sus caras. Los arcos están separados 16 m

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

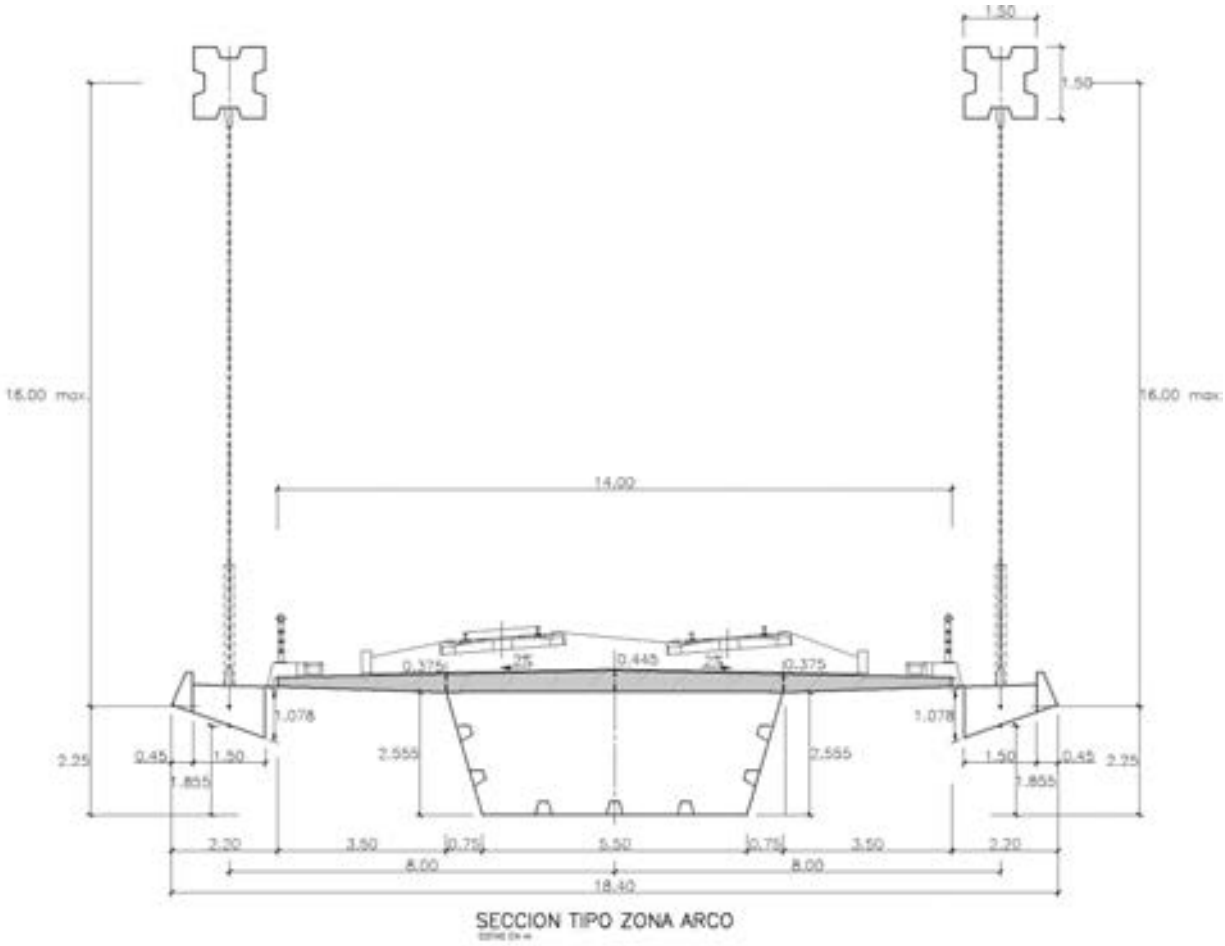


Figura 4. Sección tipo por vano arco

entre ejes y se disponen esviados, según la alineación de la autopista.

Los arcos quedan atirantados por sendas vigas laterales longitudinales de canto reducido (del orden de 1 m). Estas vigas son secciones cajón, y sirven de anclaje, también, a las péndolas verticales.

La disposición de las péndolas se ha elegido de forma que permitan establecer un único plano de visión tanto en el alzado transversal del viaducto como en la visual que proporciona la autopista que discurre bajo la estructura (Figura 5). De esta forma, además de la ventaja estética que esto supone, es posible disponer las vigas transversales de unión tablero-tirante perpendiculares al eje del tablero.

Resulta un total de 9 péndolas por arco, con longitudes entre 6 y 14 m. Las péndolas son del tipo usual de cordones individuales. Se han empleado cordones de calidad Y1860 – 15,7 mm (área de 150 mm^2) en un número de entre 27 y 31 cordones por péndola. Se ha exigido una resistencia a la fatiga del sistema de 200 MPa para una carga oscilante de $2 \cdot 10^6$ ciclos.



Figura 5. Vista del arco esviado desde la autopista

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



Figura 6. Pilas 1 y 2 durante la construcción



Figura 7. Pila 3 durante la construcción

El sistema de protección anticorrosión de los tirantes consta de la clásica triple barrera:

– Galvanizado antes del último trefilado de los siete alambres que componen el cordón.

– Superficie del cordón recubierta por una película de cera y encapsulada dentro de una vaina individual de PAD.

– Vaina global de PAD que aloja en su interior el conjunto de cordones de un tirante, sin inyectar.

A la salida de las péndolas en el tablero se ha dispuesto un tubo de acero inoxidable antivandálico, con una altura de 2,5 m.

Las péndolas se prefabrican en obra antes de su montaje. Para evitar deslizamientos de las cuñas durante las fases iniciales del proceso constructivo, las cuñas se preclavan a una tensión del 45% de la rotura del cable.

4. PILAS Y ESTRIBOS

Las pilas 1 y 2 son de sección octogonal hueca, constante a lo largo de toda su altura (Figura 6). Las dimensiones del rectángulo circunscrito son de 5,50 m en transversal y 2,80 m en longitudinal. El lado de 2,80 m está dividido en tres partes: 0,50 m + 1,80 m + 0,50 m. El lado de 5,50 m está dividido en otras tres partes: 1,80 m + 1,90 m + 1,80 m. El espesor de los tabiques es de 0,40 m, también constante. Los vértices de la cara longitudinal disponen de un chaflán de $0{,}10 \times 0{,}10$ m. La altura de las pilas es de 20 m, aproximadamente.

Respecto a las pilas 3 y 4, que delimitan el vano que salva la autopista, son elementos en los que hay que cuidar especialmente el diseño y las proporciones, debido a sus dimensiones y a la cercanía a la propia autopista. De esta forma, se han diseñado dos pilas de hormigón de forma triangular hueca que se dispondrán paralelas al eje de la autopista, no siendo, por tanto, perpendiculares al eje del puente ferroviario (Figura 7). Estas pilas dan apoyo tanto a los arcos como al propio cajón metálico; los primeros apoyan directamente sobre las "patas" del triángulo, mientras que el tablero apoya sobre el lado horizontal, por lo que ha sido necesario pretensar dicho elemento (Figura 8). La altura de estas pilas es de 13 m, aproximadamente.

Los estribos son cerrados, con aletas laterales y muretes de guarda frontal y lateral a ambos lados. La al-

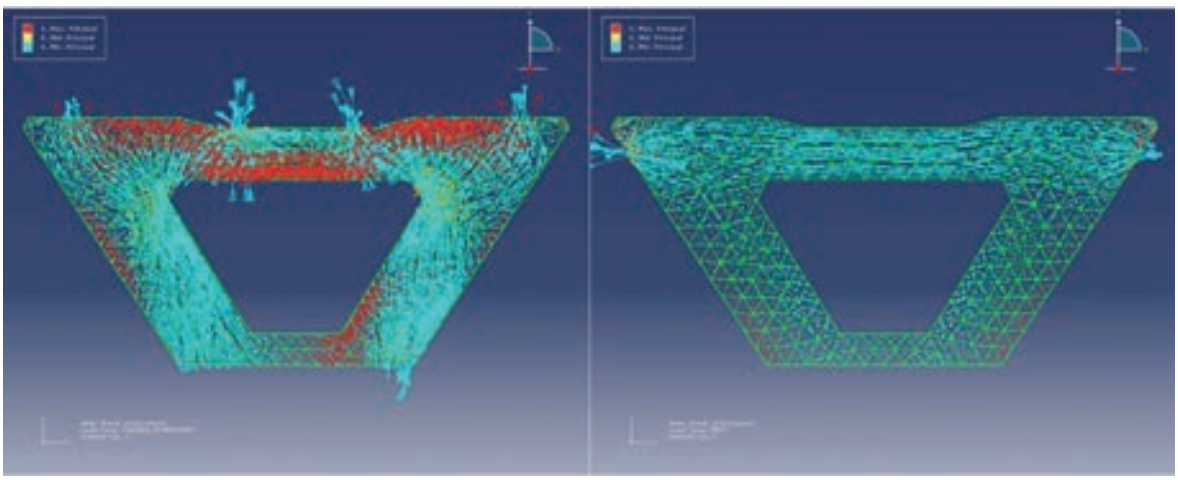


Figura 8. Esquema resistente de las pilas 3 y 4

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

tura total de los estribos es de aproximadamente 14 m desde la base de la cimentación.

Las pilas 1 y 2 están cimentadas de forma directa en roca, mientras que las pilas 3 y 4 y los estribos están cimentados mediante pilotes de 1,80 m de diámetro.

Los aparatos de apoyo son todos de tipo pot deslizantes en dirección longitudinal, salvo en el estribo 2 (punto fijo), que son aparatos de neopreno zunchado. En el caso de las pilas 3 y 4 se disponen 4 apoyos (dos para el tablero y uno para cada arco), siendo todos libres salvo uno de los apoyos del tablero, que es unidireccional en la dirección longitudinal del puente.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo se realizó según la siguiente secuencia:

A) Construcción de la subestructura (pilas y estribos, sin realizar el trasdosado del estribo 2).

B) Montaje del vano 4, que comprende las siguientes operaciones:
   Izado con grúas del tablero, voladizos y tirantes.
   Izado con grúas de los arcos.
   Colocación de péndolas.
   Desapeo del tablero.

C) Traslación y apeo del vano 4 mediante carretones.

D) Colocación, mediante izado con grúas, del primer y quinto vano del cajón metálico.

E) Colocación, mediante izado con grúas, del segundo vano del cajón metálico.

F) Colocación, mediante izado con grúas, del tercer vano del cajón metálico.

G) Colocación de prelosas prefabricadas en el tablero y hormigonado de la losa superior.

H) Tesado del tablero al estribo 2 y relleno del trasdós del estribo.

I) Acabados: superestructura (balasto, traviesas, vías, canaletas, impostas, barandillas).

El vano del arco, con un peso total de 11.000 kN, se construyó en una zona cercana a su posición final y luego desde esta zona se trasladó a su posición definitiva mediante la utilización de plataformas hidráulicas de última generación y estructuras portantes resistentes. Maniobras similares han sido realizadas también en viaductos de líneas de alta velocidad francesas [2].

A continuación se describen las principales actuaciones llevadas a cabo para el montaje y colocación del vano bowstring.

5.1. Montaje del vano del arco

5.1.1. Explanada de montaje

Con el fin de minimizar la afección a la autopista, el premontaje del arco se realizó en una zona contigua a la autopista, aledaña a la pila 3. Esta explanada de trabajo se dispuso aproximadamente a la misma cota que la autopista, para permitir el transporte del vano a través de la misma hasta su posición final (Figura 9). Se acondicionó una superficie total de unos 8.400 m^2, estando la mayor parte de esta explanada en el lado de la pila 3, y una pequeña parte en el lado de la pila 4.

Se dispuso un resguardo mínimo de 7,60 m desde los ejes de las trayectorias de los carros autopropulsados



Figura 9. Vista de la formación de explanada para montaje y traslado del vano del arco

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



Figura 10. Vista del tablero sobre cimbras y montaje de un arco

hasta la cabeza de talud de la explanada, para garantizar que la superficie por la que se realizase el desplazamiento quedase bien compactada.

Las cotas de la explanada se dispusieron para permitir que el movimiento de los carros hidráulicos fuese lo más homogéneo posible, con pendientes uniformes en la medida de lo posible. La pendiente máxima es del 0,25% en dirección longitudinal, entre los puntos de premontaje de la pila 3 y la pila 4, y del 3,26% en dirección perpendicular al anterior.

La parte superior de la explanada, en las zonas de desplazamiento de los carros, se trató mediante una capa superficial de mezcla bituminosa, para obtener una superficie homogénea y facilitar la rodadura.

5.1.2. Cimbras de apoyo

El montaje del vano central de 80 m de longitud se realizó sobre unas cimbras ubicadas en la explanada de premontaje, debidamente cimentadas en zapatas de hormigón armado.

Bajo el tablero se dispuso un total de 16 cimbras, distribuidas en 4 filas (2 en la línea de los diafragmas de pilas 3 y 4 y otras dos filas aproximadamente a tercios de la luz del tablero). Para cada fila, hay dos cimbras bajo el cajón central y otras dos bajo los arcos.

Las cimbras reproducen la misma posición relativa que la del tablero en su posición definitiva. Su altura varía entre 7,00 m y 9,50 m. Esta altura es necesaria para permitir que la maniobra de transporte y posterior transferencia de la carga a las pilas pueda llevarse a cabo sin tener que efectuar elevaciones considerables de los carros autopropulsados.

5.1.3. Premontaje de piezas prefabricadas

El transporte del tablero se realizó separadamente para las diversas partes que lo constituyen: costillas de conexión, diafragmas de pilas 3 y 4, arcos (divididos en 5 tramos), vigas tirante (divididas en tres partes) y cajón central.

El cajón central de todo el tablero se dividió en once dovelas, de las que tres corresponden al vano del arco. El cajón central de estas tres dovelas se prefabricó y transportó dividido en mitades. Posteriormente al ensamblaje en el suelo de estas tres dovelas se procedió a soldar las costillas.

Cada una de las dos vigas tirante se dividió en tres tramos, que se premontaron en el suelo junto a los arranques del arco.

Para la prefabricación en taller de los arcos, se descompusieron en cinco dovelas. En obra se ensamblaron las cinco dovelas, conformando un único arco que se subió a su posición definitiva en una única maniobra (Figura 10).

5.1.4. Vigas costaleras

El transporte del vano bowstring se plantea sobre los apoyos definitivos del vano, en particular sobre los

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



Figura 11. Bancada para tesado de péndolas

apoyos existentes en el nudo de unión arco – tirante. Para ello, se añadió a este nudo una viga de 0,70 m de canto y 13,60 m de largo (denominada viga costalera) que posibilita disponer sendos carretones en cada extremo de dicha viga.

Así pues, existen cuatro vigas costaleras, una para cada apoyo bajo el arco, que recogen todo el peso del vano durante la maniobra de traslación. Con el fin de equilibrar las cargas que van a cada carretón, se proyectó una rótula cilíndrica de tal forma que la carga transmitida a los dos carretones de una misma viga costalera sea la misma durante el traslado, evitando que se produzcan sobrecargas parásitas sobre alguno de los carretones.

5.1.5. Tesado y montaje de péndolas

Como ya se ha comentado, para evitar deslizamientos de las cuñas durante las fases iniciales del proceso constructivo las cuñas se preclavaron a una tensión del 45% de la rotura del cable.

La operación de tesado y preclavado de cuñas se llevó a cabo en unas bancadas de hormigón armado adosadas a la cimentación del estribo 2 (Figura 11). El proceso seguido fue el siguiente:

a) Medida de la longitud real de los cables.

b) Preparación de los cordones individuales.

c) Preparación de la vaina colectiva.

d) Montaje de la bancada.

e) Prefabricación de las péndolas.

g) Colocación de las péndolas. La colocación de las péndolas se realizó con posterioridad al premontaje del tablero, tirantes y arcos. Se procedió a la elevación de cada una de las péndolas por el anclaje superior. La elevación se realizó mediante grúa, izando la péndola y colocándola desde la parte superior de la estructura. Una vez colocada la péndola y sujeta a la estructura mediante la tuerca de regulación del anclaje superior, se procedió a la colocación de la tuerca de regulación del anclaje inferior, dándole un par de apriete manual.

h) Montaje de los centradores de las péndolas.

i) Pesaje de las péndolas. Con el fin de homogeneizar tensiones iniciales y eliminar catenarias, se introdujo una pequeña carga a las péndolas.

j) Acabados. Como fase final, se procedió a la colocación de los elementos de acabado y protección de las péndolas, tales como carenados, capots y cierres del sistema de estanqueidad, para posteriormente rellenar con cera los capots de protección.

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

5.2. Transporte del vano en arco

5.2.1. Características de los carros hidráulicos autopropulsados empleados

El equipo utilizado para la maniobra de transporte del vano a su ubicación definitiva comprende 8 estructuras hidráulicas autopropulsadas (4 por cada pila, 2 por cada apoyo del arco). La capacidad máxima de carga de cada eje de estos carros es de 360 kN. Se utilizaron dos configuraciones: carro hidráulico (SPMT) de 6 líneas para los apoyos situados en la diagonal larga del vano y carro hidráulico (SPMT) de 8 líneas para los apoyos situados en la diagonal corta del vano.

5.2.2. Transferencia de carga desde la cimbra a los carros hidráulicos

Una vez comprobados los datos topográficos, se procedió a la introducción de los carros hidráulicos y la estructura de soporte bajo el vano central. A través de la utilización de los gatos de los carros hidráulicos se tomó la carga en intervalos graduales, comprobando que la distribución de cargas era concordante con lo esperado teóricamente (Figura 13).

5.2.3. Traslado a zona de pilas

El transporte del vano del arco abarcó un recorrido con una longitud total de 196,9 m, dividido en cinco fases de maniobra, con diferentes trayectorias (Figura 12). La empresa constructora realizó un análisis exhaustivo de la maniobra de traslación, que se detalla a continuación:

– Trayectoria 1: Avance de 30,60 m, en dirección paralela a la autopista, sentido Orense, con una pequeña desviación hacia la izquierda de radio aproximado 19 m, para avanzar posteriormente otros 28,96 m en dirección aproximada Este-Oeste. La carrera de los carros en esta trayectoria se fijó en 1.500 mm de altura media hasta librar los apoyos temporales de montaje, momento en que se detuvo parcialmente la maniobra para reajustar la carrera de los carros para el resto del transporte, situándola en 1.400 mm.

– Trayectoria 2: Giro de las suspensiones de los 8 carretones, estableciendo un radio de 11,50 m para trazar una trayectoria curva en arco de 25,60 m de longitud.

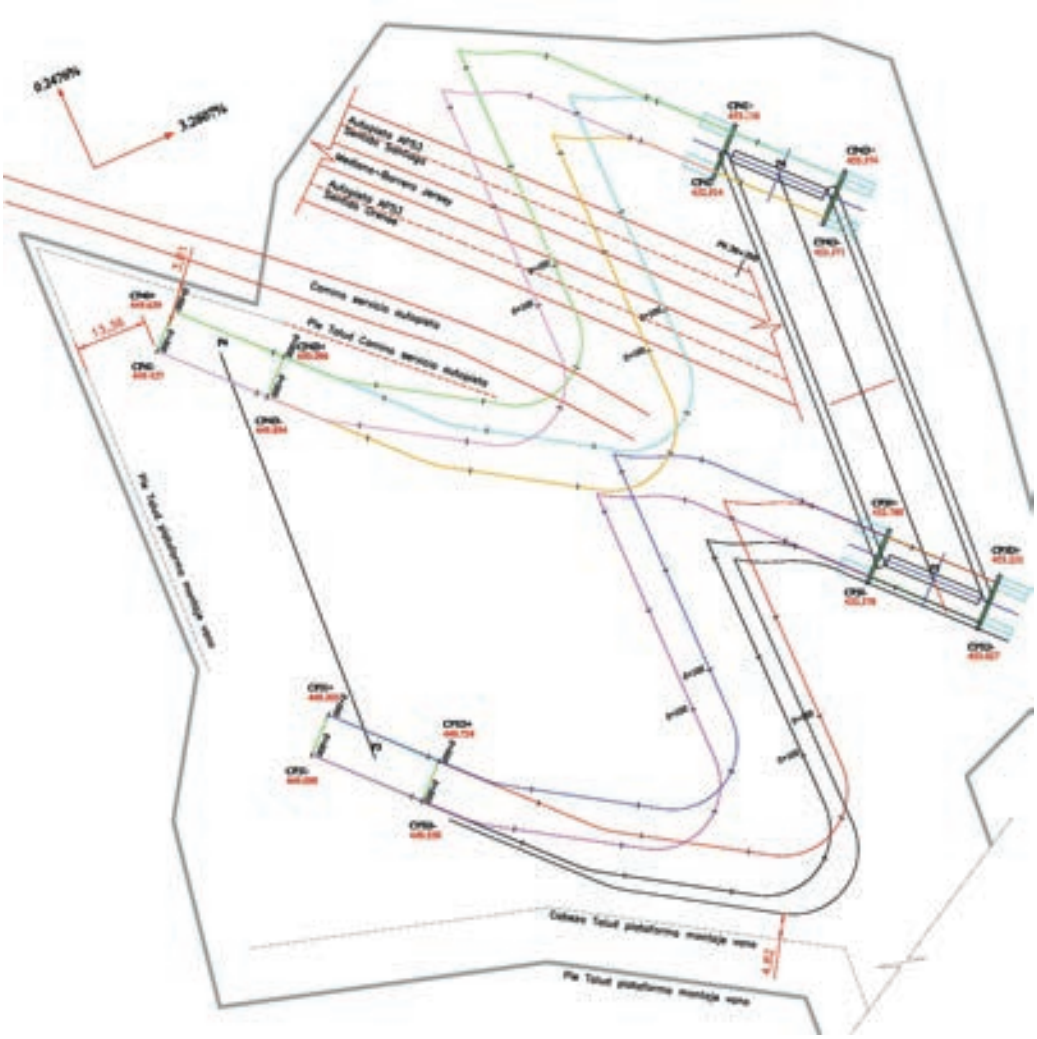


Figura 12. Trayectoria en planta para el traslado del vano bowstring

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



Figura 13. Puesta en carga de los carretones. Inicio del traslado

– Trayectoria 3: La longitud es de 53,44 m, y aquí se realizó el cruce de la AP-53 (Figura 14). Al llegar al punto final de esta trayectoria se procedió a parar y corregir la orientación de las suspensiones, disponiéndolas ahora en una posición paralela a la AP-53.

– Trayectoria 4: Describe dos curvas suaves, una cóncava y otra convexa con radios de 25 m y 20 m respectivamente, y con una longitud total de 21,22 m. Esta trayectoria se realizó para alinear el vano con la posición final de instalación.

– Trayectoria 5: Es una trayectoria recta de 32,14 m de longitud, en dirección paralela a la autopista, sentido Orense. Durante este movimiento se mantuvo un seguimiento topográfico exhaustivo, para ubicar correctamente el vano sobre los apoyos definitivos (Figura 15).



Figura 14. Fase previa al cruce sobre la autopista

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



Figura 15. Ubicación del vano en su posición definitiva

Durante toda la maniobra de traslado se dispuso de instrumentación estática, disponible en tiempo real, para controlar las tensiones de los principales elementos estructurales. Asimismo, se realizó un control intensivo de las cotas de los 4 puntos de apoyo del vano, con precisión milimétrica, para asegurar el mantenimiento de la planeidad de estos 4 puntos.

El traslado se realizó durante una noche, y el cruce de la autopista fue acometido en 2 horas.

5.2.4. Transferencia de carga a los apoyos de las pilas

El gateo final del puente se realizó en dos fases, una con los propios carros y otra con gatos de trepa de 3000 kN de capacidad individual previamente dispuestos sobre las pilas. La altura que debía descender el vano central era de 985 mm.

Así pues, una vez que los carros hidráulicos llegaron al punto de instalación, se realizó un primer descenso de aproximación (300 mm) con la suspensión de los carros hidráulicos. Posteriormente se elevaron los gatos de trepa para recoger la carga, y se realizó la transferencia mediante escalones de carga controlados.

Finalmente se realizó la transferencia de carga desde los gatos de trepa hasta los apoyos pot definitivos situados bajo el cajón del tablero y bajo los arcos. Asimismo, se realizó el corte de la viga costalera, si bien la parte de viga situada sobre el apoyo pasa a formar parte de la estructura definitiva del vano.

6. ESQUEMA ESTRUCTURAL

Respecto al esquema del comportamiento estructural del viaducto, cabe señalar algunos aspectos relativos al funcionamiento del vano bowstring. En lo que se refiere al atirantamiento a axil de los arcos, aparte de las vigas tirante situadas bajo dichos arcos, también la propia viga cajón del tablero y la losa de hormigón aportan una rigidez a axil considerable. El mecanismo de reparto del axil entre estos elementos (vigas-tirante, cajón metálico y losa) depende obviamente de sus rigideces relativas, del nivel de fisuración a axil de la losa y de la propia rigidez de la viga diafragma transversal del tablero sobre apoyos [3] [4]. A estos efectos se ha proyectado esta viga diafragma con una potente sección transversal en cajón, que posibilita movilizar la rigidez a axil del cajón y de la losa desde los primeros metros.

El estudio de la capacidad última de los arcos frente a fenómenos de inestabilidad, sobre todo en dirección transversal, ha sido abordado tanto con la formulación clásica como mediante un análisis en régimen no lineal hasta el colapso de la estructura por inestabilidad. Este análisis, y gracias a la rigidez de la propia sección transversal del arco, ha permitido eliminar el arriostramiento transversal de los arcos, lo que redunda, sin duda, en una mejora de la percepción estética de la estructura. En este sentido ya hay otros ejemplos de viaductos para el ferrocarril con arcos metálicos atirantados no arriostrados [5].

El análisis dinámico ha arrojado resultados satisfactorios, incluso sin ningún arriostramiento entre arcos.

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

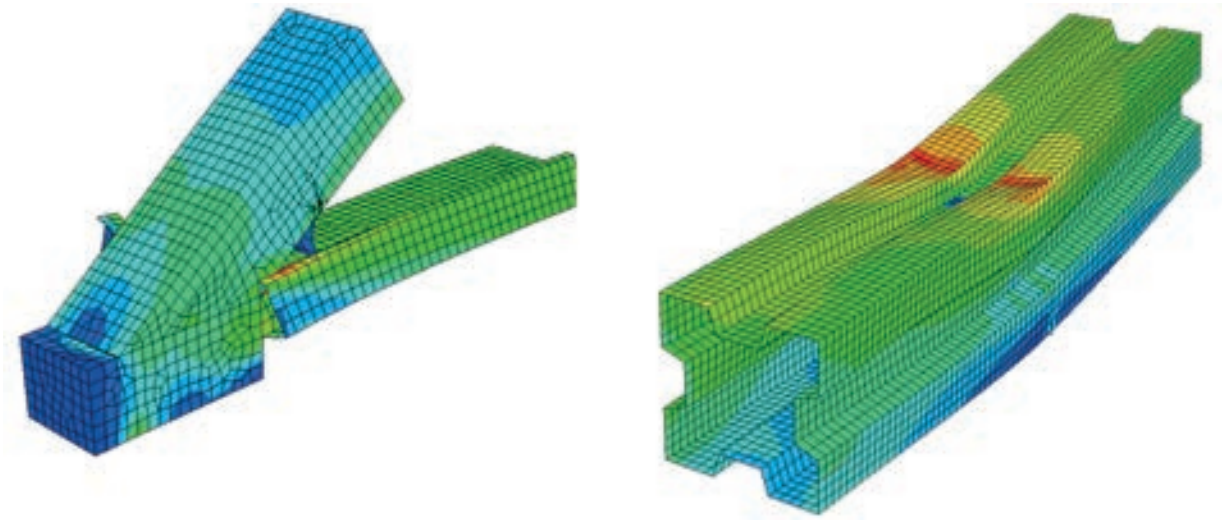


Figura 16. Modelos de elementos finitos para el análisis de fatiga

Otro aspecto destacado del proyecto se refiere al diseño frente a fatiga (Figura 16). Se han seguido las recomendaciones del EC-3, y se han cuidado especialmente todos los detalles de unión de la estructura metálica, limitando la categoría del detalle menos favorable a C80. También se ha verificado el Estado Límite Último de fatiga para los anclajes de las péndolas.

Se han analizado dos situaciones accidentales referidas al vano bowstring: la de rotura accidental de una de las péndolas (o equivalentemente la sustitución de una péndola) y el descarrilamiento de un tren que dañe un conjunto de péndolas.

En el caso de la rotura accidental de una péndola se supone que el tren de cargas actuante es el mismo que en la situación característica, exigiéndose que el viaducto continúe en servicio aunque una de las péndolas no cumpla su cometido. En el caso accidental de descarrilamiento, se exige al viaducto que no vuelque ni sufra ningún tipo de colapso, comprobándose la seguridad en estado límite último en todas las secciones. Se permite el paso de un solo tren de pasajeros en esta situación.

REFERENCIAS

[1] ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS (ADIF). "IGP-5 Instrucciones y Recomendaciones sobre Estructuras". *Instrucciones y Recomendaciones para Redacción de Proyectos de Plataforma.* 2008.

[2] RAMONDENC P., DILLY X., MARTIN J.C., TRIQUET M. "Le bow-string de Bonpas su le péage de l'A7 à l'échangeur d'Avignon". *Bulletin Ponts Metalliques*, 1999, nº 19, p. 141-160.

[3] MANTEROLA ARMISÉN J. "El puente arco". *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Tomo II*. 1ª ed. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2007.

[4] RAMONDENC P., DIELEMAN L., TRIQUET M., DUVAL J.P., VALLÉE P. "Les viaducs de Mornas et de Mondragon". *Bulletin Ponts Metalliques,* 1999, nº 19, p. 95-130.

[5] SAKIMOTO T. *Elasto-plastic Finite Displacement Analysis of Three Dimensional Structures and its Application to Design of Steel Arch Bridges*. Publication of Kumato University, 1978.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: ADIF
Ingeniero de Caminos Director de Obra: D. Julio Rodríguez Miñano
Empresa Constructora: FERROVIAL AGROMÁN
Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. Manuel Ruiz Ocejo
Empresa Consultora - Proyecto: APIA XXI
Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto de la Estructura: D. Marcos J. Pantaleón Prieto y D. Óscar Ramón Ramos Gutiérrez
Empresa Consultora - Asistencia Técnica y Control de Obra: IDOM-GEOCONTROL
Ingeniera de Caminos Jefa de Unidad: Dª. Sonia Muñiz Gómez
Taller metálico: MEGUSA
Traslación del vano bowstring: ALE
Instrumentación: KINESIA Ingeniería

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

Cruces en líneas de alta velocidad mediante pérgolas

Pergolas for high speed rail crossings

Juan Luis Bellod[1] **y Peter Tanner**[2]

Recibido | *Received:* 30-12-2010
Aceptado | *Accepted:* 08-07-2010

Resumen

La resolución de cruces a distinto nivel bajo grandes esviajes mediante pérgolas resulta la tipología más extendida al permitir, en comparación con otras soluciones posibles, una reducción de las luces a salvar. Sin embargo, si no se cuidan su concepción global y los detalles constructivos, frecuentemente las pérgolas se convierten en una opción poco afortunada, tanto desde el punto de vista estético como estructural. A través de tres realizaciones se pone de manifiesto la versatilidad formal y funcional que puede presentar esta tipología estructural, demostrando cómo una solución consistente en su conjunto y en los detalles puede llegar a dignificar estas estructuras sin incrementar de forma significativa los costes. Las pérgolas presentadas abarcan desde el tablero in situ armado o pretensado hasta las soluciones de vigas prefabricadas con continuidad, adaptando la tipología del tablero y la cimentación a las circunstancias particulares de cada caso. Finalmente se recogen algunas consideraciones relativas al análisis estructural y a la aplicación del método de los campos de tensiones al dimensionado de los detalles estructurales.

Palabras clave: esviaje, pérgola, detalles constructivos, ductilidad, campos de tensiones.

Abstract

Pergolas are the most common typology used in split level junctions with a small skew angle, for the distances to be spanned in this solution are shorter than in any other. Unless sufficient attention is paid to the general conception and construction details, however, these structures may be less than ideal, aesthetically or structurally speaking. The formal and functional versatility of this typology is discussed in the context of three designs to illustrate how consistency, both overall and in the respective details, can dignify these structures without significantly increasing construction costs. The pergolas described range from reinforced or prestressed in situ decks to continuous precast beams, with deck typology and foundations being adapted to the prevailing circumstances. Finally, structural engineering-related considerations as well as the application of stress field analysis to structural detail dimensioning are addressed.

Keywords: *obliquity, pergola, construction details, ductility, stress fields.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 109 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) ICCP. CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).
(2) ICCP; Ing. ETHZ (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich). CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* cesma@cesmaing.com

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

1. INTRODUCCIÓN

El rápido desarrollo de las líneas de alta velocidad que ha tenido lugar en España en los últimos años está dando lugar a la aparición de cruces a distinto nivel de la plataforma ferroviaria con otros viales bajo un esviaje acusado. A esta situación contribuyen también los exigentes parámetros impuestos al trazado ferroviario, que obligan a adoptar curvas de grandes radios que condicionan el ángulo de cruce. Frente a otras alternativas, como salvar el cruce con un viaducto de luz importante o bajar la rasante de la plataforma del vial inferior, la solución en pérgola resulta, en la mayoría de los casos, la más económica y, por tanto, la más utilizada. No obstante, esta situación también conlleva una serie de condicionantes muy exigentes, principalmente de tipo geométrico y constructivo.

En las pérgolas, la luz mínima a salvar está definida por el ancho de la plataforma del vial inferior, al que se añade un resguardo que es función del tipo de vial (carretera, autovía o ferrocarril). Este resguardo se establece por seguridad frente a posibles impactos, para permitir la continuidad de las cunetas o como previsión de una futura ampliación. En el caso de una autovía se puede disponer una línea intermedia de apoyos en la mediana para reducir el canto de la estructura. De esta forma se puede disponer de mayor gálibo bajo la estructura o ajustar la rasante ferroviaria para respetar el gálibo estricto exigido por la autovía. Con esta segunda opción se logra además reducir la longitud total de la estructura.

Sin embargo, esta situación puede variar en función de las exigencias de la administración responsable del vial inferior, que puede llevar a impedir la ocupación de la mediana (en caso de autovías) o a la disposición de amplios resguardos respecto a los bordes de la plataforma, previendo futuras ampliaciones, con el consiguiente aumento de la luz resultante y del canto necesario para la pérgola.

No obstante, en un número creciente de casos, a esta dificultad básica hay que añadir otros requisitos que inciden de manera decisiva en la adopción de la solución estructural, como son los de tipo constructivo. Por ejemplo, en los casos en que se debe mantener el tráfico del vial inferior durante la construcción, resulta recomendable el empleo de soluciones prefabricadas cuyo montaje pueda realizarse con cortes parciales de tráfico y con una cimentación profunda que minimice las excavaciones en las proximidades del tráfico rodado.

En este artículo se recoge una serie de ideas básicas para la concepción de las estructuras tipo pérgola (apartado 2.1), particularizadas para los casos de tres pérgolas que se encuentran, respectivamente, en las líneas de alta velocidad de Madrid-Toledo (apartado 2.2), Madrid-Levante (apartado 2.3) y Córdoba-Málaga (apartado 2.4). Algunas consideraciones relativas al análisis estructural (apartado 3), a la concepción y el dimensionado de los detalles estructurales (apartado 4) y al proceso constructivo (apartado 5) completan la contribución sobre este tipo de estructuras.

2. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

2.1. Generalidades

En muchos casos, la solución estructural utilizada para resolver pérgolas sobre autovías ha consistido en un tablero de vigas isostáticas prefabricadas de hormigón pretensado apoyadas en grandes muros paralelos a la calzada inferior y en un dintel de apoyo en la mediana. La continuidad de la plataforma ferroviaria fuera del



Figura 1. Tramo Buñol-Cheste del nuevo acceso ferroviario de alta velocidad a Levante.

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



Figura 2. Cruce del ramal de conexión entre las L.A.V. Madrid-Levante y Madrid-Sevilla sobre la línea de alta velocidad Madrid-Levante en Pinto (visualización).

entorno estricto de la autovía se puede resolver de dos formas: por medio de un terraplén de cierta altura o dando continuidad a la estructura a ambos lados. El primer caso sólo es posible en ausencia de viales de servicio y exige una cuidadosa ejecución de las cuñas de transición que pueden formar un ángulo muy reducido con los muros. El segundo caso, que es el más usual, exige establecer unas zonas de transición, con grandes muros, entre el tablero de vigas de la pérgola y las vigas longitudinales situadas a ambos lados, con un resultado formal muy poco convincente que se explica mal y se entiende peor desde el punto de vista del usuario de la autovía, para el que la visión del conjunto de estructuras resulta muy poco atractiva. Si además, como ocurre con relativa frecuencia, es necesario construir más de una pérgola en un espacio reducido para salvar varios viales inferiores paralelos situados a muy poca distancia, el resultado final resulta penoso tal y como se muestra en la figura 1.

Si se decide salvar el vial inferior mediante una estructura de gran luz, pueden tener interés soluciones que establezcan una continuidad formal y estructural de los viaductos de acceso. A estos efectos se puede disponer un sistema atirantado que permita salvar los vanos principales sin necesidad de incrementar el canto de tablero de los vanos tipo (figura 2).

En muchos casos, la solución pérgola para resolver el cruce de dos viales, puede ser la más adecuada desde un punto de vista no sólo económico sino también estético ya que permite realizar el paso sin necesidad de salvar grandes luces, evitando elementos de grandes dimensiones que, a menudo, resultan toscos para el observador. Siempre es fundamental estudiar la disposición de aligeramientos en la losa y en los elementos de apoyo para permitir el paso de la luz y evitar el efecto túnel al paso de los vehículos. En los casos en que el vial inferior es de nueva ejecución se pueden utilizar soluciones in situ de hormigón armado o pretensado que pueden ser más eficientes, desde un punto de vista estético y económico, que las soluciones de tableros de vigas prefabricadas.

En caso de que los muros que contienen al terraplén fuera del entorno de la estructura no sean perpendiculares a la vía es necesario prestar mucha atención a la definición geométrica de las cuñas de transición, puesto que la deformación del terraplén en el entorno del muro puede dar lugar a asientos asimétricos en dirección transversal que pueden afectar no sólo a la comodidad de los usuarios sino a la seguridad del material rodante (figura 3).

2.2. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra

La pérgola en Alameda de la Sagra permite el paso de la vía izquierda de la línea de alta velocidad de Madrid a Toledo sobre la línea del AVE Madrid-Sevilla y tiene una longitud total de 271 m dividida en trece módulos de igual longitud separados por juntas de dilatación (figura 4). Sobre la pérgola, la plataforma de la vía izquierda está limitada lateralmente por muretes guardabalasto que la separan de unos paseos de mantenimiento de 3,25 m de ancho mínimo dispuestos a cada lado de la vía. La vía derecha de la plataforma Madrid-Toledo se sitúa sobre un terraplén aproximadamente paralelo a la estructura.

El cruce sobre la plataforma de la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla mantiene un gálibo horizontal de 16,00 m entre caras de estribos y un gálibo vertical de

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

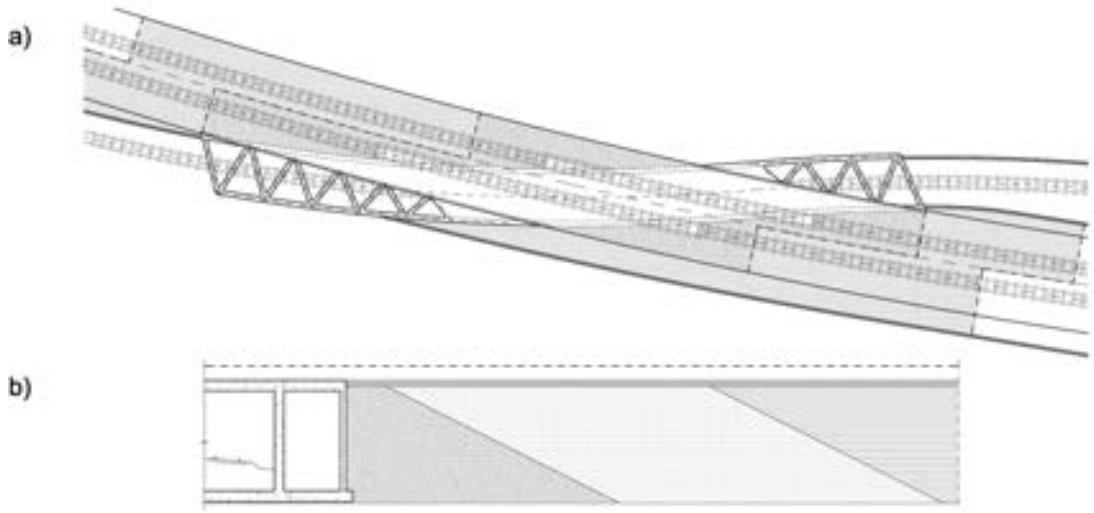


Figura 3. Cuñas de transición en la pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga; a) Planta; b) Sección longitudinal

7,70 m entre la cota del carril y la cara inferior del tablero de la estructura.

El tablero, formado por vigas prefabricadas a pie de obra y una losa de hormigón armado de 0,30 m de espesor ejecutada sobre prelosas colaborantes y dispuesta en la zona de paso de ferrocarril, se empotra en unos muros laterales cimentados sobre pilotes.

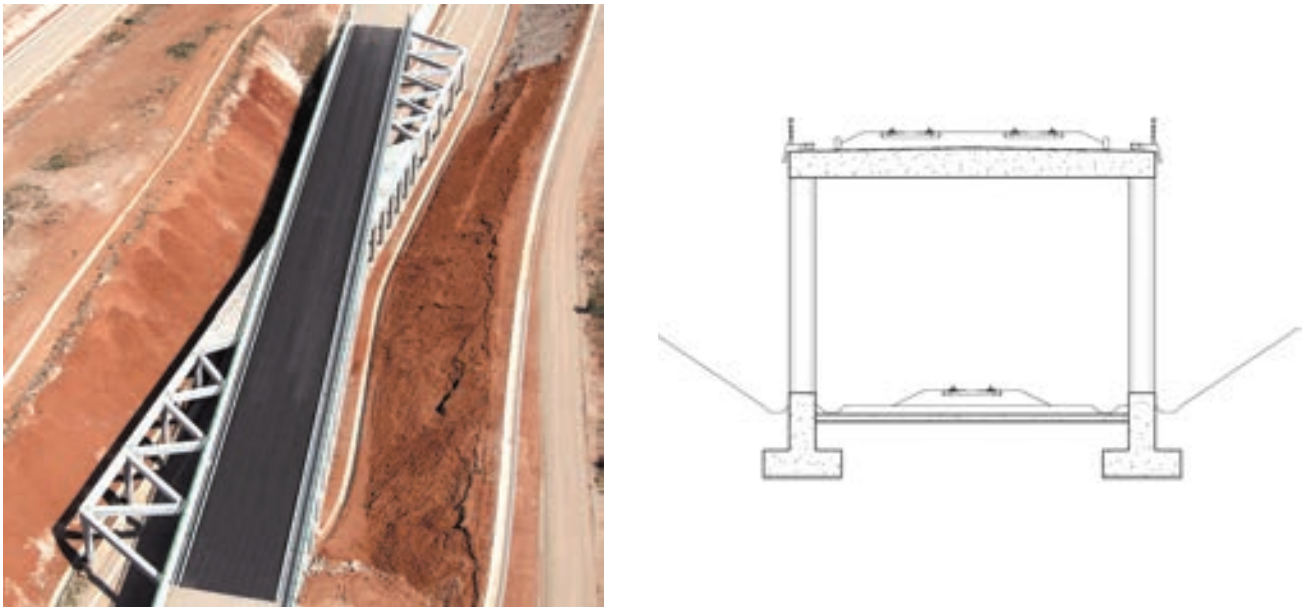
Estos estribos son muros de hormigón armado de 0,90 m de espesor dispuestos en paralelo al eje de la plataforma de la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla. Además del apoyo del tablero, los muros permiten la contención de tierras que forman los terraplenes de apoyo de las plataformas de las vías derecha e izquierda de la línea Madrid-Toledo y permiten la transmisión de las fuerzas longitudinales, principalmente de arranque y frenado, desde el tablero hasta el terreno. En función de la posición de las vías del tren y de la disposición de los rellenos de tierra, que son asimétricos y de altura variable a lo largo de la estructura dando lugar a empujes diferenciales sobre los muros, los esfuerzos solicitantes en los nudos entre vigas y muros pueden provocar tracciones tanto en su cara exterior como en la interior.

Las vigas del tablero, dispuestas a separaciones variables entre 2,60 m y 5,20 m en función de las cargas transmitidas por los estribos en cada zona, son de sección rectangular. Cuentan con un ancho de 0,45 m y con un canto variable, con su cara superior siguiendo el bombeo del 2% necesario para la evacuación de las aguas pluviales. De esta forma, el canto varía desde 1,00 m en extremos a 1,17 m en la sección central. Para el hormigonado del tablero se proyectaron 31 tipos diferentes de prelosas, todas ellas de 0,08 m de espesor, para adaptarse a la geometría de la losa.



Figura 4. Vista general de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra

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



a) b)

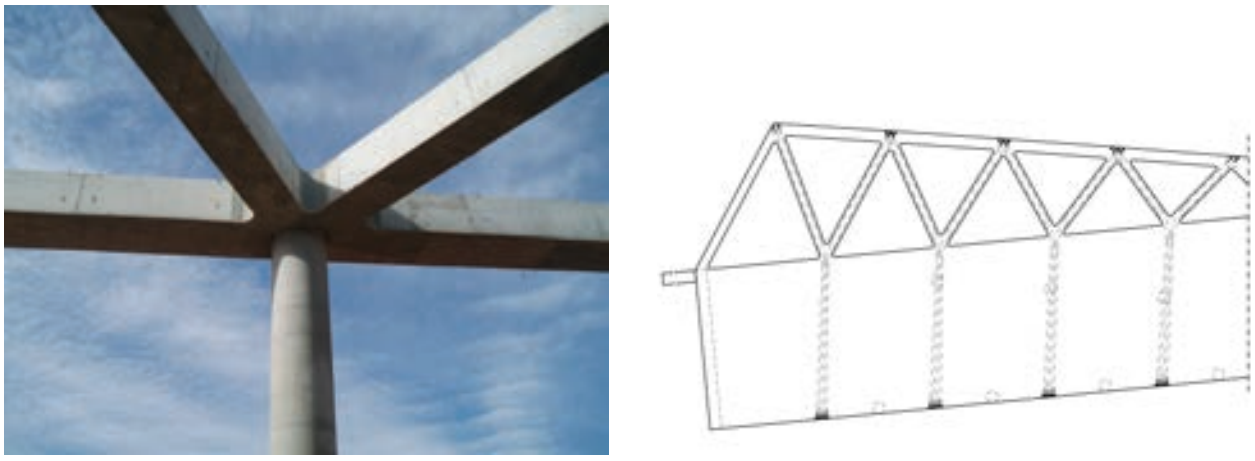
Figura 5. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar; a) Vista general antes de la colocación de la plataforma; b) Sección transversal

Con el hormigonado de la unión entre las vigas y el muro se obtuvo una estructura monolítica. El pretensado de las vigas se dimensionó para resistir los esfuerzos producidos en este empotramiento, que se ven incrementados en el tiempo debido al efecto de la fluencia.

Las malas condiciones geotécnicas del terreno obligaron a disponer una cimentación profunda formada por una fila de pilotes unidos en cabeza por una viga de atado centrada bajo los estribos. Los pilotes, de 1,25 m de diámetro, se distribuyen a separaciones variables entre 3,00 m y 4,25 m, en función de la longitud de cada módulo y las cargas transmitidas por los estribos en cada zona. La viga de atado, de 1,75 m de ancho y 1,25 m de canto, se hormigonó sobre el terreno para evitar que su excavación afectara al tráfico de la línea existente. Además, fue necesario realizar un saneo del terreno comprendido entre 2 y 3 m, rellenando dicha profundidad con material seleccionado para servir de cimiento al terraplén de la plataforma de la vía.

2.3. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar

El gran esviaje del cruce de las líneas Madrid-Albacete y Madrid-Valencia del acceso ferroviario de alta velocidad a Levante en Motilla del Palancar exigió la construcción de una pérgola de 146 m de longitud (figura 5). Dada la gran longitud de la estructura para esta tipología estructural fue necesario disponer una junta de dilatación intermedia. La plataforma superior, por donde discurre la línea ferroviaria Madrid-Valencia, está formada por una losa maciza y unas celosías laterales horizontales con disposición en V que aseguran la continuidad estructural de la losa hasta las pilas (figura 6a).



a) b)

Figura 6. Unión pila-vigas en la pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar; a) Vista general; b) Pretensado de las vigas, prolongado en la losa

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

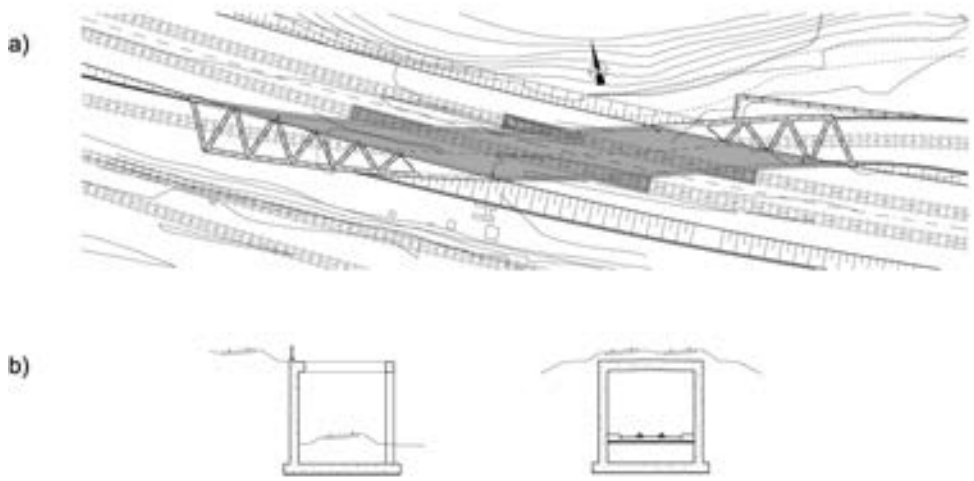


Figura 7. Pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga; a) Planta; b) Secciones transversales

La losa y las celosías, formadas por un entramado de vigas rectangulares de igual canto que la losa, constituyen un sistema monolítico pretensado transversalmente. La losa cuenta con un canto variable, con su cara superior siguiendo el bombeo del 2% necesario para la evacuación de las aguas pluviales. De esta forma, el canto varía desde 1,00 m en extremos a 1,14 m en la sección central. Las vigas, de sección rectangular de 0,80 m de ancho y 1,00 m de canto, se disponen horizontalmente, produciéndose un quiebro en alzado respecto a la losa.

En la zona aligerada, cada viga cuenta con dos tendones de 7 cordones con una sección de 140 mm^2 cada uno. Su trazado es recto en planta, manteniendo una separación de 200 mm a los paramentos laterales de las vigas. Dentro de la losa, los tendones de las dos vigas que se unen forman un grupo de cuatro tendones, cuyo trazado en planta es recto hasta anclarse sobre la pila situada en el estribo opuesto. El trazado de los tendones se estudió cuidadosamente para permitir su cruce sobre las pilas situadas bajo las vigas (figura 6b). En la zona central sin aligerar, los tendones de pretensado se distribuyen de manera uniforme, formando grupos sobre las alineaciones de pilares con separaciones comprendidas entre 0,40 m y 0,60 m. En alzado, el trazado de todos los tendones es convencional, formado por una sucesión de parábolas.

Los apoyos laterales de este sistema se formalizan mediante pilas circulares dispuestas a lo largo de la pérgola y por estribos cerrados situados en perpendicular a la plataforma de la línea Madrid-Valencia. Además, para reducir la luz del tablero se proyectó una alineación interior de pilas dispuestas de forma que respetan un gálibo horizontal de 12,00 m para la plataforma de la línea Madrid-Albacete. Todos los elementos verticales se empotran en la losa por lo que las acciones de arranque y frenado se transmiten a la totalidad de la cimentación.

Todas las pilas, de 1,00 m de diámetro y altura variable, se encuentran separadas 10 m en la zona aligerada del tablero y 5 m en el resto. En los laterales arrancan de un muro corrido de 2,20 m de altura que permite contener las tierras del desmonte realizado para las plataformas de las dos líneas que se cruzan. Los estribos son muros de 1,00 m de espesor.

La cimentación de las pilas interiores es directa mediante zapatas de dimensiones variables en función de las cargas transmitidas por el tablero. En todos los casos se dimensionaron zapatas de planta cuadrada orientadas de forma paralela a la plataforma de la línea Madrid-Albacete, de ancho variable entre 5,00 m y 6,50 m y canto comprendido entre 1,40 m y 1,70 m. Las cimentaciones de las pilas laterales y los estribos son también directas mediante zapatas corridas de 1,00 m de canto.

2.4. Pérgola sobre la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga

El paso de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga sobre la vía de acceso al Taller Central de Reparaciones (TCR) de Málaga-Los Prados se realiza mediante una pérgola de 106 m de longitud que resuelve el cruce de las dos vías bajo un ángulo de 15,974^g (figura 7a). El tablero está formado por una losa maciza de hormigón armado de 7,70 m de luz y 0,80 m de canto que, fuera de la zona de cruce, se aligera con unas vigas que forman una triangulación en planta (figura 8). Las vigas, de sección rectangular de 0,70 m de ancho y 0,80 m de canto, tienen una longitud variable. Tanto la losa como las vigas cuentan en alzado con un bombeo del 2% para la evacuación de las aguas pluviales.

La luz del tablero permite el paso sobre la plataforma de acceso al TCR, cuya sección tipo está compuesta por una vía única de ancho internacional con dos aceras laterales de 1,00 m de ancho dispuestas a 2,50 m del eje de la vía (figura 7b).

Los apoyos laterales del tablero están formados, en su mayor parte, por unos muros de hormigón armado de 7,40 m de altura y 0,70 m de espesor. Únicamente en el lado oeste de la estructura, la topografía de la zona permite aligerar el estribo, que se transforma en cuatro pilas de sección circular de 0,70 m de diámetro. Estas

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



Figura 8. Vista parcial de la pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga

pilas, separadas 7,00 m, se disponen en los extremos de los nervios de la losa y se encuentran unidas en cabeza por una viga de atado con las mismas dimensiones que las vigas del tablero.

Las cuñas de transición se realizan mediante bloques técnicos a fin de reducir el riesgo de asientos diferenciales entre terraplén y estructura (figura 3). Bajo las dos vías de la plataforma ferroviaria Córdoba-Málaga, se prolonga la losa del tablero por fuera de los muros laterales para poder disponer la transición entre terreno y estructura de forma ortogonal a la vía (figura 7a). Unos muros de 0,40 m de espesor que se empotran en los estribos sirven de apoyo a esta prolongación de la losa del tablero. Con esta disposición se asegura que las ruedas de un mismo eje apoyen simultáneamente sobre la estructura o sobre el terraplén.

La cimentación, tanto de los muros como de las pilas, está formada por una losa de 0,80 m de espesor y 9,40 m de ancho (figura 7b).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Metodología

En general, el carácter claramente espacial de este tipo de estructuras elimina la posibilidad de establecer modelos sencillos de pórticos planos. La correcta modelización de todos los elementos de la estructura exige el empleo de modelos tridimensionales (figura 9). En ellos, para poder evaluar los esfuerzos en la cimentación, se reproduce la deformabilidad del terreno, tanto vertical como horizontal, por medio de muelles. La modelización del terreno también debe tener en cuenta la presencia de las cuñas de transición en trasdós de estribos que, al estar formadas por un material granular mezclado con cemento, cuentan con una rigidez muy grande frente a acciones que impliquen un movimiento contra el trasdós.

A partir del modelo general se obtienen los esfuerzos de dimensionado por medio de un cálculo elástico, aceptando el principio de superposición de acciones. Estos valores se emplean para la comprobación de cada uno de los relevantes Estados Límite. Además, la existencia de zonas singulares (nudos, etc.) debe ser analizada de forma particular (apartado 4).

El análisis se complica en las estructuras con distancias importantes entre juntas, donde se hace necesario establecer de forma realista las condiciones de deformabilidad de los estribos y las pilas para evaluar el reparto del frenado entre pilas y estribos, así como el efecto de las deformaciones impuestas de retracción y temperatura. En el caso particular de la pérgola de Motilla del Palancar, en que la distancia entre juntas alcanza los 70 m, se realizó un doble cálculo para tener en cuenta la disminución de la rigidez de pilas y estribos para estados muy avanzados de carga:

- En estado límite de servicio (ELS) se consideraron las rigideces brutas de las secciones de pilas y estribos en toda su altura. En las zonas extremas de empotramiento de las pilas en las zapatas y la losa se dispusieron cercos muy próximos con objeto de zunchar el hormigón y garantizar un comportamiento elástico en condiciones de servicio.

- En estado límite último (ELU) se consideraron las rigideces fisuradas en una longitud igual a 1/5 de su altura.

Con unas geometrías tan complicadas no se pueden utilizar formulaciones simplificadas para la evaluación

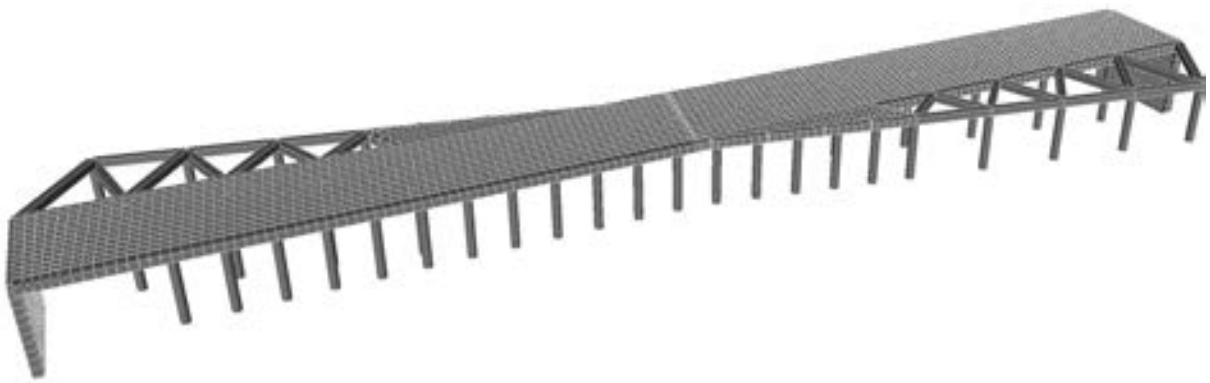


Figura 9. Modelo general de cálculo de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar.

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

de los coeficientes de impacto para los trenes de carga ferroviarios. En el caso de la pérgola sobre la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga, con una longitud de casi 105 m y una luz transversal de apenas 8 m, la dificultad mayor del análisis de esta estructura fue la evaluación del coeficiente de impacto, que alcanzó un valor muy apreciable como corresponde a las estructuras de pequeñas luces.

3.2. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra

3.2.1. Modelo de cálculo

El dimensionado de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra se realizó a partir de modelos tridimensionales que representaban cada uno de los trece módulos separados por juntas de dilatación. En ellos, tanto los muros como la losa de compresión se modelizaron con elementos tipo placa, empleando elementos tipo viga para los pilotes y las vigas prefabricadas del tablero.

Como paso previo, con el objetivo de validar los resultados, tanto de esfuerzos como de deformadas, se realizó un análisis comparativo de los resultados obtenidos con una serie de modelos simplificados de complejidad creciente. El primero de ellos estaba formado por un pórtico plano de ancho coincidente con la separación entre vigas. El segundo modelo simplificado consistió en un modelo espacial formado por elementos tipo placa que modelizaban todos los elementos de la pérgola. Esta solución, sustituyendo la modelización del alma y el ala de la viga con elementos placa por un elemento lineal tipo viga, constituyó el último de los modelos simplificados analizados.

Como consecuencia de este análisis, se concluyó que el dimensionado se realizaría con el último de los modelos descritos, ampliando el ancho hasta la longitud total de cada módulo. En este modelo definitivo, las vigas prefabricadas del tablero se representaron con un ancho eficaz que coincide con el valor mínimo entre los siguientes:

- Un cuarto de la luz, siendo la luz la distancia entre apoyos o entre puntos de inflexión de la deformada longitudinal.
- La distancia entre ejes de vigas.
- Doce veces el espesor de la losa.

El proceso de cálculo tuvo en cuenta también el proceso constructivo. El pretensado de las vigas se realizó en dos fases. En la primera de ellas, tras la fabricación a pie de obra se pretensó cada viga con un tendón de trazado parabólico. La segunda fase se realizó tras el hormigonado de la losa superior y del nudo de unión viga-muro mediante dos tendones. Se aplicó la fuerza del pretensado de continuidad necesario para resistir los esfuer-

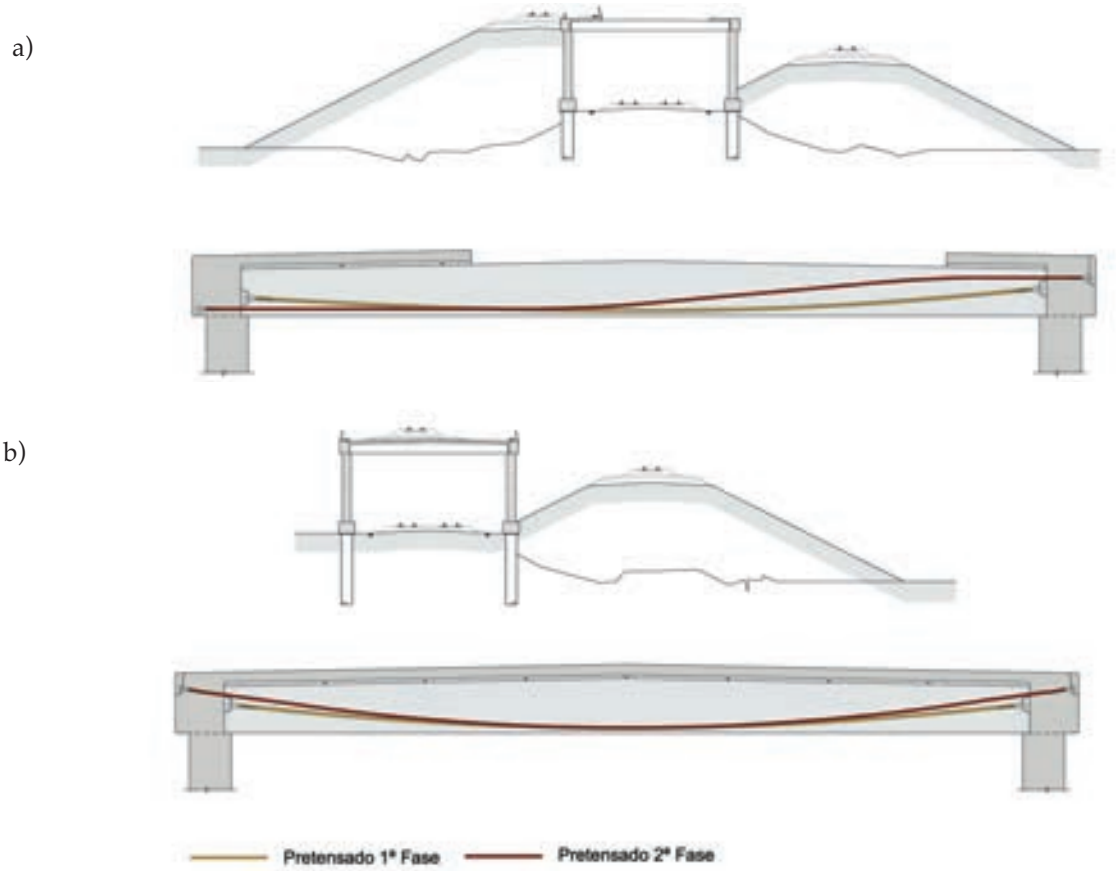


Figura 10. Secciones transversales y pretensado de las vigas de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra; a) Zonas extremas; b) Zona central

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

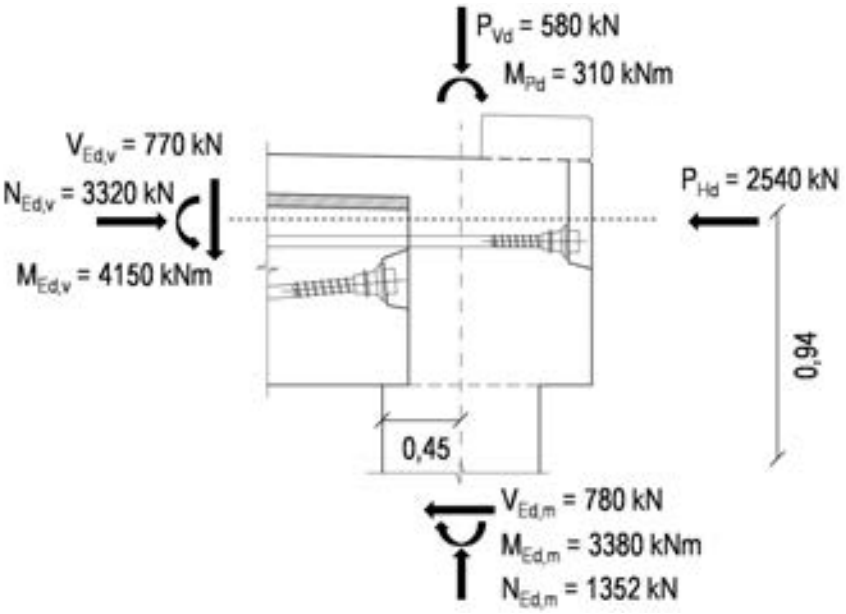


Figura 11. Esfuerzos solicitantes en la unión muro-viga con tracción en el lado exterior

zos que aparecen en el empotramiento del tablero en el muro, considerando además su incremento a lo largo del tiempo debido al efecto de la fluencia (figura 10).

3.2.2. Resultados de cálculo

Debido a que los momentos en los nudos entre vigas y muros se producen básicamente por el empuje horizontal de las tierras, en función de la disposición de los rellenos de tierra y de la posición de las vías del tren las tracciones pueden aparecer en el lado interior o en el lado exterior del nudo. Por tanto, se pueden dar simultáneamente los casos de tracción en el lado interior y exterior en los dos nudos de un mismo pórtico.

En la figura 11 se recogen los máximos esfuerzos que solicitan los nudos viga-muro en el caso de tracción en el lado exterior, correspondientes a la zona de máxima separación entre vigas, que es de 5,2 m. Estos valores, obtenidos según la teoría elástica, fueron los empleados para dimensionar los nudos. Los esfuerzos indicados en las vigas y en la coronación de los muros son valores de cálculo que se refieren al centro de gravedad del muro y del conjunto viga-losa, respectivamente. Se incluye también el pretensado, que se considera como fuerza actuando sobre la viga.

En el apartado 4 se justifica la disposición de las diferentes armaduras en la zona de los nudos entre vigas y muros para el caso de tracciones en el lado exterior. A estos efectos se han desarrollado los campos de tensiones que permiten seguir el flujo de las fuerzas a través de los nudos. A partir de ellos se han determinado los valores de cálculo de los esfuerzos (particularmente de los momentos) que se pueden transmitir de las vigas a los muros a través de los nudos. Finalmente, estos esfuerzos se comparan con los valores obtenidos según la teoría elástica.

4. DETALLES ESTRUCTURALES

4.1. Contexto

Los métodos actualmente disponibles para el análisis estructural de los elementos de hormigón armado no permiten a los ingenieros conocer la trayectoria de las fuerzas a través de los elementos [1]. Esto resulta especialmente problemático cuando se trata de analizar o dimensionar discontinuidades estructurales como las uniones y los nudos. En los últimos años se han dado importantes mejoras en el análisis de estructuras de hormigón armado como consecuencia de la introducción del método de los campos de tensiones [2], con el que pueden desarrollarse modelos de cálculo basados en el teorema estático de la teoría de la plasticidad.

Existen otros métodos de análisis de estructuras de hormigón basados en la teoría de la plasticidad, entre ellos el conocido como método de las bielas y los tirantes, de larga tradición y adoptado por ejemplo en la norma EHE [3]. El método de las bielas y los tirantes está basado en la analogía de la celosía, mientras que el de los campos de tensiones es una aplicación directa de la teoría de la plasticidad. En el primero, el comportamiento estructural se analiza mediante fuerzas y en el segundo a través de las tensiones. A pesar de sus diferentes orígenes y planteamientos, ambos métodos son complementarios [4] y su aplicación conjunta proporciona una herramienta muy potente para resolver problemas prácticos.

En el presente apartado se introducen en primer lugar algunos aspectos teóricos, imprescindibles para la aplicación del método de los campos de tensiones (apartado 4.2). A continuación se establece un procedimiento para el dimensionado de los nudos en las estructuras de hormigón armado y pretensado (apartado 4.3). Finalmente se presenta un ejemplo práctico relacionado con la pérgola de Alameda de la Sagra (apartado 4.4).

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

4.2. Aspectos teóricos

4.2.1. Teorema estático de la teoría de la plasticidad

Para el dimensionado de los elementos de hormigón armado y pretensado mediante el método de los campos de tensiones es conveniente reformular de la siguiente manera el teorema estático de la teoría de la plasticidad:

"Se selecciona un campo de tensiones que cumpla con las condiciones de equilibrio y de borde. Las dimensiones de las secciones transversales y de la armadura se deberán determinar de tal forma que la resistencia supere o iguale las correspondientes fuerzas internas en todos los puntos".

Para que se cumpla la condición estática de plasticidad en el contexto de este método, el valor de la tensión en cada punto de la estructura deberá ser igual o inferior a la tensión de plastificación del material correspondiente. La aplicación del teorema estático conduce a soluciones fiables siempre y cuando se respeten las hipótesis de aplicación de la teoría de la plasticidad [2].

4.2.2. Leyes constitutivas para los materiales

Para facilitar la definición de los campos de tensiones se suele suponer para los materiales un comportamiento rígido – perfectamente plástico. Esta hipótesis permite el desarrollo de los campos de tensiones con línea discontinua que delimitan regiones dentro de un cuerpo [4]. A lo largo de estas líneas pueden producirse discontinuidades en el valor de las tensiones paralelas a uno y otro lado de la línea, mientras que las tensiones normales y tangenciales, respectivamente, deberán ser iguales en ambos lados.

Por todo lo anterior, la aplicación del teorema estático requiere la definición para cada material de su tensión de plastificación. En el caso del acero, la idealización de su comportamiento como rígido – perfectamente plástico no requiere la adopción de mayores precauciones. Se asume que la resistencia plástica corresponde al límite elástico del material.

En el caso del hormigón, por el contrario, es necesario respetar una serie de condicionantes. Para tener en cuenta el comportamiento frágil del hormigón, que se acentúa en la medida en que aumenta su resistencia a compresión, se introduce una resistencia plástica equivalente [2]:

$$f_{cp} = 3{,}1 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq f_{ck} \qquad (1)$$

f_{ck} valor característico de la resistencia a compresión en N/mm^2

La capacidad resistente del hormigón dentro de una estructura o un elemento estructural depende decisivamente del estado de deformaciones laterales impuestas. Para tenerlo en cuenta se introduce una resistencia plástica efectiva [2]:

$$f_{ce} = k_c \cdot f_{cp} \qquad (2)$$

k_c coeficiente para la determinación de la resistencia efectiva del hormigón

Valores numéricos para el coeficiente k_c se encuentran en [2] y [4], en función de las deformaciones laterales impuestas. Cuando las bielas transmiten compresiones a través del hormigón fisurado con deformación diagonal impuesta, por ejemplo en el alma de una viga, el valor adoptado es de $k_c = 0{,}6$.

La resistencia a tracción del hormigón, finalmente, no se tiene en cuenta. Efectivamente, su gran fragilidad no permite efectuar un análisis plástico en las zonas afectadas.

4.3. Procedimiento

4.3.1. Dimensionado de nudos

Para el dimensionado de nudos y otras zonas singulares mediante el método de los campos de tensiones se suele emplear el siguiente procedimiento práctico adaptado de [2]:

- Determinación de los esfuerzos en los elementos adyacentes al nudo mediante un modelo basado en la teoría clásica de la resistencia de los materiales.
- Análisis de los esfuerzos en términos de sus resultantes.
- Definición de la armadura requerida en los elementos adyacentes al nudo o a la zona singular.
- Análisis de los detalles del nudo o de la zona singular por medio del estudio de los campos de tensiones.
- Disposición constructiva de las armaduras y de los dispositivos de unión necesarios en el nudo o en la zona singular.
- Iteración de este proceso, en caso necesario.

Para el análisis de los detalles se debe realizar un dibujo del campo de tensiones, respetando las dimensiones geométricas de las bielas y los tirantes. Posteriormente se verifica si el espacio disponible es suficiente para la disposición de estos elementos.

4.3.2. Tratamiento del pretensado

Aplicando la teoría de la plasticidad, el pretensado no tiene influencia sobre la resistencia última de un determinado elemento estructural ya que provoca un estado autoequilibrado. De acuerdo con este punto de vista, se

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

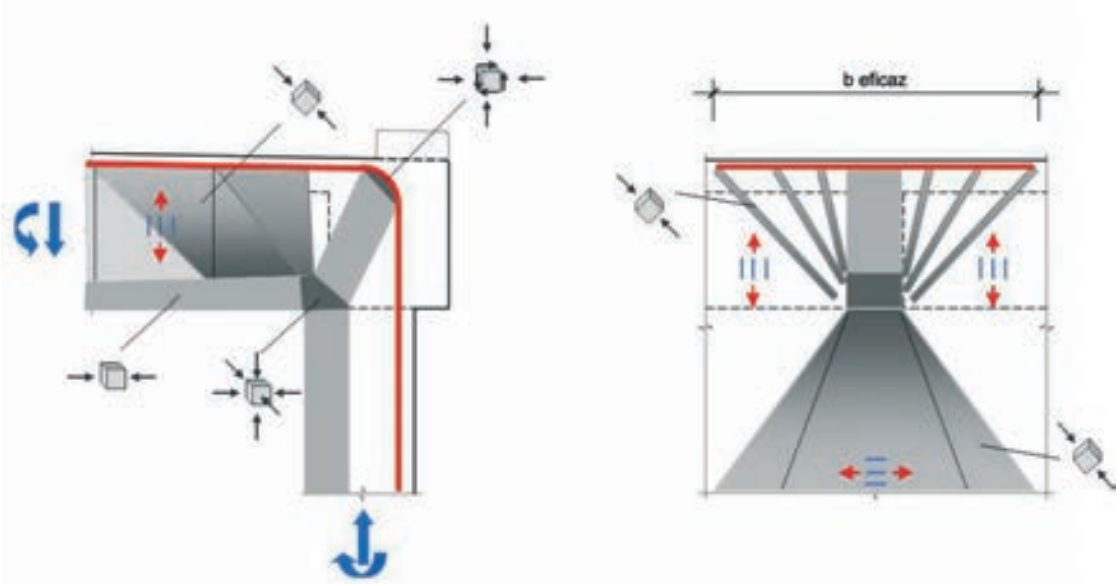


Figura 12. Representación esquemática del comportamiento de un nudo entre una viga con losa superior y un muro para el caso de tracción en la cara exterior; a) Sección; b) Alzado desde el exterior del muro.

podría tratar como una armadura pasiva para determinar la resistencia última de la estructura.

No obstante, debido a que en función del sistema y de las cargas se requieren redistribuciones más o menos importantes de los esfuerzos para alcanzar la resistencia última, puede ser recomendable considerar el pretensado como fuerzas exteriores actuando sobre la estructura. De esta manera se asegura que las tensiones autoequilibradas se consideran en todo el campo de tensiones. Esto es particularmente importante para la disposición constructiva y el dimensionado de los detalles estructurales en la zona de la introducción de las fuerzas. Según este segundo enfoque, aparte de las fuerzas exteriores debidas al pretensado, las únicas fuerzas en los tendones serían las variaciones provocadas por las cargas. De esta manera, los tendones de pretensado se pueden tratar como una armadura pasiva con un valor nominal de la resistencia a tracción de $(f_{pk} - \sigma_p)$, donde f_{pk} es el valor característico de la resistencia a tracción del acero de pretensar, y σ_p la tensión en el tendón debida a la fuerza de pretensado.

4.4. Ejemplo

4.4.1. Situación

A título de ejemplo se considera un nudo entre el tablero y el muro de la pérgola en Alameda de la Sagra (apartado 2.2). Concretamente, se considera el caso determinante con tracción en la cara exterior del nudo en la zona con una separación entre vigas de 5,2 m. De acuerdo con el procedimiento establecido en el apartado anterior, tanto la viga como el muro se han dimensionado previamente según la teoría clásica de la resistencia de los materiales. Queda por dimensionar el nudo entre ambos. Del análisis estructural se deducen los valores de cálculo de las solicitaciones relevantes a estos efectos (apartado 3.2.2).

4.4.2. Comportamiento

El comportamiento del nudo está condicionado por la geometría de los elementos que se unen y la disposición de las armaduras pasiva y activa que, a su vez, son el resultado del dimensionado de estos elementos. Los aspectos más relevantes de este comportamiento se representan esquemáticamente en la figura 12.

Debido a que la viga y el muro tienen diferentes secciones, el desvío de la fuerza de tracción de la armadura moviliza también la adherencia entre la biela de compresión y la armadura (figura 12a). El equilibrio sólo es posible para una determinada curvatura de la armadura que, por la falta de simetría, no es circular. Eso podría conducir a problemas en casos extremos con inclinaciones pequeñas de la biela de compresión y radios grandes de la armadura, situaciones que se deben evitar.

La fuerza de compresión inducida por el momento flector del tablero está concentrada en el ancho de la viga. Esta fuerza se debe equilibrar con la fuerza de tracción en las armaduras situadas en la cara exterior del nudo. Éstas están distribuidas en todo el ancho eficaz de la losa, por lo que en alzado (figura 12b) se produce una difusión de la fuerza de compresión anteriormente descrita. Las bielas de compresión se inclinan con respecto al plano vertical de la viga, lo que conduce a una fuerza de tracción en dirección transversal al eje de la viga.

4.4.3. Campos de tensiones

Teniendo en cuenta las anteriores consideraciones, se desarrolla el modelo de campos de tensiones para el nudo analizado (figura 13). Las bielas de compresión horizontal en la viga y vertical en el muro se encuentran en la zona nodal de la cara interior del nudo, donde

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

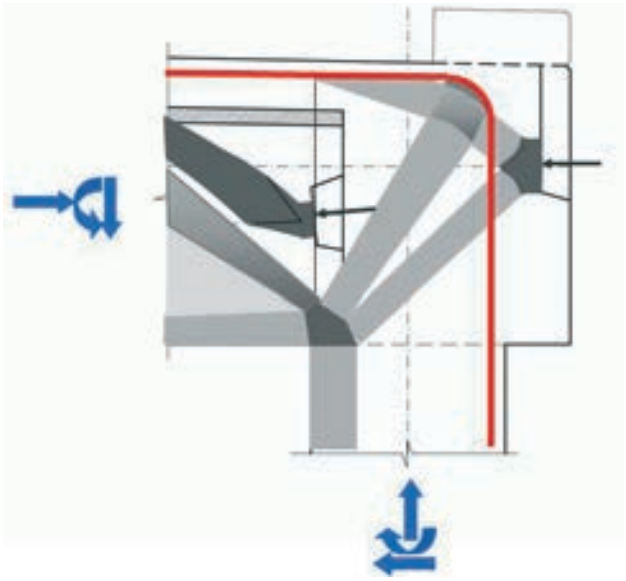


Figura 13. Modelo de campos de tensiones en el nudo con tracción en la cara exterior

están en equilibrio con la biela diagonal. Una parte de esta biela está en equilibrio con el tirante constituido por el pretensado de la segunda fase. Éste se ancla en la cara exterior del nudo con una placa de anclaje, por lo que el equilibrio con la biela diagonal no causa problemas. La parte restante de la biela diagonal se equilibra con el tirante formado por la armadura pasiva situada en la cara exterior del nudo.

La parte superior de la biela diagonal puede ser verificada con una tensión correspondiente al valor de cálculo de la resistencia plástica equivalente, $f_{ce,d} = f_{cp} / \gamma_c$, siendo γ_c el coeficiente parcial para la resistencia del hormigón, ya que el hormigón se encuentra en una situación de compresión uniaxial sin tracciones transversales. La parte inferior, por el contrario, debe ser verificada con una tensión de $f_{ce,d} = 0{,}6 \cdot f_{cp} / \gamma_c$ al existir una tracción oblicua al campo de compresión.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de las estructuras tipo pérgola está condicionado principalmente por la necesidad o no de mantener el tráfico del vial inferior durante la construcción. En el caso de las pérgolas situadas en Motilla del Palancar y Málaga, la inexistencia de tráfico por el vial inferior permitió la construcción mediante cimbras convencionales apoyadas en el terreno.

Por el contrario, el cruce de la estructura de Alameda de la Sagra sobre la vía existente de ferrocarril Madrid-Sevilla obligó a adoptar una serie de medidas durante el proceso constructivo para no afectar al tráfico ferroviario. Previamente a toda actuación se protegió la línea con una serie de elementos auxiliares dispuestos paralelamente a la plataforma existente, respetando el gálibo reducido exigido por la propiedad de la línea.

Tras el saneo del terreno, se procedió al relleno con material seleccionado hasta la cota de la plataforma de la línea Madrid-Sevilla. De esta forma, además de constituir un cimiento para los terraplenes de la nueva línea Madrid-Toledo, sirve de plataforma de trabajo para la ejecución de los pilotes, de los encepados y los muros laterales de apoyo del tablero.

Considerando la escasa altura de la estructura, las vigas se montaron mediante grúas móviles situadas en el exterior de la plataforma ferroviaria Madrid-Sevilla en horario nocturno sin necesidad de realizar cortes de tráfico en la vía en servicio. Para el hormigonado de la losa se utilizaron placas de encofrado colaborante, colocadas también con grúas, sobre las que se dispuso la ferralla. Finalmente, tras el hormigonado de la losa y del nudo de unión del tablero con los muros, se procedió al tesado de los tendones de continuidad. Esta fase era necesaria para poder rellenar el trasdós de los muros para formar el terraplén de apoyo de las plataformas de la vía derecha e izquierda de la línea Madrid-Toledo.

6. CONCLUSIONES

La resolución de cruces a distinto nivel bajo grandes esviajes mediante pérgolas resulta a menudo la solución más económica al permitir una reducción de las luces al valor mínimo posible. Consecuentemente, pasa a ser la tipología más empleada en este tipo de obras.

Sin embargo, frecuentemente se convierten en una opción poco afortunada, tanto desde el punto de vista estético como estructural, particularmente en el caso de emplear elementos prefabricados.

A través de la adopción de medidas sencillas, como el hormigonado de las uniones para lograr estructuras monolíticas, el cuidado de las formas y una adecuada disposición de aligeramientos se puede llegar a dignificar estas estructuras sin incrementar de forma significativa los costes.

REFERENCIAS

[1] MAC GREGOR J.G. "Challenges and changes in the design of concrete structures". *Concrete International*, 1984, vol. 6, nº 2, p. 48-52.

[2] MUTTONI A., SCHWARTZ J. and THÜRLIMANN B. *Design of concrete structures with stress fields*. Basel [etc.]: Birkhäuser, 1997. 143 p. ISBN 3-7643-5491-7.

[3] *EHE. Instrucción de Hormigón Estructural.* Madrid: Ministerio de Fomento, 1998. ISBN 84-498-0390-X.

[4] MUTTONI A., FERNÁNDEZ RUIZ M. "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones". *Hormigón y Acero*, 2007, nº 243, p. 93-102.

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

DATOS TÉCNICOS			
	Nuevo acceso de AV a Toledo	Nuevo acceso de AV a Levante	Línea de AV Córdoba-Málaga
Ubicación	Alameda de la Sagra (Toledo)	Motilla del Palancar (Cuenca)	Málaga
Año de construcción	2003	2003	2005
Longitud total [m]	271	146	104,8
Ancho del tablero [m]	19,4	14,0	8,4
Hormigón in situ			
– Cimentación [m^3]	1303 (*)	2721	834
– Estribos [m^3]	3555	1527	1262
– Pilas [m^3]	–	365	11
– Tablero			
- Vigas [m^3]	642	–	–
- Losa [m^3]	1640	2403	634
Acero de armar			
– Cimentación [t]	150 (*)	148	59
– Estribos [t]	470	97	166
– Pilas [t]	–	73	3
– Tablero			
- Vigas [t]	66	–	–
- Losa [t]	207	200	38
Acero de pretensar			
– Tablero [t]	39	30	–
Coste total estimado [€]	2.845.000	1.641.617	584.282
(*) Datos referidos a los encepados			

RELACIÓN DE PARTICIPANTES			
	Nuevo acceso de AV a Toledo	**Nuevo acceso de AV a Levante**	**Línea de AV Córdoba-Málaga**
Promotor	GIF	GIF	Ministerio de Fomento
Ingeniería estructural	CESMA Ingenieros	CESMA Ingenieros	CESMA Ingenieros
Empresa constructora	UTE DRAGADOS-TECSA	COPROSA	ACCIONA

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