

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 bijnacena-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).

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 so-

luciones 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



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 solu-

ción de arcos apuntados contruidos 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



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 prelasas 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 bijá-cena), 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



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. Puente de Sant Boi



(Figura 7), que han permitido resolver dos complicados cruces sobre autopista, muy forzados en esviaje y en los gálibos disponibles.

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 bijnáca, 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.

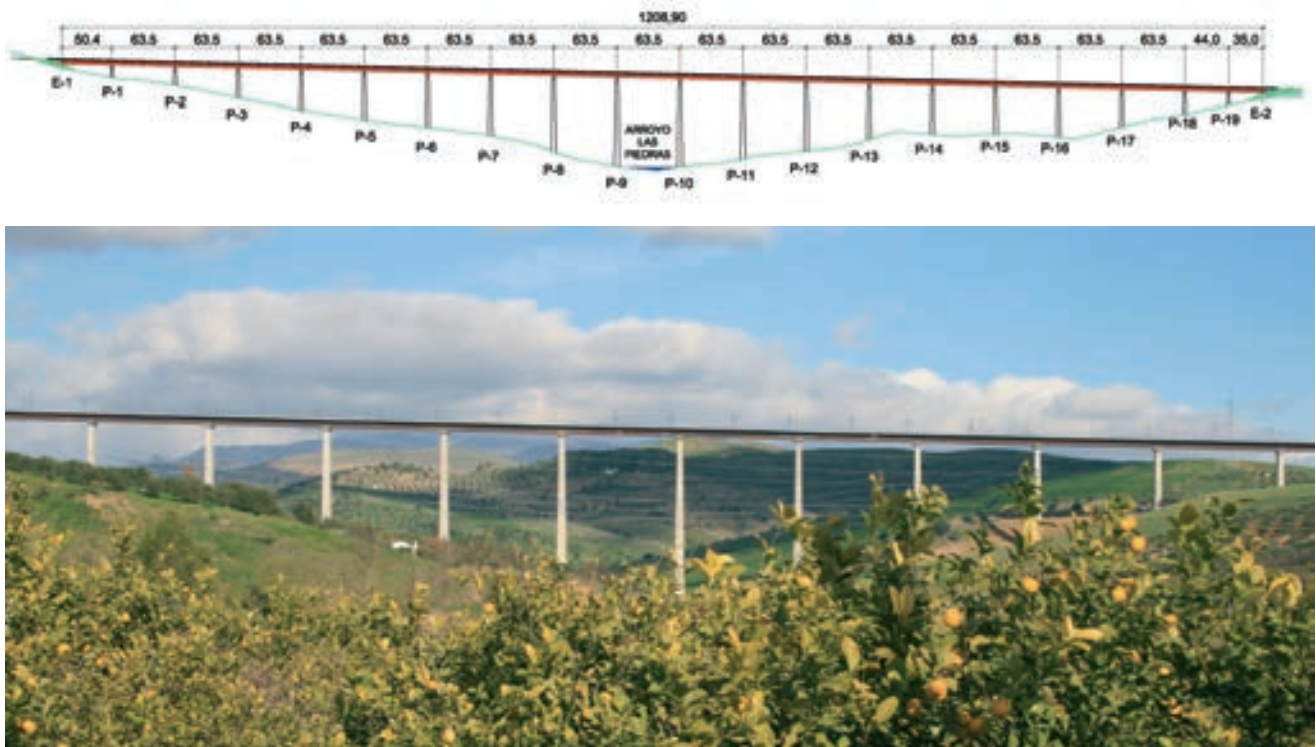


Figura 8. Alzado y vista del Viaducto Arroyo las Piedras

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 prelasas inferiores, el hormigón de fondo y los



Figura 10. Vista de prelasas superiores



Figura 11. Vista de prelasas inferiores y hormigón de fondo



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 prelasas 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 prelasas superiores ni inferiores, con objeto de evitar esfuerzos excesivos durante el lanzamiento en las fases de 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 guíaderas 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 prelasas 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



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 previsible 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 previsible 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

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 $\cong 2$ cm, mostraban ya, para la sollicitación 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 sollicitaciones 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

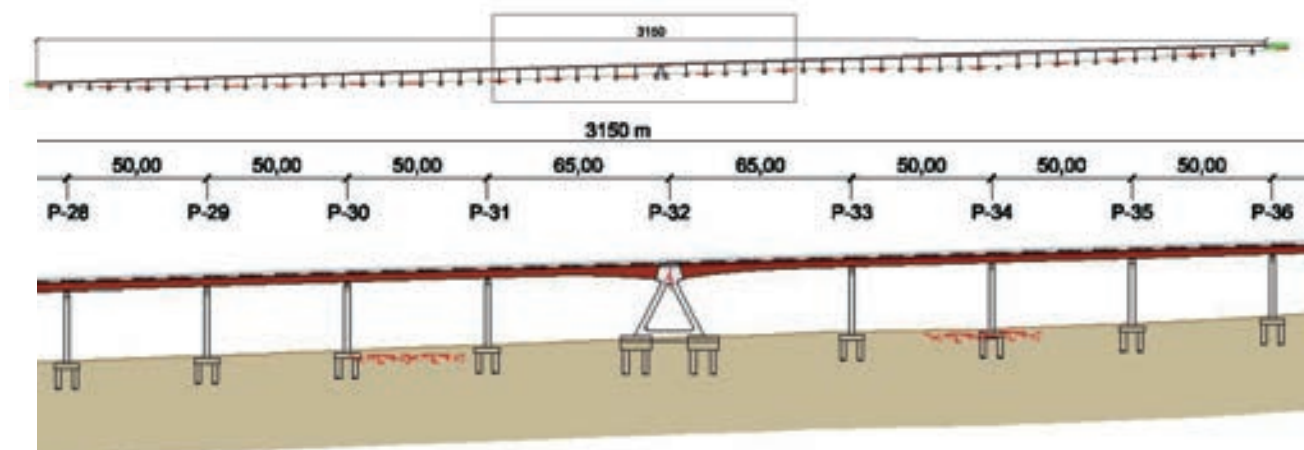


Figura 18. Alzado del viaducto de Archidona



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 axial 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

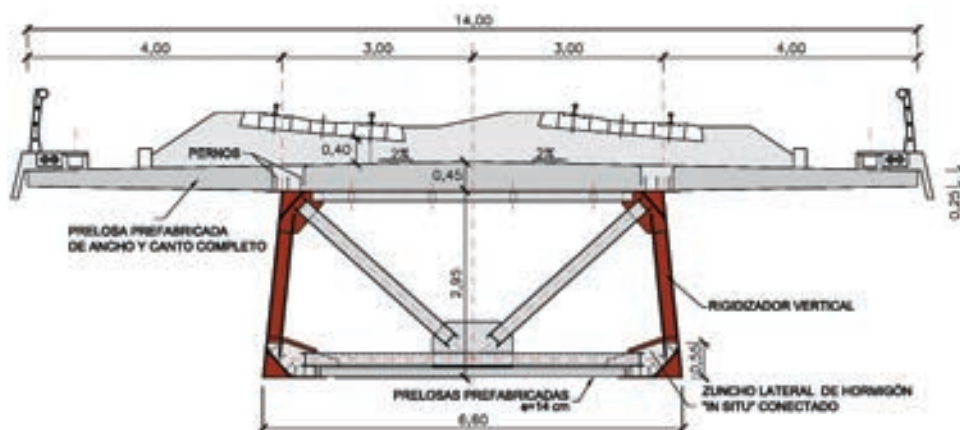


Figura 20a. Sección por centro de vano

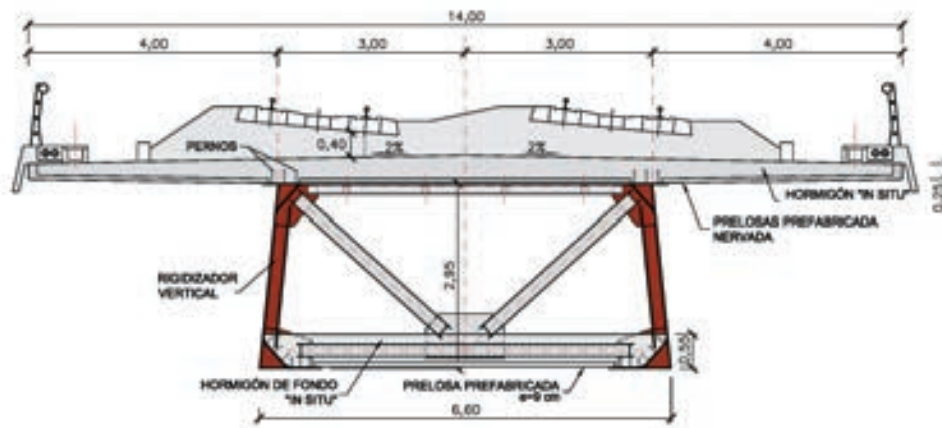


Figura 20b. Sección por zona de momentos negativos

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 bixágena 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 aperturada, con dos fustes de sección constante rectangular, en hormigón armado, y con la misma inclinación que presenta la sección transversal (Figura 21). La forma trapezoidal confiere a la pila la

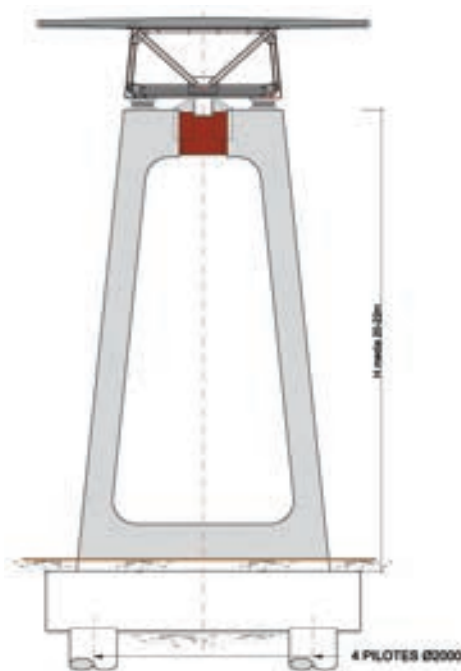


Figura 21. Sección por pila tipo

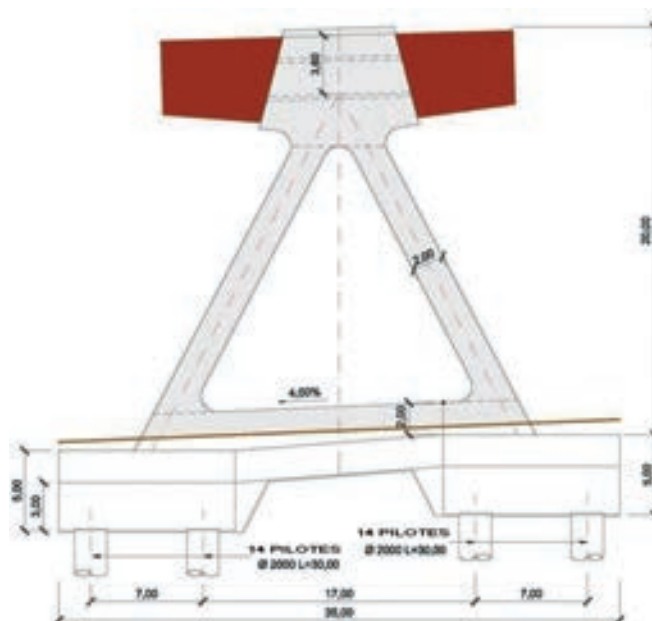


Figura 22. Punto fijo central

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 conectores. 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.

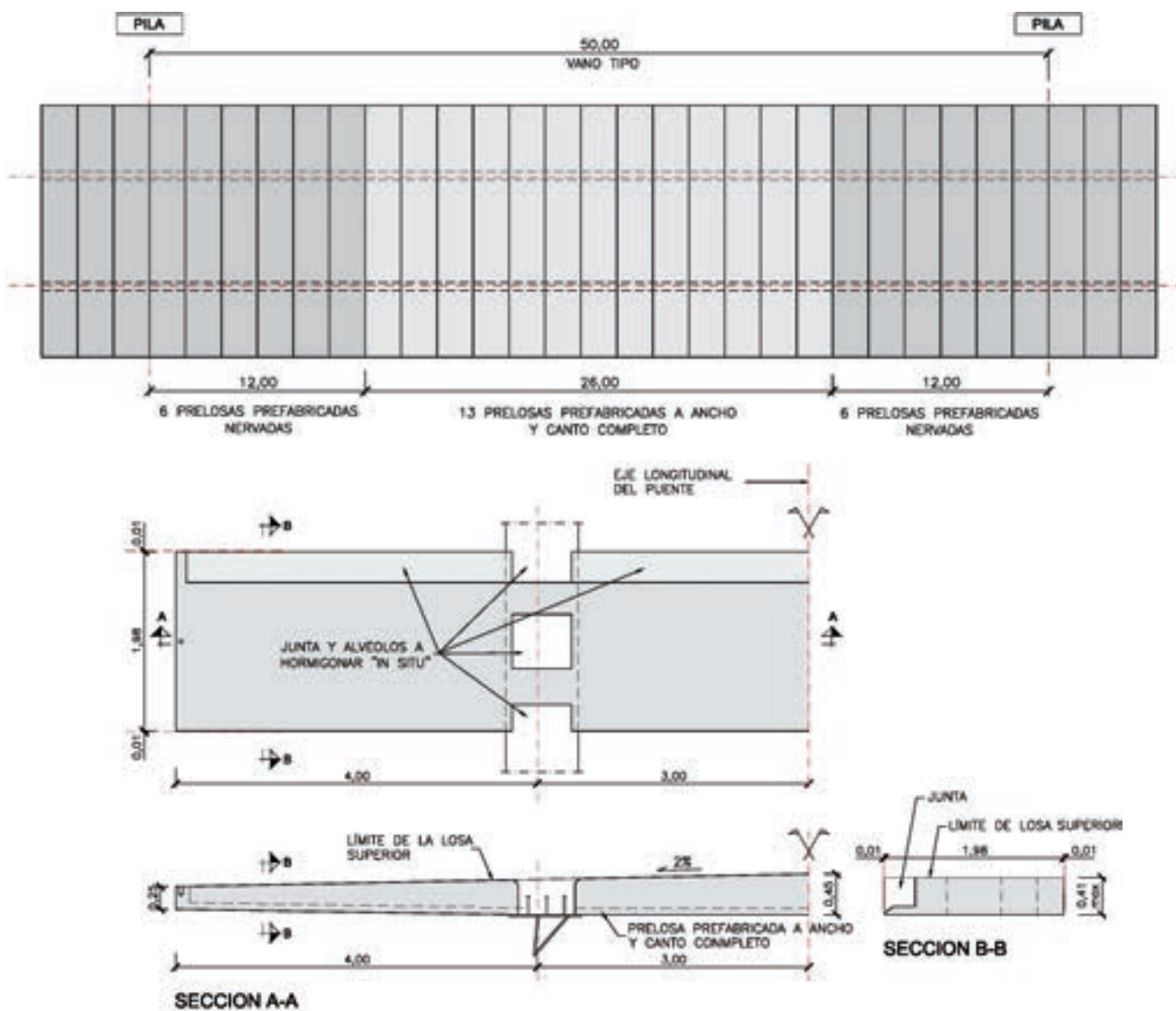


Figura 23. Esquema de prelosas del tablero, y prelosa de zona de momentos positivos

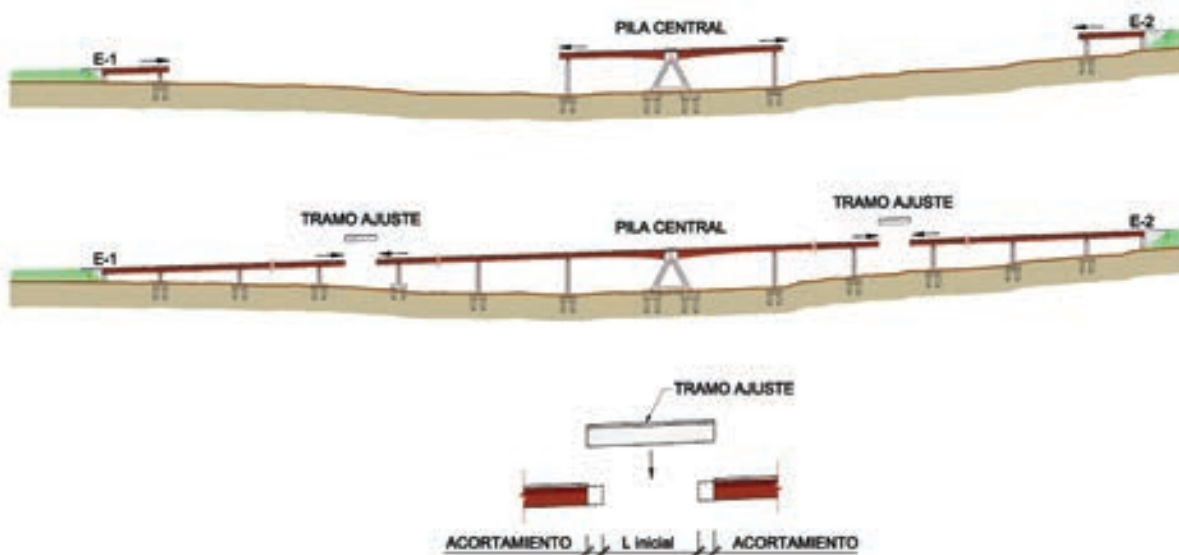


Figura 24. Reducción de la retracción efectiva en la junta por adecuación del proceso constructivo

- 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

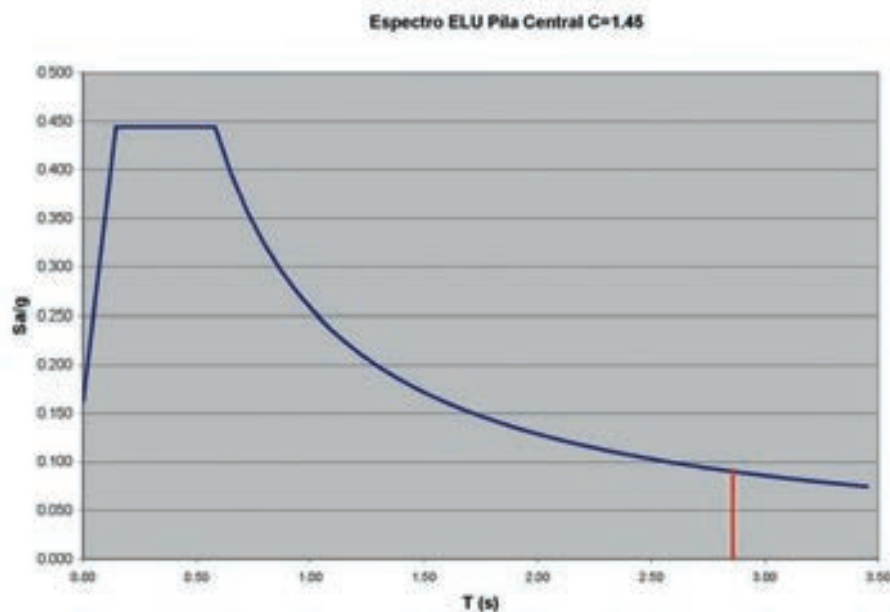


Figura 25. Reducción de la fuerza sísmica por la flexibilidad axial del dintel mixto

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 \varnothing 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 \varnothing 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 sísmi-

cos 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 axial 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 axial 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-



Figura 26. Vista del Viaducto sobre el río Ulla

Teca 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

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 60° respecto de la horizontal. Los cordones superior e inferior son paralelogramos 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 conectores, 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

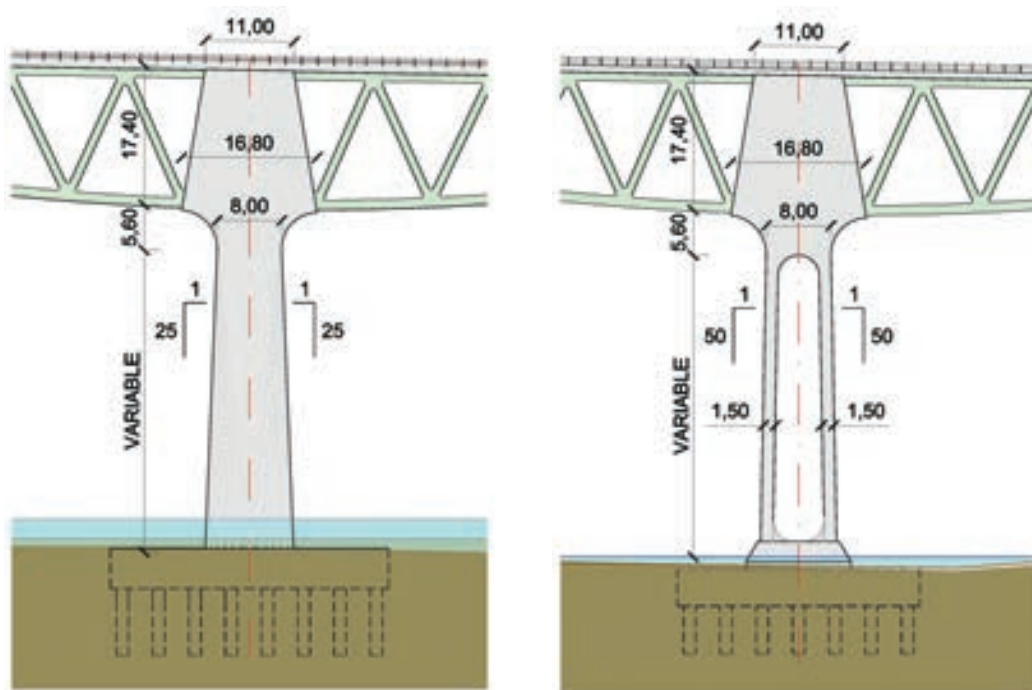


Figura 28a y 28b. Vista de las pilas centrales (P-6 y P-7) y laterales (P-5 y P-8)

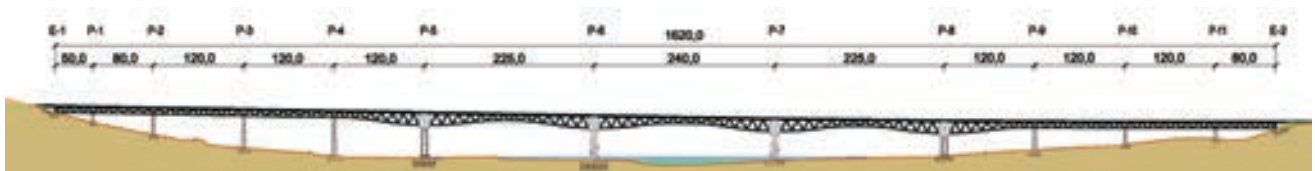


Figura 29. Alzado del Viaducto

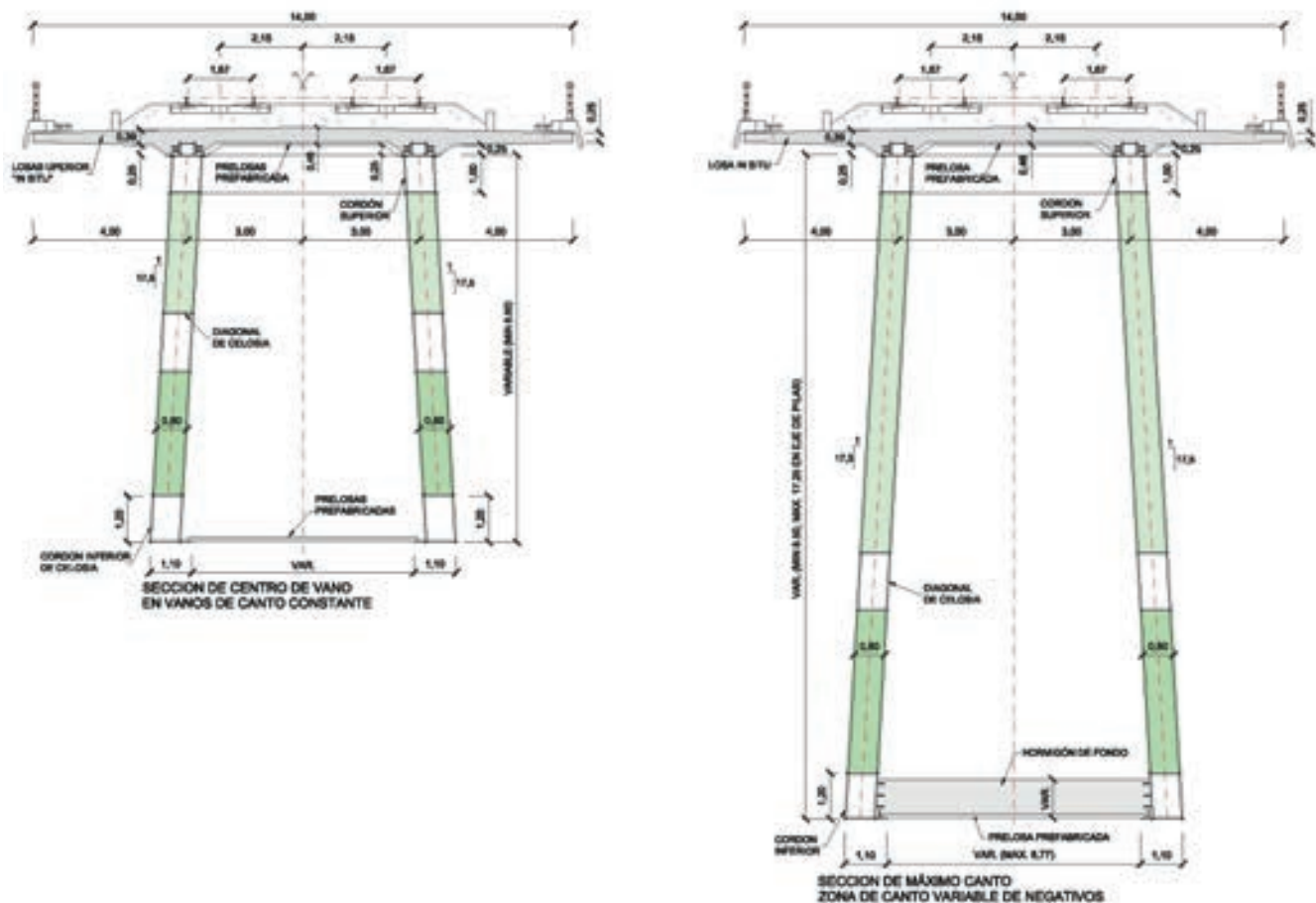


Figura 30. Secciones transversales

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 trapezial). 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

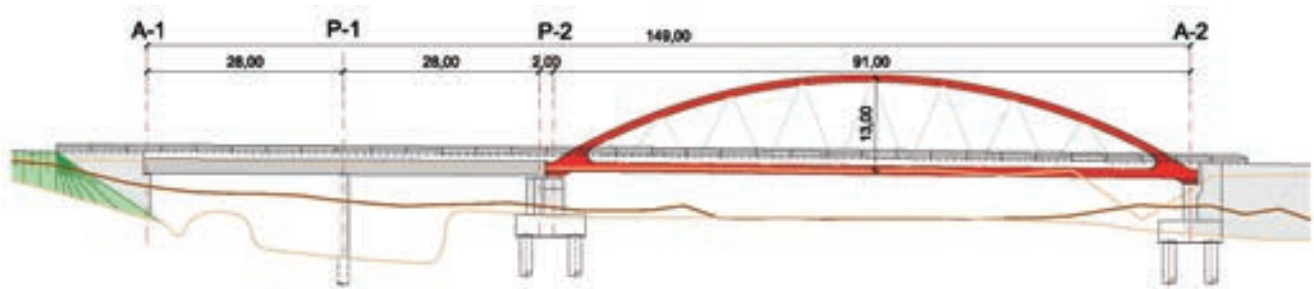


Figura 31. Alzado del viaducto

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 artesas 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.

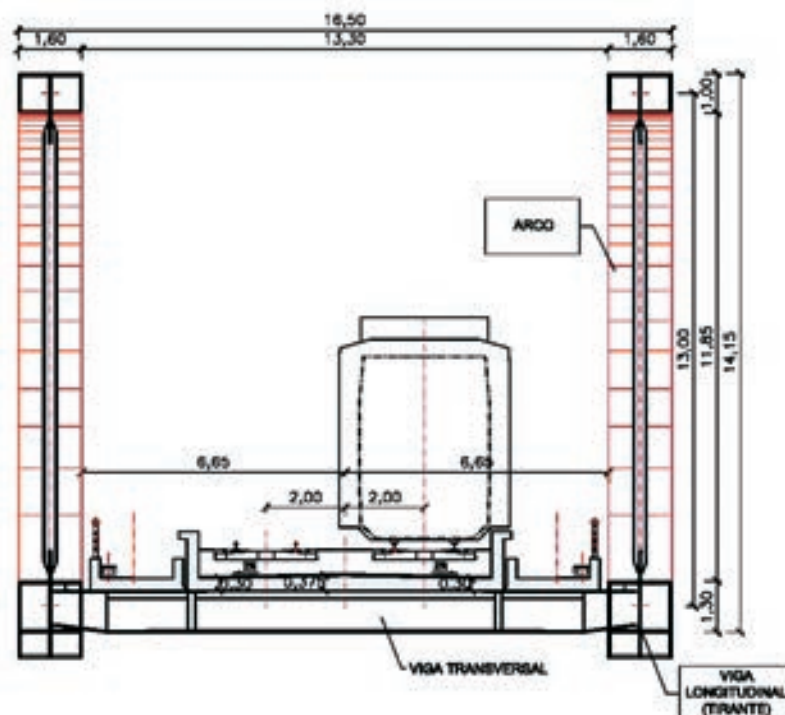


Figura 32. Sección transversal tipo

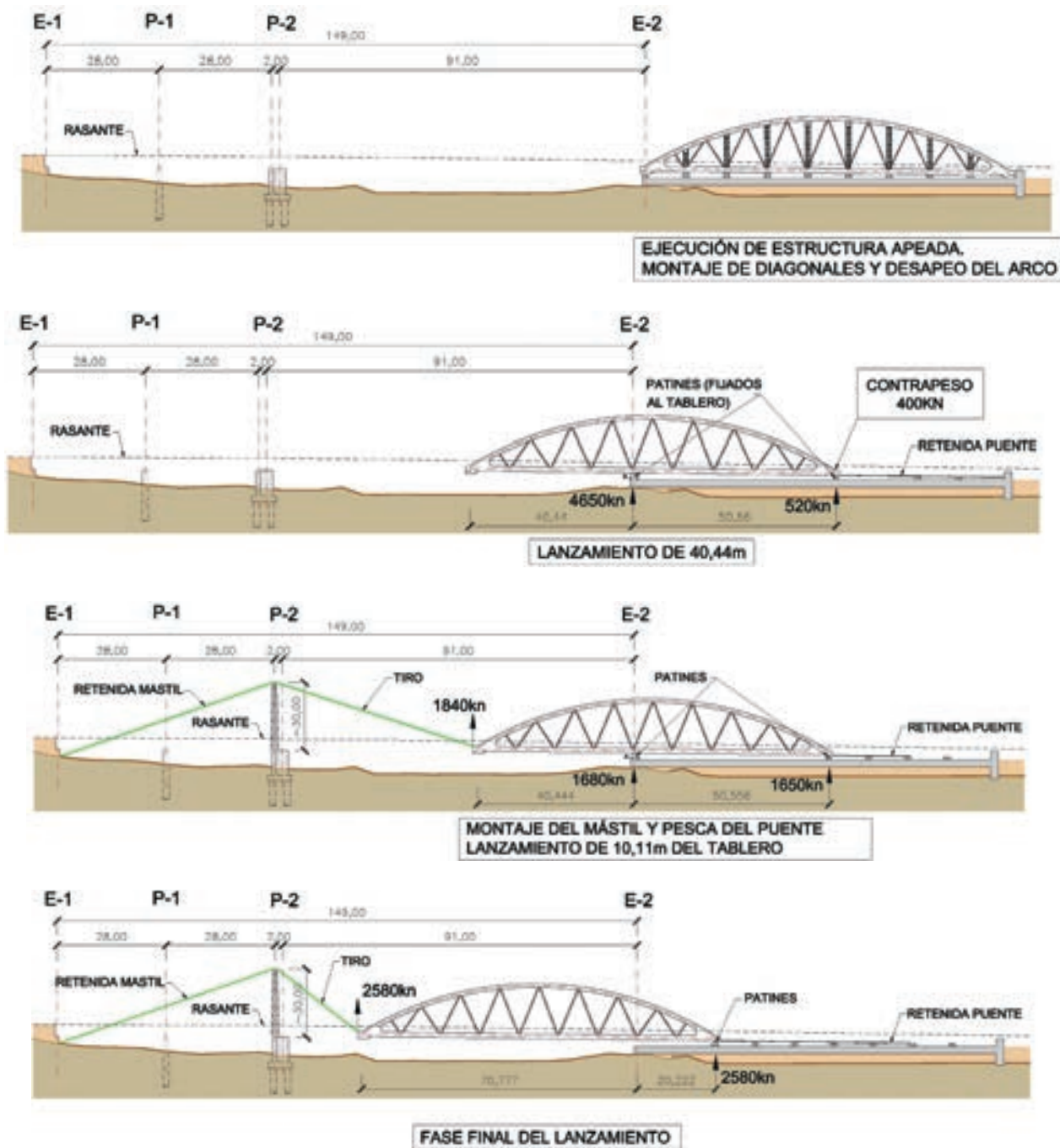


Figura 33. Proceso constructivo

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

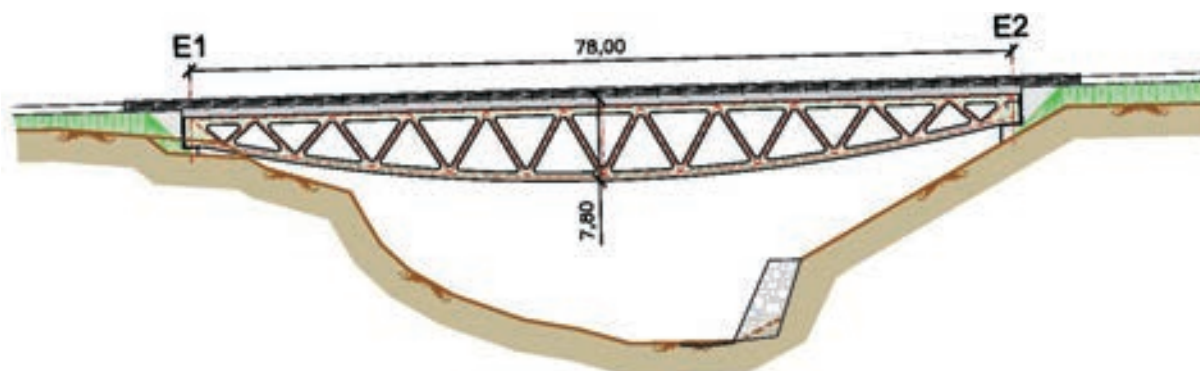


Figura 34. Alzado de Viaducto sobre la Rambla de Librilla

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 prelasas 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

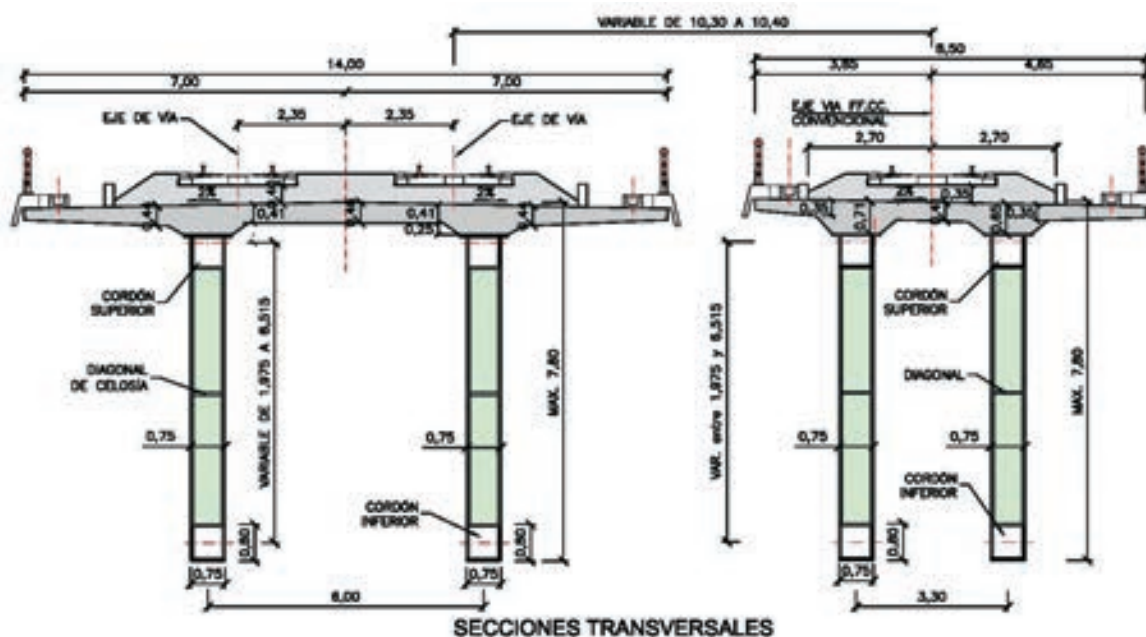


Figura 35. Secciones de los dos tableros del Viaducto sobre la Rambla de Librilla

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, n° 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, n° 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 Construção Metálica e Mista*. Lisboa: CMM, Associação Portuguesa de Construção 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.