

Nuevo Viaducto sobre el río Júcar en Cullera: concepción y diseño*

*New viaduct over the Júcar river in Cullera: Conception and design ***

Ricardo Rico Rubio ^{*, a}, Sara Valor González ^b, Sergio Couto Wörner ^c, Conchita

Lucas Serrano ^d, Luis Sopena Corvinos ^e y Juan Jesús Álvarez Andrés ^f

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería. rrico@k2ingenieria.es

^bIngeniera de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniera de Proyecto. svalor@k2ingenieria.es

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General. scouto@k2ingenieria.es

^dIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Departamento. clucass@ggravityeng.com

^eIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Ingeniero Estructural Senior. lsoopenac@ggravityeng.com

^fIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Puentes y Estructuras de obra civil.

jjalvarez@ggravityeng.com

RESUMEN

Para materializar el paso de la Autovía A-38 sobre el río Júcar se ha diseñado y ejecutado un puente de tipología de doble arco tipo bow-string de 90 m de luz, planteando longitudinalmente una configuración continua de 5 vanos, con una longitud total de 216 m (27+36+90+36+27m). La configuración transversal de la autovía obliga a mantener un ancho libre entre elementos resistentes longitudinales de 29.00m. En este artículo se describen los condicionantes de proyecto y las características singulares del diseño y ejecución del viaducto.

ABSTRACT

To solve the crossing of the A-38 highway over the Júcar River, a double-arch bow-string bridge of 90m of main span has been designed and built, proposing a continuous longitudinal configuration of 5 spans and 216m length (27 + 36 + 90 + 36 + 27m). The transverse configuration of the highway forces to maintain 29.00m of clearance between longitudinal structural elements. This article describes the conditioning factors of the project and the particular characteristics for the design and execution.

PALABRAS CLAVE: arco, bow-string, acero, mixto, Júcar, empuje, SPMT, péndola

KEYWORDS: arch, bow-string, steel, composite, Júcar, launching, SPMT, hanger

1. Introducción

La variante de Cullera y Favara de la Autovía A-38, la cuál nace de la duplicación de la N-332, cruza sobre el río Júcar en un punto próximo a su desembocadura en el Término Municipal de Cullera, lo que genera la necesidad de proyectar y ejecutar un viaducto sobre el río con unos condicionantes de diseño y ejecución particulares que han llevado a plantear un puente

continuo de cinco vanos y tipología bow-string para su luz principal de 90m.

El dominio público hidráulico del río Júcar tiene una anchura en la zona del cruce de la autovía de aproximadamente 70m, pero su llanura de inundación, debido a un terreno natural con desniveles prácticamente inexistentes, presenta una extensión muy

superior. Esto hace que el Viaducto sobre el río Júcar no se limite únicamente a salvar el cauce del río, planteando una longitud total de 216m, sino que incluso se proyecta otro viaducto de 1133m de longitud en continuación al del río Júcar, de tipología más tradicional que no es objeto de este artículo.

El condicionante principal para el diseño estructural ha sido, sin duda, el requerimiento medioambiental de no afectar el cauce del río con la ejecución, lo que no sólo implica evitar

disponer pilas definitivas en el cauce, sino también apeos provisionales, penínsulas, maquinaria, o cualquier otro elemento auxiliar durante la construcción. Así, se ha desarrollado una solución en la que el proceso constructivo, llevado a cabo mediante lanzamiento del tablero a través de plataformas autopropulsadas (SPMT), evitando cualquier afección sobre el cauce del Júcar, está íntimamente ligado al diseño de la estructura.



Figura 1. Vista general del Viaducto durante el desarrollo de la prueba de carga.

2. Concepción y descripción de la estructura

El Viaducto sobre el río Júcar tiene una longitud total de 216.0m, dividida en cinco vanos con luces de 27.0 + 36.0 + 90.0 + 36.0 + 27.0m.

El ancho de tablero corresponde a un posible futuro ensanchamiento de la calzada, permitiendo la incorporación de un carril adicional por sentido. Debido a la singularidad

del viaducto proyectado sería altamente complejo plantear un ancho estricto de tablero y una futura ampliación en anchura de éste. Esta configuración transversal obliga a mantener un ancho libre entre arcos de 29.00 m y un ancho total de tablero de 33.40m.

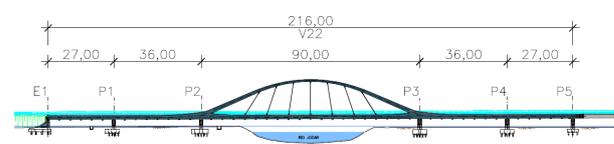


Figura 2. Alzado del viaducto.

Estructuralmente, la solución se compone de:

2.1 Tablero

Se presenta una tipología de doble arco de tablero inferior, tipo bow-string, de 90m de luz para materializar el vano principal, con un tablero que longitudinalmente está formado por dos cajones metálicos de 2.20m de ancho y canto constante de 1.65m en la práctica totalidad del perfil longitudinal, excepto en la zona de arranque de los arcos, sobre pilas P-2 y P-3, en la que el canto asciende a 2.85m manteniendo constante la fibra inferior y variando de posición la superior, lo que ha permitido que, desde un punto de vista formal, la integración arco-tablero se produzca de manera suave y progresiva.

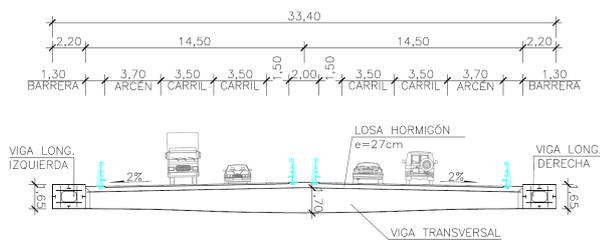


Figura 3. Sección transversal tipo.

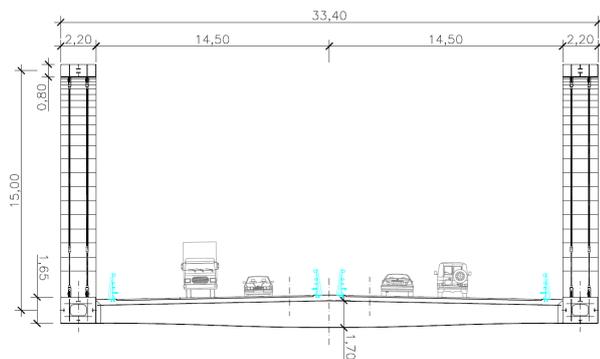


Figura 4. Sección transversal por centro de luz principal.

El mayor canto de las vigas longitudinales sobre las pilas del vano principal proporciona beneficios múltiples al comportamiento del tablero. Por un lado, al aumentar la relación de rigidez tablero-arco, se reducen los esfuerzos de flexión en el arranque de éste. Además, permite alejar las péndolas extremas, que son las que

mayor inclinación tienen, de este nudo para aumentar así su eficiencia.

Durante las fases críticas del proceso de lanzamiento del tablero, con un voladizo delantero de 68m como se detallará más adelante, el incremento de canto de las vigas longitudinales permite realizar la maniobra sin tener que disponer medios auxiliares como tirantes anclados en el arco y en el voladizo delantero.



Figura 5. Variación de canto de la viga longitudinal e integración con el arco (I).

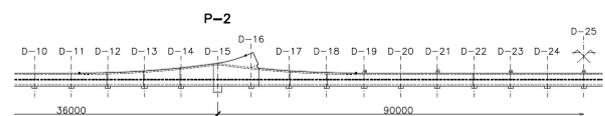


Figura 6. Variación de canto de la viga longitudinal e integración con el arco (II).

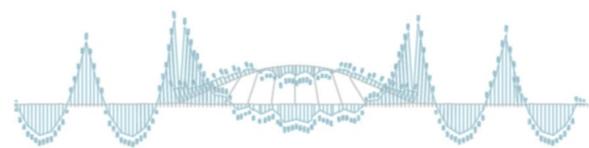


Figura 7. Ley de flexión de vigas longitudinales y arcos para cargas permanentes.

La distancia entre la directriz de los arcos en clave y el eje de los cajones longitudinales es de 15.00m, lo que equivale a una relación flecha/luz de 1/6. La sección de los arcos corresponde a un cajón metálico de 2.20m de anchura, idéntico que las vigas longitudinales.

La gran luz transversal es salvada mediante vigas transversales metálicas con sección doble T y canto variable obtenido por medio de dos radios de distinto signo con el objetivo de

suavizar la transición, alcanzando su máximo en centro de luz con un canto de 1.70m. y su mínimo en el encuentro con las vigas longitudinales con un canto de 1.14m.

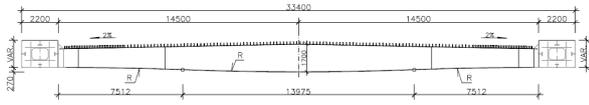


Figura 8. Vista frontal de las vigas transversales tipo.

La superficie de rodadura se materializa sobre una losa de hormigón de 0.27m de espesor conectada a las vigas transversales configurando, de esta manera, un comportamiento mixto

acero-hormigón. La separación entre vigas transversales es de 4.50m.



Figura 9. Vista general de las vigas transversales y su integración en el tablero.



En los ejes de apoyos de pilas y estribo se disponen vigas transversales sección cajón a modo de viga riostra. Estas vigas tienen la misma variación de canto que las vigas transversales tipo, a excepción de las riostras de P2 y P3, que aumentan su canto hasta un total de 2.20m en centro de vano. Estas riostras, con mayor rigidez, controlan la deformabilidad transversal

del tablero y el pandeo fuera del plano de los arcos.

El tablero mantiene continuidad entre el arco y los vanos de compensación de manera que la sección transversal de estos últimos es idéntica que el tablero del vano principal.

Se ha planteado un arco con directriz parabólica de segundo grado en su tramo central y directriz recta, a modo de puntales, en los

extremos, de manera que el anclaje de todas las péndolas se sitúa sobre el tramo central, antifunicular de las cargas uniformes y simétricas. Con este esquema las péndolas se abanicaban aproximándose entre ellas en la parte superior. La separación entre puntos de anclaje en el tablero es de 9.00m, mientras que en el arco es de 7.00m.

El concepto de concentrar en la zona central de los arcos los anclajes de las péndolas fue llevado al extremo en la pasarela peatonal y ciclista Hafenbrücke de Düsseldorf, concentrando todos los anclajes en un punto, convirtiendo el arco en una V invertida. En el Viaducto sobre el río Júcar se ha buscado un efecto visual más dinámico que en un arco tradicional abanicando las péndolas y arrancando los arcos con un ángulo respecto al plano horizontal inferior que en un arco clásico, sin comprometer el comportamiento estructural y sin llegar al extremo del Hafenbrücke.



Figura 11. Pasarela peatonal y ciclista Hafenbrücke en Düsseldorf (Alemania). Arco triangular.

Debido a la anchura que separa los dos arcos no se han dispuesto arriostramientos para evitar el pandeo fuera del plano de estos elementos. Para mitigar este fenómeno se dota a los arcos de una gran inercia transversal.

Se plantea una disposición transversal de péndolas por parejas separadas a 1.10m. Se ha optado por una configuración de péndola doble con el doble objetivo de: mejorar el comportamiento fuera del plano del arco movilizándolo un par de fuerzas en las péndolas que coaccione elásticamente el giro de la sección del arco y, por otro lado, reducir la sección de cada péndola para aligerar los elementos de

anclaje, instalación y rigidización en tablero y arcos.

Las péndolas son del tipo barra, de 90mm de diámetro, fabricadas en acero con límite elástico mínimo de 520N/mm² y protegidas superficialmente mediante galvanizado por inmersión en caliente.

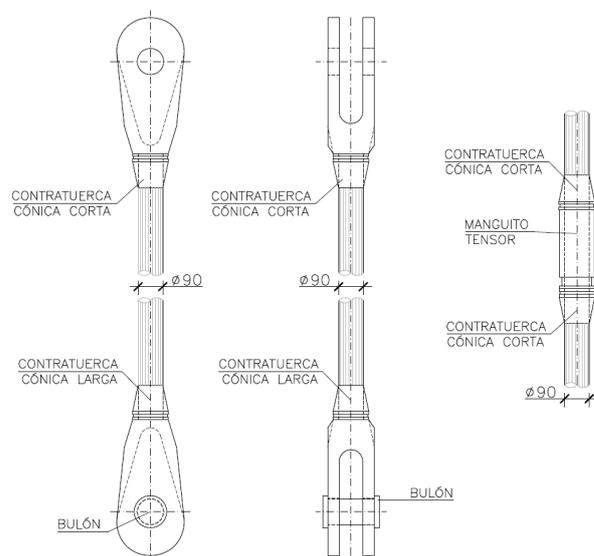


Figura 12. Geometría y accesorios de las péndolas.

La instalación y puesta en carga de las péndolas se realiza de forma pasiva, de manera que vayan incrementando su trabajo según evoluciona el proceso constructivo. Su puesta en obra se facilita gracias a los accesorios de horquillas, contratuercas y manguitos tensores con los que se suministran las péndolas.

Una vez finalizada la estructura, previo a la pavimentación de la calzada, se realiza un ajuste de su longitud, previsto desde las fases de diseño, para equilibrar sus axiles y lograr un estado tensional y geométrico del tablero adecuado.

2.2 Pilas

Para materializar el apoyo del tablero se ha concebido una forma de pila con sección tipo con forma de gota de agua, afilada en un extremo y redondeada en el opuesto. De esta manera, a la vez que se cuida el aspecto formal de los fustes, se dota a la pila de forma de tajamar, sección muy favorable frente al comportamiento hidráulico en posibles avenidas.

El canto de las pilas varía en planta desde 0.20m hasta 1.80m. La altura máxima de pilas es de 4.45m.

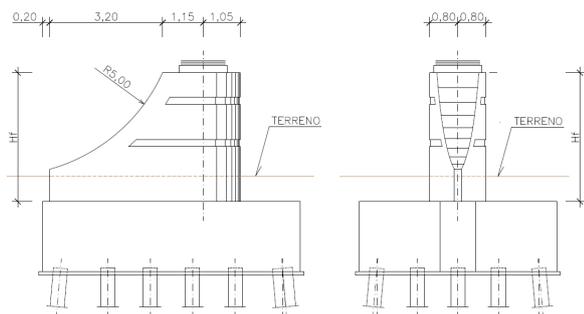


Figura 13. Alzados frontal y lateral de pilas.

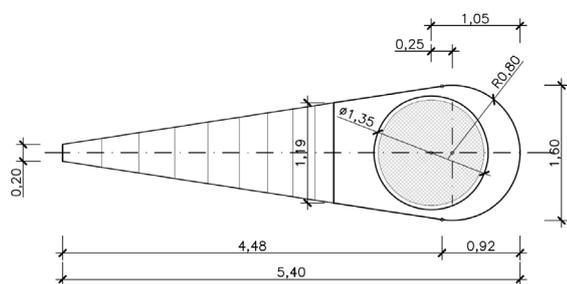


Figura 14. Planta superior de pilas.

La cimentación se lleva a cabo mediante pilotes hincados prefabricados de 0.40x0.40m y 25.0m de longitud. Se disponen 12 pilotes en P1 y P4, 17 pilotes en P2 y P3 y 6 pilotes en P5.

2.3 Estribo

El estribo es de tipología cerrado con aletas en prolongación (curvas), evitando el derrame de tierras frontal y encauzando las aguas hacia los vanos abiertos de la estructura en caso de avenida. La cimentación se compone de un encepado de pilotes hincados prefabricados de 0.40x0.40m y 25.0m de longitud. Se dispone un total de 48 pilotes.

2.4 Apoyos

Aparatos de apoyo de neopreno zunchado, todos ellos anclados y desmontables excepto en P2 y P3. En estas pilas los apoyos sólo son anclados en la parte superior.

3. Proceso constructivo

Para evitar afecciones al cauce durante la ejecución del viaducto sobre el río Júcar se ha realizado el lanzamiento del tablero a través de varias plataformas autopropulsadas tipo SPMT (Self-Propelled Modular Transporters). Estos dispositivos presentan gran versatilidad debido a su gran capacidad de carga, sistema hidráulico regulable en altura y presión (incluso durante su traslación), capacidad de giro de 360° sin desplazamiento y, principalmente, sincronización de desplazamiento entre todos los SPMT.



Figura 15. Plataformas SPMT durante el lanzamiento del tablero.

El terreno natural no presenta prácticamente desniveles en la zona de ubicación del tablero, lo que posibilita este método de lanzamiento, con la clara ventaja de que los elementos auxiliares de lanzamiento (SPMT) se desplazan junto con el tablero por lo que las secciones de apoyo son discretas y se tiene la posibilidad de elegir las estratégicamente, haciéndolas coincidir con secciones que ya dispongan de rigidización. En este caso se hacen coincidir con secciones que ya incorporan diafragmas transversales, los cuales se refuerzan únicamente de forma local para recibir las reacciones sobre los SPMT.

Así, se han llevado a cabo varias fases de lanzamiento, cada una de ellas con una configuración de plataformas autolanzables diferente.

El tablero lanzado está formado por toda la estructura metálica excepto los últimos 17.40m de tablero que se instalan a posteriori

(para reducir así el voladizo delantero durante el lanzamiento). Tampoco se ensamblan 6 vigas transversales de la zona delantera para reducir peso en el extremo del voladizo durante el lanzamiento. El tablero lleva ya instaladas las prelosas situadas entre la pila P-1 y el voladizo delantero.

Como los diferentes esquemas estáticos del tablero durante el lanzamiento implican que las condiciones de contorno sean bien diferentes que las que tendrá en servicio, se dimensionan una serie de diagonales provisionales entre arco y tablero para hacer posible la maniobra, generando una viga de gran canto en celosía, con mayor capacidad resistente, menor deformabilidad y más versátil para adaptarse a las condiciones de contorno cambiantes durante el lanzamiento. Por razones de accesibilidad, las péndolas definitivas se encuentran instaladas durante la maniobra, pero con la peculiaridad de que únicamente se han embulonado en su anclaje superior pero no en el inferior de manera que no participen en el trabajo del tablero durante el lanzamiento, evitando así que varias de ellas entren en compresión.



Figura 16. Apoyo del tablero sobre plataforma SPMT durante el lanzamiento.



Figura 17. Apoyo del tablero sobre plataforma SPMT durante el lanzamiento.



Figura 18. Fase de máximo voladizo del lanzamiento.



Figura 19. Configuración de diagonales provisionales en arcos para crear una viga de gran canto durante el lanzamiento.

Las fases constructivas fueron las siguientes:

- Ejecución de cimentaciones, alzados de pilas y primera fase de alzado de estribo.
- Montaje de la estructura metálica (excepto los elementos comentados que se instalarán una vez lanzado el tablero) sobre apeos provisionales.
- Instalación de péndolas (sin embulonar en su anclaje inferior) y montaje de diagonales provisionales. Colocación de prelosas prefabricadas.



Figura 20. Montaje de estructura metálica sobre apeos provisionales.

- Lanzamiento de la estructura hasta su posición definitiva y transferencia de carga de SPMT a apoyos definitivos.

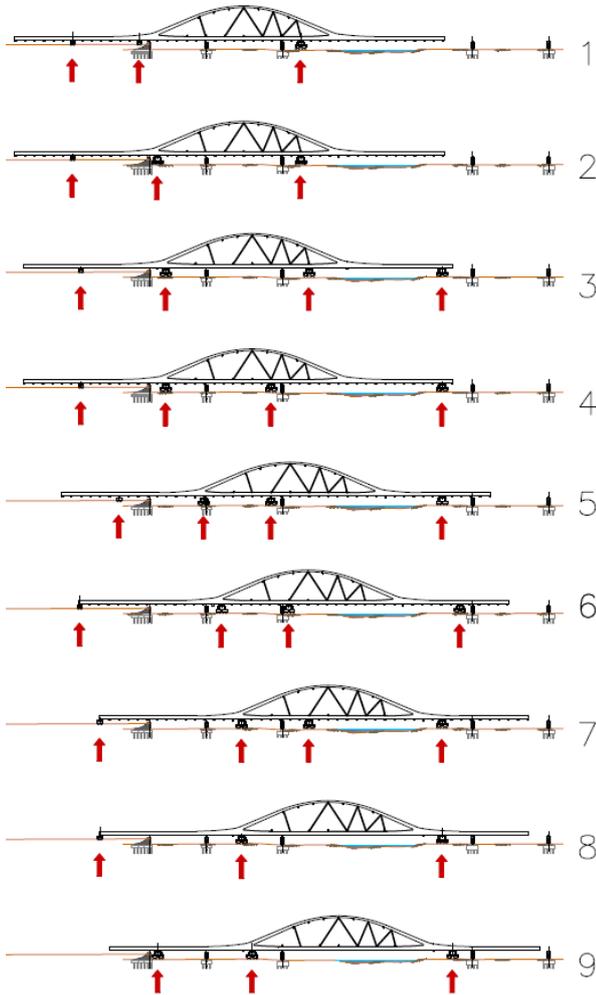


Figura 21. Diferentes esquemas estáticos durante el lanzamiento.

- Montaje mediante grúas del tramo final del tablero. Montaje de la totalidad de vigas transversales.
- Hormigonado de pasillos laterales en la losa para acceso desde el tablero a los anclajes inferiores de las péndolas y terminación de estribo E-1.
- Embulonado de péndolas en su anclaje inferior.
- Desmontaje de las diagonales provisionales con la consiguiente entrada en carga de las péndolas.
- Hormigonado completo de la losa de tablero.

- Ajuste de carga en péndolas.
- Impermeabilización, pavimento y acabados.

Las principales características del lanzamiento se pueden resumir en las siguientes:

- Peso del tablero durante la maniobra: 18000kN.
- Máximo voladizo delantero: 68.00m
- Máximo voladizo trasero: 27.50m
- Máxima flecha delantera: 94cm.
- Máxima flecha trasera: 43cm.
- Máxima reacción sobre SPMT: 5000kN

4. Criterios generales de cálculo

Se han realizado diferentes análisis estructurales con diferentes objetivos. La mayoría de ellos han sido de tipo lineal, excepto el cálculo general del tablero que se ha realizado mediante un análisis no lineal del tipo P-Delta utilizando el software RM Bridge, que además permite realizar un análisis no lineal evolutivo teniendo en cuenta tanto el proceso constructivo de la estructura, como la redistribución de esfuerzos debido al diferente comportamiento del hormigón y del acero estructural, tanto en sus propiedades elásticas como reológicas.

RM Bridge permite realizar un análisis de la estructura 4D, esto quiere decir que tiene en cuenta las características de los materiales dependientes del tiempo (fluencia y retracción del hormigón y relajación del acero), realizando un análisis evolutivo y paso a paso en el tiempo.

Adicionalmente a la no-linealidad del material, se considera también la no-linealidad geométrica a través de la matriz de rigidez geométrica (método P-Delta). De esta manera, la estabilidad de los arcos y el incremento de esfuerzos debido a los efectos de segundo orden son tenidos en cuenta en el cálculo.

La pérdida de rigidez longitudinal de la losa debida a la fisuración por variaciones

térmicas y retracción, así como su trabajo normal en el vano principal, se ha tenido en cuenta en este modelo, del lado de la seguridad, contando con una rigidez axial igual a la de su armadura pasiva únicamente. A nivel transversal o de flexión, se contempla la inercia sin fisurar de la losa.



Figura 22. Modelo general del tablero.

Con el objetivo de realizar un análisis de contraste frente a la estabilidad de los arcos, se emplea el modelo general para realizar, en paralelo al cálculo no-lineal, un cálculo de pandeo en primer orden, obteniendo los diez primeros modos de pandeo y su axil crítico en arcos. De esta manera se comprueba que los coeficientes críticos de pandeo en Estado Límite Último alcanzan valores suficientemente elevados como para validar el cálculo P-Delta llevado a cabo para dimensionar la estructura. El

menor coeficiente crítico de pandeo obtenido en Estado Límite Último, teniendo en cuenta imperfecciones geométricas, es de $\Phi=6.9$ y corresponde al pandeo del arco fuera de su plano.

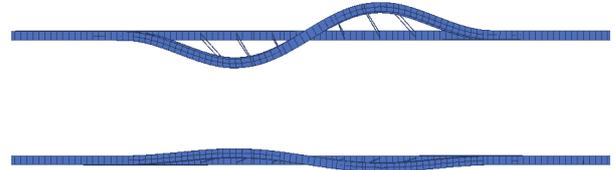


Figura 23. Vista en planta del primer modo de pandeo de los arcos. $\Phi=6.9$

Para el análisis tenso-deformacional de la estructura durante las fases de lanzamiento del tablero, se realizan 9 modelos de cálculo, representando cada uno de los esquemas estáticos que tiene el tablero durante estas maniobras.



5. Conclusiones

Se ha pretendido presentar en este artículo los criterios de diseño del viaducto, desarrollando los condicionantes principales y los conceptos estructurales y constructivos para solventarlos de la manera que se ha considerado la más adecuada, buscando en todo momento el equilibrio entre un comportamiento estructural

óptimo, no afección al cauce, facilidad constructiva y aspecto formal.

Para ello ha sido necesario desarrollar el proyecto y ejecutar una estructura con cierta singularidad por su tipología y proceso constructivo.

Hay que destacar que los participantes en este proyecto y obra, hasta la fecha, no conocían un proceso de lanzamiento de un tablero mediante varias parejas de SPMT con una

configuración longitudinal hiperestática y cambiante durante la maniobra.

Agradecimientos

La obra, actualmente en sus últimas fases de ejecución, es promovida por la DGC del Ministerio de Fomento y está siendo llevada a cabo por Dragados.

Se quiere agradecer la oportunidad que la empresa constructora ha brindado al equipo técnico envuelto en todas las etapas del viaducto, desde el diseño hasta la asistencia técnica durante ejecución incluido el apoyo al control de la maniobra.

Gracias y enhorabuena al equipo de obra de Dragados y a la oficina técnica de gGravity que, además de coordinar las diferentes disciplinas y a las empresas participantes de forma brillante, ha permitido al equipo técnico redactor del proyecto participar, opinar y debatir sobre las principales decisiones a tomar en obra, lo cual no ocurre, ni mucho menos, en todas las actuaciones.

Cabe destacar la profesionalidad y la calidad humana de Luis Garay (Gerente de la Obra), Joaquín Cerdá (Jefe de Obra) y Carlos Misas (Jefe de Producción) y de todo el equipo de Topografía (José Luis Quiles, Carmelo Martínez, Alfredo Muñoz y Germán Moro).

La estructura metálica ha sido fabricada y montada sobre apeos por Horta-Coslada, llevando a cabo un duro trabajo de producción desde sus talleres de Arteixo (A Coruña) y Camarma de Esteruelas (Madrid), con un resultado final de gran calidad.

Por último, hay que destacar el gran trabajo realizado por el equipo de ALE Heavylift, así como su disposición siempre positiva y resolutiva durante el estudio y la ejecución de la maniobra de lanzamiento.