

**III CONGRESO DE ACHE DE
PUENTES Y ESTRUCTURAS**

LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI
Sostenibilidad, innovación y retos del futuro



Realizaciones



**VIADUCTO SOBRE EL RÍO GENIL, EN LA LAV
CÓRDOBA - MÁLAGA**

Javier **PASCUAL SANTOS**¹, Luis Miguel **VIARTOLA LABORDA**²

¹ Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. IDEAM S.A.

² Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. DRAGADOS

RESUMEN

En este artículo se describe el viaducto sobre el río Genil, perteneciente al tramo Arroyo del Ingeniero-Herrera de la L.A.V. Córdoba-Málaga, y terminado en el año 2004.

Se realiza en primer lugar una descripción general del viaducto, atendiendo principalmente a los aspectos de su diseño más específicos en función de su tipología, enmarcada en el conjunto de los viaductos de gran longitud que se presentan en las líneas de alta velocidad ferroviarias. Después se realiza una descripción general del proceso constructivo, con especial énfasis en aquellas cuestiones que, a juicio de los autores, resultaron condicionantes para alcanzar unos excelentes rendimientos durante su ejecución en obra, lo que es esencial en este tipo de tableros.

PALABRAS CLAVE

Alta velocidad, Sismo, Autocimbra, Interacción vía-estructura,

1. MORFOLOGIA LONGITUDINAL.

El proyecto del viaducto construido ha sido realizado por IDEAM tras el encargo de la UTE ACS Proyectos, Obras y Construcciones (hoy DRAGADOS) - Vías y Construcciones para adaptar el proyecto original del puente, redactado por INECO, a los medios y sistemas de ejecución previstos por la empresa constructora.

El puente se constituye por una sucesión de 29 vanos isostáticos de 48 metros de longitud cada uno, lo que proporciona una longitud total de puente de 1389,80 metros entre ejes de apoyo en estribos, más una entrega a cada lado de 1,04 metros de longitud. La altura máxima de rasante desde el terreno es de unos 30 metros, si bien esta mayor altura se concentra en la zona central del viaducto, y es sensiblemente inferior en las laterales. El puente se enmarca por tanto dentro de los viaductos típicos de gran longitud y alturas moderadas que se ubican frecuentemente en las líneas de alta velocidad ferroviarias.

Dentro de las posibles morfologías longitudinales que pueden plantearse para la resolución de este tipo de viaductos, el recurso a la sucesión de vanos

isostáticos es una alternativa excelente cuando la altura de la rasante permite vincular cada vano a una pila a la que transmitir las acciones longitudinales de frenado y arranque de vehículos ferroviarios en condiciones adecuadas, es decir, con una deformabilidad reducida para garantizar las condiciones exigidas a los desplazamientos y tensiones en el carril. El control de la interacción vía-estructura es entonces esencial para el diseño del puente, ya que resulta mucho más condicionante para el dimensionamiento de la subestructura que los controles meramente resistentes, y con un buen diseño de la subestructura permite prescindir de todo aparato de dilatación de vía tanto en el interior del tablero como en estribos, que es una condición enormemente favorable durante la fase de explotación de la línea. En nuestro caso, ya el proyecto original del puente prestaba gran atención a este aspecto, y planteaba a nuestro juicio correctamente una tipología isostática, que respetamos en el proyecto realizado para la empresa constructora.

No obstante, una rasante a 30 metros de altura resulta terriblemente penalizante para la subestructura de un tablero formado por vanos sucesivos isostáticos, y de hecho no es compatible con un diseño razonable de las pilas que mantenga en niveles apropiados sus deformaciones horizontales en cabeza sometidas a las acciones horizontales de servicio. Por este motivo, se plantearon finalmente dos tipos de pilas:

- Pilas de altura inferior a 20,00 metros materializadas con sección hueca básicamente rectangular de 5,50 x 3,50 y espesores de pared de 35 cm. (Hasta P3 y desde P19, ambas incluidas).
- Pilas de altura superior a 20,00 metros materializadas con fuste análogo al anterior pero de 4 metros de canto, ubicado sobre un plinto rectangular rígido semienterrado a partir de los 23 metros de altura hasta cara superior de cimentación. (Desde P4 hasta P18).

La rigidez de la subestructura así formada corresponde a exigir un mínimo de 1100 kN de fuerza horizontal en cabeza de pila por centímetro de desplazamiento horizontal en cabeza, que es un valor que en el caso de puentes isostáticos cubre en general ajustadamente las limitaciones de desplazamientos y tensiones en el carril derivadas de los controles de interacción vía-estructura. Aunque a priori pudiera parecer que estas rigideces debieran conducir a desplazamientos excesivos en cabeza de pila cuando cada

vano se somete a las acciones de frenado y arranque, que en nuestro caso alcanzaban los 2370 kN por vano, debe considerarse que la limitación de 5mm de desplazamiento que impone la normativa lo es al desplazamiento entre tableros sucesivos, y que son admisibles sin problemas desplazamientos absolutos mayores siempre que el desplazamiento relativo entre tableros contiguos quede acotado. El carril actúa a modo de elemento regulador entre vanos sucesivos y, con tensiones en carril debidas a frenado y arranque en el entorno de los 30-40 MPa, gradúa los movimientos entre vanos a valores compatibles con los exigidos por la Normativa, sin superar los límites tensionales admisibles en el carril cuando añadimos los efectos térmicos y de flexión del tablero.

El diseño de la subestructura que hemos descrito es conceptualmente análogo al que ya figuraba en el proyecto original del puente, y en el proyecto realizado para la constructora únicamente se ajustaron los cantos y alzados de pilas al sistema de encofrados previsto por ésta, que no permitía variación gradual del canto en alzado tal y como preveía el proyecto original. En todos los casos la cimentación se ejecutó con pilotes in situ de diámetro 1800 milímetros, ubicando 8 ó 9 pilotes por pila según su altura.



Figura 1.- Pilas y tablero durante la ejecución.

2. DESCRIPCIÓN DEL TABLERO.

El tablero se materializa con una sección cajón de 3,80 metros de canto y 14 metros de anchura en el forjado superior. El núcleo del cajón presenta 5,50

metros de anchura inferior con almas inclinadas a pendiente 1:10 hasta alcanzar la cota inferior del arranque del voladizo, de 40 centímetros de espesor. Este voladizo resulta, por tanto, del orden de los cuatro metros.

Un aspecto importante a destacar de la sección transversal del tablero es su secuencia constructiva, planteada en dos fases.

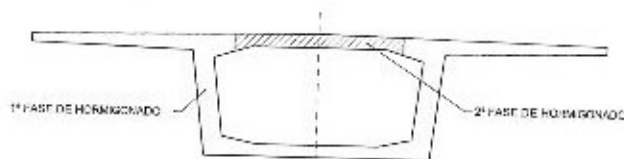


Figura 2.- Fases de hormigonado de la sección transversal

En una primera fase se ferralla y hormigona la losa inferior, almas y voladizos, dejando libre la losa superior en la zona ubicada sobre el núcleo del cajón. Esta ejecución permite retirar con total facilidad los encofrados interiores del cajón por su parte superior, y proceder al hormigonado en segunda fase del cierre de la losa superior sobre un encofrado interior ligero. Esta construcción en dos fases de la sección transversal no supone en absoluto una merma en el monolitismo necesario en la sección del tablero. La junta de hormigonado resultante en la losa superior no plantea ningún problema, al permitir el paso de las armaduras transversales de la losa a través de la misma, y el encofrado de la misma en primera fase puede resolverse perfectamente por ejemplo con el empleo de nervometal, que proporciona unas condiciones de rugosidad muy adecuadas en la junta, permite el paso a su través de las armaduras y ha sido ya empleado con éxito para estos trabajos en múltiples ocasiones. El sistema permite asimismo hormigonar monolíticamente en primera fase las traviesas ubicadas sobre apoyos, cuya unión con las almas está sometida a esfuerzos rasantes muy importantes, y, por tanto, el monolitismo resulta una condición muy favorable. De no mantener abierto el cajón en primera fase, los encofrados interiores de la sección deberían extraerse precisamente por los frentes del tablero ejecutado, con lo que, o bien las riostras se hormigonan en segunda fase, con los perjuicios que ello introduce precisamente en estos elementos, o el diseño de los encofrados se complica enormemente para permitir ser

extraídos por los pasos de hombre dispuestos en las riostras, de dimensiones lógicamente reducidas dada la rigidez necesaria en estos puntos.

La construcción en dos fases de la sección transversal, tal y como aquí se plantea, permite sistematizar las distintas tareas con la mejora de rendimientos que ello conlleva, y mantiene el monolitismo óptimo de la sección en aquellos puntos que más lo requieren en función de los esfuerzos rasantes solicitantes, por lo que resulta una solución idónea en la construcción de este tipo de puentes.

El pretensado total del tablero se compone de 16 unidades de 24 cordones de $\phi 0,6''$ cada una, de las cuales la mitad discurren con trazado parabólico por las almas del cajón y la otra mitad se ubican en la tabla inferior a lo largo de todo el vano. Esta disposición del pretensado mejora el rendimiento del mismo frente a una disposición más tradicional con la mayor parte del pretensado localizado en las almas, y permite asimismo aligerar el espesor del alma, muy condicionante del peso total de la sección con los cantos que nos ocupan, al evitar tener que disponer parejas de tendones en paralelo, inevitables cuando el pretensado se ubica en su totalidad o casi en las almas. Esta disposición del pretensado con una sola vaina en el espesor del alma permite además mejorar notablemente el hormigonado de la sección, ya que la gran altura del alma, 3.80 m, obliga a eliminar al máximo los obstáculos en la misma para garantizar la correcta puesta en obra del hormigón en toda su altura.

Además, la introducción del pretensado en la sección extrema del tablero se realiza de modo muy uniforme en todo el perímetro constituido por las almas y la losa inferior del cajón, con lo que se mejora de modo apreciable la difusión del mismo y se evitan los problemas derivados de una sobrecompresión excesiva en las zonas de anclaje de los cables de pretensado, con fuertes tracciones transversales en su zona de difusión, que constituyen en ocasiones el origen de problemas por fisuración u otras patologías en las zonas de esfuerzos localizados, si los detalles locales de armado no se ejecutan correctamente, lo que no siempre resulta del todo evidente en obra al considerar la densidad de ferralla requerida por estas zonas.

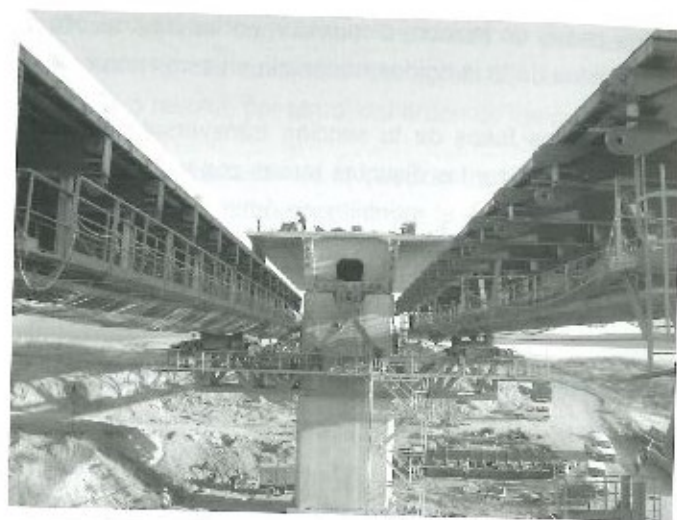


Figura 3.- Sección transversal y pretensado

Si bien en principio se preveía introducir el pretensado una vez la losa superior se hubiera ejecutado en su totalidad, ya en los primeros vanos se observó que una alternativa muy favorable para la mejora de rendimientos de ejecución consiste en introducir el pretensado sobre la primera fase de hormigonado. El nivel de compresiones en la fibra inferior de hormigón a tiempo infinito resulta básicamente el mismo con independencia de la sección que recibe inicialmente el tesado, y tampoco las compresiones en vacío sobre la sección abierta resultaban excesivas, por lo que se decidió finalmente efectuar el tesado sobre la sección abierta. Únicamente era preciso mantener controlada la posible apertura transversal de la dovela abierta exenta, lo cual quedaba garantizado automáticamente debido a la flexibilidad de la autocimbra frente al peso del hormigón fresco. La flecha propia de la autocimbra resultaba sensiblemente superior a la flecha ascendente debida a la introducción del pretensado. De este modo, el tesado no llegaba a separar el tablero de la autocimbra, y la sección abierta se mantenía en todo momento apoyada en los encofrados, sin posibilidad de abrirse transversalmente. El tesado en sección abierta permitía adelantar el avance al vano siguiente de la autocimbra empleada en la construcción al instante en que el hormigón de segunda fase alcanzara una resistencia en el entorno de los 20 MPa, más que suficiente para recoger las compresiones iniciales de peso propio, muy moderadas, y sin necesidad de esperar a ejecutar entonces el tesado de los cables, que se ha realizado con

anterioridad simultáneamente al encofrado y ferrallado de la segunda fase de hormigonado.

3. DISEÑO ANTISÍSMICO.

El puente se ubica en el término municipal de Puente Genil, para el que la Instrucción NCSE 94, de aplicación en el proyecto original del puente, establece una aceleración sísmica básica de 0.07g. Considerando un factor de importancia de 1.30, tal y como la misma Normativa prescribe para una estructura como la nuestra, nos encontramos con una aceleración sísmica de cálculo en el entorno de 0.10g. Si bien este valor no es excesivo en cuanto a las solicitaciones sísmicas que se derivan del mismo si lo comparamos con las que pueden encontrarse en estructuras de otros países, sí da lugar a unas solicitaciones sísmicas significativas para un país como el nuestro, en el que afortunadamente el sismo no suele resultar una acción excesivamente penalizante salvo en algunas zonas localizadas.

Por este motivo en el proyecto dedicamos buena atención al diseño antisísmico. El puente finalmente proyectado y construido transmite vano a vano las acciones sísmicas a las pilas a través de aparatos de apoyo tipo POT. Longitudinalmente cada vano es fijo en un extremo (2 apoyos coaccionados) y libre en el opuesto. En sentido transversal cada vano es guiado en sus dos extremos (1 apoyo coaccionado por extremo de vano). Las fuerzas sísmicas de diseño de cada POT fueron de 2280 kN en sentido longitudinal y transversal. Cada aparato de apoyo se vincula a pilas y tablero por medio de cuatro anclajes específicamente diseñados para absorber estas fuerzas, y cuyas dimensiones máximas se situaban en los 135 milímetros de lado y 785 milímetros de longitud de anclaje. Los armados locales de transmisión al hormigón de estas fuerzas también fueron importantes, y se materializaron fundamentalmente a modo de armaduras de lazo abrazando a los anclajes cuyos radios de curvatura se proyectaron para zunchar apropiadamente al hormigón y, a la vez, mantener compresiones controladas en el mismo. Esta compresión radial en el lazo la acotamos superiormente a un valor de $1.50 f_{cd}$, al objeto de evitar sobresolicitaciones excesivas en el hormigón para una acción profundamente dinámica como es el sismo. El diseño de todo el sistema de anclajes frente a sismo se realizó prescindiendo de toda colaboración del

rozamiento entre tablero y apoyos, tal y como prescriben las Normativas actuales para la resistencia frente a las acciones sísmicas.

Durante la realización del proyecto estudiamos un diseño alternativo frente a sismo en el que sobre cada pila se ubicaban transmisores de impacto-disipadores con capacidad de hasta 5000 kN cada uno. Nuestra conclusión tras el estudio es que en nuestro caso las ventajas proporcionadas por esta disposición no compensaban la disposición de los aparatos. Aunque las sollicitaciones en servicio (frenado y arranque) sobre las pilas sí resultaban muy reducidas con la disposición de los amortiguadores, las sollicitaciones sísmicas no experimentaban una reducción tan significativa. A modo de ejemplo, el valor medio de la flexión en las bases de pila durante el ataque sísmico se reducía un 23% con la colocación de los dispositivos frente a la disposición final de proyecto que prescinde de ellos, e incluso se presentaban sollicitaciones puntuales en algunas pilas similares a las que se obtienen sin amortiguadores. El dimensionamiento frente al sismo resultaba además bastante más condicionante que el resultante de las acciones de servicio, por lo que tampoco la reducción en éstas suponía una ventaja significativa. Además, el control de desplazamientos en los apoyos POT tampoco resultaba especialmente penalizante, ya que si, como es nuestro caso, la gradación de rigideces entre pilas sucesivas es bastante continua el pequeño rozamiento en los teflones (mínimo 1%) sirve para controlar bastante bien los movimientos relativos entre pilas sucesivas. Por todo ello finalmente se desestimó la disposición de transmisores vano a vano en el diseño frente a la acción sísmica. Tal vez hubiera resultado más interesante plantear un diseño por capacidad a la subestructura, si bien la práctica ausencia de experiencia en este campo en nuestro país y la posibilidad de absorber con disposiciones razonables una respuesta sísmica elástica de la estructura nos aconsejó no hacerlo. En todo caso, planteamos en el proyecto disposiciones con una capacidad significativa de presentar una respuesta dúctil durante la acción sísmica, siempre muy aconsejable.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO.

El proceso constructivo planteado para el viaducto es el de construcción vano a vano con cimbra autolanzable, en sustitución del sistema con cimbra convencional incluido en el proyecto original. Todo el diseño de la autocimbra

se realizó expresamente para este puente, bajo la coordinación de la Dirección Técnica de ACS Proyectos, Obras y Construcciones (hoy DRAGADOS).

El proceso constructivo con autocimbra es hoy en día perfectamente conocido, por lo que no lo vamos a exponer en mayor detalle aquí. No obstante, algunos aspectos del sistema desarrollado en la construcción del viaducto tuvieron a nuestro juicio una especial relevancia para el éxito en la construcción del mismo, con un rendimiento continuado de un vano a la semana. El diseño de la autocimbra se realizó específicamente a partir de una cinemática de movimientos de medios auxiliares y módulos de prefabricación de ferralla tendente a la optimización de los rendimientos de ejecución. Así, por ejemplo, todo el sistema de encofrados exteriores que configuran la ejecución del tablero se vincula completamente a los cuchillos de la autocimbra, sin necesidad de un desmontaje y montaje de los mismos en cada fase de ejecución. Este diseño es posible al tratarse de un puente de ferrocarril, en los que la cuerda entre pilas y el desarrollo del eje son prácticamente coincidentes debido a las exigencias del trazado, y permite agilizar la ejecución de cada fase en la medida en que el tiempo requerido para el descimbrado, lanzamiento y posicionamiento en el siguiente ciclo avance se reduce. Esta operación duraba tan solo cuatro horas en el Viaducto del río Genil. Este tipo de vinculación requiere una excelente precisión en la ejecución de la máquina, una mayor apertura de las vigas portantes para salvar las pilas con el encofrado, lo que exige a su vez unos potentes brackets o vigas de cuelgue para soportar la carga con toda la apertura de las vigas principales, y que éstas y los elementos de rodadura soporten durante el lanzamiento los momentos torsores producidos por la excentricidad de la carga del encofrado.

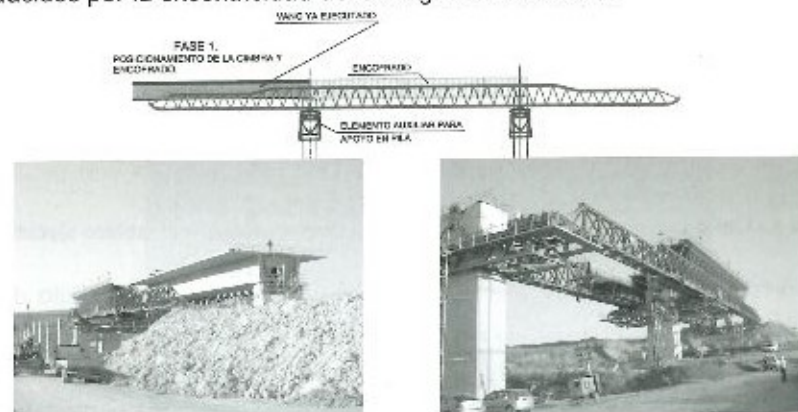


Figura 4.- Primer vano ejecutado y avance de cimbra y encofrados

El despiece de la ferralla del vano se planteó casi totalmente a base de módulos prefabricados montados previamente en el parque de fabricación ubicado tras un estribo. Una vez que la cimbra avanzada alcanza la posición definitiva, el ripado interior de los cuchillos principales permite el cierre del encofrado exterior, y la introducción de los módulos de ferralla en que se subdividió cada vano, que es de cuatro. Los módulos de ferralla incorporaron también los dispositivos de pretensado. Para el transporte de la ferralla a la posición definitiva se diseñó un útil especial rodante sobre el tablero superior ya ejecutado. Una vez colocados los módulos de ferralla únicamente se requería la colocación de las barras necesarias para el solape de módulos y el sellado de las vainas de pretensado. Al objeto de evitar que el transporte de los módulos de ferralla entre el parque de fabricación y el frente del tablero repercutiera negativamente en el ciclo de ejecución y los rendimientos, los tiempos muertos del útil de transporte se empleaban para el acopio de sucesivos módulos en los vanos precedentes al de ejecución. De este modo, con un estudio detallado del aprovisionamiento del frente, los rendimientos no se ven afectados por la posición que ocupa el vano en ejecución.

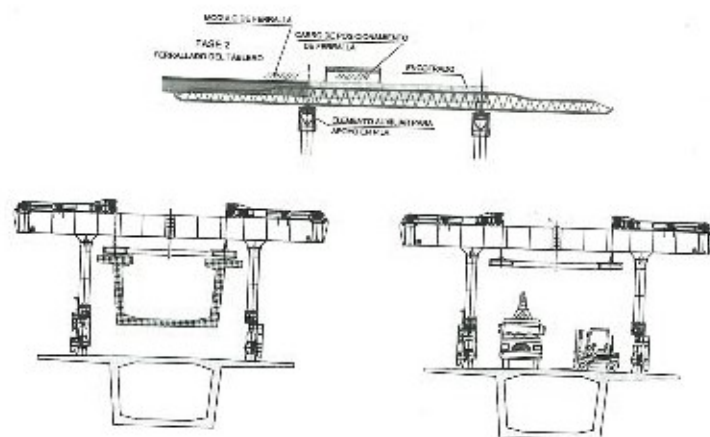


Figura 5.- Útil de transporte de ferralla en carga y descarga sobre el tablero ejecutado.

El despiece de la ferralla es extremadamente importante para el éxito de las operaciones. El núcleo central constituido por las almas, tabla inferior y arranques de losa es la zona más laboriosa, y por ello se prefabricaba en su totalidad. La armadura de los voladizos, así como la de la zona central de losa superior que se ejecuta en segunda fase se configuran como una malla

ortogonal sin mayores problemas, por lo que su ejecución in situ no planteó problemas de dificultad ni de plazo.

Una vez posicionada y solapada la ferralla prefabricada, el mismo útil de transporte permitía la colocación del encofrado interior de la dovela, y, colocado éste, puede ya ferrallarse la zona de los voladizos, muy sencilla como se ha dicho. Tras ello, se realiza el hormigonado de la primera fase del tablero, constituido por las almas, tabla inferior, voladizos y arranque de losa interior.

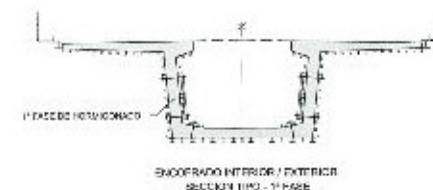


Figura 6.- Primera fase de hormigonado y encofrados

Tras la retirada del encofrado interior, con el mismo útil rodante, puede realizarse el tesado completo de la sección, ya que, como se ha indicado anteriormente, tesar ahora permite agilizar el proceso de ejecución y desde una perspectiva resistente no es preciso en absoluto esperar a tesar sobre la dovela terminada. Después, basta ubicar el encofrado interior de la segunda fase, muy ligero para permitir su rápido y fácil manejo, y ferrallar y hormigonar la segunda fase de la dovela para, posteriormente, avanzar la cimbra y comenzar un nuevo vano.



Figura 7.- Vista del puente terminado.