Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo "network": Puentes Arco de Deba y Palma del Río

Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges

Francisco Millanes Mato[1], Miguel Ortega Cornejo[2] y Antonio Carnerero Ruiz[3]

Recibido | *Received:* 12-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 23-04-2010

Resumen

El empleo de la tipología de péndolas tipo Network, desarrollando la solución clásica de péndolas en V tipo Nielsen, permite en la tipología de arcos metálicos tipo Bowstring, un importante ahorro de cuantía de acero, con elementos principales muy esbeltos, debido a la importante reducción de las flexiones en arcos y tirantes.

El artículo detalla los principales aspectos del proyecto y la construcción de dos grandes arcos en esta tipología, el Puente sobre el río Deba en Guipúzcoa, con 110 m de luz, y el nuevo puente sobre el río Guadalquivir en Palma del Río (Córdoba), de 130 m de luz. En ambos casos se ha recurrido a un doble arco inclinado unido en clave de manera muy efectiva para reducir la longitud de pandeo del arco fuera de su plano. Los múltiples cruces del sistema de péndolas, barras pretensadas en el caso del puente sobre el río Deba y cables cerrados en el puente de Palma del Río, se han resuelto mediante unos dispositivos de cruce técnicamente satisfactorios con mínimo impacto visual.

Palabras clave: Puente mixto, arco tipo "bowstring", péndolas, dispositivos de cruce, sistema Network.

*Abstract**

The use of Network hanger arrangement, which constitutes a development of the classical Nielsen V-hanger system, in steel bowstring arch bridges allows for important steel saving, with very slender main elements, owing to the remarkable reduction of bending forces in the arches and tie beams.

The present paper describes the main features of the project and construction of two large arch bridges of this typology, the Bridge over River Deba in Guipúzcoa, with a span of 110 m, and Palma del Río Bridge over River Guadalquivir in Córdoba, 130 m long. In both cases, two inclined arches linked at the crown were used, a very effective disposition to reduce the out-of-plane buckling length. The multiple crossings of the hanger system, consisting of prestressed bars in the case of Deba Bridge and locked-coil cables in Palma del Río Bridge, were dealt with by means of crossing devices which led to a technically satisfactory solution with minimal visual impact.

Keywords: *composite bridge, bowstring arch, hangers, crossing devices, Network system.*

* ***Page 105 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.***

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

Translation: Jorge Nebreda (IDEAM)

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

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

1. INTRODUCCIÓN: EL SISTEMA DE PÉNDOLAS TIPO NETWORK

En 1926, Octavius F. Nielsen patentó una variante al sistema convencional de péndolas verticales para el cuelgue de los tableros de arcos atirantados, tipo bowstring, mediante barras de acero inclinadas, según una configuración en V, que transformaban el esquema resistente tipo arco en otro tipo viga. Este sistema de péndolas inclinadas recogía los cortantes derivados de distribuciones de cargas alejadas de la funicularidad, lo que permitía reducir drásticamente las flexiones en el arco y el tablero, que pasaban a trabajar fundamentalmente a compresión/tracción y, por lo tanto, con la máxima eficiencia resistente.

La principal limitación del esquema tipo Nielsen surge de la posibilidad de entrada en compresión, y por tanto de inestabilidad, de una o varias péndolas cuando la relación entre sobrecargas y cargas permanentes es elevada, cuestión que suele suceder en puentes de ferrocarril, en pasarelas o en estructuras ligeras, donde las sobrecargas son de cierta entidad.

En los años 50 el profesor e ingeniero noruego Per Tveit desarrolló el concepto "Network" [1], al cual definió como un sistema que utiliza "péndolas inclinadas con múltiples intersecciones en el plano del arco". A costa, lógicamente, de una mayor complejidad y cuantías en el diseño del sistema de cuelgue se reduce notablemente el riesgo de entrada en compresión de las péndolas bajo distribuciones no uniformes de sobrecargas, lo que permite la extensión del sistema Nielsen a los tableros de las tipologías antes citadas [2] y [3].

El puente de Steinkjer (Figura 1), construido en Noruega en 1963, con 80 m de luz, fue el primer proyecto de esta tipología, que alcanzó inmediatamente un rápido desarrollo en países como Noruega, Alemania, Japón o Estados Unidos, siendo especialmente relevante el conocido Puente de Fehmarnsund (Figura 2), en el Mar Báltico, arco atirantado metálico con tablero mixto, y uso combinado para carretera y ferrocarril, terminado en 1963 y que, con 248 m de luz, todavía sigue ostentando el récord del mundo de su tipología.

1. INTRODUCTION: THE NETWORK HANGER SYSTEM

In 1926 Octavius F. Nielsen patented the development of the conventional vertical-hanger typology for bowstring arches, by means of oblique steel rods, in a V-configuration, which allowed him to transform the arch into a beam-type structure in which the rods took the shear forces caused by non-antifunicular load distributions, dramatically reducing the bending moments in both arch and deck. The arch and the deck worked under compression and tension, respectively, and, therefore, were highly efficient in structural terms.

The main limitation in the Nielsen scheme stems from the compression forces, and possible instability, which may appear in one or some hangers when the live loads/permanent loads ratio is too high, typical in railway bridges and footbridges or light structures, where live loads are relevant.

In the 1950's Professor Eng. Per Tveit (Norway) developed the concept of Network bowstring arch bridge [1], defined as a system which uses "inclined hangers with multiple intersections on the arch's plane". By resorting to greater complexity and a higher amount of steel in the hanger system, it very notably reduces the risk of the hangers being subjected to compression in non-symmetrical load distributions, which renders this typology liable to be used in the aforesaid typologies [2] and [3].

Steinkjer Bridge (Figure 1), built in Norway in 1963, with a span of 80 m, was his first project using this typology, which attained a fast development in countries like Norway, Germany, United States and Japan. The most remarkable example is the renowned Fehmarnsund Bridge (Figure 2), in the Baltic Sea, a composite steel-and-concrete bridge for both railway and vehicles and a span of 248 m. Built in 1963, it still holds the world record for this typology.

1.1. Structural response

Figure 3 shows the parabolic distribution of bending moments along a simply-supported beam, and figure 4 shows the typical antifunicular shape of a bowstring arch bridge.



Figura 1. Puente de Steinkjer(1963)
Figure 1. Steinkjer Bridge (1963)



Figura 2. Puente de Fehrmarnsund (1963)
Figure 2. Fehrmarnsund Bridge (1963)

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

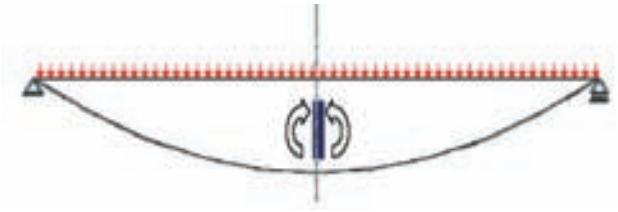


Figura 3. Ley de flectores en un vano isostático
Figure 3. Bending moments along a simply-supported span

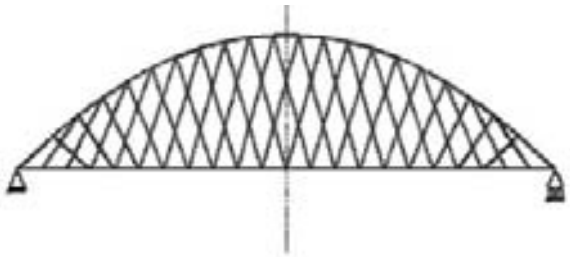


Figura 4. Geometría antifunicular de un arco tipo bowstring
Figure 4. Antifunicular geometry of a bowstring arch bridge

1.1. Respuesta estructural

En la figura 3 se representa la ley parabólica de momentos flectores en una viga isostática, y la figura 4 muestra la forma típica antifunicular de las cargas en un arco atirantado de tablero inferior tipo bowstring.

Como es bien conocido, el comportamiento resistente de los puentes arco se basa en su antifunicularidad geométrica frente a las cargas verticales uniformes a lo largo de la totalidad del tablero. Para estos estados de carga, el arco queda sometido exclusivamente a compresión, con ausencia completa de flexiones. Cuando además el puente es de tablero inferior tipo "bowstring", éste actúa como tirante de tracción, uniendo los puntos de apoyo del arco y permitiendo que sólo se transmitan cargas verticales a la cimentación (Figura 5).

Esta tipología es especialmente eficaz cuando las cimentaciones no pueden resistir fuerzas horizontales importantes.

Este comportamiento es independiente de la configuración escogida para las péndolas, verticales o inclinadas. Sin embargo, cuando las cargas verticales se disponen longitudinalmente en la mitad del tablero, las flexiones generadas ya no son resistidas únicamente por el arco en compresión y el tablero en tracción, sino que aparecen flexiones en ambos elementos. El arco deja de ser el antifunicular de la carga, y el traslado de la carga desde el tablero a los apoyos se realiza por distintos mecanismos resistentes, en función de la vinculación arco-tablero y de sus rigideces relativas a flexión.

Cuando las péndolas son verticales (Figura 6), parte del cortante generado por la carga vertical situada en posición no antifunicular viaja hasta los apoyos como

It is well known that the structural behaviour of arch bridges is founded on their geometrical antifunicular shape, which counteracts the uniform vertical loads acting along the deck. For this load configuration, the arch is under compression, with no bending at all. When the bridge's deck is tied to the arch, that is, in bowstring arch schemes, the deck becomes a tensioned tie beam which links the arch's supports and causes the structure to transmit only vertical reactions to the foundations (Figure 5).

This typology is especially useful when the foundation cannot bear important horizontal forces.

This behaviour is irrespective of the chosen hanger arrangement, whether vertical or inclined. However, when vertical loads only act on one side of the deck (longitudinally speaking), the generated bending moments are not withstood by pure tension in the deck and pure compression in the arch, but these elements are now subjected to bending as well. The arch is no longer the antifunicular structure for the acting loads, and the load transfer from the deck to the supports is attained by means of different structural schemes, depending on the arch-deck link and their bending stiffness ratio.

With vertical hangers (Figure 6), part of the shear stress generated by the vertical load acting on a non-symmetric position is transferred to the supports as arch compression, while the rest becomes shear force in the arch and tie beam –the moment distribution depending on their bending stiffness ratio–, and bending appears in both elements.

With oblique hangers, the load transfer to the supports is more efficient thanks to the hangers' inclined force component. The arch-hangers-deck system works as a beam, whose web is materialised by the hangers, and bending moments in the arch and the deck are notably lower than those in the case of bowstring arches with vertical hangers. When the hanger

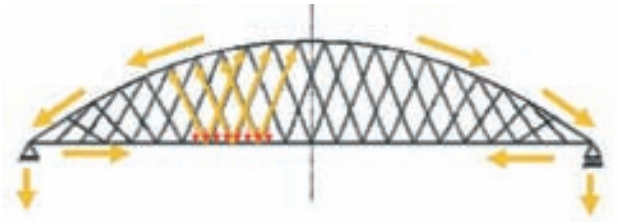


Figura 5. Respuesta estructural de un arco tipo bowstring con sistema de péndolas tipo Network
Figure 5. Structural response of a bowstring arch bridge with Network hanger arrangement



Figura 6. Leyes de momentos flectores en un bowstring con péndolas verticales sometido a sobrecargas antimétricas
Figure 6. Bending moment distribution in a bowstring with vertical hangers and non-symmetric live loads

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

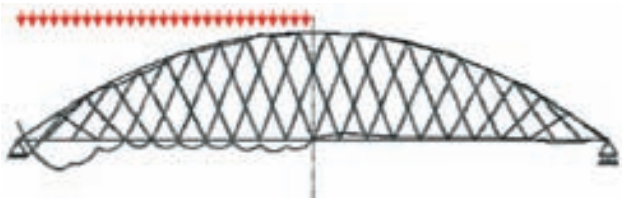


Figura 7. Leyes de momentos flectores en un bowstring con sistema de péndolas tipo Network sometido a sobrecargas antimétricas
Figure 7. Bending moment representation of a bowstring arch bridge with Network hanger system under non-symmetric live loads

compresión del arco, mientras que otra parte la hace como cortante de arco o tablero, repartiéndose entre ambos elementos en función de sus rigideces respectivas a flexión, y generando momentos flectores en ambos elementos.

Cuando existen péndolas inclinadas, el traslado de la carga a los apoyos se mejora gracias a la componente inclinada de la fuerza de las péndolas. El conjunto arco-péndolas-tablero pasa a funcionar como una viga, cuya alma está formada por las péndolas, y las leyes de momentos flectores en arco y tablero disminuyen notablemente respecto las que se generan en el caso de los puentes con péndolas verticales. Cuando la disposición de las péndolas es en malla o "Network", con péndolas situadas a distancias relativamente reducidas entre sí, este comportamiento se potencia al máximo.

El sistema "Network" asegura una respuesta estructural de gran eficacia, que permite un dimensionamiento

arrangement is a mesh or 'Network', with the hangers relatively close from each other, this behaviour is enhanced to a maximum.

The 'Network' system guarantees a highly efficient structural response, which allows for a very homogeneous, almost uniform, hanger design along the whole bridge, dramatically minimising bending stress in the arch and the deck (Figure 7). This leads to designs of high geometric slenderness, low structural steel ratios and remarkable aesthetic quality.

2. ARCH BRIDGE OVER RIVER DEBA

2.1. Fitting the structure in its surroundings

The Bridge over River Deba (Figure 8) is located at the junction of GI-638 access road to Motrico and N-634 road in the village of Deba, Guipúzcoa, Spain, a location of special beauty. The 680 m long viaduct starts at a roundabout on the N-634 road, under which a railway line exists, crosses the river's lowlands and spans the river itself by means of a structure ending at a tunnel leading to the GI-638 road.

The high environmental value of the river's surroundings required an absolutely environmentally friendly solution consisting of an access viaduct crossing the lowlands and a 110 m long arch spanning the river which eliminated any support in the riverbed (Figures 9a and 9b).

The project also comprised the improvement of a riverside promenade running along River Deba's left bank. The platform's design, both in the access viaduct and in the arch, was



Figura 8. Vista aérea del puente y del viaducto de acceso
Figure 8. Bird's eye view of the bridge and the access viaduct

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

muy homogéneo, casi uniforme, del sistema de péndolas a lo largo de todo el tablero, al mismo tiempo que minimiza drásticamente el nivel de flexiones en arco y tablero (Figura 7) lo que hace posible diseños de elevada esbeltez geométrica, reducidas cuantías de acero estructural y elevadísimas cualidades estéticas.

2. PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO DEBA

2.1. Encaje de la actuación en su entorno

El puente sobre el río Deba (Figura 8) se sitúa en la conexión de la carretera GI-638 de acceso a Mutriku con la carretera N-634 en un paraje de especial belleza, en el pueblo de Deba, en Guipúzcoa. La actuación de 680 metros de longitud arranca en una glorieta en la N-634, bajo la cual cruza el ferrocarril, y se inicia con un salto de toda la vega y la ría en estructura que enlaza con un túnel que desemboca en la actual carretera GI-638.

El alto valor medioambiental de la ría obligó a una solución absolutamente respetuosa con el medio ambiente, al realizarse totalmente en estructura el cruce de la vega, mediante un viaducto de acceso, y un arco de 110 metros de luz evitando así apoyar en el cauce (Figuras 9a y 9b).

La actuación incluía asimismo el acondicionamiento de un paseo de ribera, que discurre a lo largo de la margen izquierda de la ría del Deba. El diseño de la plataforma de la estructura, tanto en el tramo del viaducto como en el del arco, se ha planteado de manera que permitiera alojar el citado paseo, dándole continuidad entre ambas márgenes.

Con objeto de mantener el carácter lúdico del paseo, se buscó alejarlo del tráfico rodado, distanciándolo dos metros en planta, a ambos lados de la plataforma viaria. Las aceras, de 2,30 m de ancho (Figura 10), discurren longitudinalmente apoyadas sobre el extremo de unas impresionantes costillas laterales, que cada 5 metros surgen en voladizo como prolongación de la propia sección transversal del tablero. El espacio vacío entre tablero y aceras, de 2 m de ancho, se recubre con una rejilla protectora tipo tramex.

La separación descrita entre los tráficos rodado y peatonal, que en el puente arco queda acentuada por el aislamiento psicológico que los planos de péndolas cruzadas establecen entre ambos ámbitos, favoreciendo la inserción de los paseantes en el bello paisaje circundante de espaldas al tráfico rodado que discurre por el "interior" del arco y sus tirantes, marcó con rotundidad el diseño formal y la respuesta resistente de la estructura proyectada (Figura 11).

2.2. Descripción de las estructuras

La estructura salva la ría del Deba y sus marismas aledañas, uniendo la glorieta de conexión de la N-634 y la GI-638 con el túnel situado al este de la ría.





Figuras 9a y 9b. Vista del arco desde el exterior y desde el interior del túnel

Figures 9a and 9b. Arch view from outside the tunnel and from within the tunnel



Figura 10. Vista de las aceras voladas laterales

Figure 10. View of the lateral sidewalks on cantilever ribs

conceived so that it provided the promenade with continuity between the two banks of the river.

In order to preserve the promenade's recreational character, special care was placed on keeping it, as far as possible, away from the traffic, resulting in a two-meter clearance between it and the road platform. The sidewalks, 2,30 m wide (Figure 10),

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



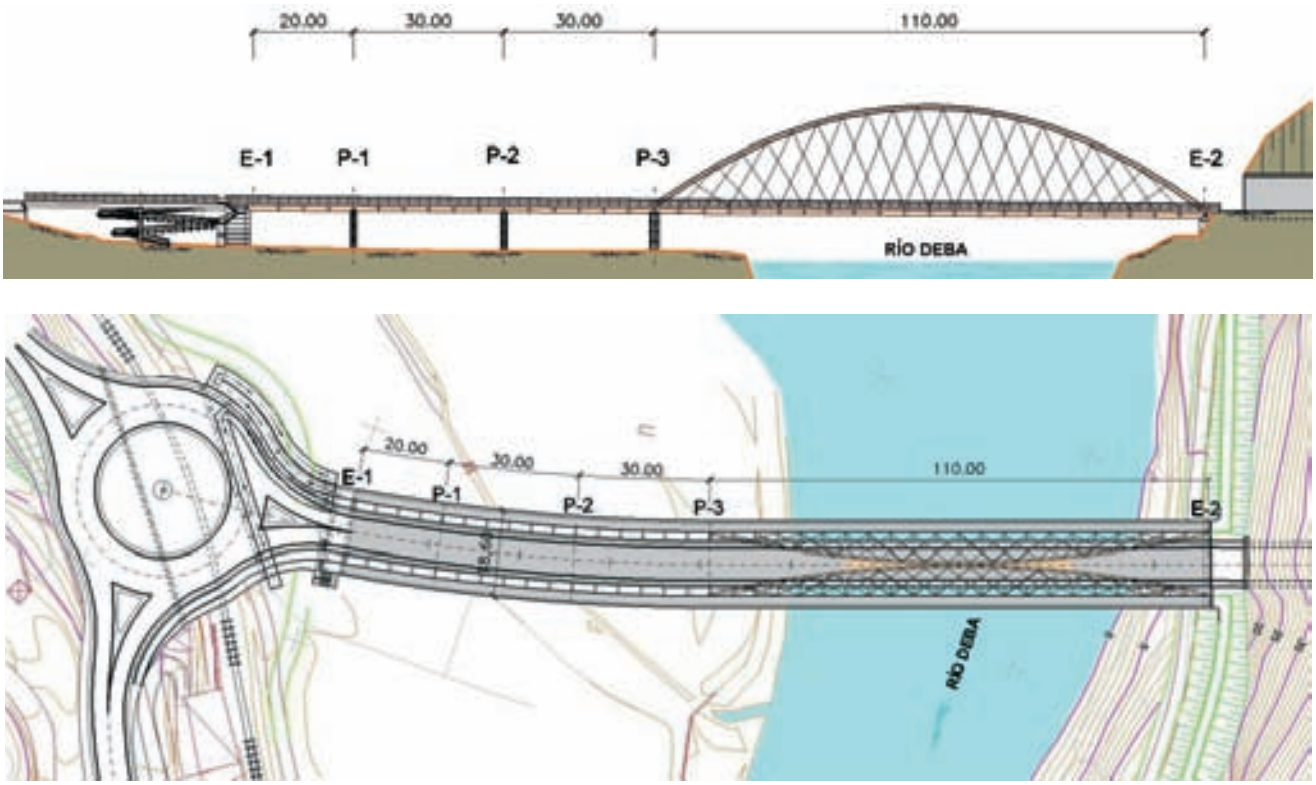
Figura 11. Vista desde aguas abajo
Figure 11. Downstream view

La estructura presenta tres zonas muy definidas (Figuras 12a y 12b):

- La zona de glorieta, formada por un tablero de vigas prefabricadas artesas, con una geometría irregular en planta, y que salva la línea de ferrocarril.
- El viaducto de acceso, situado sobre la llanura de inundación del río, mediante un cajón mixto continuo de luces 20+30+30 m.
- Un puente arco atirantado de tablero inferior tipo "bowstring", de 110 m de luz sobre el río [4 y 5].

run longitudinally supported on the tips of impressive lateral cantilever ribs connected to the deck's cross-section every 5 meters. The void space between the deck and the sidewalks, 2 m wide, is covered with a light weight steel grid.

The aforesaid clearance between pedestrian and road traffic, which in the arch bridge is stressed by the psychological isolation created between both domains by the intertwined hanger planes, favouring the pedestrians' immersion in the beautiful surrounding landscape away from the traffic, circulating within the arch and the hangers, definitely marked the structure's formal design and its structural response (Figure 11).



Figuras 12a y 12b. Alzado y planta de la glorieta, viaducto de acceso y puente arco sobre el río Deba
Figures 12a and 12b. Roundabout, access viaduct and arch bridge over river Deba. Elevation and plan views

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

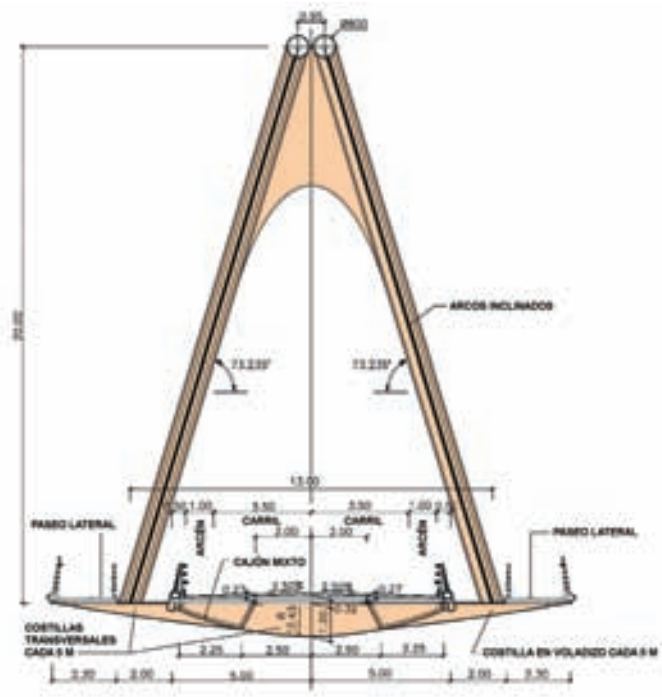


Figura 13. Sección transversal del tablero por el arco
Figure 13. Deck cross-section at the arch

Tanto al puente arco como al viaducto de acceso se les incorporaron en sus bordes exteriores dos aceras que facilitan el flujo peatonal, cumpliendo de esta manera los requisitos planteados para la solución.

La sección transversal del puente (Figura 13) presenta una anchura total de 18,6 m, de los que los 10 m centrales constituyen la calzada para el paso de los vehículos, dividida en dos carriles, uno para cada sentido, de 3,5 m de anchura, y arcenes laterales de 1 m, dejando los 0,5 m extremos para la colocación de la barrera de seguridad.

Además, para dar continuidad peatonal a los caminos de la ribera, permitiendo el cruce del río, se han dispuestos dos aceras, a ambos lados de la estructura, de 2,3 m de anchura, separadas 2 m del borde de la calzada (Figura 13). Las aceras están formadas por losas de hormigón prefabricado de 0,20 m de espesor, apoyadas en costillas transversales dispuestas cada 5 m. El espacio comprendido entre la calzada y las aceras se ha cubierto mediante una rejilla metálica tipo "tramex".

2.3. El viaducto de acceso

Los vanos de acceso están formados por un cajón metálico continuo de canto constante de 1,25 m con sección trapezoidal de fondo curvo. Presenta dos almas inclinadas hacia el interior, de forma que la anchura en la zona inferior es de 5,0 m y en la zona superior de 4 m. Estas dimensiones permiten el transporte del cajón completo desde el taller a la obra, sin necesidad de realizar más soldaduras que las de unión entre tramos.

2.2. Structures description

The structure bridges the Deba inlet and its surrounding marshes, linking the N-634 roundabout to the GI-638 tunnel located on the east bank of the inlet.

The structure consists of three clearly defined zones (Figures 12a and 12b):

- *The roundabout zone, comprising a precast U-girder deck, with irregular elevation geometry, that crosses the railway line.*
- *The access viaduct, located over the river's lowlands, a continuous steel and concrete composite hollow box girder with 20+30+30 m long spans.*
- *A 110 m long span bowstring arch bridge over the river [4 and 5].*

Both the arch bridge and the access viaduct possess lateral sidewalks at either side which ease the pedestrian passage, thus fulfilling the demanded requirements for the solution.

The bridge's cross-section (Figure 13) is 18,6 m wide, of which 10 m constitute the central platform for the vehicles, with two 3,5 m wide lanes in opposite directions, 1 m wide lateral shoulders and 0,5 m at either side for the security railing.

In order to provide the bank promenade with continuity across the river, 2,3 m wide lateral sidewalks were placed at either side of the structure, 2 m away from the platform (Figure 13). The sidewalks consist of 0,20 m thick precast concrete slabs, supported on the transverse ribs located every 5 m. The void space between the sidewalks and the platform was covered by a light weight steel grid.

2.3. Access viaduct

The access spans consist of a 1,25 m deep continuous steel hollow box, with a trapeze-shaped cross-section and curved

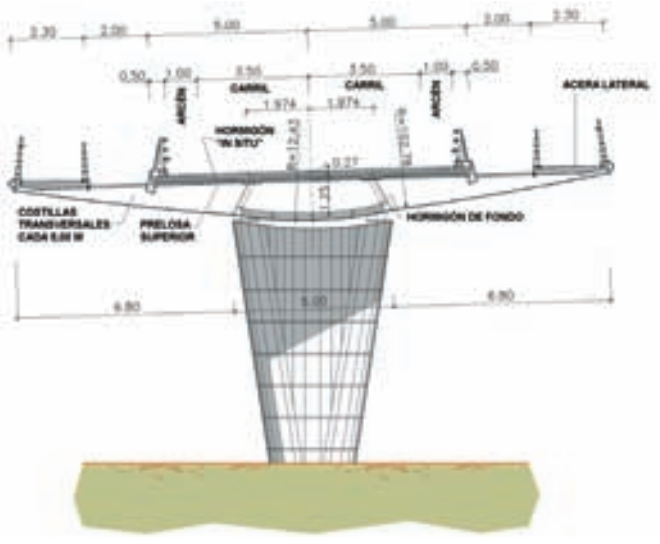


Figura 14. Sección transversal del viaducto de acceso
Figure 14. Access viaduct cross-section

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



Figura 15. Estructura metálica del viaducto de acceso en ejecución
Figure 15. Access viaduct steel structure while erected

Cada 5,0 m, coincidiendo con la posición de las celosías transversales, se le añaden a ambos lados dos grandes ménsulas de 7,3 m y canto variable, cuyo borde inferior continúa la curva del fondo del cajón, y en cuyos 2,3 m extremos se sitúan las aceras (Figuras 14 y 15).

Sobre el cajón metálico se disponen prelosas de 2,5 m de largo y 10,0 m de ancho, sobre las que se hormigona una losa de hormigón "in situ" de espesor total máximo en el eje del tablero de 0,32 m. Este espesor varía ligeramente desde la zona circular en planta hasta su unión con el puente arco para adaptarse a la geometría en planta existente.

A cada lado de las secciones de pilas y en el fondo del cajón, se hormigona una losa de 0,30 m de espesor para materializar la doble acción mixta.

2.4. El Puente Arco

Sin duda, el puente arco constituye la pieza singular del conjunto, tanto por la luz que salva, 110 m, como por su configuración geométrica, formada por un doble arco tubular unido al tablero mediante péndolas dispuestas en forma de malla, lo que le aporta una serie de peculiaridades, tanto en su morfología como en su comportamiento estructural.

2.4.1. Tablero

En el tablero del puente arco se mantiene el mismo canto que en el viaducto de acceso y la misma forma curva del fondo de la sección. La sección transversal del tablero del arco (Figuras 13 y 16) está formada por dos cajones separados entre sí 4,0 m entre sus bordes superiores, de forma que el espacio existente entre ambos define la geometría del cajón de los vanos de acceso (Figura 15), al haber hecho coincidir las almas de este último con las almas interiores de los cajones del puente arco.

bottom. Its webs are leaning inwards in such a way that the width is 5,0 m at the bottom and 4,0 m at the top. These dimensions allow the steel girder to be transported in one piece from the factory to the worksite, thus reducing all the on-site welding operations to the segment-to-segment connection.

Every 5,0 m, coinciding with the transverse stiffening trusses, 7,3 m long haunched lateral ribs are connected to the deck. Their bottom line follows the deck's bottom curve. The 2,3 m wide sidewalks are located at their end (Figures 14 and 15).

Over the steel box, 2,5 m long, 10,0 m wide precast concrete slabs are placed, on top of which the deck slab is cast. The overall thickness is 0,32 m at the deck's axis, slightly decreasing from the curved zone (near the roundabout) to the section meeting the arch bridge, in order to adapt to the existing plan geometry.

At either side of the pier sections, a 0,30 m thick concrete bottom slab is cast (double composite action).

2.4. The Arch Bridge

The arch bridge is, without a doubt, the singular piece in the set of structures, not only because of its span, 110 m, but also because of its geometric configuration, consisting of a double tubular arch linked to the deck by means of hangers arranged in a mesh pattern, which confer a series of peculiarities, both to its morphology and to its structural behaviour.

2.4.1. Deck

The deck of the arch bridge has the same depth and the same bottom curve in its cross-section as the access viaduct. The deck's cross-section (Figures 13 and 16) comprises 2 hollow



Figura 16. Vista del tablero del puente arco, en primer término, y del tablero del viaducto de acceso al fondo, previa a su colocación
Figure 16. View of the arch bridge's deck (foreground) and the access viaduct's deck (background) prior to their erection

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



Figura 17a. Fabricación en taller de la riostra extrema del tablero
Figure 17a. Deck's end diaphragm assembly at the steelworks

A pesar de tratarse de dos estructuras con tipologías estructurales completamente distintas, una viga continua de canto constante en los vanos de acceso y el puente arco de gran luz con un marcado carácter espacial, se ha tratado de dotarlas de una continuidad formal que marque el sentido de unidad entre ambas.

Los cajones del puente arco tienen una anchura de 2,75 m y un canto máximo de 0,95 m. Las dos almas de cada cajón son muy distintas entre sí. El alma exterior es vertical, con apenas 0,28 m de altura, mientras que la interior, con una longitud de 1,04 m, está inclinada 26,8º (Figuras 13 y 16).

Apoyadas en las alas superiores de los cajones metálicos se disponen prelosas de hormigón de tipo celosía, sobre las que se hormigona la losa superior de hormigón.

Transversalmente se disponen, como en los vanos de acceso, costillas cada 5,0 m (Figura 16), en cuyos extremos se apoyan las losas prefabricadas que forman las aceras del puente. Las costillas actúan como vigas transversales que recogen las cargas, tanto del tablero como de las aceras, y las trasladan hasta las péndolas a través de los puntos de conexión situados en los bordes de la calzada, a 6,5 m a cada lado del eje del puente.

Uno de los aspectos fundamentales en el diseño del puente ha sido la definición de la riostra extrema (Figura 17a), donde se produce la transmisión de la carga que desciende por el arco a los apoyos y se inyecta la tracción al tablero. La necesidad de disponer los puntos de llegada de los arcos en los bordes del tablero, y la posición de los cajones metálicos del tablero hacia el interior, obligan a trasladar la componente horizontal de la carga entre ambos puntos. Este traslado desde el arranque del arco, punto A de la figura 17b, a los puntos B y C, alas superiores de los cajones metálicos, se realiza mediante la disposición de una chapa plana quebra-

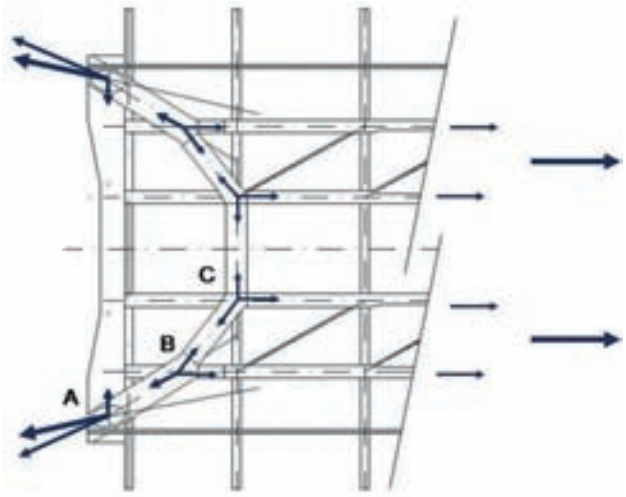


Figura 17b. Esquema de transmisión de cargas en la riostra extrema
Figure 17b. Load transmission scheme at the deck's end diaphragm

box girders whose inner webs are 4 m apart at the top, in such a way that this separation defines the cross-section's geometry of the access spans (Figure 15), since the both decks' webs lie on the same plane.

Despite the fact that they are two completely different structural typologies, a continuous constant-depth beam in the access spans and an arch bridge with a strong spatial character, all efforts were made to endow them with formal continuity stressing the sense of unity between them.

The arch bridge's hollow box girders are 2,75 m wide each, and as deep as 0,95 m. The webs of each girder are very different. The outer web is vertical, barely 0,28 m deep, while the inner one, 1,04 m long, is inclined at 26,8º (Figures 13 and 16).

Supported on the steel girders' top flanges are the precast concrete slabs with steel trusses on which the upper concrete slab is cast.

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



Figura 18. Vista del puente arco desde el estribo 2 (túnel)
Figure 18. View of the arch bridge from abutment 2 (tunnel)

da, A-B-C, que permite realizar una sucesiva descomposición de la componente horizontal de la carga, y cuyo ángulo de quiebro en el punto B se ha diseñado para igualar la tracción transmitida a cada ala del cajón (Figuras 17a y 17b).

La introducción en los cajones del tablero de la tracción a la altura de las alas superiores produce un momento flector puntual cuyo valor depende de la excentricidad entre las alas y la posición del centro de gravedad de la sección. En nuestro caso, esta excentricidad es reducida, al encontrarse el centro de gravedad de la sección mixta que constituye el cajón, cerca del ala superior.

Por otra parte, la riostra extrema se ha diseñado para resistir el momento flector horizontal que aparece como consecuencia de la deformación diferencial que en dirección horizontal presentan sus puntos extremos y su zona central. Asimismo, se le ha dotado de la capacidad a flexión necesaria para constituir un empotramiento eficaz de los arcos frente a los fenómenos de inestabilidad por pandeo.

2.4.2. Arco

El arco es doble, formado por dos tubos circulares de diámetro 0,8 m, de acero S-355-J2G3, con 355 N/mm^2 de límite elástico, con espesor de 35 mm en la zona de arranques y 20 mm en la zona de clave. Ambos arcos se encuentran inclinados 18º respecto la vertical hacia el interior del puente. En arranques, la separación entre sus ejes es de 13 m, mientras que en clave llegan a situarse casi tangentes, con una separación mínima de 0,15 m. La directriz de los arcos describe una parábola, alcanzado una flecha máxima en clave de 20 m.

Entre los dos arcos, y arriostrándolos en la zona de clave, se dispone una chapa metálica continua de 20 mm, con un borde final curvo de forma elíptica (Figura 18), cuya misión es la de permitir un trabajo conjunto de los

Every 5,0 m, just like in the access viaduct, transverse cantilever ribs are connected to the deck (Figure 16). The precast slabs which constitute the sidewalks are placed at the ribs' ends. The ribs act as transverse beams which take all loads coming from the sidewalks as well as from the deck and transfer them to the hangers through the anchorages located at the platform's edge, 6,5 m at each side of the deck's centre line.

One of the key features of the bridges´s design was the definition of the end diaphragm (Figure 17a), where the load going along the arch is transferred to the supports and tension is applied to the tie beams. Given the need to place the arch's springings at the deck's edges and the position of the steel girders under the slab, it was forceful to transfer the horizontal component of the arch's load from it to them. This load transfer from the arch's springing –point A in Figure 17b– to the top flanges of the steel girders –points B and C– is achieved by means of a kinked plate A-B-C, which allows for the successive horizontal load breakdown. The kink angle at point B is such that each flange takes the same tension force (Figures 17a y 17b).

Since the tension is applied to the deck through the top flanges, a concentrated bending moment appears. Its relevance depends on the distance from the flanges to the cross-section's centre of gravity. In our case, this lever arm is very small, since the composite cross-section's neutral axis is very near the top flanges.

On the other hand, the end diaphragm was designed to withstand the horizontal bending moment caused by the differential horizontal deflection experienced by its central points with respect to the outer ones. The beam was likewise endowed with enough bending capacity to act as an efficient arch bedding against buckling instability phenomena.

2.4.2. Arch

The arch consists of two circular tubes 0,8 m in diameter, made of S-355-J2G3 grade steel, with a yield stress of 355 N /mm^2, 35 mm thick at the springings and 20 mm thick at the crown. Both arches lean inwards at an angle of 18º with the vertical plane. The arches' springings are 13 m apart, while at the crown the tubes are almost tangent to each other, with a minimal clearance of 0,15 m. Each arch's axis is a parabola with a rise of 20 m.

A 20 mm thick steel plate, ending in an elliptic edge, braces the two arches together (Figure 18). It is aimed at guaranteeing a joint response from both arches to transverse wind actions and limiting the arches' buckling length.

2.4.3. Hangers

Lying on the arches' planes, the hangers are circular solid bars 56 mm in diameter made of S-460 grade steel, with a yield stress of 460 N/mm^2. A Network arrangement was chosen leading to a latticed mesh with multiple crossings. Each plane of hangers contains two families, each of them parallel to one direction. With the anchorages 5,0 m apart

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

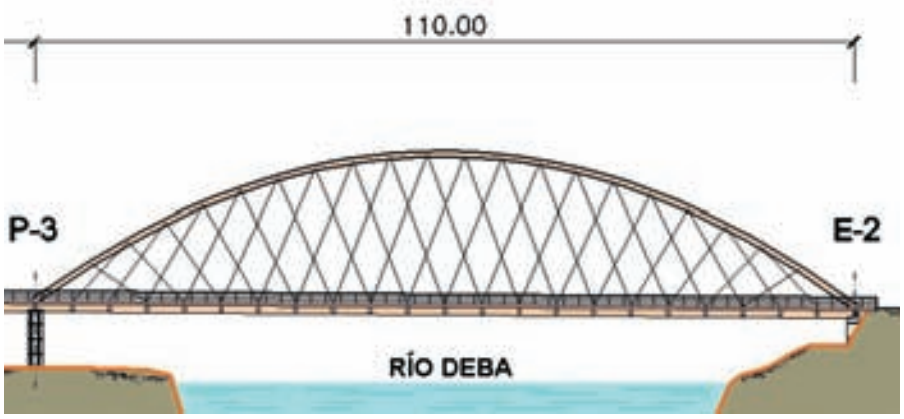


Figura 19. Alzado del puente arco. Esquema de malla tipo Network con anclajes cada 5 m
Figure 19. Arch bridge elevation view. Network mesh scheme with anchorages every 5 m

arcos frente a las acciones transversales de viento, y limitar la longitud de pandeo de los arcos.

2.4.3. Péndolas

Contenidas en los dos planos inclinados de los arcos se disponen las péndolas, formadas por barras de acero de sección circular maciza de 56 mm de diámetro y calidad S-460, con 460 N/mm^2 de límite elástico. Se ha optado por una disposición en celosía cruzada formando una malla tipo Network. En cada plano de péndolas se incluyen dos familias, cada una de ellas inclinadas en una dirección. Con los anclajes de las péndolas dispuestos cada 5 m en tablero y en arco, y decalados entre sí 2,5 m, se obtiene una malla donde cada péndola de una familia se cruza con dos péndolas de la familia contraria (Figura 19).

Para evitar que las péndolas con inclinaciones distintas interfieran en el espacio resulta necesario resolver el detalle de cruce entre ellas. Se ha perseguido diseñar un detalle de unión con los arcos lo más sencillo posible, en el que no sea necesario realizar soldaduras desde el interior del tubo, cuya escasa dimensión, con tan sólo



Figura 20. Detalle de las cartelas de unión superior de las péndolas con los tubos de los arcos
Figure 20. Hanger-arch tube connection gusset plate detail

along both the arch and the tie beams, and a 2,5 m offset between the upper and lower anchorage points, a mesh is created in which each hanger crosses two of the opposite family (Figure 19).

In order to prevent interference between hangers with different inclination, it was necessary to solve their crossing detail. Special attention was paid to simplify the hanger-arch connection detail as much as possible, so that welding from inside the tube could be avoided. Its small dimensions, only 0,80 m in diameter, hinders accessibility both during the welding operations and in future welding inspections. The hanger-arch link was conceived in such a way that its plates could be welded from outside the arch (Figure 20).

Keeping the two hanger families on the same plane, it is possible to use a single gusset plate where the hanger ends meeting at each node are pinned to. The gusset goes through the arch and is welded to it along two slots made on the arch (Figure 20). The union detail is completed by two external curved stiffeners placed along the hangers' prolongation.

A finite-element analysis was performed to study the hanger-arch connection, which helped corroborate the union's resistant behaviour. Basically, the model allowed us to verify that the equivalent stress, according to the Von Mises criterion, in the arch and the plates which configure the link does not exceed the steel yield stress under any of the Ultimate Limit State situations.

The finite-element model also allowed us to confirm the external stiffeners' efficiency, compared to the same link detail without them, when it comes to limiting the tube ovalization when subjected to the local actions carried by the hangers.

Once the arch connection detail had been dealt with, the next problem to tackle was the hanger crossing points, where the two families intersect. In order to solve this problem, the never forgotten engineer Francisco Quintero, from the Contractor's (Dragados) technical services, together with the hanger supplier (Mekano 4), devised a special piece, in the shape of a needle eye (Figures 21a and 21b), which solved the hanger crossing. Besides, since the individual hangers were supplied in 12 m long units, the very piece was used as a coupler between bars to attain hangers as long as 21 m.

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

0,80 m de diámetro, dificulta notablemente la accesibilidad, tanto para realizar las labores de soldeo, como las posteriores de inspección de soldaduras. El detalle de unión péndola-arco se ha concebido de forma que todas las chapas del anclaje se puedan soldar desde el exterior (Figura 20).

Manteniendo las dos familias de péndolas en un único plano, es posible disponer una única cartela que recoja, mediante una unión articulada materializada con un bulón, los extremos de las dos péndolas que acometen a cada nudo, y que atravesando diametralmente el arco, se suelde a éste a lo largo de las dos ranuras practicadas en él para el paso de la chapa (Figura 20). El detalle de unión se completa mediante dos rigidizadores externos, de forma curva, colocados en prolongación de los ejes de las péndolas.

Para el análisis de la conexión de las péndolas con los arcos se realizó un estudio mediante elementos finitos, que permitió corroborar el comportamiento resistente de la unión. Básicamente, el modelo permitió verificar los estados tensionales del arco y de todas las chapas que configuran la unión, comprobándose que para las hipótesis pésimas en estado límite último la tensión de comparación según el criterio de Von Mises no superaba en ningún caso el límite elástico del acero.

Asimismo, el modelo de elementos finitos permitió comprobar la eficacia de los rigidizadores exteriores dispuestos en la unión, frente a la misma unión sin estos rigidizadores, para limitar el fenómeno de ovalización del tubo bajo las acciones locales transmitidas por las péndolas.

Resuelto el detalle de la unión con el arco, el problema se traslada a los puntos de cruce entre péndolas, donde físicamente las barras que forman las dos familias de péndolas intersectan. Para solucionar este problema, el nunca olvidado Francisco Quintero, ingeniero de la Dirección Técnica de la Constructora (Dragados), junto con la empresa suministradora de las péndolas (Mekano 4), ideaaron una pieza especial, con forma de ojal de aguja (Figuras 21a y 21b) que permite resolver el cruce de las péndolas. Además, como la máxima longitud de suministro de las péndolas es de 12 m, se emplea esta misma pieza como manguito de empalme entre barras para conseguir péndolas de hasta 21 m de longitud.

Para evitar el golpeteo de las barras entre sí frente a movimientos transversales originados por el viento o por cualquier otro efecto vibratorio, se dispone una pieza con forma de disco y de material elástico, que evita el contacto directo entre las piezas metálicas (Figura 21b). Esta pieza está formada por dos mitades, unidas por tornillos, lo que permite una colocación y un ajuste sencillo de la pieza en el punto de cruce exacto entre péndolas.

Los nudos de conexión de las péndolas con el tablero se sitúan en las costillas transversales, en el espacio exis-



Figura 21a. Piezas de cruce entre péndolas
Figure 21a. Hanger crossing devices



Figura 21b. Detalle de dispositivo de cruce de péndolas
Figure 21b. Hanger crossing device close-up

In order to keep the hangers from colliding with one another due to transverse deflections caused by wind or by any other vibratory effect, an elastic disc-shaped piece was attached (Figure 21b). It prevents direct contact between the metallic pieces and consists of two halves, fastened together by screws, which allows for easy assembly and adjustment right at the hanger crossing.

The hangers are anchored to the deck at the transverse ribs, between the deck and the sidewalks, 1,5 m from the former and 0,5 m from the latter, to be specific.

The anchorage eccentricity with respect to the longitudinal load-bearing elements, the sidewalks and the deck, would cause the ribs to transfer to them the load disequilibrium arising from the hangers meeting at each rib. Since the ribs were not designed to that purpose, a hot-rolled IPE-300 stringer was laid along the whole bridge, aimed at taking the stresses caused by hanger load disequilibrium at each anchorage. The disequilibrium forces were small and globally self-balanced. This profile was embedded within the sidewalk's inner edge and hidden by the lower flap of the railing kerb.

The hangers are anchored to the ribs by means of two cylindrical tubes, one at each side of the rib's web. They are weld-

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



Figura 22. Detalle del extremo inferior de las péndolas
Figure 22. Hanger lower anchorage close-up

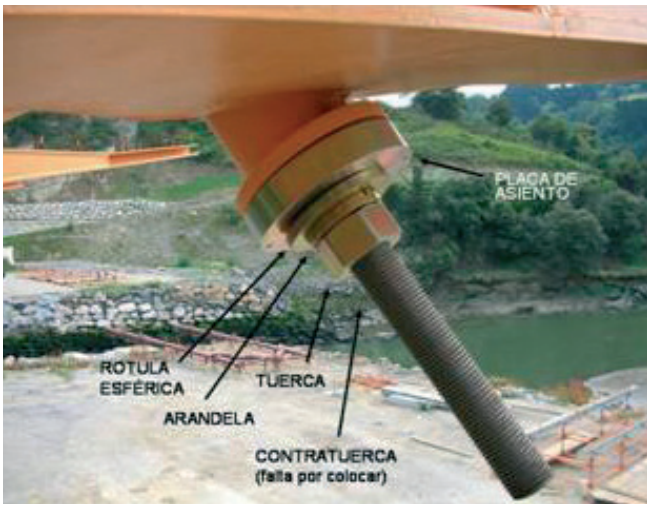


Figura 23. Anclaje inferior de las péndolas a las costillas transversales del tablero
Figure 23. Lower (hanger-deck rib) anchorage

tente entre el tablero y las aceras, concretamente a 1,5 m del borde del tablero y a 0,5 m del borde de las aceras.

Esta excentricidad del anclaje respecto de los elementos longitudinales con posibilidad de resistir esfuerzos longitudinales, aceras o tablero, provocaría que frente a desequilibrios de fuerzas en las péndolas que confluyen en un mismo anclaje, fuese la propia costilla sobre la que se encuentra el nudo de conexión, la encargada de trasladar estas cargas hasta las aceras o el tablero. Dado que las costillas no se han diseñado con tal fin, se dispuso un perfil laminado IPE-300 a lo largo de todo el puente, cuya misión es la de recoger los esfuerzos resultantes de los desequilibrios de carga en cada una de las conexiones. Los valores de los desequilibrios son de reducido valor y se autoequilibran a lo largo del puente. Este perfil queda embutido dentro del borde interior de la acera y tapado por la propia imposta de la barandilla.

El anclaje inferior de las péndolas se realiza mediante la colocación de dos tubos de sección circular a cada lado del alma de las costillas del tablero, uniéndose a ésta mediante una chapa soldada según una generatriz del tubo y dos chapas horizontales en los extremos superior e inferior, abrazando el tubo. (Figura 22).

En el extremo inferior se sitúa el anclaje activo de las péndolas, formado como se muestra en la figura 23 por una placa de asiento que se apoya en el tubo estructural, una rótula esférica y las correspondientes arandela, tuerca y contratuerca para fijar la barra. En el extremo superior de este anclaje, a la salida del tubo, se coloca un anillo de goma, a modo de amortiguador, para reducir los momentos flectores parásitos en la unión de la péndola.

2.4.4. Pilas

En cuanto a la subestructura, se ha tratado de cuidar al máximo su apariencia estética, empleando en todas las pilas encofrados especiales de madera machihembrada

ed to the rib with a plate parallel to their axis and two horizontal cap plates at the tubes' top and bottom ends securing them (Figure 22).

The hangers' stressing anchorage is the bottom one. It comprises, as shown in Figure 23, a bearing plate on the tube's bottom face, a spherical hinge, a washer and two nuts fastening the bar. On the upper face of the anchorage tube a rubber ring is laid acting as a damper in order to reduce parasite bending moments originated at the hanger's anchorage.

2.4.4. Piers

As far as the substructure was concerned, special care was placed on its aesthetic appearance, resorting to special tongue-and-groove wooden formworks and with a common drip bead groove pattern. The piers on which the access viaduct is supported, P1 and P2, have a solid lenticular cross-section, with increasing width along its height, which renders a remarkably slender appearance. The pier cap was cast according to the bridge deck's bottom curve (Figures 24a and 24b).

The common pier for the access viaduct and the arch bridge, P3, was wider owing to the need for a support point for the arch's ends, 13 m apart. In order to avoid a solid pier, which would lessen overall visual transparency, a frame harp-shaped pier was designed (Figure 25). Its upper lintel was prestressed with 2 units of 27 strands and a total force of about 10.000 kN to counteract, first of all, the tension force caused by the leaning pier shafts and, secondly, bending originated by the access viaduct's end diaphragm, supported on the lintel's mid-span area.

2.4.5. Abutments

The abutments preserved the piers' aesthetic appearance, with a front bevel as the mirror image of the nearest pier. Abutment 1, next to piers 1 and 2, reflects their shape (Figure 24a), while in abutment 2, where the arch bridge ends before

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



Figuras 24a y 24b. Pilas de los vanos de acceso (estribo 1 al fondo)
Figures 24a and 24b. Access viaduct piers (abutment 1 on the background)



Figura 25. Pila de apoyo de los vanos de acceso y el arco
Figure 25. Common pier for access viaduct and arch bridge

y realizando una modulación de los rehundidos horizontales o berenjenos común para todas. En el caso de las pilas sobre las que apoya el viaducto de acceso, P1 y P2, son de sección maciza con forma lenticular y anchura creciente en altura, lo que permite obtener una apariencia de gran esbeltez. El remate superior de la pila se adapta a la forma curva de la sección metálica del cajón del puente (Figuras 24a y 24b).

En el caso de la pila de apoyo común del viaducto de acceso y del puente arco, pila P3, la necesidad de proporcionar un punto de apoyo a los extremos de los arcos, separados entre sí 13 m, obliga a ensanchar la pila. Para evitar crear una pila maciza, que restase transparencia al conjunto, se ha diseñado una pila con forma de arpa (Figura 25). El dintel superior de esta pila pórtico se ha pretensado con dos unidades de 27 torones de acero, con una fuerza total próxima a 10.000 kN, para contrarrestar, en primer lugar, la tracción generada por la inclinación de los fustes laterales de la pila, y en segundo lugar, las flexiones generadas por el apoyo en su zona central del extremo del viaducto de acceso.

the tunnel, the front bevel reproduces the outline of pier 3, across the river (Figure 26).

2.4.6. Erection process

Even though the erection of Bridge over River Deba was planned according to a conventional method suitable to this typology [5], some main features should be pointed out:

a) assembly of the steel deck from full-width segments, including the transverse ribs (Figure 27), supported on temporary shoring piled in the river bed;

b) deck slab concreting onto collaborating self-bearing precast slabs supported on the steel substructure;

c) erection of leaning tubular arches with intermediate temporary props supported on the composite deck, which remains shored (Figure 28);

d) arch props removal after closure;

e) fitting of the double-family Network hanger system;

f) load transfer to the bridge in three stages:



Figura 26. Estribo 2 del lado del puente arco antes del túnel
Figure 26. Arch bridge abutment 2 before the tunnel

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



Figura 27. Secuencia de montaje de un tramo del tablero metálico
Figura 27. Erection sequence of a steel deck segment

2.4.5. Estribos

En los estribos se ha mantenido la apariencia estética de las pilas, disponiendo una pastilla delantera sobre el muro frontal, reflejando la forma de la pila más cercana. En el caso del estribo 1, con la misma forma que la pila 1 y 2 (Figura 24a), mientras que en el estribo 2, en el que finaliza el puente arco y da paso al túnel, la pastilla delantera tiene la forma exterior de la pila P3, situada al otro lado del río (Figura 26).

2.4.6. Proceso constructivo

Interesa reseñar algunos de los principales aspectos relativos a la construcción de la estructura del puente arco sobre la ría del Deba que, en cualquier caso, se planteó

***Stage 1**. Hanger initial stressing.*

In order to eliminate the existing gaps in the anchorage members and to reduce the hanger deformation by catenary effect after the shoring removal, an initial tensile load was applied to all the hangers. The catenary effect is significant when some hangers are too inclined or when their stress level when they start to function is very low. This was the case that affected the bridge.

Prior to the deck shoring removal, a sensitivity study was performed so as to determine the effect of the initial stressing force on the structure's deformability. It was gathered that a mere 20 kN force applied to the hangers would increase the arch deflection by 5 mm because of the catenary effect. That accounts for about 5% of the bridge's total deflection after completion. Considering the great



Figura 28. Vista del arco y tablero apeados
Figura 28. View of the arch and deck while shored

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

siguiendo un esquema convencional para dicha tipología [5]:

a) montaje de tablero metálico en subtramos completos a todo ancho, incluyendo las costillas transversales (Figura 27) , sobre apoyos provisionales intermedios pilotados en el fondo del cauce de la ría;

b) hormigonado de la losa del tablero con ayuda de prelosas colaborantes autoportantes apoyadas sobre la subestructura metálica;

c) montaje de los arcos tubulares inclinados con apoyos intermedios sobre pilas provisionales metálicas apoyadas sobre el tablero inferior mixto todavía apeado (Figura 28);

d) desapeo de los arcos una vez cerrados;

e) montaje del sistema "Network" de doble familia de péndolas inclinadas;

f) proceso de puesta en carga del puente realizado en tres fases:

Fase 1. Puesta en carga inicial de las péndolas

Para eliminar las holguras existentes en los elementos de anclaje y reducir la deformación de las péndolas por efecto catenaria una vez que se iniciase el proceso de desapeo, se aplicó una carga inicial a todas las péndolas del puente. Este efecto catenaria resulta significativo cuando existen péndolas muy inclinadas, o bien, cuando los niveles tensionales en el momento de hacer trabajar a las péndolas son muy reducidos. Este último caso era precisamente la situación que se presentaba en el puente.

Para conocer con detalle sus efectos, previamente a las operaciones de desapeo se realizó un estudio de sensibilidad sobre el efecto que tendría en la deformabilidad de la estructura la aplicación de esta carga inicial con distintos valores. De este análisis se pudo constatar cómo la aplicación de una carga de tan sólo 20 kN incrementaba por efecto catenaria la flecha de la estructura en unos 5 mm, del orden de un 5% de la flecha total del puente completamente acabado. Considerando el elevado número de péndolas existentes, 76 en total, la facilidad de aplicar esta carga mediante llave dinamométrica, y el reducido incremento que generaba en la deformación final del puente, se optó por introducir este valor de carga inicial.

Por otra parte, no se dispusieron durante las fases de desapeo de la estructura las parejas de péndolas extremas. Al ser barras cortas, y estar situadas junto a las zonas de apoyo final de la estructura, cualquier posible variación de los parámetros empleados en el modelo estructural podría generar modificaciones importantes en la carga teórica prevista inicialmente, por lo que se prefirió no conectarlas a la estructura hasta finalizar el proceso de desapeo, y realizar

number of hangers, 76, the easy load application with a dynamometric wrench and the low increment in the total deflection, it was the final chosen stressing force.

Apart from this, the outermost hangers were not fitted during the shoring removal operations. Being short bars, and close to the structure's supports, any slight deviation in the parameters used in the structural model might induce important modifications in their theoretical load, so it was decided no to connect them to the structure until after the shoring withdrawal and stress them afterwards controlling their tensile force.

***Stage 2**. Deck shoring removal.*

The deck shoring removal comprised the simultaneous, controlled descent of all the deck's points resting on the temporary struts. In order to do so, a computerised console was used. It allowed for independent monitoring of the 6 couples of jacks located on the top of the struts, making it possible to know their load and displacement in real time.

A step-by-step descent sequence was planned for the deck, aimed at preserving a geometric configuration homothetic to that achieved by the shoring. Therefore, the jacks under the central zone of the deck had to descend more than those on the sides in each step. The camber scheme, devised to counteract the effects of the structure's self weight, the dead load, rheological deformations and part of the live load, was applied to the initial geometry.

Before removing the shoring, the actual reaction forces were compared to the theoretical ones. Deviations were small. With the updated values, more realistic, a table was produced indicating, stage by stage, the descent to be applied to each point and the corresponding expectable forces in the jacks. Correlation between the displacements and the reactions was very accurate, and all the points became released when the mid-span section reached a deflection of 61 mm, just like calculated. The horizontal displacement registered at the free abutment, located at pier 3, was 20 mm, matching the design results too.

***Stage 3.** Final load adjustment in hangers.*

In this kind of bridges, the load that appears in the hangers under uniform load along the whole span is generally quite homogeneous, except in the outermost suspenders, where slight load increments may occur.

Apart from this, the deck's bending moment law is slightly different from that of a continuous beam, with greater positive moments. This feature is advantageous to the deck's slab, since the compression stress induced partly counteracts the tension force owing to the deck working as the arch's tie beam.

On the other hand, hanger stressing is a very delicate operation since the system is statically redundant to a high degree, and stressing a hanger means modifying the loads in the adjacent ones. Therefore, it is essential to use

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

posteriormente un tesado controlado de estas barras para darles la tensión deseada.

Fase 2. Desapeo del tablero

El desapeo del tablero se realizó mediante el descenso simultáneo y controlado de todos los puntos de apoyo del mismo sobre los apeos provisionales. Para ello se empleó una central con sistema informatizado que permitía regular de manera independiente las 6 parejas de gatos dispuestos sobre los apeos y conocer en todo momento la carga y el desplazamiento de aquéllos.

Se fijó una secuencia escalonada de descenso del tablero, en la que se mantuviese en todo momento una geometría homotética a la dada inicialmente con los apeos, haciendo descender en cada etapa más a los gatos situados en la zona central del tablero y menos a los laterales. Esta geometría inicial permitió introducir la contraflecha necesaria en el tablero para contrarrestar los efectos de su peso, de las cargas muertas, de los efectos reológicos y de parte de la sobrecarga.

Antes de iniciar el proceso de descenso se compararon las reacciones existentes en los apoyos con las teóricas. Las variaciones fueron muy reducidas. Con estos valores, más ajustados a la realidad, se preparó una tabla en la que se fijaba el descenso a aplicar en cada etapa y en cada punto de apoyo del tablero y la reacción correspondiente que debería existir en ese momento en el gato. Las correlaciones entre los desplazamientos y las reacciones a lo largo de todo el proceso resultaron muy precisas, produciéndose el despegue simultáneo en todos los puntos de apoyo en el momento en que la flecha central del tablero alcanzó los 61 mm, valor coincidente con el teórico previsto. Asimismo, coincidió el desplazamiento horizontal medido en el extremo móvil del tablero situado en la pila 3, que resultó ser de 20 mm.

Fase 3. Ajuste final de la carga en péndolas

En general, en este tipo de puentes, la carga que se obtiene en las péndolas originada por una carga uniforme sobre el tablero resulta bastante homogénea, salvo en las zonas extremas donde se producen ligeros aumentos de la carga.

Además, la ley de momentos flectores que aparece en el tablero se separa ligeramente de la que se obtiene en una viga continua sobre apoyos puntuales, desplazándose hacia los momentos positivos. Esta circunstancia resulta favorable para la losa del tablero mixto del puente, pues introduce sobre ella tensiones de compresión y contrarresta en parte las tracciones originadas por el comportamiento del tablero como tirante de tracción del arco.

Por otra parte, la introducción de carga en las péndolas de este tipo de puentes resulta una opera-

the structural influence matrices of the hanger system. However, given the large number of independent variables, the structure is very susceptible to any possible difference between the model and reality.

With these factors in mind, it was set as a goal to perform as few hanger stressing operations as possible. After the shoring removal, final adjustments were made to the six central hanger couples and the four outermost couples, since the live load induces higher compression in the latter. Eventually, a final check-up was performed, with two other couples having their tension adjusted after detecting a deviation over 30 kN.

g) *the last operations were laying the pavement, the sidewalks and the rest of dead loads.*

3. BOWSTRING ARCH BRIDGE OVER RIVER GUADALQUIVIR IN PALMA DEL RÍO

3.1. Description of the project's structures

The new Bowstring Arch Bridge over River Guadalquivir is on the Palma del Río detour road (Córdoba, Spain), recently constructed by GIASA. The project was supposed to come up with a singular solution over River Guadalquivir, prioritizing aesthetics and landscape integration. IDEAM's proposal, which turned out to be the winner, consisted of a steel tied arch (bowstring) with a 130 m long span and composite deck [6].

The main structures included in the project, the new Palma del Río detour road, are the following (Figure 29):

- *N-431 and N-453 roads connection roundabout*
- *North access viaduct*
- *Arch bridge over River Guadalquivir*
- *South access viaduct*

The roundabout comprises two curved simply-supported post-tensioned concrete slabs. The North access viaduct crosses the railway line with two simply-supported spans, consisting of a precast concrete deck (2 U-beams), precast slabs and a cast-in-place upper slab.

The two most remarkable structures, worthy of a longer description, are the arch bridge over River Guadalquivir, that will be dealt with in the second part of this article, and the South access viaduct, described in the following lines.

3.2. The South access viaduct

The South Access viaduct has a 436 m long continuous deck with a span distribution 26,0+12 x 32,0+26,0 m, materialized by a post-tensioned slab erected on treveling falsework. The viaduct crosses River Guadalquivir's flooding plain, its length being determined by this fact (Figure 29).

The bridge's deck is 11 m wide, with two 3,5 m wide lanes, two 1,5 m wide shoulders and two 0,5 m wide lateral barriers. The

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



Figura 29. Vista aérea en primer plano del Viaducto de acceso Sur, del Puente arco, del Viaducto de acceso Norte y de la glorieta
Figure 29. Bird's eye view of the South Access viaduct (foreground), the arch bridge, the North Access viaduct and the roundabout

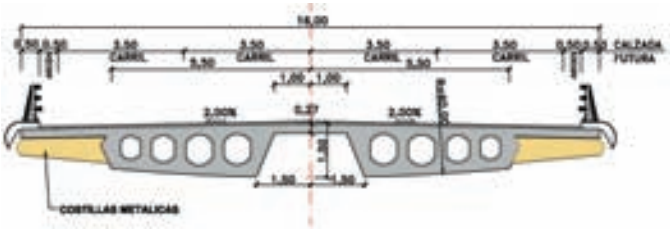
ción delicada debido a que el sistema es altamente hiperestático y el tesado de una péndola modifica los valores de las cargas de todas las péndolas adyacentes. Resulta imprescindible trabajar con las matrices de influencia de la carga en péndolas de toda la estructura, siendo en cualquier caso, al depender de un gran número de variables, muy sensible a cualquier posible variación entre el modelo y la realidad.

Considerando estas circunstancias se persiguió como objetivo realizar el menor número posible de operaciones de tesado de péndolas. Una vez desapeado el puente, sólo resultó necesario ajustar la carga en las cuatro parejas de péndolas extremas al estar sometidas a las mayores compresiones originadas por la sobrecarga y ajustar la carga en las seis parejas de péndolas centrales del puente. Finalmente se realizó un barrido de comprobación de la carga final de las péndolas, ajustando la carga exclusivamente en dos parejas en las que la variación fue superior a 30 kN.

bridge's design was conceived bearing in mind a forthcoming widening operation, with a final width of 16 m, the same as in the arch bridge, and a platform distribution of four lanes, two shoulders (0,5 m) and the barriers (Figure 30a).

The viaduct's possible widening will be carried out by means of longer cantilevers, supported on lateral steel ribs attached to the deck every 5 m, coupled to the deck through special precast slabs (accordingly designed to this purpose) connected to the existing deck's slab. The new slab, 0,25 m thick, will be cast onto the slabs. The resulting platform will be identical to those in the North access viaduct and the arch bridge, both of which were designed with a total width of 16 m. The bridge's outstanding length and the possibility to accomplish the widening without great trouble in the future, led GIASA to choose the non-widened platform option.

The deck slab is divided in two symmetric ribs 4,5 m wide each linked together by a 2 m long intermediate slab, 0,25 m thick at its meeting with the ribs and 0,27 m thick at the deck's centre line (Figure 30a).





Figuras 30a y 30b. Sección transversal de la losa ampliada y vista durante la ejecución con autocimbra
Figures 30a y 30b. Slab cross-section after widening and view of erection with falsework

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

g) finalmente, pavimentación de calzada, aceras y resto de cargas muertas.

3. PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR EN PALMA DEL RÍO

3.1. Estructuras de la actuación

El nuevo Puente Arco sobre el río Guadalquivir se encuentra en la nueva variante de Palma del Río (Córdoba) recientemente construida por GIASA. El proyecto debía plantear una solución singular sobre el río Guadalquivir, priorizando la estética e integración paisajística de la solución. La propuesta de IDEAM, que resultó seleccionada, contemplaba un puente arco metálico atirantado (tipo bowstring) de 130 m de luz con un tablero inferior mixto [6].

Las principales estructuras que se incluyen dentro de la actuación de la nueva variante de Palma del Río son las siguientes (Figura 29):

- Glorieta de enlace de la N-431 con la N-453
- Viaducto de acceso Norte
- Puente arco sobre el Río Guadalquivir
- Viaducto de acceso Sur

La glorieta son dos losas curvas isostáticas postesadas de canto constante, y el viaducto de acceso norte cruza sobre el ferrocarril mediante un tramo de dos vanos isostáticos constituido por un tablero prefabricado con dos artesas, prelosas prefabricadas resistentes de hormigón y losa superior "in situ".

Las dos estructuras principales de la actuación que merecen una descripción detallada son el Puente arco sobre el río Guadalquivir, sobre el que se centrará esta segunda parte del artículo, y el Viaducto de acceso Sur, del cual se realizará una breve descripción.

3.2. El Viaducto de Acceso Sur

El Viaducto de acceso Sur es un tablero continuo de 436 m de longitud con vanos de luces 26,0+12x32,0+26,0 m, realizado mediante una losa postesada ejecutada con autocimbra autolanzable. Este viaducto se ubica en toda la llanura de inundación del río Guadalquivir, viniendo gobernada su longitud total por este motivo (Figura 29).

La anchura total del puente es de 11 m, dividida en dos carriles de 3,5 m, dos arcenes de 1,5 m y dos barreras laterales de 0,5 m. El diseño del puente se ha realizado pensando en su futura ampliación hasta 16 m, anchura que es la que posee el puente arco sobre el río, y con la que quedaría una distribución final en 4 carriles centrales de 3,5 m, dos arcenes de 0,5 m, y dos barreras laterales de 0,5 m cada una (Figura 30a).

The slab's bottom is curved, with a radius of 60 m. Its maximum depth, measured at the centre line, is 1,5 m, which yields a span/depth ratio of 21,6. However, given that the depth varies across de slab's width, with a mean value of about 1,30 m, the actual span/depth ratio is 24,6

The ribs are hollow cored, filled with four expanded polystyrene cylinders in each rib running along the whole structure, except at the pier and end diaphragms. The slab is made of HP-35 concrete with 5 cables of 24 0,6" diameter tendons per nervure.

The bearing configuration was conditioned by two factors other than vertical actions: firstly, the displacements experienced by the deck because of thermal and rheological effects on account of its length, 436 m, and secondly, the need to transfer the horizontal loads, more specifically those originated by the deck's mass should a seism occur. According to the first consideration, PTFE (polytetrafluoroethylene) bearing devices were installed on the extreme piers (P-5, P-6, P-7, P-15, P-16 and P-17), which are those with the larger displacements, while elastomeric devices were used on the central piers, P-8 through to P-14. Regarding seismic forces, longitudinal actions are transferred through the elastomeric bearing devices to the central piers, while those with PTFE bearings are longitudinally free. Transverse seismic forces coming from the deck reach the piers through transverse buffers installed in all the bearings.

The deck was erected span by span with traveling falsework (Figure 30b).

3.3. The main structure. The Arch Bridge

The basic condition of spanning over River Guadalquivir without intermediate supports made it forceful to come up with solutions ranging from 120 to 140 m long spans. Under this premise, two were the main factors that determined the bridge's positioning.

Firstly, trying to keep the bridge as centered as possible with regard to the river course. Evident though it may seem, it was not so since the slopes on the banks are quite different. On the one hand, the right (North) bank is very steep, with height differences of 10 m in 25 m. On the other, the left (South) bank has a very mild gradient with a very gradual height increase as we move away from the river into the plain. Therefore, it is impossible to make the bridge look centered for all the water levels, so the solution was fitted for the mean water level.

The second condition was defined by the height at which the road's grade crosses the river, imposed by the clearance restrictions arising from spanning over N-431 road and the railway line. This factor leads to an average pier height of 20 m. Since the soil's geotechnical conditions are not good and seismic actions must be accounted for, it was detrimental to make the piers as low as possible for a more economical pier

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



Figura 31. Vista aérea del Puente Arco sobre el río Guadalquivir
Figure 31. Bird's eye view of the Arch Bridge over River Guadalquivir

La posible futura ampliación del Viaducto de acceso Sur se realizará mediante la ampliación de los voladizos por medio de costillas metálicas laterales cada 5 m, que se empalman en unas placas debidamente diseñadas en los extremos de la losa del tablero, y el posterior hormigonado de una losa superior de 0,25 m de espesor para materializar la plataforma, resultando una sección transversal igual a la del Viaducto de acceso Norte, y el puente arco, los cuales sí se ejecutan directamente con el ancho de 16 m. En este caso, la elevada longitud del puente y la posibilidad de llevar a cabo en el futuro la ampliación de la calzada sin excesivas complicaciones, condujeron a GIASA a decantarse por la solución de calzada no ampliada.

La losa del tablero queda dividida en dos nervios simétricos de 4,5 m de ancho, y unidos entre sí mediante una losa intermedia de 2 m de anchura y de espesor variable: 0,25 m en su unión con los nervios y 0,27 m en el punto central del tablero de puente (Figura 30a).

El fondo de la losa de hormigón es curvo, de radio 60 m. El canto máximo de la losa es de 1,5 m medido en el eje del tablero, lo que hace que en los vanos centrales tipo de 32 m la relación luz/canto sea de 21,6, aunque el hecho de ir reduciéndose el canto a medida que nos alejamos del eje de la sección debido a la forma curva del fondo, hace que el canto medio sea del orden de 1,30 m y la relación luz/canto pase a ser de 24,6.

El interior de los dos nervios se encuentra aligerado mediante la colocación de cuatro piezas de porexpan en cada nervio, que recorren la totalidad de la estructura excepto la zona de los mamparos de apoyo sobre pilas y estribo. El hormigón de la losa es HP-35, y el pretensado de la sección está formado por 10 tendones, cinco por nervio, formado cada uno de ellos por 24 torones de 0,6''.

and foundation design. Taking advantage of the fact that the right bank is steeper, the main span was slightly moved that way with a double goal: reducing one the main piers' height and materializing a fixed point against the deck's horizontal displacements.

The typology chosen for the main span was a double symmetric 130 m span steel arch. Each arch is at an angle of 68,8º with the horizontal plane and leans on each other at the crown (Figure 31). This solution was aimed at bestowing the structure with special dynamism and originality and reducing each arch's buckling length with as few transverse bracing elements as possible.

This structure's behaviour [2 and 3] is identical to that of a central vertical arch, with an additional effect at the ends, where it is necessary to counterbalance the transverse horizontal force caused by the outward inclination.

3.3.1. Arches

The arches' cross-section (Figure 32a) consists of constant-section tubular profiles 0,90 m in diameter aiming at formal and constructive simplicity. These tubes are widely available, it being only necessary to curve them so as to obtain the desired geometry. The number of construction and welding operations is minimal. The thickness ranges from 50 to 25 mm.

Each arch's axis is a parabola (antifunicular line of permanent loads) with a rise of 25 m, which yields a rise/span ratio of 1/5,2 (Figures 32a and 32b).

The arches were linked together by a 'K' truss with tubular elements, like the arch, which helped shorten the arches' buckling length (Figure 32b).

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

El sistema de aparatos de apoyo del puente ha venido condicionado por dos factores adicionales a las cargas verticales: en primer lugar, por los movimientos que experimenta el tablero por efectos reológicos y térmicos como consecuencia de la elevada longitud del viaducto, 436 m, y en segundo lugar, por la necesidad de recoger las fuerzas horizontales, y muy en concreto las fuerzas generadas por la masa del tablero en la hipótesis de que se presente un sismo. De acuerdo con el primer factor se han dispuesto aparatos de apoyo de neopreno teflón en las pilas extremas P-5, P-6, P-7, P-15, P-16 y P-17, que son las que soportan mayores movimientos, y aparatos de apoyo de neopreno zunchado en las 7 pilas centrales, P-8 a P-14. Con respecto a las fuerzas sísmicas, en la dirección longitudinal del puente quedan recogidas por las pilas centrales a través de sus aparatos de apoyo, mientras que quedan libres frente a esas fuerzas las pilas que presentan teflones. En dirección transversal, las fuerzas sísmicas procedentes del tablero pasan a las pilas mediante topes transversales incorporados en todos los aparatos de apoyo.

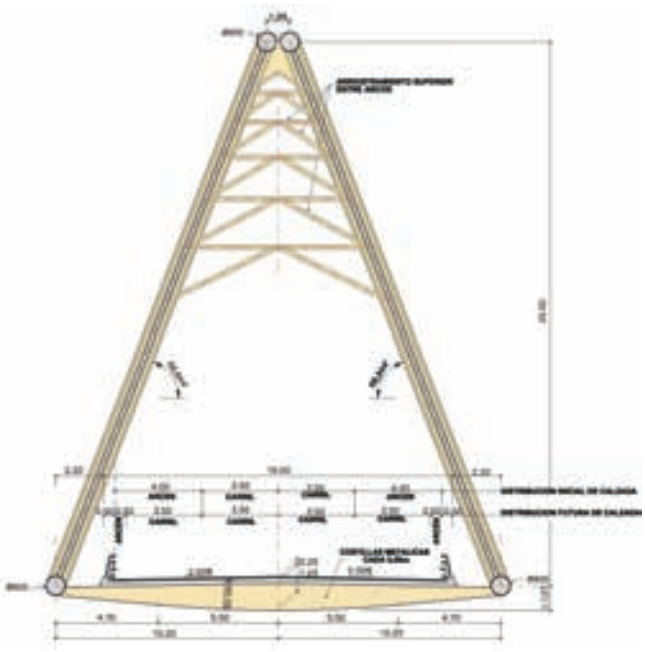
La ejecución del tablero del puente se realizó mediante el procedimiento de vano a vano sobre autocimbra (Figura 30b).

3.3. La estructura principal. El Puente Arco

La condición básica de salvar el río Guadalquivir sin colocar pilas dentro del cauce obligaba a plantear soluciones de luces en el tramo principal del puente entre 120 y 140 m. Bajo esta condición, dos fueron los factores principales que condicionaron el posicionamiento del puente.

El primero de ellos fue el tratar de mantener el puente centrado respecto al cauce. Esta condición, que a priori parece evidente, no lo es si tenemos en cuenta que el perfil de las márgenes derecha e izquierda del río son muy diferentes. Mientras que el margen derecho (lado norte) presenta unas pendientes pronunciadas con una variación de altura de unos 10 m en 25 m de longitud, el margen izquierdo (lado sur) tiene pendientes muy suaves que ganan lentamente altura a medida que nos alejamos del río y penetramos en la vega. Resulta imposible realizar un encaje simétrico del puente respecto el río para todas las posibles cotas de agua, por lo que se trató de encajar la solución para el nivel de aguas medias.

La segunda condición venía impuesta por la elevada altura que presenta la rasante en su cruce sobre el río por la necesidad de salvar el cruce con la carretera N-431 y con las vías de ferrocarril con gálibo suficiente, y que determinan un valor medio de altura de pilas de aproximadamente 20 m. Dado que las características geotécnicas del terreno no son buenas, y que nos encontramos en una zona donde es necesario considerar los efectos derivados de las acciones sísmicas, resultaba muy conveniente reducir la altura de las pilas al máximo posible para no encarecer el coste de éstas y sus cimentaciones. Aprovechando que la margen derecha del río gana rápidamente altura, se desplazó ligeramente el vano central





Figuras 32a y 32b. Sección transversal y vista aérea frontal
Figures 32a and 32b. Cross-section and front bird's eye view

3.3.2. Deck

The deck is 16 m wide and consists of a 0,25 m thick slab with a 2% outward gradient. This slab was made in two stages. Firstly, precast slabs acting as non-retrievable formwork were placed on the transverse girders existing every 5 m. Secondly, all the reinforcement was assembled on the slabs and concrete was poured onto them so as to materialize the slab.

The deck's slab is connected to the steel transverse girders located every 5 m. These transverse girders span 20,4 m between the tubular lateral longitudinal tie beams (Figure 32

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

hacia este lado con el fin de disminuir la altura de la pila de apoyo en este punto y materializar en ella el punto fijo frente a movimientos horizontales del tablero.

El tipo escogido para el tramo central fue el de doble arco simétrico con 130 m de luz, situando cada arco en un plano inclinado 68,8º respecto de la horizontal y apoyados entre sí en clave (Figura 31). Con esta solución se perseguía a la vez que dotar a la estructura de un especial dinamismo y originalidad, reducir la longitud de pandeo de cada uno de los arcos disponiendo el menor número de arriostramientos transversales entre ellos.

El funcionamiento estructural [2 y 3] es completamente similar al de un arco situado en un plano vertical, con un único efecto añadido en los extremos, donde es necesario equilibrar la componente de fuerza horizontal en dirección transversal al eje del puente que genera la inclinación de los arcos.

3.3.2. Arcos

Como sección transversal para los arcos (Figura 32a), se optó por perfiles tubulares de sección constante y 0,90 m de diámetro buscando la mayor sencillez de formas a la vez que de fabricación. Estos tubos se encuentran directamente en el mercado, siendo necesario realizar exclusivamente un proceso de curvado para darles la geometría prevista, con lo que el número de operaciones de fabricación es mínima y la longitud a soldar también. Los espesores de chapa del arco oscilan entre 50 y 25 mm.

La directriz que se planteó fue parabólica, antifunicular de las cargas permanentes en el arco, con una flecha en clave de 25 m, con lo que la relación flecha/luz es de 1/5,2 (Figuras 32a y 32b).

Uniendo entre sí los arcos, se dispuso una celosía en "K" formada por perfiles tubulares, igual que en el

a). The hanger anchorages are located right where the transverse girders meet the lateral tie beams (Figures 33a and 33b). By acting this way the longitudinal tie beams are not subjected to concentrated loads acting on the deck.

The transverse girders are haunched (Figure 34), their bottom following a circular 60 m radius curve at the central zones and a straight line in the rest of the span, matching the geometry of the access viaducts, with a maximum depth of 1,25 m. The girders' cross-section is a double-tee.

In order to create a transverse composite steel-concrete beam, connection studs are welded to the girder's upper flange, connecting it to the slab.

The lateral longitudinal tie beams are 10,2 m from the deck's centre line. They are 0,90 m diameter steel tubes and as long as the span, that is, 130 m. The transverse girders are supported on them and the hangers are also anchored to them.

The aim of the lateral ties of the bridge is mainly to counteract the horizontal component of the arches in the extremes, avoiding the transmission of the horizontal reaction to the foundations, as well as the previously mentioned lateral support for the transverse deck girders.

Since the tie beams' bending inertia is low, they are barely capable of taking any bending stresses, leaving this task to the load transmission to the arch through the hangers.

Right where the arch meets the tie beam, the end diaphragm is placed. Its geometry is like that of the transverse beams but with a hollow box cross-section (Figure 35 a). Its mission is to take the arch's transverse horizontal force component, owing to its inclination. This element is a crucial to guaranteeing the structure's global equilibrium.

The end diaphragm has four supports: two at its extremes, where the arches meet the tie beams, and two intermediate ones, in order to materialize a stronger torsional constraint at the arches' ends, thus reducing their out-of-plane buckling length (Figure 35b).



Figuras 33a y 33b. Detalles de anclajes de péndolas inferiores y arranques de vigas transversales dispuestas cada 5 m en el tablero
Figures 33a and 33b. Details of hanger anchorage and transverse girders ends at 5 m intervals along the bridge

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

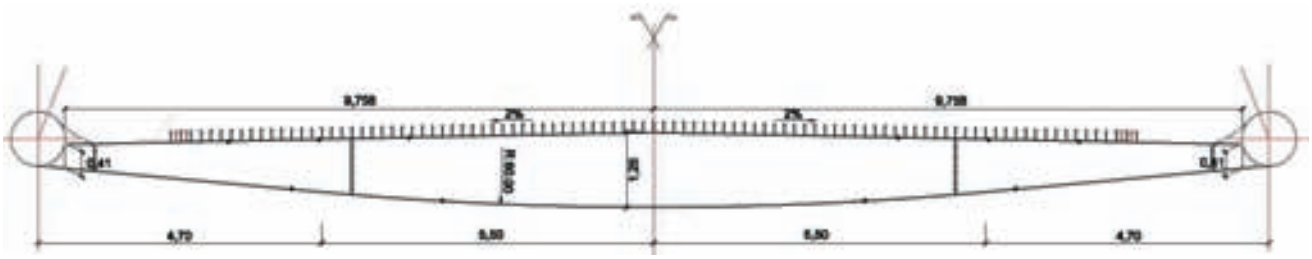


Figura 34. Detalle de una viga trasversal tipo del tablero situada cada 5 m
Figure 34. Detail view of a transverse girder, located every 5 m

arco, y que permitían acotar la longitud de pandeo de los arcos (Figura 32b).

3.3.3. Tablero

El tablero del puente de 16 m de ancho está formado por una losa de 0,25 m de espesor constante, con inclinación del 2% hacia ambos bordes de la calzada. Esta losa se ejecuta en dos partes. La primera, formada por una prelosa prefabricada que se coloca apoyada sobre las vigas transversales que existen cada 5 m, y que sirve como encofrado perdido para la ejecución del resto de la losa del tablero. La segunda se materializa al colocar la ferralla correspondiente y verter hormigón "in situ" sobre la primera hasta completar el espesor total.

La losa del puente se apoya sobre las vigas transversales metálicas situadas cada 5 m. Estas vigas tienen una luz total de 20,4 m (Figura 32a), y se apoyan en los tirantes tubulares laterales que discurren de extremo a extremo del puente. En los mismos puntos de apoyo de las vigas transversales se disponen los puntos de anclaje de las péndolas (Figuras 33a y 33b), que unen el tablero con los arcos superiores. De esta forma, los tirantes laterales no se ven sometidos a los efectos de las cargas puntuales que actúan sobre el tablero.

The stress transmission between the arches and the tie beams, duly analyzed with FEM models, is materialized by the connection of two 0,90 m diameter steel tubes. The loads are transferred through an internal leaning plate welded to both tubes which transmits the arch's compression and the tie beam's tension to the end diaphragm's stiffened vertical support point, thus achieving global equilibrium among the arch, tie beam and end diaphragm (Figures 36a and 36b).

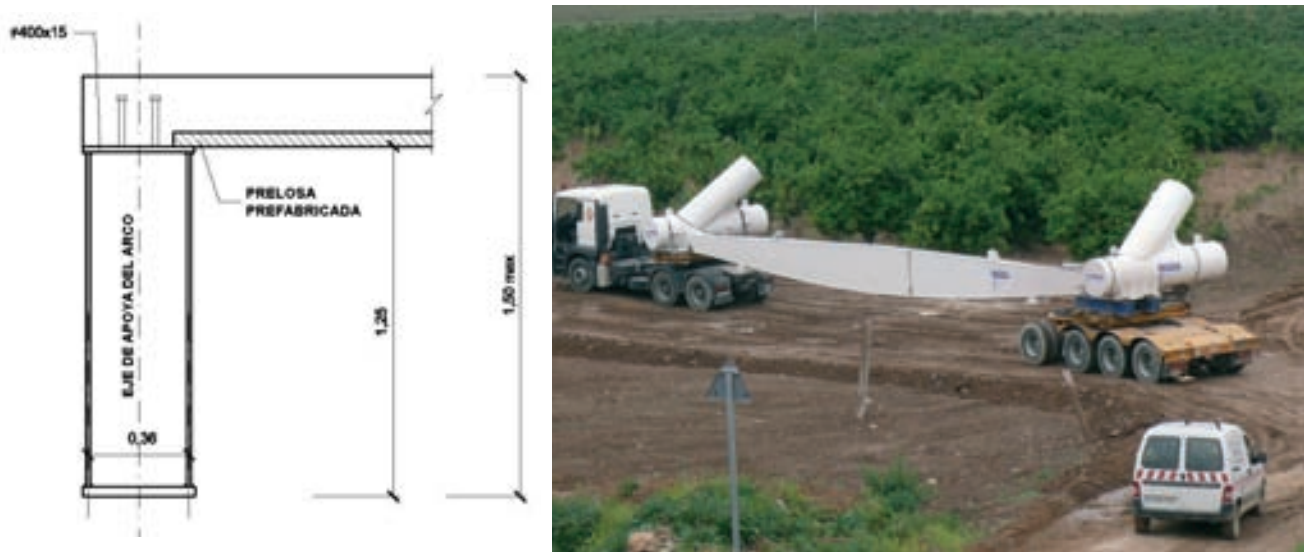
All the metallic elements of the bridge, arches, tie beams and girders, were made of S 355 J2G3 grade steel, with a yield stress of 355 N/mm².

3.3.3. Hangers

The hangers act as the linking element between the deck and the arches, and transmit the vertical loads from the former to the latter. The hangers arrangement was a latticed mesh or Network [2 and 3], with two overlapping planes linking the ties to the arches.

The lower anchorage points are spaced 5 m along the tie beams, and from each of them 2 hangers rise up to the arch, where they are anchored every 5 m too.

The Network hanger system with multiple crossings makes the bridge behave like a simply-supported beam whose depth



Figuras 35a y 35b. Detalle de la riostra de extremos, con 4 puntos de apoyo, dos bajo extremos y dos intermedios
Figures 35a and 35b. End diaphragm detail, with 4 support points, two at the ends and two intermediate ones

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

Las vigas transversales (Figura 34) tienen canto variable, siguiendo el fondo de la viga una curva circular de radio 60 m en su parte central, y con variación lineal en el resto, coincidente con la geometría empleada en las secciones de los viaductos de acceso, y con un canto máximo en el centro de la sección de 1,25 m. La sección transversal tiene forma de doble "T".

En la platabanda superior de la viga se disponen los conectadores necesarios para vincularla al hormigón de la losa superior, constituyendo transversalmente una viga mixta.

A 10,2 m del eje de la sección, se sitúan dos tubos metálicos laterales, los tirantes, de 0,90 m de diámetro y de longitud igual a la luz del puente, 130 m, en donde se apoyan las vigas transversales y en donde se realiza la unión de las péndolas de cuelgue del tablero.

La misión de estos tirantes es principalmente la de servir de tirante de tracción al arco, equilibrando la componente horizontal de la carga de los arcos en los extremos y evitando la transmisión de cargas horizontales a la cimentación, además de la ya reseñada de servir de punto de apoyo a las vigas transversales.

Dado que la inercia a flexión de los tirantes es reducida, apenas si tienen capacidad para recoger flexiones, obligando a que este trabajo se realice mediante la transmisión de cargas al arco.

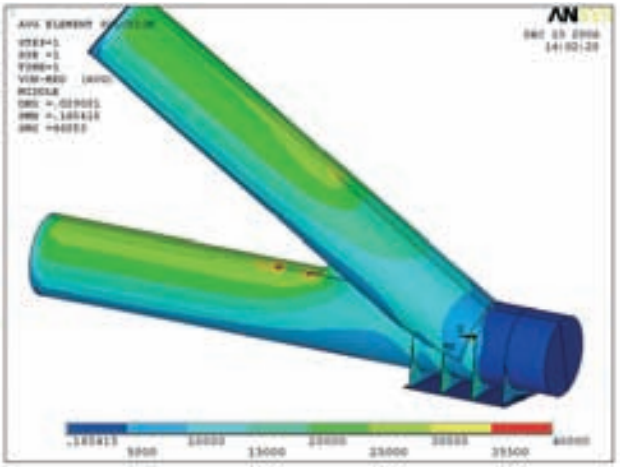
En el punto de unión de los arcos con los tirantes laterales del tablero, se dispone la riostra transversal de apoyo, con una geometría similar a la de las vigas transversales aunque con sección cajón cerrada (Figura 35a), la cual debe recoger la componente horizontal transversal generada debida a la inclinación de los arcos, y que constituye un punto básico de la estructura para garantizar el equilibrio del conjunto.

La riostra extrema presenta además de apoyos en los puntos de la intersección de los arcos con los tirantes, en dos puntos intermedios, para materializar mediante la riostra un mayor empotramiento a torsión a los extremos de los arcos de manera que se reduzca la longitud de pandeo de los arcos fuera de su plano (Figura 35b)

La transmisión de esfuerzos entre arcos y tirantes, analizada en el proyecto con detalle en elementos finitos, se realiza mediante el empalme de los dos tubos de 0,90 m de diámetro, transfiriendo las cargas mediante una chapa central interior inclinada soldada a ambos tubos que transmite las compresiones inclinadas del arco y las tracciones horizontales del tirante al punto del apoyo vertical rigidizado del extremo de la riostra, logrando el equilibrio de esfuerzos entre arco tirante y riostra en el apoyo (Figuras 36a y 36b).

El acero empleado en las vigas del tablero así como en los tubos de los arcos y tirantes es S 355 J2G3, con 355 N/mm^2 de límite elástico.





Figuras 36a y 36 b. Vista del arranque del arco en su unión con el tirante (con chapa central interior soldada) y con la riostra transversal de apoyos, y modelo de elementos finitos del arranque.
Figures 36a and 36 b. Close-up of the arch springing at its meeting with the tie beam (with internal plate already welded) and the end diaphragm, and FEM model of the springing

is the rise. It is also capable of transmitting the shear forces and reducing bending moments in the arch and the deck under non-symmetric distributed loads, when compared to a vertical hanger solution. This arrangement also confers a great distribution capability of concentrated loads along the bridge, which reduced bending stresses in the deck to a minimum.

Besides, increasing the number of hangers allows for the use of smaller units, more available and easier to install.

The distance between anchorages for the network suspension system is small, 5 m, fulfilling multiple goals:

- *Reducing the arches' buckling length.*
- *Reducing bending moments in the deck.*
- *Simplifying the arches-hangers and deck-hangers anchorages, because of the use of smaller units.*
- *Achieving great efficiency in the distribution of concentrated loads on the deck.*

At the project stage, special stress was made on the simple, neat design of the hanger-tube (arches and tie beams) connection, of strong visual impact, with details with combined constructive simplicity and strength efficiency.

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

3.3.3. Péndolas

Las péndolas actúan como elemento de unión entre el tablero y el arco, transmitiendo las cargas del primero al segundo. La disposición de las péndolas es en celosía o malla triangulada tipo Network [2 y 3], existiendo dos planos de péndolas, cada uno de los cuales parte de uno de los tubos laterales del tablero hasta el arco correspondiente.

Los puntos de anclajes inferiores se sitúan cada 5 m, sobre los tubos laterales, y de cada punto parten dos péndolas hasta su encuentro con el arco, también con la cadencia de 5 m.

El sistema de péndolas con múltiples cruces en el tipo Network hace que el puente se comporte como una gran viga de canto igual a la flecha de los arcos con capacidad para transmitir cortantes, además de reducir los momentos flectores en arco y tablero para las hipótesis de carga en medio vano, frente a los que se obtendrían en una solución de péndolas verticales. Además, con esta disposición se logra una gran capacidad de reparto de las acciones de las cargas puntuales, reduciendo las flexiones sobre el tablero al mínimo.

Por otra parte, al aumentar el número de péndolas permite la colocación de unidades de pequeño tamaño, más fáciles de disponer y colocar.

La distancia entre anclajes de tirantes es reducida, 5 m, con lo que se conseguían múltiples objetivos:

– Reducir la longitud de pandeo de los arcos.

– Reducir los esfuerzos flectores en el tablero.

– Simplificar las uniones arco – tirante y tablero – tirante al emplear unidades de pequeño tamaño.

The hangers are 45, 40, or 37 mm diameter locked-coil cables creating a Network inclined mesh with multiple crossings. Each mesh lies on two planes per arch, each plane having a 50 mm offset with respect to the arch's plane (Figure 37), causing the hangers to cross, not to intersect, each other.

At the crossing of every two hangers, a crossing device consisting of 3 pieces is installed (Figures 38a and 38b). It allows for the free rotation of each hanger and prevents hanger impact under transverse wind actions.

The hanger's ends are pinned to the arches and the tie beams, which permits free rotation of the cable.

3.3.4. Erection Process

The whole bridge was conceived as a steel structure. Even though the arches are elements which work under compression and concrete is the ideal material for such purpose, the analysis of the erection process made it clear that great advantage could be taken of the use of steel. The arches can be assembled from smaller segments, which allow easier erection with fairly simple auxiliary elements and in a shorter time than a concrete solution.

The use of steel as the main material also leads to smaller reactions and, therefore, cheaper foundations.

First of all, the deep foundations were laid, driving 1,5 m diameter piles, after which the pile rafts and the piers were made.

In order to erect the steel structure, shoring elements were set up on temporary embankments made on both banks (Figure 39). The foundations of the shoring were piled so as to prevent possible scouring caused by the overflow during the erection.

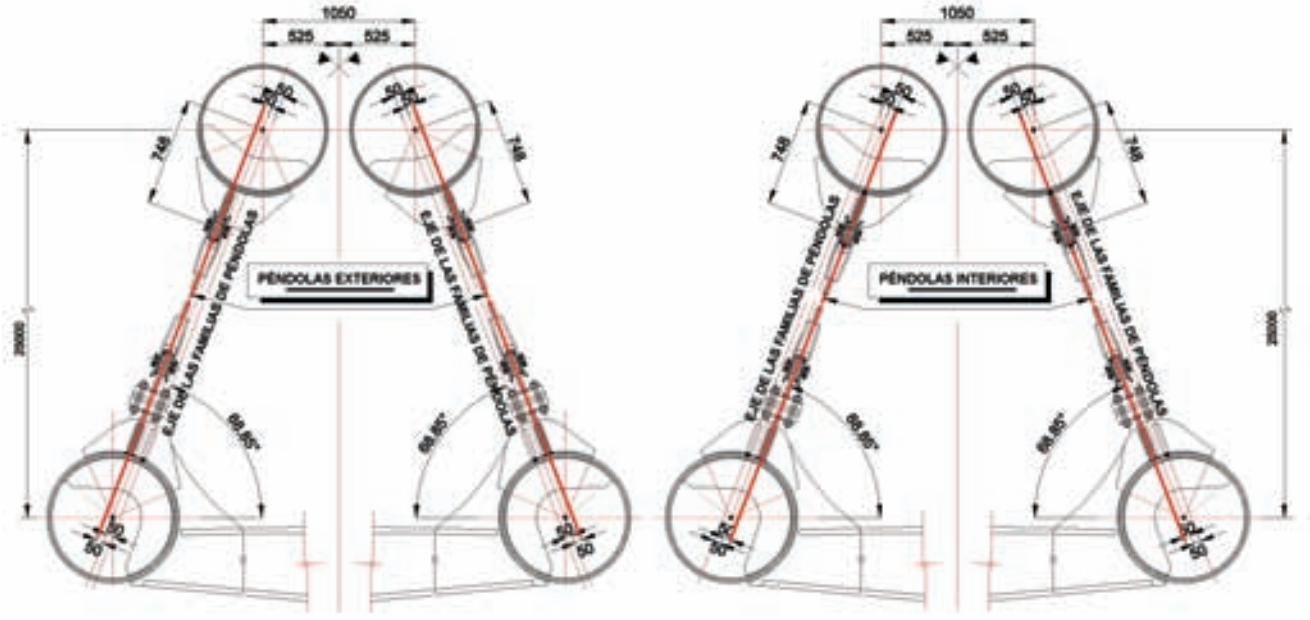


Figura 37. Esquema de péndolas en dos planos paralelos con 50 mm de excentricidad en cada arco
Figure 37. Hanger layout on parallel planes with 50 mm offset in each arch

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





Figuras 38a y 38b. Detalle de péndolas en dos planos paralelos con los dispositivos de cruce de péndolas
Figures 38a and 38b. Detail of hangers on two parallel planes with the crossing device

– Lograr una gran eficacia en el reparto de las cargas puntuales en el tablero.

El proyecto puso especial énfasis en el diseño, simple y ordenado, de las uniones entre péndolas y secciones tubulares de arco y tirante, de gran impacto visual, con detalles que, al mismo tiempo, conjugaban la facilidad constructiva y la eficacia resistente.

Las péndolas son cables cerrados de 45, 40, o 37 mm de diámetro formando una malla inclinada por cada arco con múltiples cruces en el tipo Network. Cada una de las mallas se encuentra en dos planos diferentes cada uno de ellos con una ligera excentricidad de 50 mm respecto del plano del arco (Figura 37), por lo cual las péndolas se cruzan pero no se cortan.

En el punto de cruce de dos péndolas se coloca un dispositivo formado por tres piezas que permite el libre giro de una respecto de la otra (Figuras 38a y 38b), al mismo tiempo que resuelve el problema del impacto entre péndolas bajo la acción del viento transversal.

En los extremos de cada péndola se dispone una rótula con un terminal a modo de horquilla que permite el libre giro del cable, tanto en su unión con los arcos como con su unión con los tirantes del tablero.

3.3.4. Proceso Constructivo

El material que se propuso para la realización del puente es el acero. Para los arcos, si bien como primera idea se podría pensar en el hormigón, dado que los esfuerzos predominantes son de compresión, analizando el proceso constructivo se observó que se obtienen grandes ventajas del empleo del metal, cuyo montaje se puede realizar mediante la división de la longitud completa del arco en tramos y su posterior montaje y unión en obra mediante elementos auxiliares de relativa sencillez y en plazos más reducidos que la solución de hormigón.

El empleo del metal como material predominante permite asimismo, reducir las reacciones sobre las cimentaciones y abaratar el coste de éstas.

The steel structure erection begins by the transverse girders being welded (on site) to the longitudinal tie beams (Figure 39), divided in 5 segments along the deck, which are hoisted by cranes (Figures 40a and 40b).

The horizontal trusses on the deck (Figure 40a) acted as bracing elements against wind actions during the erection, since after completion the slab transmits, through the connection studs, all transverse horizontal forces (wind, earthquake) to the end diaphragms, which transfer them to the supports.

Once operational, horizontal longitudinal forces from braking or earthquake are transferred from the slab to the tie beams through two tubular elements located at the mid-span section. The tie beams are, therefore, responsible for transmitting those forces to the longitudinally fixed point on pier P-2.

After the deck's steel structure is finished, the arches are erected, supported on four double props. The transverse arch bracing tubes are welded on site and afterwards, each arch segment is hoisted by cranes and fixed onto the props (Figures 41a and 41b).

Finally, all the arch segments are welded together and the arch springing is welded to the end piece, after which the arch shoring is removed, while that under the deck still remains.



Figura 39. Vista de las penínsulas artificiales y de las labores de ensamblaje de la estructura metálica del tablero
Figure 39. Artificial embankments and steel deck assembly operations

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





Figuras 40a y 40b. Izado de un tramo de tablero y vista del tablero metálico del puente concluido y apeado
Figures 40a and 40b. Hoist of deck segment and view of the deck shored after completion

En primer lugar se realizan las cimentaciones profundas mediante pilotes de 1,5 m de diámetro, los encepados y los alzados de pilas.

Fue necesario ejecutar sendas penínsulas artificiales en ambas márgenes del río, que permitieran la colocación sobre ellas de apeos provisionales para realizar el montaje de la estructura metálica (Figura 39). La cimentación de los apeos se pilotó para evitar las posibles socavaciones que pudieran acaecer por crecidas del río durante el proceso constructivo.

El montaje de la estructura metálica comienza por la soldadura en obra de las vigas transversales a los tubos laterales del tablero (Figura 39), hasta completar los tramos a izar, y el posterior izado mediante grúas hasta completar la totalidad del tablero (Figuras 40a y 40b), montado en 5 tramos.

Las triangulaciones horizontales que se aprecian en el tablero (Figura 40a), se disponen únicamente para arriostrar durante las fases de montaje frente a esfuerzos horizontales de viento, ya que una vez ejecutada la losa, las fuerzas horizontales transversales producidas por el viento o el sismo las transmite la losa mediante la conexión a las riostras extremas y es esta viga extrema la que transmite las reacciones a los apoyos.

Una vez en servicio, las fuerzas longitudinales del frenado, arranque o el sismo longitudinal, las trasmite la losa a los tirantes laterales del tablero mediante una unión con dos elementos tubulares metálicos, dispuestos en el centro del vano, y son por tanto los propios tirantes quienes transmiten directamente las fuerzas longitudinales a los apoyos fijos longitudinales dispuesto en la pila P-2.

Una vez finalizado el montaje del metal del tablero, se procede a montar los arcos, para lo cual se disponen 4 apeos dobles que servirán de apoyo temporal a los arcos superiores. A la vez, a pie de obra, se sueldan los arriostramientos transversales entre arcos. Una vez completadas estas operaciones, se iza mediante grúas cada uno de los tramos de los arcos, apoyándolos sobre los apeos (Figuras 41a y 41b).



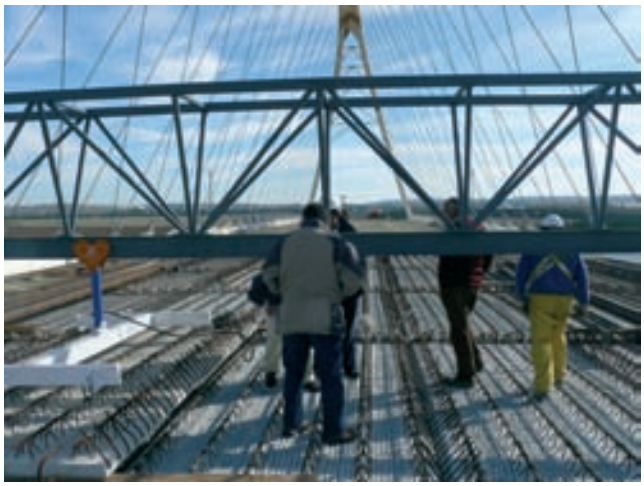


Figuras 41a y 41b. Vista durante las operaciones de izado de los arcos, y fase de cierre en clave de los arcos
Figures 41a and 41b. Views of arch segments erection and arch crown closure

After that, the hangers are fitted and tensioned according to the process defined in the project. At this moment, the deck is suspended on the hangers and the shoring under the deck can be removed since the steel structure is self-bearing.

With the deck suspended on the hangers, the precast slabs are placed by cranes (Figure 42a), after which all the slab rein-

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





Figuras 42a y 42b. Vista durante las operaciones de colocación de prelosas en el tablero y con el tablero ferrallado
Figures 42a and 42b. Views of the precast slabs placing and of the deck alter the reinforcement being assembled

Por último, se realiza la soldadura de los diferentes tramos de los arcos así como la unión del arranque del arco a la pieza extrema para posteriormente desapear completamente los arcos, dejando la estructura metálica del tablero todavía apeada.

A continuación se colocan todas las péndolas uniendo el tablero con los arcos y se realiza la puesta en carga siguiendo el proceso de tesado definido en el proyecto. Completada esta fase, el tablero queda suspendido por las péndolas y ya se pueden retirar los apeos inferiores al ser la estructura metálica autorresistente.

Con el tablero sustentado ya por las péndolas, se procede a la colocación mediante grúa de las prelosas del tablero (Figura 42a), al ferrallado de la losa (Figura 42b) y al hormigonado en una sola fase de la totalidad del tablero.

Para finalizar, se realizan los ajustes finales en las tensiones de las péndolas junto con las labores de acabado (colocación de imposta y barrera, impermeabilización, pavimentación y colocación de juntas) y la prueba de carga.

4. ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN DE LOS ARCOS

4.1. Respuesta al pandeo

Para la determinación precisa de los esfuerzos que solicitan a los arcos de los puentes del río Deba y de Palma del Río, se realizó en cada caso un análisis elástico en segundo orden no lineal geométrico, partiendo de una geometría homotética a la de la primera forma de pandeo y con una deformación máxima deducida de las formulaciones dadas por la RPM-95 [7] y el Eurocódigo [8]. Según estas formulaciones es posible introducir una imperfección equivalente en la geometría de los arcos que permita considerar los posibles efectos de las imperfecciones geométricas y de las tensiones residuales existentes en los tubos metálicos que forman los arcos realizando un proceso de cálculo no lineal.

forcement is assembled (Figure 42b) and the whole deck slab is poured in a single stage.

After this, the final hanger load adjustments are made, the final details (kerb and guardrail erection, imperviousness treatments, paving and expansion joints fitting) are finished and the load test is carried out.

4. SECOND ORDER ANALYSIS OF THE ARCHES

4.1. Buckling response

For the accurate determination of the stresses acting on the arches of Deba and Palma del Río bridges, elastic, geometrically non-linear analyses were performed, starting from a geometric configuration equivalent to the first buckling shape and a maximum deflection as specified in RPM-95 [7] and Eurocode [8]. According to these codes, it is possible to apply an equivalent imperfection to the arches' geometry in order to account for the possible effects of geometric imperfections and in-built stresses in the steel tubes and carry out a non-linear analysis.

Both RPM-95 [7] and Eurocode [8] have similar formulations. In the particular case of RPM-95 [7] the geometric imperfection can be obtained a follows:

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)k_\gamma \frac{W_{el}}{A} \qquad (1)$$

where

$$k_\gamma = (1 - k_\delta) + 2k_\delta \bar{\lambda} > 1 \qquad (2)$$

Special stress should be made on the fact that the imperfection factor α, with a different value for each buckling curve, depends on the manufacture process. In hot-rolled sections, the buckling curve is 'a' with α=0,21, while if the plate is warped and longitudinally or spirally welded, the buckling

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

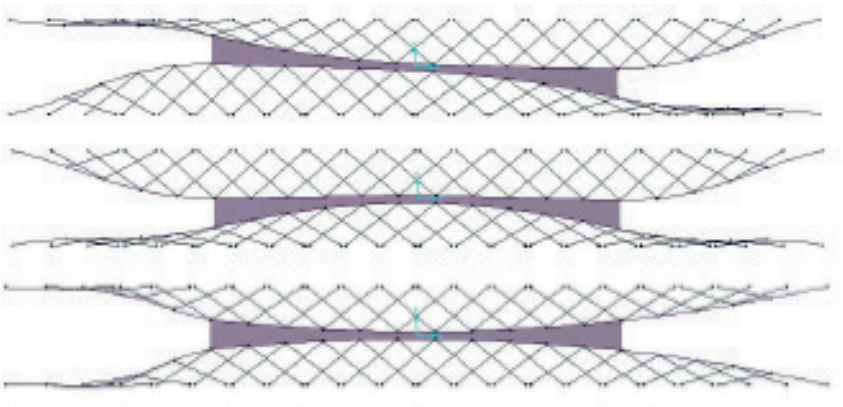


Figura 43. Planta de los tres primeros modos de pandeo fuera del plano de los arcos. Puente sobre el río Deba
Figure 43. Plan view of the first three out-of-plane buckling modes. Deba bridge

Tanto la RPM-95 [7] como el Eurocódigo [8] presentan formulaciones similares. En el caso concreto de la RPM-95 [7] la expresión que nos permite obtener esta imperfección geométrica es la siguiente:

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)k_\gamma \frac{W_{el}}{A} \qquad (1)$$

donde

$$k_\gamma = (1 - k_\delta) + 2k_\delta \bar{\lambda} > 1 \qquad (2)$$

Es importante destacar que el factor de imperfección α, función de la curva de pandeo correspondiente, depende en el caso de un tubo metálico del proceso de fabricación. Así, en el caso de fabricarse como sección laminada en caliente, la curva de pandeo es la "a" con α= 0,21, mientras que si se fabrica mediante curvado de chapa y soldadura en espiral o longitudinal, la curva de pandeo pasa a ser la "b", con α= 0,34. En general, ésta es la situación que se presenta en los tubos con diámetros elevados.

En el caso del puente sobre el río Deba se obtuvo una imperfección geométrica equivalente de 8,0 cm, y en el de Palma del Río de 6,6 cm, lo que equivale, respectivamente, a 1/260 ó 1/360 de la longitud equivalente de

curve is 'b' with α=0,34. The latter is the usual situation in large diameter tubes.

The equivalent geometric imperfection was 8,0 cm in Deba bridge and 6,6 cm in Palma del Río bridge, which represents 1/260 and 1/360, respectively, of the first-mode buckling length, that is, 20,60 m and 23,60 m.

Each structure's buckling modes were obtained (Figure 43, Deba, and Figure 44, Palma del Río) firstly. The first two modes correspond to global buckling in the arches. More specifically, the first mode corresponds to the lateral displacement of each semi-arch (the two coplanar segments of arch at each side of the crown) in opposite directions, while in the second mode both semi-arches move alike. This displacement takes place along the normal direction to the hangers' plane, which is approximately equivalent to a rotation of the semi-arches around a horizontal axis located at the crown. In both cases, the elastic buckling coefficients in U.L.S. were similar.

From the third mode on, local buckling modes of the unbraced arch segments come into effect, with one or more deflection waves. The third buckling mode would be equivalent to that of a straight support of the same length with embedded ends.

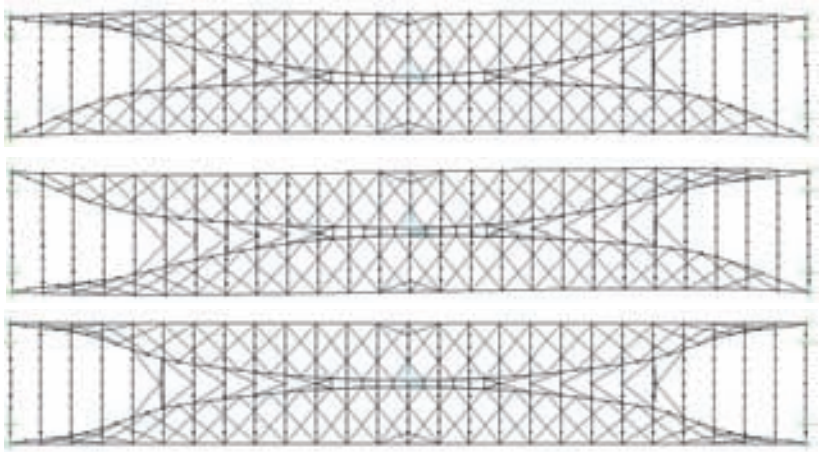


Figura 44. Planta de los tres primeros modos de pandeo fuera del plano de los arcos. Puente de Palma del Rio.
Figura 44. Plan view of the first three out-of-plane buckling modes. Palma del Río bridge

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

pandeo correspondiente a la primera forma de pandeo, e igual a 20,60 m en los arcos del puente sobre el río Deba y a 23,60 m en los de Palma del Río.

Previamente se obtuvieron los primeros modos de pandeo de cada estructura (Figura 43 Deba y Figura 44 Palma del Río). Los dos primeros modos se corresponden con pandeos globales del conjunto de los arcos. Concretamente, el primer modo responde a un desplazamiento lateral de cada pareja de semiarcos situados a cada lado de la clave en sentidos opuestos, mientras que en el segundo modo, cada pareja de semiarcos se desplaza en el mismo sentido. Realmente, este desplazamiento se realiza para cada arco según una dirección perpendicular al plano de péndolas, lo que equivale aproximadamente a un giro de cada pareja de semiarcos según un eje horizontal que pasase por la clave. En ambos casos, el coeficiente de pandeo elástico para la hipótesis de E.L.U. resultó similar.

A partir del tercer modo aparecen formas de pandeo locales de los tramos de los arcos no arriostrados entre sí, deformándose con una o varias ondas. El caso del tercer modo sería equivalente a efectos de cálculo al soporte recto de igual longitud empotrado en sus dos extremos.

Es importante destacar que mientras en el primer y segundo modo la longitud de pandeo equivalente resulto ser, en ambos casos, el 75% de la longitud libre del arco desde el arranque hasta el empotramiento en el arriostramiento, que en nuestro caso se consideró como un cuarto de la longitud total del arco, para el tercer modo este valor se reducía hasta el 61%. Este hecho nos señala que en este tipo de puentes no resulta posible realizar un predimensionamiento de las longitudes de pandeo del arco aislando el tramo del arco no arriostrado y recurriendo a la semejanza del soporte recto aislado empotrado, puesto que los modos condicionantes responden a desplazamientos globales de la estructura y no es hasta el tercer modo cuando comienzan a aparecer las formas de pandeo asimilables directamente a soportes aislados.

Por otra parte, la coacción ejercida por las péndolas provoca que los modos de pandeo dentro del plano de los arcos no resulten condicionantes, reduciendo asimismo las longitudes de pandeo de las formas de pandeo fuera del plano de los arcos en aproximadamente un 8%.

4.2. Vinculación entre los arcos

4.2.1. Puente sobre el río Deba

Como elemento de unión entre los arcos, se empleó una chapa corrida de acero de 20 mm de espesor, uniendo el 50 por ciento de la longitud total de los arcos.

Aunque estructuralmente la chapa colabora en la zona superior, junto con los tubos que forman los arcos, a resistir los esfuerzos de compresión de éstos, su papel fundamental se centra en su trabajo como elemento de unión transversal entre arcos. El conjunto de los dos arcos





Figuras 45a y 45b. Vistas del sistema de arriostramiento de los arcos en el puente de Palma del Río.
Figures 45a and 45b. View of the bracing systems in Palma del Río bridge.

It is also important to point out that while in the first and second modes the equivalent buckling length turned out to be, in both cases, 75% of the arch's free length between the springing and the bracing elements –estimated as one fourth of the arch's total length–, in the third mode it was 61%. This fact indicates that a pre-sizing of the buckling lengths based on isolating the unbraced segment and assimilating it to a support with embedded ends is not possible, since the governing modes correspond to global displacements of the whole structure and only after the third mode can buckling shapes be likened to those of isolated supports.

On the other hand, restraint provided by the hangers causes in-plane buckling modes not to be conditioning, also helping reduce the out-of-plane arch buckling lengths by 8%.

4.2. Arch-to-arch binding

4.2.1. Deba bridge

The arches were braced together by a 20 mm thick plate across the whole gap between the arches and stretching along 50% of the arches' total length.

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

unidos a la chapa actuando como alma constituye en el plano de ésta una sección de gran inercia, que convierte a toda la zona central de los arcos en un único elemento (Figura 18). Además de equilibrar el peso resultante de la inclinación de los arcos, permite, como hemos comprobado anteriormente, limitar la longitud de pandeo. Para los dos primeros modos de pandeo (Figura 43), los condicionantes, el tramo central prácticamente no se deforma y simplemente gira casi como un sólido rígido. Dado que los dos semiarcos se desplazan en el mismo sentido, las tensiones generadas en la chapa de unión resultan moderadas. Más importantes resultan las tensiones para el tercer modo y sucesivos, en los que las patas de los arcos tienden a desplazarse en sentidos opuestos. Para estos posibles estados de carga se verificó mediante modelo de elementos finitos que el estado tensional de la chapa no superaba el límite elástico del acero.

4.2.2. Puente de Palma del Río

En el Puente sobre el río Guadalquivir en Palma del Río se planteó un sistema de arriostramiento superior de los arcos en la zona de clave mediante una celosía en "K" formada por perfiles tubulares muy transparente y una chapa en la zona central (Figuras 45a y 45b), que permitía acotar la longitud de pandeo de los arcos como se acaba de exponer.

5. CONCLUSIONES

En el artículo se ha descrito en detalle la aplicación del arco de tablero inferior tipo bowstring a dos puentes singulares de 110 y 130 m de luz, mediante el empleo de elementos metálicos tubulares, con un sistema de péndolas en malla con múltiples cruces tipo Network.

Este sistema de cuelgue del tablero reduce mucho los esfuerzos de flexión en arcos y tirantes respecto de soluciones con péndolas verticales, mejorando mucho el rendimiento estructural de todos los elementos, logrando elementos de gran esbeltez con importantes reducciones de cuantías de acero.

El diseño de los dobles arcos inclinados arriostrados en clave dota a los dos puentes descritos de un fuerte carácter espacial, pero además supone una importante ayuda estructural, ya sea con la solución de chapa central empleada en el puente sobre el río Deba, o con la celosía tubular del Puente de Palma del Río, ya que se reduce significativamente la longitud de pandeo de los arcos fuera de su plano, mejorando así su respuesta resistente, permitiendo optimizar las cuantías de acero empleadas en los arcos.

Cuantías de acero (S-355) en los arcos tubulares:

– Deba: 85 kg/m^2
– Palma del Río: 110 kg/m^2

Cuantías de acero en el tablero (S-355):

– Deba: 179 kg/m^2

Even though this plate helps the tubes withstand compression forces near the crown, its key mission is to act as a transverse bind between the arches. The system constituted by the plate –a web working on its own plane– and the tubes is one of great bending inertia, turning the crown into a monolithic piece (Figure 18). Apart from counteracting the resulting weight of the inclined arches, it helps limit the buckling length, as seen previously. In the first two buckling modes (Figure 43), the governing ones, the central segment barely experiences any deformation and practically rotates as a rigid body. Since both semi-arches at the same side of the crown move in the same direction, stresses caused in the plate are moderate. In the third and subsequent modes, since each semi-arch's leg moves in opposite directions, the stress level is more important. A FEM model was implemented in order to verify that the stress state under these possible load configurations did not exceed the steel's yield limit.

4.2.2. Palma del Río bridge

In the bridge over River Guadalquivir in Palma del Río the upper bracing system consisted of a visually permeable 'K' truss made from tubular profiles and a plate near the crown (Figures 45a and 45b), which helped shorten the buckling length as commented previously.

5. CONCLUSIONS

This article has given an in-dept insight of the bowstring tied arch and its application in two singular bridges with spans of 110 and 130 m resorting to steel tubular elements and a Network hanger system with multiple crossings.

By suspending the deck in this way bending stresses in the arch and tie beams are minimal when compared to vertical-hanger solutions. All elements attain great structural performance, which renders slender structures with very low steel quantities.

The double leaning arch system with crown bracing not only bestows the aforesaid bridges with a strong special character, but it also becomes an important structural aid, be it with the central bracing plate –Deba bridge– or the 'K' truss –Palma del Río bridge–, because it reduces the out-of-plane buckling length, improving their structural response and leading to an optimization of the steel quantities.

S-355 steel ratios in tubular arches

– *Deba: 85 kg/m^2*
– *Palma del Río: 110 kg/m^2*

S-355 steel ratios in deck:

– *Deba: 179 kg/m^2*
– *Palma del Río: 213 kg/m^2 (of which 100 kg/m^2 correspond to the tie beams)*

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

– Palma del Río: 213 kg/m² (de los cuales 100 kg/m² son en los tirantes tubulares laterales)

En ambos casos se han diseñado soluciones originales que resuelven de manera muy satisfactoria tanto las exigencias estructurales como estéticas de los múltiples puntos de cruce de péndolas del sistema de malla tipo Network.

REFERENCIAS

[1] TVEIT P. "The Design of Network Arches". *The Structural Engineer*. 1966, vol. 44, p. 249-259.

[2] MILLANES F., ORTEGA M., MARTÍNEZ D., SOLERA P. "The use and development of the Network suspension systems for steel bowstring arches". *VII Congresso de Construção Metálica e Mista.* Lisboa: Published by Cmm-Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, *2009*, p. 97-106.

[3] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Project of two metal arch bridges with tubular elements and Network suspension system". *Steel bridges: advanced solutions & technologies: Conference Proceedings. 7th International Conference on Steel Bridges.* Guimarães, Portugal 4-6 June 2008. Brussels: ECCS-European Convention for Construction SteelWork, *2008*. p. II-87 a II-96.

[4] MILLANES F., CARNERERO A., HUE P. "Puente arco sobre el río Deba". *IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.* Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 515-516.

[5] DE LOS RÍOS J., HUE P., TARQUIS F., MILLANES F. "Construcción del puente sobre el río Deba". *IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.* Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 517-518.

[6] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Puente arco sobre el río Guadalquivir en Palma del Río". *IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.* Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 505-506.

[7] MINISTERIO DE FOMENTO. *RPM-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996. p. 216.

[8] EN-1993-2:2006: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges*. Madrid: AENOR, 2006.

In both cases, original solutions were come up with, which satisfactorily met both the structural and aesthetic requirements concerning the hanger crossing points peculiar to the Network system.

REFERENCES

[1] TVEIT P. "The Design of Network Arches". The Structural Engineer. 1966, vol. 44, p. 249-259.

[2] MILLANES F., ORTEGA M., MARTÍNEZ D., SOLERA P. "The use and development of the Network suspension systems for steel bowstring arches". VII Congresso de Construção Metálica e Mista. Lisboa: Published by Cmm-Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2009, p. 97-106.

[3] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Project of two metal arch bridges with tubular elements and Network suspension system". Steel bridges: advanced solutions & technologies: Conference Proceedings. 7th International Conference on Steel Bridges. Guimarães, Portugal 4-6 June 2008. Brussels: ECCS- European Convention for Construction SteelWork, 2008. p. II-87 a II-96.

[4] MILLANES F., CARNERERO A., HUE P. "Puente arco sobre el río Deba". IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural. Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 515-516.

[5] DE LOS RÍOS J., HUE P., TARQUIS F., MILLANES F. "Construcción del puente sobre el río Deba". IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural. Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 517-518.

[6] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Puente arco sobre el río Guadalquivir en Palma del Río". IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural. Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 505-506.

[7] MINISTERIO DE FOMENTO. RPM-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carretera. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996. p. 216.

[8] EN-1993-2:2006: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges. Madrid: AENOR, 2006.

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

RELACIÓN DE PARTICIPANTES EN EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DEL PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO DEBA

PARTICIPATING AGENTS IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE ARCH BRIDGE OVER RIVER DEBA

Promotor: ***Developer:***	Diputación Foral de Gipuzkoa (50%) + Gobierno Vasco (50%) *Guipúzcoa Local Government (50%) + Basque Government (50%)*
Director del Proyecto: ***Project Director:***	José María Sarasola Yurrita (Diputación Foral de Gipuzkoa) *José María Sarasola Yurrita (Guipúzcoa Local Government)*
Director de Obra: ***Works Director:***	Asís Hernando Aracama (Diputación Foral de Gipuzkoa) *Asís Hernando Aracama (Guipúzcoa Local Government)*
Proyecto / *Design*:	LKS + IDEAM
Asistencia Técnica para el Control de Obra ***Technical Assistance to Works Control*:**	– IDEAM y ANTA (estructuras / *structures*) – EUROESTUDIOS (geotecnia / *soil mechanics*)
Constructora / *Contractor*:	UTE ZUBI-DEBA (Dragados + Moyua) / ZUBI - DEBA (Dragados + Moyua) Joint-Venture

Gerente / *Project Manager*: Isidro Abeledo Franco

Jefe de Obra / *Works Manager*: Asier Lekube

Taller Metálico / *Steel Works*: Talleres IPER

RELACIÓN DE PARTICIPANTES EN EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DEL NUEVO PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR EN PALMA DEL RÍO

PARTICIPATING AGENTS IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE NEW ARCH BRIDGE OVER RIVER GUADALQUIVIR IN PALMA DEL RÍO

Propiedad / *Property*:	GIASA
Proyecto / *Design*:	UTE IDEAM-NARVAL / IDEAM - NARVAL Joint-Venture
Dirección de Obra / *Works Director*::	UTE IDEAM-NARVAL / IDEAM - NARVAL Joint-Venture
Constructora / *Contractor*:	FCC Construcción S.A.
Jefe de Obra / *Works Manager*:	Germán Jiménez
Servicios Técnicos de FCC ***FCC's Technical Services:***	José A. Martínez Salcedo, Ignacio González Esteban, Ignacio Pita, David Arribas
Taller Metálico / *Steel Works*:	Megusa
Tesado de Péndolas / *Hanger tensioning*:	B.B.R.

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