Puente arco de La Vicaría

La Vicaría arch bridge

Santiago Pérez-Fadón[1], José Emilio Herrero Beneítez[1] y Luis Martín-Tereso López[1]

Recibido | *Received:* 11-09-2009
Aceptado | *Accepted:* 01-12-2009

Resumen

El puente de La Vicaría es un arco mixto de tablero intermedio situado sobre el embalse de La Fuensanta en el río Segura, Albacete (España). La longitud total del viaducto es 260 m, con 1 arco doble de luz 168 m. Cada arco está inclinado 10º hacia el interior, a ambos lados del tablero. La sección transversal del arco es un cajón con chapas plegadas relleno con hormigón autocompactante con conectadores. La sección del tablero comprende 2 vigas metálicas longitudinales, de sección en U, conectadas con una losa de hormigón. El método constructivo consiste en ensamblar un arco atirantado (bowstring) de 120 m en el fondo del valle y después elevarlo 40m con gatos hidráulicos para conectarlo con el resto de la estructura, construida en voladizo desde las laderas.

Palabras clave: Arco atirantado, puente mixto, acero Corten, hormigón autocompactante, izado, péndola.

Abstract

La Vicaria Bridge is a half-through arch viaduct with a composite deck. It crosses La Fuensanta, a reservoir in the Spanish province of Albacete fed by the Segura River. The viaduct's two arches, each positioned on one side of the deck, span 168 m of its total 260-m length. Both slant inward at a 10º angle. The quasi-rectangular arch sections consist of folded steel plates filled with self-consolidating concrete, while the deck comprises two longitudinal steel trough girders connected by a concrete slab. The construction procedure used was to assemble the 120-m bowstring arch on the reservoir bed first and then hoist it into place 40 m above ground level with hydraulic jacks. It was subsequently joined to the rest of the bridge members built to cantilever from the two banks.

Keywords: *bowstring arch, composite bridge, Cor-ten steel, self-consolidating concrete, hoisting, hangers.*

* *Page 85 of this issue contain an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.*

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dirección Técnica. Ferrovial-Agromán, S.A. (Madrid, España).

Translation: Margaret Clark

Persona de contacto / *Corresponding author:* l.martin@ferrovial.es

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



Figura 1. Vistas de Yeste, hacia el sur. El río Segura discurre por un cañón a la izquierda
Figure 1. View of Yeste, facing south. The Segura River flows through a canyon on the left

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Localizacion: Yeste

El término municipal de Yeste se encuentra situado en la unión de las sierras de Alcaraz, Segura y la Sagra, en el sureste de la provincia de Albacete. Forma parte de un extenso territorio entre Castilla, Murcia y Andalucía, con estrechos valles y escarpadas sierras, origen del río Segura y algunos de sus afluentes, como el río Mundo. En el lado andaluz de las sierras se ubica el Parque Natural de Cazorla, y el nacimiento del Guadalquivir.

El municipio incluye gran parte del curso alto del Segura, desde cerca de su nacimiento hasta la presa de La Fuensanta, y el valle del río Tus, que se une al Segura en el embalse. La población está dispersa entre el pueblo de Yeste en la ladera del monte Ardal, principal núcleo urbano, y 13 pedanías y pequeñas aldeas, muchas de ellas emplazadas en lo alto de las laderas de los valles de ambos ríos. Esta distribución se debe principalmente a la colonización durante la Reconquista, cuando la región, administrada por la Orden de Santiago, fue una insegura y prolongada frontera con el reino musulmán de Granada.

El río Segura divide el término municipal y sus aldeas en 2 partes; el habitualmente escaso caudal del Segura y del Tus no era obstáculo para las comunicaciones dentro del municipio. Sin embargo, la intrincada orografía complica las comunicaciones con el exterior. Las sierras dificultan los accesos excepto en la dirección de las aguas del Segura, que fluyen hacia el norte; por la margen izquierda, la del pueblo, una sinuosa carretera conecta con Elche de la Sierra, Hellín y la meseta castellana. Por la margen derecha del río, los pueblos más cercanos están conectados con el tramo medio del Segura y la región de Murcia.

1.2. Antecedentes: la presa de La Fuensanta

La construcción de la presa [**1**], de 1929 a 1933, fue proyecto largamente esperado y necesario para la regulación de las catastróficas avenidas del Segura, y para las comunidades de regantes en Murcia. Sin embargo, tuvo un efecto muy negativo en Yeste [**2**].

1. INTRODUCTION

1.1. Location: Yeste

Yeste municipal district is located at the confluence of the Alcaraz, Segura and Sagra mountain ranges, in the southwestern corner of the Spanish province of Albacete. This large area straddles the regions of Castile, Murcia and Andalusia. The Segura River and some of its tributaries, such as the Mundo, flow through its narrow valleys and craggy mountains. The Andalusian side of the mountains is home to Cazorla Natural Park and the source of the Guadalquivir River.

The upper Segura flows across the district, from near its source to La Fuensanta dam and the valley formed by the Tus River which, like the Segura, feeds the reservoir. Part of the population lives in Yeste itself, the main urban centre located halfway up Ardal Hill, and the rest in 13 villages and hamlets, many sited on the hillsides overlooking the two river valleys. This distribution is due primarily to Medieval colonization during the Spanish "Reconquest" when the region, then administered by the Order of Santiago, was a long and unsafe frontier bordering the Muslim kingdom of Granada.

While the Segura River flows down the middle of the district and in-between its villages, the generally semi-dry riverbeds of the Segura and the Tus were never any obstacle to intramunicipal communications. The roughness of the mountain terrain, however, did hinder connections outside these valleys. The mountains obstruct access except in the direction of the Segura River, which flows northward. A winding road runs from the town, located on the left bank, to Elche de la Sierra, Hellín and the Castilian plain. On the right bank, the nearest towns are connected to the middle stretch of the Segura River and the region of Murcia.

1.2. Background: La Fuensanta Dam

Dam construction [1], which took place between 1929 and 1933, was a long-awaited project, much needed both to prevent disastrous Segura River flooding and to provide irrigation water for Murcia. Its impact on Yeste, however, was wholly adverse [2].

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



Figura 2. Carretera de acceso a Yeste, sobre el Tus
Figure 2. Road to Yeste, bridge over the Tus River



Figura 3. Reposición de caminos sobre el embalse
Figure 3. Pathways rebuilt over the reservoir

Las colas del embalse en los ríos Tus y Segura encerraron a Yeste entre el embalse y las sierras, y cortaron las comunicaciones de las aldeas de la margen derecha del Segura con el pueblo. Además, el embalse eliminó las 2 únicas fuentes de ingresos: anegó las escasas tierras de labor, e interrumpió el transporte de troncos por el río, acabando con el aprovechamiento maderero de los bosques.

Algunas vías de comunicación cortadas por el embalse se repusieron previamente a su llenado; se restituyó la carretera a Hellín por encima del embalse, con un puente arco de la colección de Ribera y varios tuneles de un solo sentido de circulación. Hasta hoy, sigue siendo el único acceso a Yeste por carretera. Además, se construyeron 2 pasarelas colgantes metálicas de 85 m de luz sobre el Tus y el Segura, para reponer el paso peatonal de los principales caminos [3]. Estos interesantes proyectos no solucionaron los problemas ecónomicos que el embalse creó en la zona. Otras medidas anunciadas, como proyectos de regadío o un puente de carretera que cruzase el Segura, no se llevaron finalmente a cabo.

Durante la construcción de la presa, sus efectos no se notaron por el trabajo generado por la obra. Pero cuando se terminó, la mayoría de la masa laboral del municipio, compuesta por jornaleros, se encontró sin medios de subsistencia. Esta conflictiva situación culminó en los dramáticos hechos de mayo de 1936, en los que después de la ocupación comunal de unas tierras, hubo violentos enfrentamientos con las fuerzas del orden que se saldaron con numerosos muertos [2].

1.3. Proyecto del puente

En 1998, el propietario del embalse, la CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL SEGURA, decidió construir un puente emblemático para resolver los problemas de comunicación del pueblo, una antigua reivindicación de sus habitantes desde la construcción de la presa.

El puente forma parte de la futura carretera que unirá Yeste con sus pedanías de la margen derecha y el pueblo de Letur, y dará acceso directo al pueblo desde el Este,

It cornered the town between the mountains and its Tus and Segura River tail waters, and cut it off from the villages on the right bank of the Segura. Not only that, but the reservoir eliminated its two sole sources of income: it flooded the scant available farmland and put an end to down river logging, thereby doing away with the region's forestry.

Some of the roads flooded by the reservoir were rebuilt prior to filling. The road to Hellín was reconstructed via an arch bridge and several one-way tunnels. To date, this is still the only way to access Yeste by road. Two steel suspension footbridges with spans of 85 m were also built over the Tus and Segura Rivers to replace the main pathways [3]. However, these interesting structures failed to solve the economic problems generated by the reservoir. Other measures, such as irrigation projects and a bridge across the Segura, were announced but never implemented.

None of these adverse effects were felt during dam construction thanks to the work generated. However, when it was finished most of the district's labour force, primarily farmhands, could find no work. This explosive situation culminated in the dramatic events of May 1936, when communal occupation of lands prompted a violent confrontation with officers of the law in which several lives were lost [2].

1.3. Bridge conception

In 1998 the owner of the reservoir, the SEGURA RIVER WATER MANAGEMENT BOARD, decided to build an emblematic bridge to solve the town's communications problems and to satisfy a long-standing demand of its inhabitants.

The bridge is part of the future road that will connect Yeste with the villages on the right bank and the town of Letur. It will provide direct access to the town from the east by avoiding the drive around the entire reservoir and shortening travel time by 50 minutes. Its sole carriageway accommodates two lanes of traffic and two walkways.

It is sited at a place where the river flows out of a series of canyons and into the reservoir. Here the river runs over a

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



Figura 4A. Vista desde aguas arriba
Figure 4A. Downstream view



Figura 4B. Vista desde el río
Figure 4B. View from the river

evitando bordear todo el embalse y reduciendo el recorrido en 50 minutos. Su única calzada consta de 2 carriles para vehículos y 2 aceras.

Está emplazado en el lugar donde el río deja una zona de cañones y se encuentra con la cola del embalse. En este punto, el río discurre sobre una la terraza horizontal de 120 m de ancho; a ambos lados, hay 25m de laderas empinadas donde aflora la roca caliza y después, 45 m de suave pendiente hasta la carretera. Ésta pasa 24 m sobre el embalse casi lleno; y 44 m sobre el río, con el embalse vacío.

Después de un proyecto previo firmado por D. Juan Jodar, de CETEC, donde se definió la tipología y el encaje del arco en sus parámetros básicos, FERROVIAL-AGROMÁN fue elegido como constructor y responsable del diseño final. La Dirección Técnica de Ferrovial-Agromán adaptó el diseño partiendo de estas ideas previas, y elaboró una solución completa que incluye un singular proceso de construcción.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura es un puente arco mixto de tablero intermedio, de luces 20+25+170+25+20 (Figura 5).

horizontal terrace 120 m wide skirted on both sides by 25 m of steep hills whose limestone outcrops give way to a gentle slope that climbs 45 m up to the road. The road itself is 24 m above the reservoir when nearly full and 44 m over the river when the reservoir is nearly empty.

FERROVIAL-AGROMÁN was awarded final bridge design and construction, which was to be based on a preliminary design drafted by Juan Jodar of CETEC. The Technical Office of Ferrovial-Agromán adapted the bridge typology and basic parameters for the arch defined in that design, formulating a comprehensive solution that included a singular construction method.

2. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

The structure is a composite half-through arch bridge with 20+25+170+25+20 spans (Figure 5).

2.1. Arches

The arches span 168 m, 120 of which over the deck, and slant inward towards the deck at a 10º angle. The rise is 48,9 m, with a total height above the deck of 25 m. The two arches are

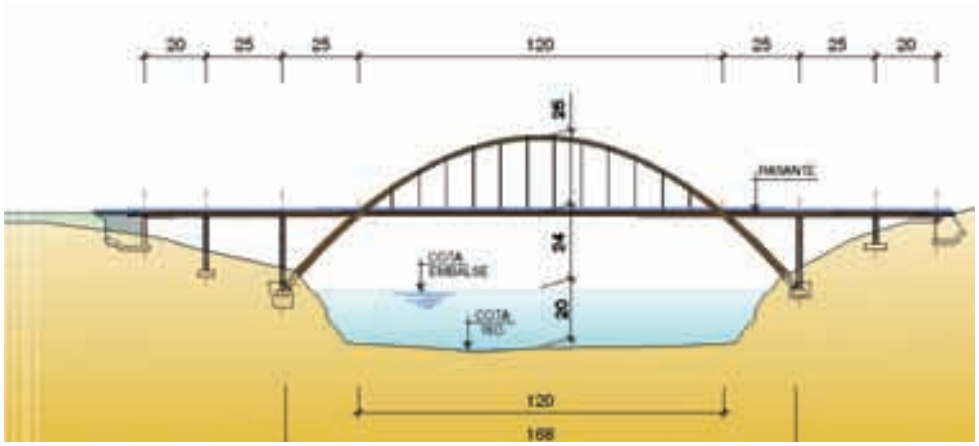

Figura 5. Alzado. Dimensiones generales
Figure 5. Elevation view. General dimensions

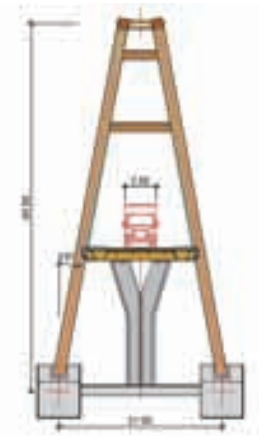

Figura 6. Sección transversal
Figure 6. Cross section

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

Tabla 1. **Parametros principales del puente** / *Table 1. Main bridge parameters*

Luz / Flecha (arco) *Span / rise (arch)*	3.4	Acero s355 "Corten" *s355 Cor-ten steel*	890 ton. (300 kg/m² tab)
Luz / Canto (clave del arco) *Span / depth (crown)*	140	Acero pasivo *Conventional steel*	480 ton.
Luz / Canto (Arranque del arco) *Span / depth (arch springer)*	70	Hormigon *Concrete*	6150 m³
Luz / Canto (tablero) *Span / depth (deck)*	134	Horm. autocompactante *Self-consolidating concrete*	600 m³

2.1. Arcos

La luz de los arcos es de 168 m, 120 m de los cuales están sobre el tablero, con una inclinación de 10º hacia el interior del tablero. La flecha es de 48,9 m, 25 m de ellos sobre el tablero; ambos arcos están arriostrados entre si por 6 vigas metálicas de sección exterior similar a la sección del arco.

Las secciones de los arcos son tubos metálicos cuasi-rectangulares, rellenos de hormigón autocompactante, formado por chapas plegadas y soldadas en sus extremos. Su anchura es de 1,2 m, constante a lo largo del arco. La variación de canto no es constante; en los 100 m centrales, el canto es constante de 1,2 m; a partir de ahí hasta los arranques, la variación del arco es lineal de 1,2 m a 2,4 m.

Cada arco está empotrado en sus arranques, mediante 28 barras de acero, a zapatas de hormigón armado (la más pequeña de 6mx7mx5m), hasta alcanzar la superficie de cimentación en la roca. Para evitar transmitir fuerzas transversales al macizo rocoso debidas a la inclinación de los arcos, las zapatas están arriostradas entre si mediante un tirante de hormigón armado, que equilibra las reacciones de los 2 arcos en cada margen.

Las péndolas son barras de acero al carbono de diámetro 85 mm, protegidas con vainas de polietileno rellenas

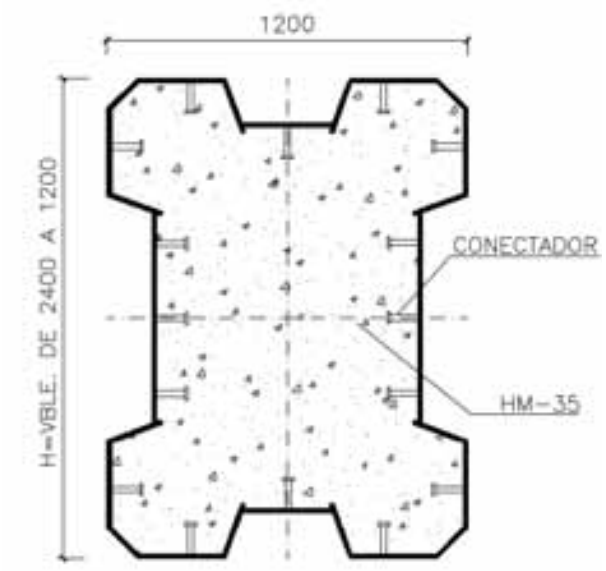

Figura 7. Sección de arco
Figure 7. Cross-section of arch member

braced against one another with six steel girders whose outer section is similar to the arch section.

The nearly rectangular arch sections are steel tubes made of corrugated sheet steel plates welded at the edges and filled with self-consolidating concrete. Their 1,2-m width is constant throughout. Their depth, by contrast, varies from 1,2 m in the 100 central metres to 2,4 m at the springers.

The arch springers are restrained with 28 steel bars embedded in reinforced concrete footings (the smallest measuring 6x7x5 m) that rest on the underlying rock. To prevent the transfer of the transverse forces generated by the slant in the arches to the rock, these footing blocks are braced together with a reinforced concrete tie that balances the reactions of the two arches on each bank.

The hangers are 85-mm diameter carbon steel bars protected by mortar-filled polyethylene sheathes. Their anchors are inside the arch and the deck.

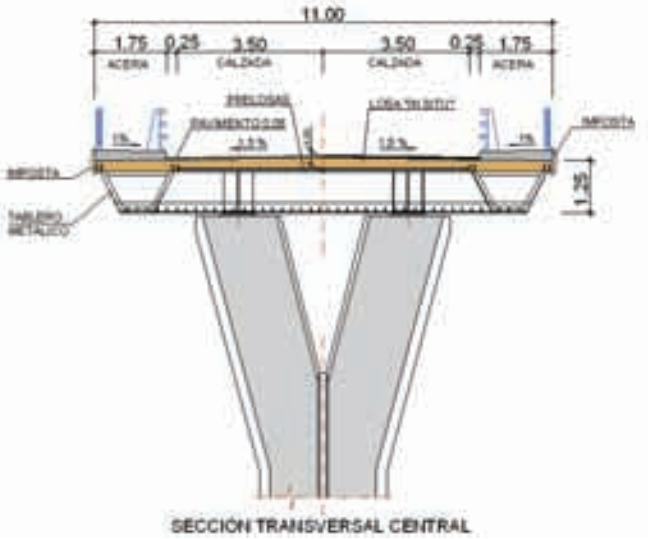

Figura 8. Sección de tablero
Figure 8. Deck cross-section

2.2. Deck

The deck, a continuous composite concrete and Cor-Ten steel girder, is simply supported on piers and abutments. It is secured elastically to the arches by means of 12 pairs of hangers and rigidly by a brace at the intersections between the two, located 60 m from the middle of the bridge.

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



Figura 9. Pilas y plataforma del bowstring
Figure 9. Piers and bowstring platform



Figura 10. Estribo 2. Vainas de retenida
Figure 10. Abutment 2. Guyline sheaths

de mortero. Sus anclajes están alojados en el interior del arco y el tablero.

2.2. Tablero

El tablero está compuesto de una viga continua mixta, de hormigón y acero Corten, simplemente apoyada en las pilas y estribos, elásticamente unida a los arcos por 12 pares de péndolas, y rígidamente conectada a los arcos en su intersección, a 60 m desde el centro del puente, mediante una riostra.

Su sección transversal está compuesta de 2 artesas metálicas longitudinales de 1m de canto, arriostradas por vigas en doble T cada 3m. El tablero está hormigonado in situ sobre prelosas colaborantes.

2.3. Pilas y estribos

Las pilas son de hormigón armado con forma de Y. El tablero se conecta a cada pila en una viga transversal que une las 2 vigas longitudinales principales. Las pilas más altas, junto a los arranques de arco, tienen una altura de 24,3 m, y se apoya en una zapata coincidente con el tirante que arriostra las cimentaciones de los arcos.

El estribo de la margen izquierda es cerrado, para limitar el derrame de tierras en su frente. En la margen derecha es de tipo abierto, y queda casi enterrado. Los muros laterales de los estribos alojan en su interior los cables de retenida que fijan el tablero al estribo durante el izado (ver el proceso constructivo).

Todas las cimentaciones son directas. El reconocimiento geotécnico en el macizo rocoso de la margen izquierda aconsejó la realización de unas inyecciones de consolidación en el trasdós de los arranques de arco.

Los apoyos del tablero en las pilas se realiza mediante neoprenos zunchados. En los estribos, los apoyos son tipo pot, que se completan con unos amortiguadores y topes que coaccionan los desplazamientos horizontales del tablero.



Figura 11. Cimentacion de los arcos
Figure 11. Arch foundations

Its cross section consists of two longitudinal steel trough girders one metre deep, connected by I-section transverse girders spaced at 3-m intervals. The deck was cast on site over precast concrete slabs.

2.3. Piers and abutments

The piers are reinforced concrete Y-leg supports that are joined to the deck at the transverse girder which becomes a box-section over the piers. The tallest piers, positioned alongside the arch springers, are 24,3 m high and rest on a footing that also houses the tie bracing the arch foundations.

The left bank abutment is closed to prevent land from sliding along its front side, while the one on the right bank is open and almost completely underground. The abutment side walls housed the guylines that secured the deck to the abutment during the hoisting operation (see the following item).

All foundations consist of footing. After a geotechnical survey, the rocky base was consolidated with injections on the left bank around the arch springer.

The deck rests on the piers over neoprene pads. Pot bearing supports were installed at the abutments, supplemented with dumpers and stops to constrain horizontal deck movements.

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

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

La eficacia estructural de los arcos acabados contrasta con la dificultad de su construcción. El motivo es que con el método tradicional de construcción (cimbrado), el arco no trabaja soportando su propio peso hasta que está totalmente cerrado en clave. El alto coste de estas cimbras provocó que cayeran de desuso, desplazados por otras tipologías.

En las ultimas décadas, los arcos han experimentado un considerable auge por la aparición de modernos métodos constructivos (en voladizo [4], [5], [6], y giros [7], [8]) y de baratos y potentes medios auxiliares [9], [10], [11], [12].

Sin embargo, ninguno de estos procedimientos parecía ajustarse bien al proyecto; por un lado, los métodos de avance en voladizo o abatimientos se complican con arcos tan esbeltos e inclinados. Por otro lado, las dificultades de acceso y las alturas de colocación (60 m sobre el lecho del embalse, 170 m de largo), disuaden del empleo de cimbras o grúas.

Finalmente se decidió el empleo de un proceso constructivo inspirado en la cimbra de los arcos de La Guaira [13]. El procedimiento consiste en dividir la estructura metálica (arcos + tablero) en 3 *subestructuras metálicas parciales autoportantes*; un arco central atirantado (bowstring) de 120 m construido cimbrado en el fondo del embalse, y 2 voladizos laterales compuestos por los arranques del arco y el tablero exterior al arco. Una vez que las 3 estructuras parciales han sido construidas, se iza el arco central hasta su posición final y se conectan las 3 estructuras. Así se reducen los voladizos, y el tamaño de la cimbra y grúas necesarias.

3.1. Bowstring

Se realizó una plataforma temporal de trabajo en el lecho del embalse. Se colocaron unos tubos de drenaje

3. CONSTRUCTION PROCESS

The structural effectiveness of arches is offset by the complexity involved in their construction. The reason is that with traditional construction methods (centring), no arch is able to support its own weight until the crown is set in place. The high cost of such centring led to their gradual replacement by other structural typologies.

In recent years, the use of arches has grown substantially with the advent of modern building methods (cantilevering [4], [5], [6] and rotating [7], [8]) and inexpensive and powerful ancillary equipment [9], [10], [11], [12].

None of these procedures seemed to be appropriate for this project, however. On the one hand, methods involving balanced cantilevering and rotating are extremely complex with slender, inclined arches. On the other, the limited accessibility and the working heights (60 m over the reservoir bed, 170 m long) advised against the use of falsework or cranes.

Finally, the construction process chosen was based on the falsework procedures used in the La Guaira arches [13]. According to this approach, the steel structure (arches + deck) was divided into three self-supporting steel sub-structures: a central bowstring arch 120 m long, to be built on the bottom of the reservoir, and two cantilevers (one on each bank) comprising the arch springers and the deck outside the arch. Once all three partial structures were built, the central arch would be hoisted into its final position and joined to the other sub-structures. These arrangements reduced the cantilevering, the size of the falsework and the number of cranes needed.

3.1. Bowstring

A temporary work platform was built on the reservoir bed. The course of the water was diverted with drain pipes installed pursuant to a study of the upstream regime. The Segura Water Board was working on the dam. That, together



Figura 12. Montaje de la estructura metálica, con el bowstring y los voladizos laterales
Figure 12. Steel structure assembly: bowstring and side cantilevers

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



Figura 13. Bowstring (I).Tablero
Figure 13. Bowstring (I). Deck



Figura 14. Bowstring (II).Montaje de arco
Figure 14. Bowstring (II). Arch assembly



Figura 15. Bowstring(III).Desapeo y péndolas
Figure 15. Bowstring (III). De-shoring and hangers

para el paso del caudal, después de un estudio del régimen hidráulico de aguas arriba. Aguas abajo, el nivel del embalse estaba garantizado por las obras que la Confederación del Segura estaba realizando simultáneamente en la presa; la sucesión de presas aguas abajo y la prolongada sequía permitía cumplir este objetivo.

Se colocaron y soldaron entre si los 120 m centrales del tablero metálico, apeados cada 9 m con apoyos superficiales coincidiendo con la posición de las péndolas. Seguidamente, se montaron las 6 parejas de torres de apeo para el arco, cada 18 m o 2 péndolas. Su posición transversal cambiaba debido a la inclinación de los arcos, y hubo que resolver su interferencia con el tablero montado en el suelo. Se cimentaron por debajo de los lodos del embalse mediante pozos.

Cada semi-arco fue dividido en 3 piezas de montaje, más una pieza en la clave. La primera pieza se soldó al tablero mediante una riostra de unión ("riostra de bowstring"), y se apoyó en la primera torre. Las siguientes piezas se unían en el extremo dorsal a la anterior mediante uniones atornilladas provisionales que reproducían su posición relativa, y se apoyaba el extremo frontal en la torre siguiente (Figura 14). Por último, se colocaba la riostra entre arcos (una por torre), se soldaba, y se repetía el proceso.

A continuación se retiraron las torres y se colocaron las péndolas. Se tesaron por roscado desde su extremo inferior hasta eliminar la catenaria de peso propio. El desapeo del bowstring se realizó elevando con gatos los extremos del tablero, desapeando simultáneamente el tablero de sus apoyos y cargando el arco atirantado a través de las péndolas.

3.2. Vanos de acceso y voladizos de arcos

Al mismo tiempo se construyeron los vanos de aproximación para mejorar el acceso al vano central. Su estructura metálica fue montada por vanos completos

with the existence of downstream dams and a long drought, guaranteed the reservoir level downstream of the bridge.

The 120 metres of mid-span deck were welded together and shored at 9-m intervals with supports laid on the ground in the positions designated for the hangers. Six pairs of shoring towers for the arch were then assembled at 18-m or 2-hanger intervals. Due to the inclination of the arches their transverse position varied and had to be arranged to avoid any interference with deck assembly on the ground. Pits were dug to build tower foundations under the reservoir sludge.

Each semi-arch was divided into three elements, plus the crown. The first element was welded to the deck with a structural brace ("bowstring brace") and leaned against the first tower. The back end of each successive element was connected to the preceding element with provisional bolts to hold it in its relative position, while the front side was set on the following tower (Figure 14). Lastly, a brace (one per tower) was welded into position to join the two arches. This process was repeated with each element.

The towers were removed after the entire bowstring was assembled. The hangers were then set into place and stressed by tightening the bottom bolt until the self-weight catenary disappeared. The deck shoring was removed by raising the ends with jacks. With that, the hangers transferred the self-weight of the deck to the arch.

3.2. Approach spans and arch cantilevers

The approach spans were built at the same time as the middle span. Each whole steel structure was set on the piers and abutments with cranes. Immediately thereafter, concrete was cast into the box section composite transverse steel girder on the piers, the precast slabs were laid and the slab was cast in situ. Finally, the ends of the deck were secured to the abutment by tightening the guylines.

The arch springer elements (33,2 m long from the foundation to the intersection with the deck) were crane-lifted into posi-

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

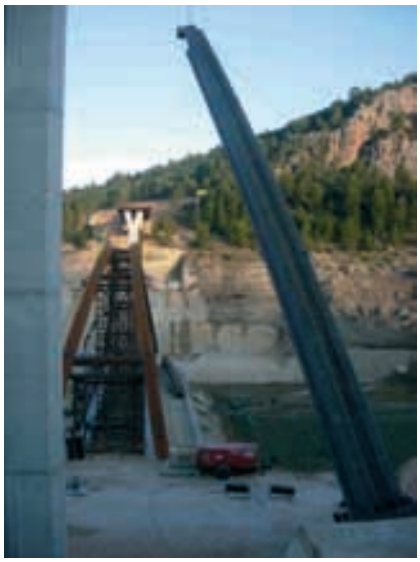

Figura 16. Voladizo (I). Arranques de arco
Figure 16. Cantilever (I). Arch springers



Figura 17. Voladizo (II). Riostra de voladizo
Figure17. Cantilever (II). Cantilever brace



Figura 18. Voladizo (III). Tablero del voladizo
Figure 18. Cantilever (III). Cantilevered deck

con grúas sobre pilas y estribos. Seguidamente se procedió al hormigonado de la doble acción mixta de la viga metálica transversal sobre apoyos, se colocaron las prelosas, y se hormigonó la losa in situ. Finalmente, los extremos del tablero se fijaron al estribo mediante el tesado de los cables de retenida.

Las piezas de arranques de arcos (de cimentación a intersección con el tablero, 33,2 m de longitud) fueron colocadas en su posición en una única operación con grúa y empotradas en las barras de cosido a la zapata.

Una vez posicionados correctamente en voladizo los arranques de cada arco, se unieron en su extremo superior por medio de una riostra ("riostra de voladizo"), colocada también con grúa y soldada en el sitio.

Por último, se colocó el tramo completo de tablero metálico desde pila hasta arco, primero uniendo el extremo dorsal al vano de acceso, y posteriormente

tion and fixed to the connecting bars in the footing in a single operation.

Once the two springers for each arch were cantileved into right position, they were joined at the top with a sway brace ("cantilever brace"), likewise positioned with a crane and welded on site.

Lastly, the whole section of steel deck running from pier to arch was hoisted into place, first by joining the rear to the approach span and then resting the front end on the cantilever brace. Adjusments to correct the geometry were planned in all three assembly operations (see item 7.3).

3.3 Hoisting

Four hoisting jacks were then assembled and set onto a cantilevered structure made of steel profiles positioned at the end



Figura 19. Gatos de izado
Figure 19. Hoisting jacks



Figura 20. Izado a media carrera
Figure 20. Hoisting operation



Figure 21. Riostra de bowstring
Figure 21. Bowstring brace

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



Figura 22. Topes de junta después izado
Figure 22. Joint stops after hoisting



Figura 23. Carrete de unión en tablero
Figure 23. Extension plate on deck



Figura 24. Carrete de unión en arcos
Figure 24. Extension plate on arches

apoyando el extremo frontal en la riostra de voladizo. Estas tres operaciones de montaje llevaron asociadas maniobras de ajuste de la geometría (ver 7.3).

3.3. Operación de izado

A continuación, se procedió al montaje de los 4 gatos de izado, colocados sobre una estructura de perfiles en voladizo en los extremos de cada artesa, y en la vertical de los puntos de apoyo del bowstring.

El arco bowstring se colgó en sus extremos de 4 cables de izado mediante orejetas, que en su extremo superior estaban sustentados por los gatos. Éstos constan de 2 cabezales que anclan el cable de manera alterna; el cabezal inferior tiene un recorrido vertical ascendente con el cable anclado en él y produciendo su ascenso. Una vez agotada la carrera de subida de 48 cm, el cable se ancla en el cabezal superior y se suelta el inferior, que realiza el movimiento descendente libre. Las acciones de todos los gatos se centralizan en un ordenador, que controla las cargas y sus carreras para evitar desfases.

La operación fue realizada por ALE-LASTRA y fue celebrada por muchos habitantes de Yeste que se acercaron para presenciar la maniobra; el bowstring de 470 ton fue elevado 40 m en 8 horas sin incidencias.

3.4. Unión de las estructuras metálicas

Finalizado el izado, se procedió a la unión por soldadura de los extremos enfrentados de arcos y tableros. La operación, de una semana de duración en cada margen, requería que las juntas no experimentasen desplazamientos relativos que rompieran o deteriorasen la unión. Sin embargo, la variación térmica diaria imponía carreras en las juntas de varios centímetros.

En la ejecución de la última junta, con el puente todavía colgando de los gatos de izado, y los cables de retenida

of each trough girder directly above the bearings of the bowstring.

The bowstring was hung from the jacks by four hoisting cables whose lower ends were attached to the bowstring braces. The jacks had two heads where the cable was alternately anchored: the lower head travelled vertically upward, pulling the cable up with it. At the end of the 48-cm run, the cable was anchored on the upper head, while the lower head was released and descended in free-fall. Jack loads and movements were all computer-controlled to ensure perfect synchronization.

The 8-hour operation was performed smoothly by ALE-LASTRA in the presence of many of Yeste's residents, anxious to see a 470-tonne steel structure lifted 40 m off the ground.

3.4. Joining the steel members

Once the arch was hoisted into place, the respective ends of the arches and decks were welded together. In this operation, which lasted one week on each bank, all relative movements of the members that could break or weaken the joints had to be avoided. Yet the variation in daily temperatures generated shifts at the joints of several centimetres.

All these thermal deformations accumulated in the last joint, when the bridge was still hanging from the hoisting jacks and the guylines were still securing the deck to the abutments (this was indispensable to ensure the stability of the entire structure).

The solution was to open another "breathing point" on the bridge. Steel stops were positioned in the joint (Figure 22) and the guylines on the opposite bank were severed. With the release of the tensile force that kept the structure in balance, the bridge's static configuration changed, compressing the stops where it came to rest. Once the expansion joint in the abutment opened, the welding operation proceeded smoothly.

3.5. Concrete casting in arches and deck

A series of difficulties had to be surmounted to cast concrete in the arches.

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

cosiendo el tablero a los estribos (imprescindibles para la estabilidad del conjunto), se concentraban todas las deformaciones térmicas del tablero en la unión a soldar.

Se procedió a abrir otro punto por donde el puente "respirase". Se colocaron unos topes de perfilería en la junta (Figura 22), y se cortaron los cables de retenida en la orilla opuesta. El puente, al perder el tiro de tracción que mantenía en equilibrio a la estructura, cambió su esquema estático, pasando a apoyarse en los topes a compresión. Una vez abierta la junta de dilatación en el estribo, se soldó la unión sin problemas.

3.5. Hormigonado de arcos y tablero

El hormigonado de los arcos presentaba una serie de dificultades a resolver:

- Las complicadas y reducidas formas interiores del arco a rellenar (difícilmente vibrable) aconsejaban usar un hormigón autocompactante.
- La presión del hormigón fresco (especialmente del autocompactante) podía agotar las chapas a partir de cierta altura.
- El hormigonado no podía hacerse de continuo, esperando el fraguado de lo vertido (controlando por la temperatura [10], o por fases [9]), por la elevada flexibilidad de los arcos metálicos, que consolidarían las deformadas parciales.
- Debido a las características locales, no había disponibilidad de hormigón (en volumen y por tiempo de recorrido) para realizar el hormigonado completo de los 2 arcos en 1 día.

Por todo ello, se decidió dividir el hormigonado de los arcos en 2 fases independientes de una jornada de duración, que permitía el suministro requerido en el día, desde 2 plantas situadas a una distancia de 1 hora.

Cada arco fue dividido en módulos estancos de 4,5 m de longitud, rellenos alternativamente en cada fase con hormigón autocompactante. Esta dimensión se fijó después de comprobar los módulos y sus diafragmas para esa altura de presión de hormigón fresco.

- *Given the intricate shape of the arch sections, which could barely be vibrated, self-consolidating concrete was considered to be the most suitable choice.*
- *Beyond a certain height, the pressure exerted by fresh (particularly self-consolidating) concrete could exhaust the steel plate.*
- *The concrete could not be cast continuously and then allowed to harden (monitoring the temperature [11], or by phases [11]) because this would risk consolidating partial deflections in these extremely flexible steel arches.*
- *Due to local limitations in terms of volume and travel time, the concrete supply was not sufficient to cast both arches completely in one day.*

Thus, the arches were cast in two separate one-day long stages. The supply needed could then be jointly handled by two concrete production plants, each located one hour from the worksite.

Each arch was divided into separate modules 4,5 m long, which were alternately filled with self-consolidating concrete. This length was established after checking the modules and their diaphragms for their ability to resist the pressure exerted by the fresh concrete.

At the end of the first stage, half of the modules had been alternately filled with concrete and these loads were applied on a bare steel structure. In this inverted funicular position, with no perceptible deflection, the first batch of concrete (containing 12-hour retarding admixtures) poured in this stage began to harden. The remaining modules were filled during a second stage when the concrete acquired sufficient strength (one week later) and half of the length of the arch had consequently become a composite structure.

The modules were filled through holes cut out from the top. A handle and an injection tube were welded to the piece of steel removed, which then served as a lid. After the concrete was cast, these lids were welded to the body of the module and the concrete was topped off by injection through the tube.

Four casting teams worked simultaneously: the two in the centre filled the modules from the crown to the deck by casting the concrete manually out of a bucket hung from a crane (pumping was ruled out because of the high elevation



Figura 25. Hormigonado de una fase del arco
Figure 25. Concrete casting in the arch



Figura 26. Hormigonado de módulo
Figure 26. Concrete casting in a module



Figura 27. Hormigonado del tablero
Figure 27. Laying concrete on the deck

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



Figura 28. Control de carga en las péndolas
Figure 28. Monitoring load on hangers



Figura 29. Amortiguador
Figure 29. Damper



Figura 30. Imposta metálica
Figura 30. Steel railing

Al final de la primera fase, los arcos todavía metálicos estaban cargados con la mitad de los módulos rellenos de manera alterna; en esta posición antifunicular, y sin flechas apreciables, el primer hormigón vertido en esa fase comenzaba su fraguado (aditivado con retardadores para 12 horas). Cuando el hormigón adquirió resistencia (una semana después), se realizó la segunda fase para rellenar los módulos restantes, con la mitad de la longitud de los arcos en sección mixta.

Cada modulo se rellenaba desde unos orificios practicados en su parte más alta. El recorte de chapa, al que se le añadía un asa y un tubo de inyección, servía de cierre. Posteriormente al hormigonado, se soldaban las tapas y se procedía a la inyección de los puntos altos del módulo donde no había llegado el hormigón.

El hormigonado de cada fase se hizo con 4 equipos simultáneos; los 2 equipos centrales (responsables cada uno desde la clave hasta el tablero) estaban formados por una grúa con cuba y vertido manual, debido a la altura sobre el suelo. Los 2 equipos exteriores, en los arranques de cada margen, eran bombas con personal en cestas. Cada equipo tenía asignado una secuencia de llenado, con puntos de espera en función del avance de los otros equipos. El criterio era no superar unos desequilibrios máximos de carga fijados.

Una vez el arco mixto adquirió resistencia suficiente, se colocaron las prelosas del tablero con grúa, se colocó la ferralla y se hormigonó la losa in situ desde el centro hacia el exterior.

3.6. Acabados

Finalmente se realizaron trabajos de acabado: colocación de aceras, impostas, pretiles y barandillas, comprobación de cargas en péndolas, carenado de sus anclajes, e instalación de amortiguadores y topes en estribos.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. Características generales

La estructura es un puente arco mixto de tablero *intermedio*. Presenta las siguientes características:

involved). The two outer bridge teams used pumps and cherry pickers to cast concrete in the springers on the two banks. Each team had an assigned casting sequence and waiting points depending on the progress made by the other teams. The criterion was not to exceed certain pre-established maximum load imbalances.

When the composite arch attained the required strength, precast slabs were laid on the deck with a crane, the rebar was set into position and the slab was cast in situ from the centre outward.

3.6. Finishes

Finally, the finish work was performed: the walkways, railings and parapets were built, the loads on hangers checked, the anchorages covered, and the dampers and stops installed in the abutments.

4. STRUCTURAL ANALYSIS

4.1. General characteristics

The structure is a composite half-through arch bridge characterized by the features listed below.

– *Very slender arch and deck (Table 2). Arch bridges counterbalance high values of slenderness in arches with lower values in deck [14], [12] to absorb the bending moments generated by live loads, or otherwise, inclining and criss-crossing hangers that work, together with arch and deck, like a truss (Nielsen or network arch bridges [11]). In upper deck arch bridges, wider arches permit slenderer structures [15], [14], [5].*

– *Arches with a low span/rise ratio. This is due to positioning in the valley; with a fixed grade and arch foundations designed to a minimum span criterion, the rise can only be reduced by increasing the length of the deck span that is external to the arch, between its intersection and the pier (see item 4.2).*

– *High self weight-live load ratio, closer to concrete than steel structures.*

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

Tabla 2. Esbeltez en arcos de carretera, sección maciza o aligerada. Datos [16], [5] y elaboracion propia
Table 2. Slenderness in road arches (solid or voided cross-sections). Data from [16], [5] and compiled by authors

Nombre *Name*	Tipo *Type*	Mat *Mat.*	LUZ *Span*	L/flecha *S/rise*	L/e_clave *S/Th_kyst*	L/e_arr *S/Th_spr*	L/b_arc *L/W_arc*	L/e_tab *S/Th_dck*	L/b_tab *L/W_dck*
Blennerhassett[11]	Netw *Netw.*	Met. *Steel*	268	5	160	160	2 x 220	126	8.7
3Milenio [12]	Bowst. *Bowst.*	Horm *Cncrt*	216	4.7	115	115*	1.5*x 40	67	5.0
Panes [17]	Bowst. *Bowst.*	Met. *Steel*	96	8.0	120	120	2 x 120	80	9.6
Lupu [18]	Interm. *Thru*	Met. *Steel*	550	5.5	92	61	2 x 110	183	13.5
Roosevelt [19]	Interm. *Thru*	Met. *Steel*	329	4.7	134	67	2 x 274	157	27
Vicaria	Interm. *Thru*	Mix. *Cmp.*	168	3.4	140	70	2 x 140	134	15.3
Ricobayo [9]	TbSup. *UpDck*	Mix *Cmp.*	164	6.7	97	52	1 x 42	186	14.0
Burguillo [5]	TbSup. *UpDck*	Horm. *Cncrt*	165	7.5	94	53	1 x 41	183	13.8
Henrique [14]	TbSup. *UpDck*	Horm. *Cncrt*	280	11.2	186*	186	1 x 19*	62*	15
Kyll valley [15]	TbSup. *UpDck*	Horm. *Cncrt*	222	3.8	148	64	1 x 32	148	15.1
Los Tilos [4]	TbSup. *UpDck*	Horm. *Cncrt*	250	5.4	83	83	1 x 42	200	20.8

– Gran esbeltez de arco y tablero (tabla 2). Las realizaciones con valores superiores de esbeltez en el arco lo compensan con grandes cantos en tablero [14],[12], que recogen las flexiones debidas a la sobrecarga, o bien inclinan las péndolas para el trabajo conjunto a modo de celosía (tipo nielsen o network[11]). En el caso de arcos de tablero superior, hay que contar con el mayor ancho de los arcos [15], [14], [5].

– Arcos bastante peraltados. Es el resultado del encaje en el valle; fijada la rasante y la cimentación de los arcos por el criterio de luz mínima, solo se puede reducir su flecha aumentando el vano "exterior" entre la pila y el arco (ver 4.2).

– Elevada relación peso propio-sobrecargas, más cercana a realizaciones en hormigón que metálicas.

Se describe seguidamente el proceso evolutivo de análisis de la estructura que llevó a la definición final del puente. Aspectos clave para encajar el puente fueron la vinculación arco-tablero, el peralte de los arcos (que contrarresta en parte su esbeltez), y la coacción de los desplazamientos horizontales.

4.2. Cargas permanentes. Antifunicularidad

El primer paso es estimar la carga permanente del puente y calcular su antifunicular, que será la directriz del arco. En un arco de tablero intermedio, en la unión arco-tablero existe la reacción de las cargas que se apli-

The structural analysis that led to the final bridge design is described in the following item. Key considerations for this design included the arch-deck connection, the arch span/rise ratio (which partially offsets their slenderness) and the constraint of horizontal movements.

4.2. Permanent loads. Funicular arch

The first step is to estimate the permanent load on the bridge and calculate its antifunicular, which defines the directrix of the arch. In half-through arch bridges, the loads applied to the length of the deck external to the arch, between the arch-deck intersection and the nearest pier, must be supported by "hangers" in compression, placed in that length of the bridge [18]. Otherwise, the entire reaction would be transferred to the arch-deck intersection, generating a significant point load, which would call for angular divergence in the curve of the arch. If neither of these two scenarios applies, the half-through arch is not the antifunicular of the loads.

This effect is particularly visible in this arch because of:

– *the considerable length of the deck outside the arch (30 % of the total span of the arch)*

– *the angle at which the load is applied, 45º at the arch ribs.*

Determining the antifunicular was even more complex due to its evolving character. There are two distinct sets of circumstances to be considered here:

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

can en el tramo exterior entre el arco y la pila más cercana. Salvo que existan péndolas en compresión en ese tramo [18], o que haya un quiebro en la directriz según esa carga puntual, un arco de tablero intermedio no es el antifunicular de las cargas.

Este efecto es particularmente notable en este arco por:

– La gran longitud de tablero fuera del arco en el vano central (el 30% de la luz total del arco).

– El ángulo de aplicación de esta carga, en los riñones del arco a 45º.

Existe una complicación adicional para establecer el antifunicular de las cargas, y es su marcado carácter evolutivo. En realidad, hay 2 situaciones de antifunicularidad a cumplir:

– Un arco metálico flexible que recibe una carga variable según su desarrollo, como es el relleno del arco de sección variable con hormigón autocompactante.

– Un arco mixto, 3 veces más rígido, que recibe una carga uniforme según el eje horizontal (hormigonado de tablero y resto de carga permanente).

Las cargas aplicadas en ambos estados son muy similares. Sin embargo, después del análisis que se detalla a continuación, se llegó a la conclusión que no era necesario modificar la directriz del proyecto original, ni incluir péndolas adicionales en los vanos exteriores.

4.3. Cargas permanentes. Vinculación Arco-Tablero

La manera de resolver la vinculación arco-tablero cambia sustancialmente el comportamiento de la estructura, y los esfuerzos que se generan en ella:

4.3.1. Solución 1. Tablero apoyado en el arco

En esta solución, arco y tablero son independientes, y el tablero se apoya sobre una riostra que une los 2 arcos entre si. De esta manera, hay continuidad en el arco desde la clave a su cimentación, y el axil de compresión que recorre el el tramo central del arco sigue su camino hasta el terreno. El tablero es una viga continua sobre apoyos elásticos.

El apoyo simple del tablero sobre el arco recoge el peso de los vanos adyacentes (vano exterior de 25 m hasta la pila, y el interior de 10.5m hasta la primer péndola). Si se descompone esta importante reacción en una componente paralela y otra perpendicular al arco, el 70% de esta carga se aplica perpendicularmente al arco en riñones. Para esa carga puntual, el arco funciona casi como viga a flexión. En el caso de sobrecargas asimétricas, las flexiones se incrementan aún más. No es la mejor solución, que obliga a renunciar a los criterios de esbeltez fijados en el arco (especialmente en arranques) y a reducir el peso propio del vano central.

– *a flexible steel arch subject to loads which that vary along its axis, such as the complete filling of variable arch sections with self-consolidating concrete.*

– *a composite arch three times stiffer, subject to a uniform load per horizontal metre (concrete casting on the deck and rest of the permanent load).*

The range of load values applied were similar in both cases. After the analysis described below, the conclusion drawn was that no change was required in the original curve of the arch, nor were any additional hangers necessary in the outer lengths.

4.3. Permanent loads. Arch-deck connection

The way that arch and deck are connected largely affects the behaviour of the structure and the forces generated in it:

4.3.1. Solution 1. Deck simply supported by arch

In this solution, arch and deck are independent of one another and the deck rests on a brace that joins the two arches. This ensures continuity in the arch from the crown to the foundations and transfer of the axial compression force running along the central length of the arch to the terrain. The deck is a continuous girder resting on elastic supports.

The simply supported connection deck-arch absorbs the weight of the adjacent spans (25-m outer span to the pier, and 10,5-m inner span to the first hanger). Decomposing this sizeable reaction into its components parallel and perpendicular to the arch revealed that 70 % of the load is applied perpendicularly to the haunches. The arch behaves with respect to this point load almost like a flexural beam. In the case of asymmetrical live loads, bending moments are even greater. This is not the optimal solution, because it entails forfeiting the slenderness criteria for the arch (particularly in the springers) and reducing the self weight in the central span.

4.3.2. Solution 2. Bowstring + cantilevers (bridge under construction, until hoisted)

A second configuration would replace flexural with axial forces (to take full advantage of the material and slenderise structures) by "breaking" the deck and the arches at the intersection, connecting the outer deck to the arch springers with a brace that joins them transversally ("cantilever brace") and, analogously, restraining the inner section of the deck against the central arch with a structural brace ("bowstring brace").

The permanent loads applied to the central section are borne as an axial compression force in the central arch and an axial tensile force in the central deck (bowstring). Consequently a sole vertical reaction is transferred from the supports of the

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

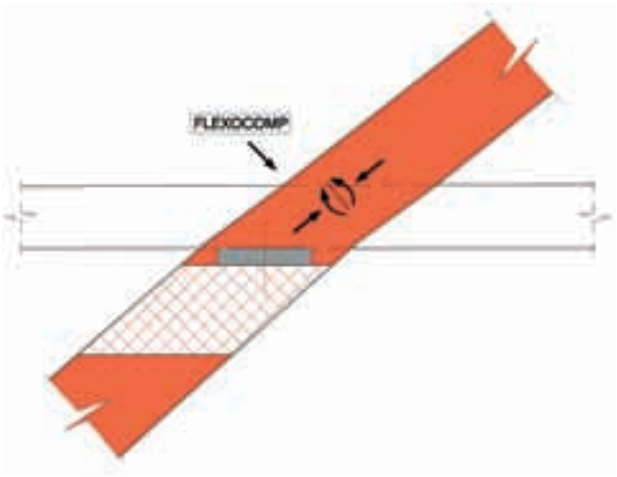

Figura 31. Solución 1. Tablero apoyado
Figure 31. Solution 1. Supported deck

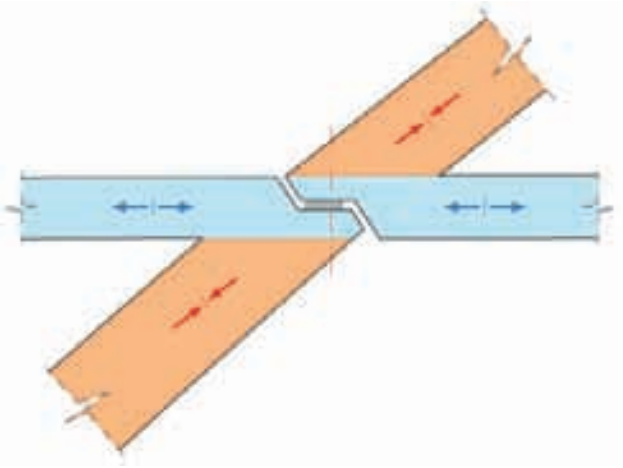

Figura 32. Solución 2. Voladizo + bowstring
Figure 32. Solution 2. Cantilever + bowstring

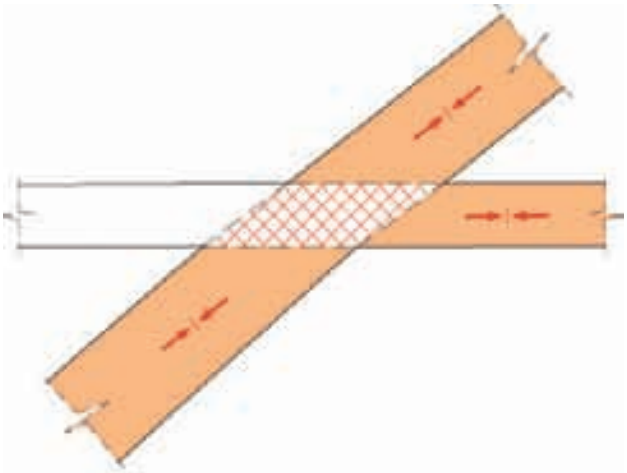

Figura 33. Solución 3. Arco-tablero empotrado
Figure 33. Solution 3. Fixed arch-deck

4.3.2. Solución 2. Bowstring + Voladizos (puente en construcción, hasta el izado)

Una configuración que sustituye flexiones por axiles (para aprovechar el material y obtener estructuras más esbeltas), consiste en "romper" el tablero y los arcos en su intersección; conectar el tablero exterior con los arranques de arco a través de una riostra que los une transversalmente ("riostra de voladizo"), y análogamente, empotrar el tramo interior del tablero al arco central a través de una riostra de unión ("riostra de bowstring").

Las cargas dentro del tramo central se resuelven como compresión en el arco central, y tracción en el tablero central (bowstring), transmitiendo exclusivamente una reacción vertical en sus apoyos extremos, sobre las estructuras exteriores en voladizo. Si se ancla el extremo del tablero exterior al estribo mediante anclajes al terreno, estas estructuras cambian de ser una ménsula a flexocompresión a una celosía triangulada trabajando a axiles; la reacción vertical del bowstring se convierte en una tracción que el tablero transporta al estribo, y una compresión que el arranque del arco transmite al terreno.

bowstring to the cantilevered structures on each side. If the outer ends of the deck are then fixed to the abutments, these structures work like a triangulated lattice. The bowstring's vertical reaction is absorbed as a tensile force transferred by the deck to the abutment and a compression force transferred by the springer to the terrain.

This solution meets the antifunicular condition for the permanent loads. The deck, under tensile stress across its entire length, helps support the vertical loads on the arch. What appears to be a 170-m half-through arch is actually three independent antifunicular structures: a 120-m central bowstring with two triangulated lattices, one on each end, that cantilever across a span of 25 m.

This was the scheme used to build the present bridge up to the hoisting operation. The reaction at the ends of the bowstring assembled on the reservoir bed was transferred to the ends of the cantilevers by the hoisting cables (Figure 34*).*

Nonetheless, this scheme has several substantial drawbacks.

– It requires the use of permanent anchorages to transfer the significant horizontal tensile forces to the terrain, whose failure would lead to the collapse of the structure.

– It calls for transverse expansion joints at the arch-deck intersection, whose construction is complex and maintenance uncertain.

– It weakens bridge performance when subjected to horizontal transverse actions.

– It calls for discontinuity in the arches, which is hard to cover up and unsightly.

Consequently, this solution was ruled out for the bridge once in service.

4.3.3. Solution 3. Fixed Arch and deck (bridge in service)

The logical solution was to eliminate the source of these drawbacks, welding the joints after hoisting and fixing arch

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

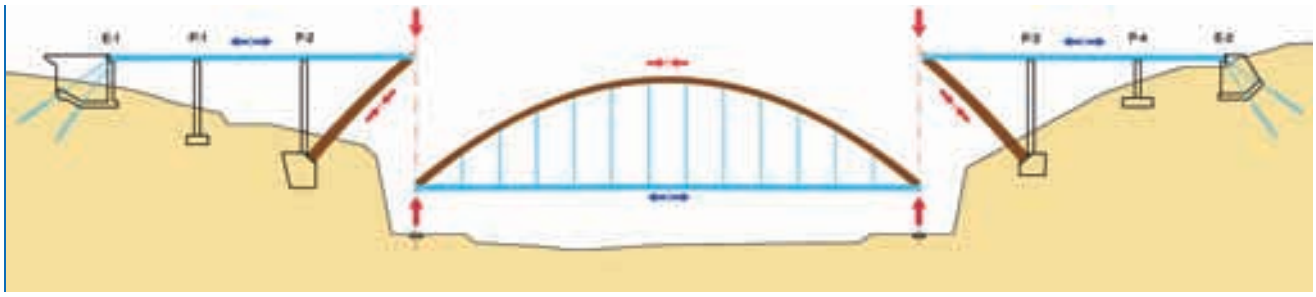

Figura 34. Solución 2. Esquema de fuerzas durante el izado
Figure 34. Solution 2. Force diagram during hoisting

Esta solución cumple la antifunicularidad de las cargas permanentes. El tablero, traccionado en toda su extensión, ayuda al soporte de las cargas verticales del arco. En realidad, lo que aparenta ser un arco intermedio de 170m se trata de 3 estructuras antifuniculares independientes: un bowstring central de 120m que se apoya en sus extremos en 2 voladizos en celosía triangulada de 25m de vuelo.

Este es el esquema empleado para la construcción hasta el izado; la reacción en los extremos del bowstring montado en el fondo de embalse se transfirió al extremo de los voladizos a través de los cables de izado (Figura 34).

Sin embargo, este esquema tiene algunas desventajas importantes:

– Obliga a mantener importantes fuerzas horizontales de tracción ancladas permanentemente al terreno, cuyo fallo supondría el colapso de la estructura.

– Obliga a disponer juntas de dilatación en la intersección arco-tablero, complicadas constructivamente y con incertidumbre en su mantenimiento.

– Empeora el comportamiento del puente frente a acciones transversales horizontales.

– Obliga a una discontinuidad en los arcos, difícilmente disimulable y poco estética.

Por tanto, se desechó esta solución para el puente en servicio.

4.3.3. Solución 3. Arco y tablero empotrados (puente en servicio)

La evolución lógica es eliminar el origen de las desventajas, soldando las juntas después del izado, y empotrando los arcos y tableros entre si. Estructuralmente, queda un tablero continuo con los extremos fijos en estribos, un puente integral de 260m de longitud. Para evitar los grandes esfuerzos por variaciones térmicas que esto genera en el tablero, hay varias opciones:

– 1 junta de dilatación en el centro del puente manteniendo los anclajes activos provisionales como definitivos (con los problemas que se mencionaron anteriormente, y por tanto también se descartó).

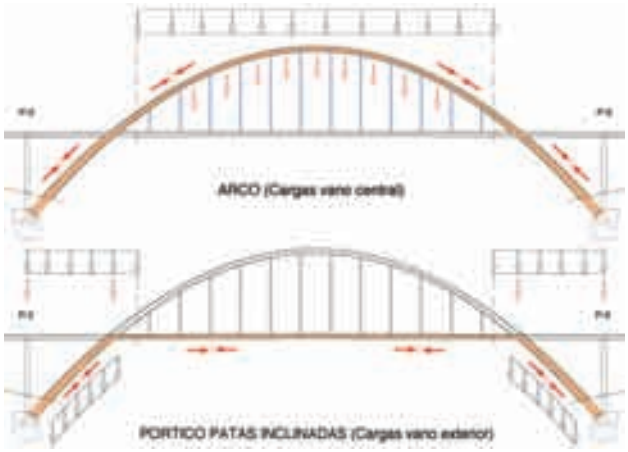

Figura 35A. Solución 3. Esquema resistente para cargas permanentes
Figure 35A. Solution 3. Force diagram for permanent loads

and deck at their intersection. Structurally, the result would be a continuous deck with the ends fixed at the abutments; an integral, 260-m bridge. Several options were considered to prevent the substantial forces induced in the deck by temperature changes:

- to build an expansion joint at mid-span in the bridge, keeping the anchorages at the abutmends in service (ruled out due to the problems described above)

- to remove the anchorages and release the deck at the abutments, establishing expansion joints in the usual position adjacent to the abutments.

This wold seem to entail a return to Solution 1, forfeiting the antifunicular structure for the distributed loads. That impression is false, however, because in addition to the bowstring, a second structural system materializes whereby the antifunicular shape of the distributed loads is maintained. That structure is the "leaning pier portal frame" formed by the arch springers and the central section of the deck (Figure 35A).

When the anchorages in the abutments are released, the vertical reaction in the deck section between pier and arch applied at the arch-deck intersection can be decomposed, given the symmetrical actions on the other bank, into two compression forces: one on the arch springers and another on the central section of the deck. The loads distributed across the central section of the deck are converted into compression forces on the arch and transferred directly to the ground.

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

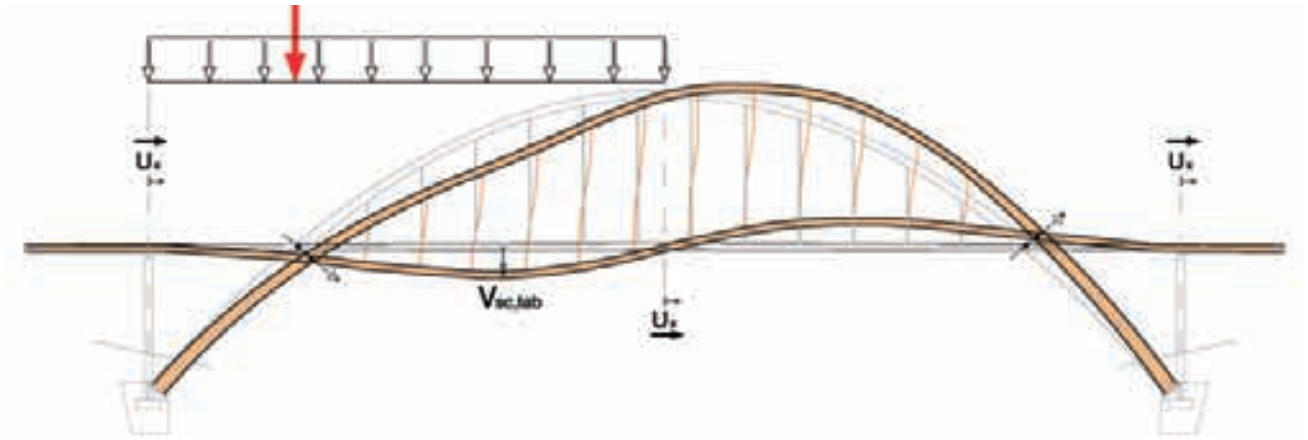

Figura 35B. Solución 3. Sobrecarga asimetrica
Figure 35B. Solution 3. Asymmetrical live load

– retirar los anclajes y liberar en estribos, estableciendo juntas en su posición habitual, junto a los estribos.

Aparentemente, se ha vuelto a la solución 1 y ha perdido la antifunicularidad de las cargas repartidas. Sin embargo, esto no es así, porque se moviliza un segundo esquema estructural superpuesto al bowstring, que permite mantener la antifunicularidad de las cargas repartidas; se trata del *"pórtico de pilas inclinadas"* formado por los arranques de arco y el tramo central de tablero (Figura 35A).

La reacción vertical del tramo de tablero entre pila y arco, aplicada en el nudo de intersección arco-tablero, y liberados los anclajes en estribos, se descompone en una compresión en los arranques de arco y una compresión en el tramo central de tablero por simetría de acciones con la otra margen. Las cargas repartidas en el tramo central del tablero son transformadas en compresiones en el arco que bajan directamente al terreno.

Los axiles en el centro del tablero durante el proceso constructivo evolucionan de estar en tracción (1170kN/artesa, como tirante del bowstring provisional) para acabar en compresión (-570kN/artesa, como puntal del pórtico de pilas inclinadas).

4.3.4. Conclusiones

El estudio de la vinculación arco-tablero ha permitido ir adaptando la unión a las necesidades del proceso construtivo. La existencia de un segundo esquema antifunicular (el pórtico), junto a la capacidad de estas secciones mixtas a trabajar a flexión en relación a su peso propio, ha

The axial forces on the centre of the deck during the construction process switch from tensile stress (1170 kN/trough girder on the provisional bowstring) to compression forces (-570 kN/trough girder on the leaning pier portal frame).

4.3.4. Conclusions

A study of the arch-deck intersection made it possible to adapt the connection to the needs arising during construction. The existence of a second antifunicular system (the portal frame), together with the ability of these composite sections to resist bending moments in relation to their self weight, lessened the importance traditionally attached to adjusting the arch to the antifunicular of the permanent loads. The moments generated by the permanent loads on the arch springers were 60 % lower and the moments due to live loads 43 % lower in the final design than in Solution 1 (Table 3).

4.4. Asymmetrical live loads

The worst case combination of live loads maximizes the antisymmetric deflection of the arch, consisting of uniform live loads located at mid-span of the 170-m central span and a point live load at the arch-deck intersection (asymmetrical live load, Figure 35B).

The solutions that fix the deck at the abutments perform well in such circumstances because the deck, behaving like an anchored tie, constrains arch deflections. In Solution 3, where arch and deck are fixed at the intersection and released at the abutments, structural performance depends primarily on flexural strength.

Tabla 3. Comparacion esfuerzos entre el puente construido y la solución 1, ejecutada cimbrada
Table 3. Comparison of forces on the bridge as built and in Solution 1 (with falsework)

Solución 1 vs Solución 3 *Solution 1 vs Solution 3*	**Mcp,arr** *Mpl,sprg*	**Mcp,arc_tab** *Mpl,arc_dck*	**Mcp, clave** *Mpl,crown*	**Msc,arr** *Mll,sprg*	**Vsc,tab.** *Vll,dck*
Tab apoyado en arcos (s1) *Deck supported by arches (s1)*	-8610kNm	+3060kNm	-1310kNm	-14170/+12300kNm	-193mm
Tab empotrado en arcos (s3) *Fixed Arch & Deck (s3)*	-3470kNm	+2110kNm	-350kNm	-8020/+9270kNm	-155mm

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

reducido la importancia que tradicionalmente ha tenido el ajuste de la directriz del arco al antifunicular de las cargas permanentes. Comparando la solución 1 y el finalmente construido, se aprecia que en los arranques del arco los momentos debidos a la carga permanente se han reducido un 60%, y por sobrecargas, un 43% (Tabla 3).

4.4. Sobrecarga asimétrica

La combinación pésima de la sobrecarga de uso es aquella que maximiza la deformación antimétrica del arco, y corresponde a la sobrecarga uniforme situada en la mitad del vano central de 170 m, y la sobrecarga puntual en la intersección arco-tablero ("sobrecarga asimétrica", Figura 35B).

Las soluciones que empotran el tablero en estribos presentan un buen comportamiento frente a esta sobrecarga porque el tablero, actuando de tirante anclado, retiene la deformación del arco. La Solución 3, empotrando arco y tablero en su intersección, y liberando en estribos, resiste principalmente por flexión.

Por un lado, para las sobrecargas aplicadas en el tramo entre el tablero y la pila, el "portico de pilas inclinadas" resiste por flexión de los arranques del arco, empotrados en la cimentación y con desplazamientos antimétricos en el nudo de intersección con el arco.

Por otra parte, para las sobrecargas aplicadas en el tramo central, la flexión se reparte entre arco y tablero según su rigidez relativa, teniendo en cuenta la compatibilidad entre ambos en el nudo rígido de su intersección; como los dos tienen una rigidez semejante, estas flexiones son similares en arco y tablero central.

Estas sobrecargas de uso, del orden del 25% de las cargas permanentes, provocan en el tablero flexiones 5 veces mayores que las cargas permanentes. Aun así, su valor es del mismo orden de magnitud que las flexiones en los vanos de acceso; y por la continuidad del canto a lo largo del puente, la sección del tablero en el vano central es la adecuada para resistir esos esfuerzos.

Debido a la singularidad del puente y a su complejidad estructural, nos preocupaba la deformabilidad de la estructura en carga asimétrica, cercana al limite establecido por la RPX95 [20], "a falta de estudios más detallados en relación con el comportamiento dinámico" (art.5.2), y su relación con fenómenos de 2º orden.

En este sentido, se realizaron las siguientes medidas:

1. Se hizo un cálculo p-delta con sobrecargas asimétricas y las excentricidades accidentales para arcos que indica la RPX, para estimar los incrementos de momentos respecto a la solución lineal. Como envolvente de los diferentes modos de pandeo, las solicitaciones en ELU en el arco se mayoraron por 1,30.

On the one hand, in the case of live loads applied to the outer lengths of the deck, between the arch and the pier, the "leaning pier portal frame" can resist thanks to the flexural strength of the arch springers, fixed at the foundations and deflected antisymmetrically at the intersection with the arch.

On the other hand, in the case of live loads applied on the central length, bending is distributed between arch and the deck according to their relative stiffness, and the compatibility of movements at their intersection. Because the stiffnes at the centre is similar in both, bending forces are also similar in the two elements.

These live loads, of approximately 25 % of the permanent loads, generate five times greater bending on the deck than the said dead loads. Even so, their value is of the same order of magnitude as the bending on the approach spans, and given the continuity of the depth across the entire bridge, the deck section in the central span suffices to absorb these forces.

In light of the singular nature of the bridge and its structural complexity, concerns arose about deformability under asymmetrical loading, near the limit value laid down in RPX95 [20] (Art.5.2) "in the absence of more detailed studies on dynamic behaviour", and its relationship to second order phenomena.

The following measures were consequently taken:

1. *A p-delta analysis was performed for the arches with asymmetrical live loads and incidental eccentricities as stipulated in the RPX to estimate the moment increases with respect to the linear solution. As an envelope for the various forms of buckling, the design forces on the arch at the ultimate limit state were raised by a factor of 1,30.*

2. *A dynamic study conducted with lorries crossing the bridge at a critical speed (80 km/h) that could be coupled to antisymmetric vibrations identified no perceptible difference between these results and the linear calculations.*

3. *The law of variation for the depth section in the arch was shifted slightly toward the crown to reinforce the sections at the arch-deck connection foreseing redistributions that might overload these sections.*

4. *Some of the bars used to join the arch springer to the foundations were prestressed to ensure there would be no loosening at the base under the typical combination of live loads.*

Additional design measures were also taken to reduce the effect of the least favourable conditions in critical sections to accommodate possible unforeseen events. Two alternatives were studied:

1. Springs: *Installing springs between the end of the deck and the abutments. Their constant K should equate the thermal action-induced tensile stress on the deck to the tensile stress generated by the asymmetrical load. A relatively high value of K would lead to a huge decline in axial thermal compatibility forces while a small axial force on the deck would greatly reduce traffic-induced moments on the arch.*

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

2. Se estudió dinámicamente el paso de camiones reales a velocidad crítica (80 km/h) que se pudiesen acoplar al modo de vibración antimétrico, que no incrementaron apreciablemente los resultados del cálculo lineal.

3. Se desplazó ligeramente la ley de variación de cantos hacia la clave para reforzar las secciones en la unión con el tablero, en previsión de redistribuciones en el empotramiento que sobrecargaran esta sección.

4. Se pretensaron algunas de las barras de cosido del arranque del arco a la cimentación, para garantizar que no se produjese el despegue en la base, en la combinación característica de sobrecarga.

Además, se decidió tomar unas medidas adicionales de diseño destinadas a reducir las solicitaciones pésimas en las secciones críticas frente a sucesos no previstos en el cálculo. Se planearon 2 alternativas:

1. *Muelles:* Instalar unos muelles en el extremo del tablero a los estribos, con una constante K tal que se igualasen las tracciones en el tablero debidas a las acciones térmicas, con las tracciones producidas por la carga asimétrica; un valor relativamente alto de K produce un gran descenso de los axiles de compatibilidad térmica, y por otro lado, un pequeño axil en el tablero consigue reducir mucho los momentos del arco debidos al tráfico.

La aplicación era complicada; los aparatos resultaban caros y su manteamiento, una incógnita. Se estudió la posibilidad de volver a anclar los cables de retenida alojados en el estribo como muelles pasivos que suministrasen la K necesaria (el área y longitud de los cables lo permitía). Se desechó por razones constructivas.

2. *Amortiguadores + topes:* Finalmente, se instalaron unos amortiguadores que reforzaron la seguridad frente a fenómenos dinámicos, junto con unos topes de neopreno en el intradós del estribo.

Estos topes limitan la carrera horizontal del tablero. Como este desplazamiento está acoplado al movimiento del arco, indirectamente, se limita la deformación del arco; llegado al tope, el arco actúa como fijo en estribos, empezando a trabajar el tablero a compresión para resistir cualquier incremento de las sobrecargas. Este diseño aporta una gran *robustez* a un coste adicional muy reducido.

4.5. Otras acciones: reparto transversal, deformaciones impuestas, viento

La respuesta frente a sobrecargas desigualmente distribuidas transversalmente mejora por la inclinación de los arcos. En el máximo desequilibrio (reparto en la mitad de la sección del tablero), el arco más cargado recibe el 63%, y el otro arco, el 37% restante. En un diseño con 2 arcos verticales bajo tablero, esta combinación supone el 100% de su carga de diseño. Por tanto, los

Implementation of this solution was complex, the devices expensive and their maintenance an enigma. The possibility of re-anchoring the guylines housed in the abutment as passive springs that might provide the K needed (the area and length of the lines sufficed for this purpose) was studied but ruled out for reasons of construction.

2. Dampers + stops: *Finally, dampers were installed to reinforce safety in the event of dynamic phenomena, together with neoprene stops on the inner side of the abutments.*

These stops limit horizontal movement in the deck. Because such movement is coupled to arch movements, arch deformation is also indirectly limited. When the stop is engaged, the arch acts as if restrained at the abutments, and the deck begins to work under compression to resist any increase in live loads. This design rendered the structure much more robust at a minimum additional cost.

4.5. Other actions: transverse distribution, imposed strain and wind

The slant on the arches improves their response to unevenly distributed transversal live loads. At peak imbalance (loads on one half of the deck platform), the most heavily loaded arch receives 63% of the load and the other arch receives the remaining 37%. Under these circumstances, in a deck arch bridge with two vertical arches, 100% of the design load would be borne by the loaded side. Consequently, slanted arches are normally less loaded than would be allowed by their design strength.

The impact of imposed strain (rheological, thermal and settling of supports) is minor because:

– *The watertightness of the modules prevents moisture loss, which is essential to shrinkage.*

– *Creep is small for the above reason and due to the small stress on the concrete (<5 MPa); the steel section resists the weight of the steel and the concrete in the arch; the composite section only receives the weight of the concrete in the deck and the rest of the permanent load.*

– *Inside the composite section, the strain generated by thermal and rheological variations in each material must be made compatible with the others, reducing deformation in the entire cross-section.*

– *The statically indeterminate forces, induced by strain imposed on the arch, depend on its span/rise ratio; because the ratio is low, the forces generated are small. If all other parameters remain unchanged, doubling the S/R ratio of an arch more than doubles the moments at its the spring line as a result of shortening equivalent to 20º (-8910 kNm compared to -3940 kNm).*

The bridge deck responds to wind action like a beam on elastic supports; if it had a joint at mid-span, barring complex construction constraints, it would act like two cantilevers,

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

arcos inclinados trabajan normalmente a un nivel de carga menor respecto a su resistencia.

Las deformaciones impuestas (reológicas, térmicas, y descensos de apoyos) tienen unos efectos reducidos por:

– La estanqueidad de los módulos impide la pérdida de humedad, factor fundamental para la retracción.

– La fluencia es pequeña por lo anterior, y por las bajas tensiones en el hormigón (< 5 Mpa); el peso metálico, y el hormigón del arco, es resistido por la sección metálica. La sección mixta recibe sólo el peso del hormigón del tablero y el resto de carga permanente.

– En la sección mixta, las deformaciones introducidas por variaciones térmicas y reológicas de los diferentes materiales debe compatibilizarse internamente, reduciendo la deformación a nivel seccional.

– Los esfuerzos hiperestáticos por deformaciones impuestas en el arco dependen de su peralte (relación Luz/Flecha). Al ser un arco peraltado, los esfuerzos generados son pequeños; a igualdad de otros parámetros, un arco del doble de rebajamiento (L / F = 6,86) tiene más del doble de momentos en arranque debido a un acortamiento equivalente a 20º (-8910kNm frente -3940kNm).

La respuesta del tablero del puente frente al viento es la de una viga sobre apoyos elásticos; si tuviese una junta en el centro del tablero, salvo complicadas coacciones constructivas, funcionaría en ménsula incrementando tanto los desplazamientos como las reacciones laterales. En los arcos, unidos por riostras, sería de esperar un comportamiento similar al tablero (como viga Vierendeel), estableciendo la compatibilidad de movimientos en su intersección.

Sin embargo, la ligera inclinación de los arcos hacia el tablero (10º) modifica su comportamiento frente al viento, activando su respuesta con axiles (traccionando el arco de barlovento y comprimiendo el de sotavento), más rígida que la respuesta de viga, y disminuyendo tanto la flexión como los desplazamientos laterales, comparando este caso con los arcos verticales; en clave del arco, los desplazamientos y momentos se reducen a menos de un 30% (139mm y 620kNm frente a 599mm y 2230kNm).

5. DISEÑO DE LA MANIOBRA DE IZADO

La operación del izado probablemente sea el aspecto más llamativo del proyecto. El diseño de esta maniobra presenta a priori una elevada incertidumbre, por la aparente vulnerabilidad de la estructura en esa situación (un gran péndulo frente a las acciones del viento). El proceso consistió en anticipar todas las posibles causas de fallo y ponerles remedio, estableciendo para qué rango de valores estas soluciones son válidas y seguras [21].

with an increase in both movements and lateral reactions. The arches, being braced together, might be expected to behave much like the deck (i.e., like a Vierendeel beam), which would ensure compatibility between their movements at the intersection.

Nonetheless, the slight (10º) inward inclination of the arches modifies their behaviour in the wind, increasing axial forces (pulling on the windward and pushing on the leeward arch) that make them stiffer and reduce their bending moments and lateral movements, in comparison to those of vertical arches. Movements and moments both are reduced to under 30 % at the crown (139 mm and 620 kNm compared to 599 mm and 2 230 kNm).

5. HOISTING OPERATION DESIGN

The hoisting operation was arguably the most striking feature of this project. A priori, the design for this operation faced a good deal of uncertainty due to the apparent vulnerability of the structure in such circumstances (a huge pendulum exposed to wind action). The procedure consisted of anticipating and remedying all possible causes of failure, while establishing the range of values for which the solutions would be valid and safe [21].

5.1. The "lame leg" effect

The most probable cause of failure is the effect of differential hoisting by one jack with respect to the others. In a stiff structure, the result would be that the bowstring would rest on the shortest cable and the one diagonally opposite it, and a third support would pivot alternately between the other two. In the event, the individual reactions double.

A limit value of 2 clearly stands on the side of safety in this case, due to the great flexibility of the steel bowstring; for one of the supports to be reaction-free, it would have to descend 170 mm more than the others. A number of criteria were followed to prevent the consequences of this effect:

– *The bridge members and hoisting structure were engineered for 1,7 to 2 times the values of the hoisting actions.*

– *The two jacks on each bank shared a single hydraulic press, ensuring that the same pressure would be delivered to both (2-by-2 imbalances between the two banks do not affect the reactions).*

– *The hoisting operation was centralized and synchronized (monitoring the forces on and positions of each jack to a stroke precision of 2 mm) and back-up topographic monitoring was also in place.*

5.2. Wind during hoisting

The question posed was not the degree to which the structure (in this case, a mechanism) would resist the possible "charac-

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

5.1 Efecto de "pata coja"

La posibilidad más importante de fallo es el efecto producido por el izado diferencial de un gato respecto al resto; en una estructura rígida, esto provocaría que el bowstring se apoyase en el cable más recogido y su opuesto en diagonal, pivotando alternadamente su tercer apoyo en los otros dos. Si esto ocurre, las reacciones individuales se duplican.

Este valor límite de 2 está claramente del lado de la seguridad en este caso debido a la gran flexibilidad del bowstring metálico; para que un apoyo perdiese toda su reacción, debería descender 170 mm más que los otros. Se establecieron una serie de criterios para prevenir cualquier problema por esta cuestión:

– Los elementos del puente y la estructura de izado se dimensionaron mayorando por valores entre 1.7 y 2 las acciones del izado.

– Los 2 gatos de cada margen compartían una única unidad hidráulica, que aseguraba la misma presión a ambos (los desequilibrios 2 a 2 entre ambas márgenes no modifica las reacciones).

– La maniobra de izado estaba centralizada y sincronizada (controlaba las fuerzas y posiciones de cada gato, hasta 2mm de diferencia de carrera), y se fijó un segundo control externo mediante topografía.

5.2. Viento durante el izado

Es importante precisar que no se trata de saber cuánto resiste la estructura (en este caso, un mecanismo) frente al posible valor "característico" de la acción. Se trata de fijar qué condiciones aseguran que durante la maniobra "no haya viento"; el proyectista decide en qué momento la estructura va a estar en situación "vulnerable". El diseño de la maniobra debe responder a 2 cuestiones; que previsiones **Po** deben darse para asegurar que en un día determinado el viento no supera en el emplazamiento un valor umbral máximo admisible, **Vadm**.

5.2.1. Previsión del tiempo

Se realizó un registro sistemático en el mes previo al izado, de la velocidad media y de ráfaga del viento en la obra; estos datos se compararon con las previsiones del Instituto Nacional de Meteorología para Yeste, a 5Km y con 350m más de altitud. Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

– La previsión a 7 días de antelación sufría variaciones apreciables; esto era así hasta 3 días antes, que el margen de variación se reducía mucho y la previsión se ajustaba bastante bien al valor medido.

– Las mediciones del viento medio en obra fueron iguales o inferiores a las de Yeste; interpretamos que Yeste estaba en una zona más expuesta que el puente, situado en el fondo del valle.

*teristic" value of the action. Rather, it was a matter of establishing conditions that would ensure "no wind" during the operation, enabling the design engineer to decide when the structure would be "vulnerable". Two parameters had to be defined in the design for this operation: the maximum allowable wind speed, **Vadm**, and the forecast, **Po**, needed to ensure that on a given day it would not be exceeded.*

5.2.1. Weather forecast

In the month prior to the operation, the mean wind and gust speeds at the worksite were systematically recorded. These data were compared to the National Meteorological Institute's forecast for Yeste, 5 km away and at an elevation of 350 m above site level. The following conclusions were drawn.

– *Forecasts for seven and up to three days in advance were highly variable. From three days prior, the differences narrowed considerably and the forecasts were fairly close to the measured value.*

– *The mean wind speeds measured at the worksite were lower than or equal to the values at Yeste, inferring that the town was more exposed than the protected end of the valley where the bridge stands.*

– *The values resulting from applying a factor of 1,7 to the mean wind speed measured at 5-minute intervals at the weather station were greater than the gusts measured in the respective interval.*

5.2.2. Maximum allowable speed

Possible failure due to the wind may be induced by:

– *variation in the distribution of vertical reactions because the centre of gravity of the areas exposed to the wind differs from the centroid of the solid suspended in the air (leeward overloading).*

– *absorption of the horizontal wind force on the hoisting machinery and remainder of bridge.*

– *snapping of the hoisting cables due to peak stress on the external strands as a result of bending moments at anchorage induced by the horizontal displacement of cables due to wind.*

The first two effects were not regarded to be significant because of the geometric dimensions involved and the ratio between the wind and the weight to be hoisted. Even so, the hoisting units were bolted to their support beams, which were braced against one another.

The increased stress on the strands of cable generated by oscillation-induced anchorage bending depends on the angle adopted by the cable and the square root of the mean stress to which it is exposed [22].

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

– Aplicando un coeficiente de 1.7 al viento medio medido en la estación meteorológica (suministrados en intervalos de 5min), los vientos de ráfaga de ese intervalo tenían valores inferiores.

5.2.2. Velocidad máxima admisible

El fallo posible debido al viento podría ser provocado por:

– Variación de la distribución de las reacciones verticales porque el centro de gravedad de las áreas expuestas al viento no coincide con el centro de gravedad del sólido colgado (sobrecarga a sotavento).

– Absorción de la fuerza horizontal del viento en la maquinaria de izado y resto del puente.

– Rotura de los cables de izado por tensiones punta en las fibras extremas, debidas a las flexiones producidas en los anclajes por la incurvación del cable, al ser desplazado horizontalmente por el viento.

Los 2 primeros efectos no son significativos por las dimensiones geométricas y la relación del viento con el peso a elevar. Aun así, las unidades de izado se atornillaron a sus vigas de apoyo y éstas se arriostraron entre sí.

Respecto al incremento de tensión en las fibras del cable introducido por la flexión en el anclaje al oscilar el bowstring, depende del ángulo que tome el cable al oscilar y de la raíz de la tensión media del cable [22].

Debido a las incertidumbres de las acciones y las consecuencias del fallo, se fijó como seguro limitar la máxima tensión en la fibra extrema del cable al 55% de la tensión de rotura, incluyendo los incrementos de tensión por incurvación del cable pero no el efecto de "pata coja". Para garantizar este valor máximo se decidió:

– Un cable de izado de 19 cordones; las tensiones sin incurvación ni "pata coja" quedaban al 22% de la rotura.

– No sobrepasar un ángulo de oscilación de 2º sexagesimales durante el izado.

Esta última condición nos iba a fijar la máxima velocidad del viento admisible (ráfaga que se presenta en un instante dado); suponiendo esta acción no resonante con la oscilación del puente, se consideró suficientemente aproximado estimar Vadm mediante un cálculo en equilibrio estático.

En un primer cálculo unidimensional, se obtuvo que para ángulos de oscilación de 2º, la velocidad de viento "estática" debía estar en torno a 50-60 Km/h. Esto implica una amplitud de oscilación de 1,39 m en el inicio del izado.

Se colocaron cables de estabilización para reducir estas oscilaciones; su eficacia es grande aunque su acción depende de dónde se coloque (su longitud y el ángulo que forme con el izado). Se definieron 8 cables en el

In light of the uncertainty about these actions and the consequences of failure, the maximum stress on the cable strands, including the increases in stress due to cable bending but not the "lame leg" effect, was limited to 55 % of the failure stress. To guarantee that this maximum value was not exceeded, the following measures were taken:

– *a 19-strand hoisting cable was used: stress excluding bending and "lame leg" effects came to 22% of the ultimate strength;*

– *oscillation angle during hoisting was kept below two sexagesimal degrees.*

The latter condition established the maximum allowable gust speed. Assuming that this action would not resonate with bridge oscillations, a statical approach was taken to estimate the value of Vadm.

According to a first one-dimensional calculation, for 2º oscillation angles, the "static" wind speed would be on the order of 50-60 km/h. This corresponds to an oscillation amplitude of 1,39 m at the beginning of the hoisting operation.

Stabilizing cables were used to reduce this amplitude. This method is efficient, but its performance depends on the positioning (length and angle with respect to the object hoisted). Eight cables were anchored to the bottom of the reservoir; halfway through the hoisting operation, they were replaced with eight others anchored in the arch footings and surrounds. These cables were secured symmetrically to the ends of the bowstring (Figure 36).

A second, three-dimensional static model involving all the geometric features (stabilizing and hoisting cables, centre of gravity, centre of thrust, areas and inertia) was developed for verification. This was tested for several hoisting levels assuming a mean transverse wind pressure and an imbalance of half that speed from one bank to another (minor rotations on the vertical axis substantially amplified the oscillation at the ends where the hoisting cables were attached).

5.2.3. *Hoisting protocol*

The findings from this study were used to draft a hoisting protocol.

– *Hoisting was scheduled for a day fulfilling the following conditions: the NMI´s forecast for Yeste for that day, the previous and the next should be below 25 km/h (Vadm/1,7). The purpose was to avoid an imminent weather change while hoisting in case of unforeseen circumstances.*

– *The cables were dimensioned for stiffness, but the load could not exceed 6 tonnes during hoisting, the limit imposed by their length regulation system. In the event of interruption during the 8-hour operation, all the stabilizing cables would be anchored directly to the foundations to increase their strength.*

This protocol would allow time to warn everyone concerned about the preliminary date and start preparations 6 days in

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

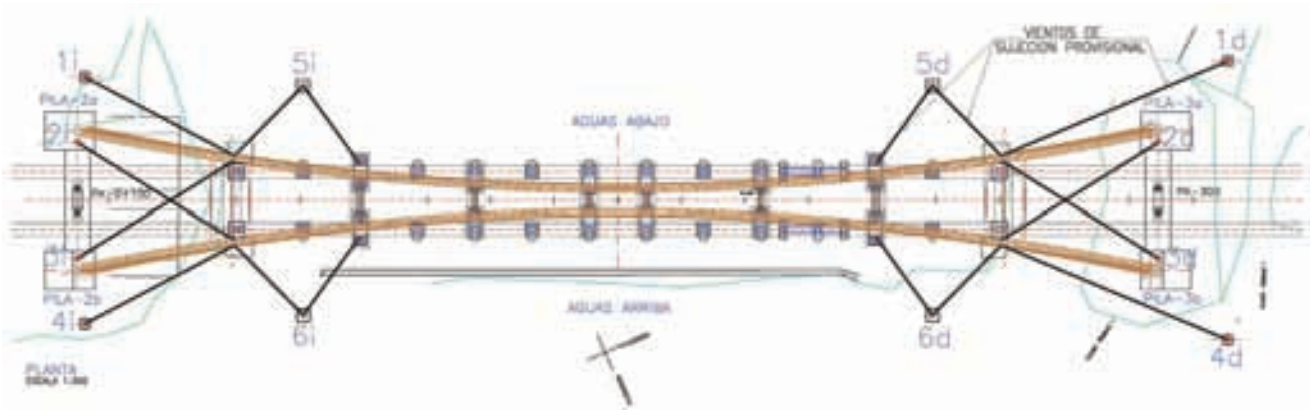

Figura 36. Distribución de cables de estabilización
Figure 36. Distribution of stabilizing cables

fondo de embalse; a la mitad de la carrera de izado, se sustituían por otros 8 cables en las zapatas de los arcos y sus proximidades. Se ubicaron en los extremos del bowstring y simétricamente distribuidos (Figura 36).

Se realizó un segundo modelo estático de comprobación, en 3 dimensiones, con sus características geométricas (cables de estabilización, de izado, centro de gravedad, centro de empuje, áreas, e inercias). Se aplicó, para diferentes alturas de izado, la presión de un viento transversal medio (en el espacio), y un desequilibrio de una margen a la otra de la mitad de esa velocidad (pequeños giros de eje vertical amplificaban mucho las oscilaciones en los extremos, donde estaban los cables de izado).

5.2.3. Protocolo del izado

Los resultados de este estudio se aplicaron para la redacción de un protocolo de izado:

– El día del izado se fijó como aquel día que, y tanto un día antes como un día después, se cumpliese que la previsión de viento del INM para Yeste fuese de 25Km/h, es decir, (Vadm/1,7). Se evitaba así la posibilidad de izar con un cambio inminente de tiempo, en caso de imprevistos durante la operación.

– Los cables estaban dimensionados por rigidez, pero durante el izado no podían sobrecargarse más de 6 ton, límite del sistema de regulación. Si durante la operación de 8 horas era necesario parar el izado, se procedía al anclaje directo de todos los cables de estabilización, incrementando su resistencia.

Este protocolo permitía con 6 días antes, hacer un preaviso de fecha a los participantes e iniciar los preparativos; con 3 días, confirmar la fecha, y no iniciar la maniobra si no se cumplían las previsiones.

6. DISEÑO DE DETALLES DE CONSTRUCCIÓN

Este proyecto tiene numerosos detalles constructivos que han debido ser resueltos durante su diseño. El

advance and confirm 3 days in advance. However, the operation would not be initiated unless the forecasts proved to be correct.

6. CONSTRUCTION DETAILS

Many of the construction details involved in this project had to be anticipated during the design stage. The purpose of all these details was to coordinate partial structures with permanent bridge construction, fulfil all the arch requirements, provide spatial solutions for oblique intersections and ensure the final geometry. Nearly all the bridge elements were conditioned by one or several of these objectives. A number of these elements are described below.

6.1. Arch design

Both arches are parabolic and their complex and variable sections must be defined in simple pieces, folded, mounted, shipped and assembled on site; concrete must to be cast into elements whose size varied (Figure 37).

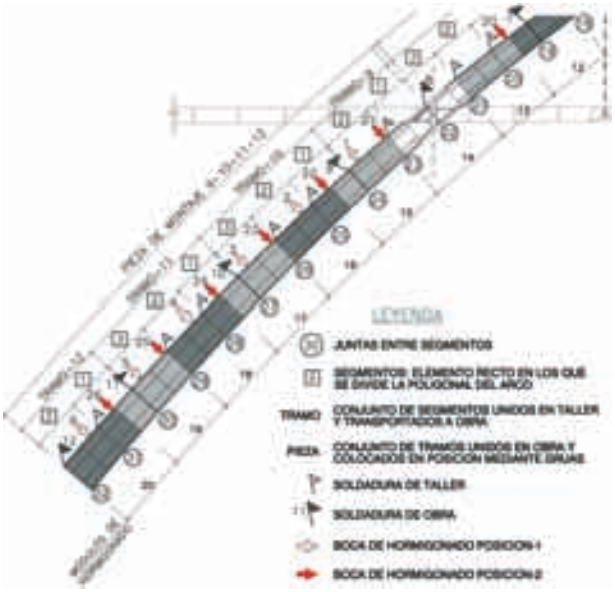

Figura 37. Discretización del arco
Figure 37. Arch, constituent parts

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

origen de todos estos detalles es: compaginar estructuras parciales de construcción con el puente permanente, compaginar todos los requerimientos del arco, resolver las intersecciones oblicuas en el espacio, y asegurar la geometría final. Prácticamente todos los elementos del puente están condicionados por alguna o varias de las razones enumeradas. A continuación, se explican algunos de estos elementos.

6.1. Diseño del arco

Los arcos tienen una directriz parabólica, y su complicada sección variable se debe despiezar, plegar, armar, transportar, montar en obra y hormigonar en elementos de diferentes dimensiones válidas para cada operación (Figura 37).

El arco es una poligonal de 63 segmentos rectos de aproximadamente 3 m. Cada segmento se compone de 4 chapas que se pliegan y sueldan en sus extremos para formar la sección transversal; y se une con el siguiente formando un ángulo diferente cada vez, según la directriz del arco. La unión de 2 o 3 segmentos forma un tramo de transporte (Figura 38). Una vez en obra, varios tramos se unen para formar una pieza de montaje.

Hay diafragmas cada 1,5 m, y cada 2 diafragmas abiertos hay 1 cerrado. Una vez montado el arco, los diafragmas cerrados definen módulos estancos que son unidades de hormigonado.

6.2. Riostras arco-tablero

Las riostras arco-tablero son las piezas que unen transversalmente los 4 elementos estructurales que desarrollan el trabajo longitudinal del puente; los arcos inclinados y las vigas artesas del tablero. Su función es establecer una vinculación rígida entre ellos, transmitiendo los esfuerzos para asegurar la compatibilidad de sus movimientos.

Presentan 3 zonas diferenciadas; el tramo interior entre las artesas de tablero, y los 2 tramos exteriores, más solicitados, entre el arco y la artesa de cada lado.

Las dimensiones de las riostras están determinadas por motivos *geométricos y evolutivos*; las secciones de unión de los arcos y el tablero están simplificadas a rectángulos (ver 7.2). Por tanto, en su tramo exterior, la riostra debe unir un prisma rectangular girado en el espacio (arco) con un prisma rectangular en posición horizontal (tablero), y en su tramo interior, unir 2 secciones como esta última (Figura 39).

La sección transversal de la riostra se ha ajustado al exterior de la intersección de arcos y tablero para optimizar su capacidad estructural, por resistencia y rigidez; según la directriz de la riostra (vista del alzado longitudinal del puente), esto resulta una sección romboidal en el tramo exterior y un rectángulo en el tramo interior.



Figura 38. Tramos en taller preparados para el transporte
Figure 38. Stretches in shop prepared for shipping

The arch is a polygon comprising 63 straight segments measuring approximately three metres each. Each segment is made from four plates, folded and welded at the edges to form the cross-section. It is then joined to the next segment at the angle defined by the curve of the arch. A set of two or three segments constituted a shippable stretch (Figure 38). Once on the worksite, several stretches were joined to form an assembly unit.

Diaphragms were spaced at 1,5-m intervals, every third of which was closed. Once the arch was assembled, the closed diaphragms delimited the water-tight modules used as concrete casting units.

6.2. Arch-deck braces

The arch-deck braces transversally join the four structural members that absorb the longitudinal forces on the bridge: the two slanted arches and the two trough girders in the deck. The purpose is to establish rigid connections between these members and with them the transfer of forces required for the compatibility of their movements

They have three distinct stretches: the inner stretch between the trough girders and two more heavily stressed outer stretches between the arch and the trough girder on each side.

The brace dimensions are determined by considering the geometry and construction process. The end sections of arches and deck were simplified to rectangles ("stumps", see 7.2). Consequently, the outer stretch of the brace joins a rectangular prism on an inclined plane (arch) to a horizontal rectangular prism (deck), while the inner stretch joins two of the latter (Figure 39).

The cross-section of the brace was adjusted to the outside of the arch-deck intersection to optimize structural strength and stiffness; the cross-section of the brace is rhomboid on the outer and rectangular on the inner stretch.

These braces were necessary for the two partial structures and, therefore, had to be duplicated, one for the bowstring (bowstring brace) and the other for the cantilevers (cantilever

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

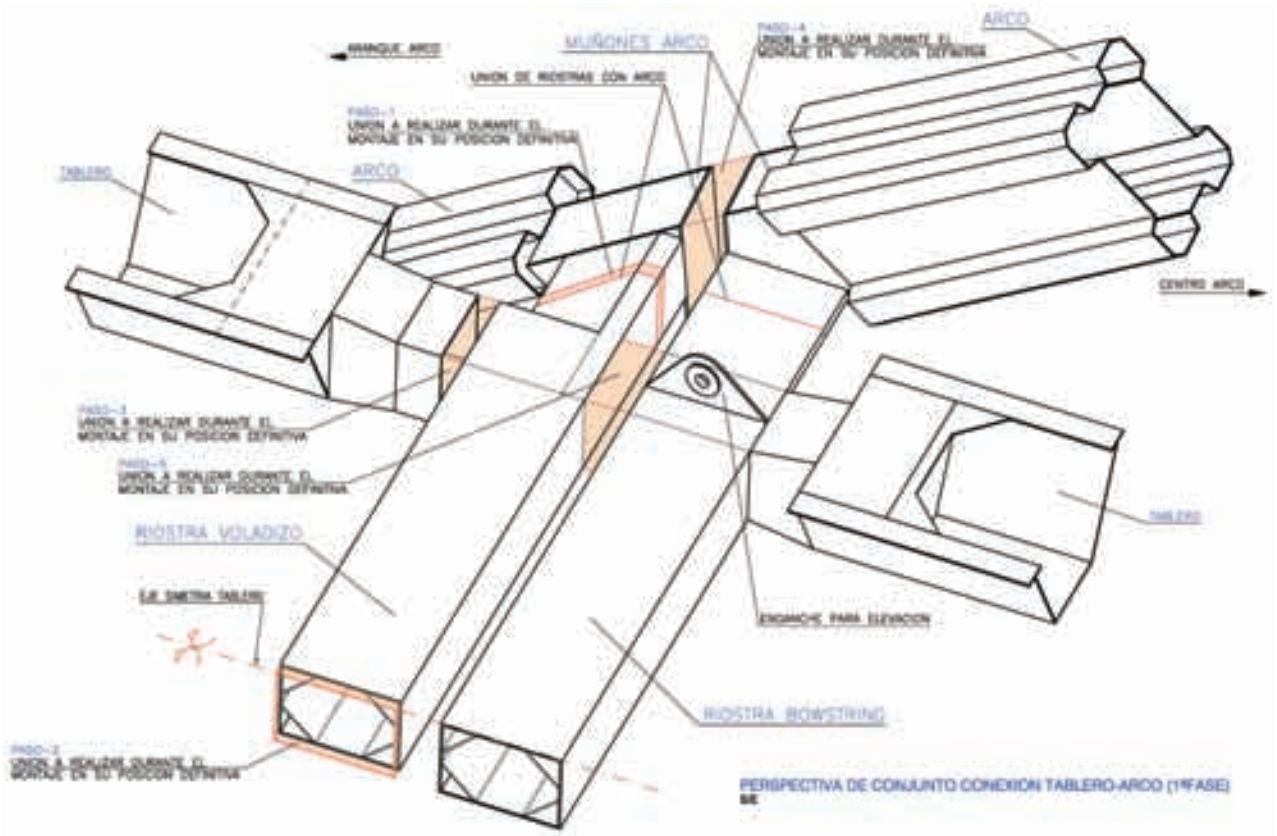

Figura 39. Riostras arco-tablero y sus fases constructivas
Figure 39. Arch-deck braces and their construction stages

Las riostras son necesarias para las 2 estructuras parciales durante el proceso constructivo, debiendo dividir la riostra en dos, una para el Bowstring ("riostra de bowstring") y otra para voladizos ("riostra de voladizo"). Se pierden los 0,40 m centrales de la "sección conjunta", y quedan para el tramo exterior 2 riostras cuasi-triangulares.

Los esfuerzos son espaciales; la reacción vertical en los ejes de las vigas del tablero (según qué riostra sea, por apoyo o cuelgue) está en equilibrio con la compresión del arco (según su directriz), y el axil del tablero. Los signos de estos esfuerzos cambian según las fases (bowstring, izado, retirada de izado, retirada de retenidas, hormigonados).

Las chapas de las riostras se maclaron con los muñones de arco y tablero en su intersección. Se estudiaron las secuencias de armado en taller para evitar soldaduras en las zonas más críticas. Los espesores se calcularon en 2 fases; primero un dimensionamiento manual siguiendo el recorrido de las fuerzas, para las hipótesis más importantes. Posteriormente, se elaboró un modelo de placas en 3D donde se contrastaron para cada fase constructiva.

6.3. Anclaje de péndolas y riostras entre arcos

Las péndolas se anclaron en el interior de las secciones del arco y tablero por motivos estéticos, evitando las soluciones con orejetas exteriores, más sencillas constructivamente.



Figura 40. Riostra entre arcos, péndola y apoyo cimbra
Figura 40. Inter-arch brace, hanger and falsework support

brace). Since the 0,40 m separating the two braces were lost for the "joint section", the two outer cross-sections of each brace adopted a quasi-triangular shape.

The forces involved are spatial; the vertical reaction along the axes of the deck girders is in equilibrium with the compression force on the arch (depending on its direction) and the axial force on the deck. The signs of these forces change depending on the stage of construction (bowstring, hoisting, removal of hoisting and guylines, concreting).

The brace plates were fitted to the arch and deck "stumps" at their intersection. Assembly sequences were studied in the

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

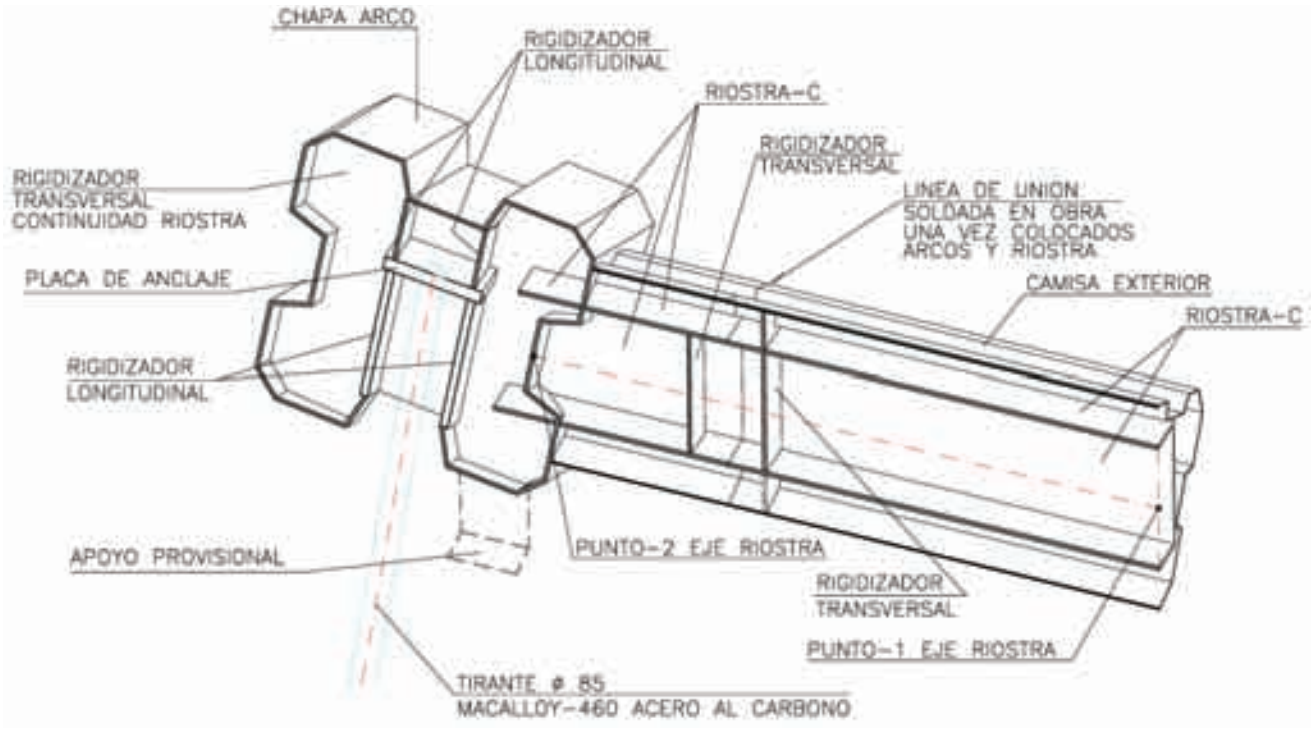

Figura 41. Esquema del encuentro de riostras en arcos
Figure 41. Brace connection on arches

El anclaje esta compuesto por 2 chapas verticales transversales al eje longitudinal del puente, a cada lado de la péndola. Otras 2 chapas, perpendiculares a las anteriores y paralelas a la péndola, forman un cajón rectangular por donde entra la barra en la sección. Una chapa taladrada de 60 mm de espesor se apoya en las 4 anteriores chapas, y sirve de apoyo al anclaje de la barra, compuesto de una tuerca esférica y una rótula deslizante que permite giros espaciales sin introducir flexiones en la péndola (Figura 41, 42).

La cavidad rectangular que aloja el anclaje, accesible desde el extremo opuesto al de introducción de la barra, se selló con una tapa y se rellenó de cera petrolífera para su conservación.

En el tablero, las chapas transversales del anclaje son prolongación de las almas de la viga transversal, en sección cajón, que une el par de péndolas simétricas. Para mejorar el aspecto del voladizo de anclaje, se forró el cajón con chapas no estructurales que suavizan la unión con las artesas (Figura 42).

En el arco, las chapas transversales del anclaje de la barra transmiten directamente la reacción del anclaje a las chapas exteriores de la sección del arco. Estas chapas rompen la continuidad del interior del arco, y suponen unos diafragmas adicionales cerrados. La modulación de diafragmas y el hormigonado se adaptó en esas zonas.

La mitad de las péndolas coinciden con las riostras entre arcos, y sus anclajes coinciden con los empotramientos de las riostras en un mismo punto de la directriz. Estas riostras tienen una sección similar al arco y

shop to avoid welding in the most critical areas. The thicknesses were calculated in two stages: first manually following the path of the forces for the most important assumptions. Subsequently, a three-dimensional plate model was formulated to verify the findings for each construction stage.

6.3. Anchoring hangers and inter-arch braces

The hangers were anchored inside the arch and deck for aesthetic reasons, ruling out simpler solutions that would have involved the use of visible external studs.

The housing for the anchorage comprises two vertical plates perpendicular to the longitudinal axis of the bridge, one on each side of the hanger. These plates, with two further plates perpendicular to them and parallel to the hanger, form a rectangular cavity where the hanger bar is inserted into the section. A 60-mm thick plate with drill holes rests on the other four. This plate supports the bar anchorage, a spherical bolt and sliding ball socket that allow rotational movements avoiding flexural stress on the hanger (Figures 41, 42).

The rectangular cavity that houses the anchorage, accessible from the side opposite to where the bar is inserted, was sealed with a lid and filled with petroleum wax for protection.

In the deck, the transverse anchorage plates are an extension of the webs in the transverse box girders that join each pair of symmetrical hangers. To enhance the appearance of their cantilevered edges, these boxes were faced with non-structural plate that smoothed the connection to the trough girders (Figure 42).

In the arch, the transverse plates that anchor the bar transfer the anchorage reaction directly to the outer plates on the arch. The former plates break the continuity of the inside of the

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



Figura 42. Anclaje pendola en tablero, en construcción
Figure 42. Hanger anchorage on deck, under construction



Figura 43. Acopio de riostras entre arcos
Figure 43. On-site store of inter-arch braces

están giradas con el ángulo de inclinación del arco a dónde se unen. Visualmente esta disposición es bastante lógica, pero une 3 elementos estructurales con ángulos y orientaciones oblicuos entre ellos (Figuras 40, 55, 56).

Se creó dentro de la riostra entre arcos una sección rectangular inscrita. Las chapas transversales del anclaje de la péndola se prolongan y constituyen las almas del rectángulo. Los anclajes de las péndolas se armaban con el arco en taller. En el caso de riostra, estos tramos incluían los primeros 0,75 m de la riostra rectangular. Las riostras de arcos se armaban en taller completas (Figura 43). Una vez montado el arco, las riostras se soldaban a sus arranques en el arco. Finalmente, se soldaba chapa a chapa los encuentros del carenado con el arco (Figura 40).

7. ASEGURAMIENTO DE LA GEOMETRÍA

Los proyectos deben tener presente en fase de diseño la capacidad durante su construcción de reproducir la geometría "perfecta" de los planos. De no hacerlo así, pueden presentarse graves problemas en obra que se resolverán de manera improvisada, con consecuencias no deseables.

En este proyecto, la unión soldada de las 3 estructuras parciales (bowstring y los 2 voladizos a cada lado) sólo podía realizarse si después del izado los extremos a unir se encontraban enfrentados. Para conseguir este objetivo, se diseñó un sistema de control y corrección en varios niveles.

7.1. Controles geométricos

Se establecieron unos planes de control geométrico. En el arco, se debía cumplir que:

– Los arranques del arco se colocaban en posición correcta.

– La geometría del sólido construido se ajustaba a la teórica.

arch, constituting additional closed diaphragms. Module delimitation and concrete casting were adapted in these areas.

Half of the hangers concur with the inter-arch braces and their anchorages are positioned at the same point on the arch directrix. The brace and arch cross-sections are similar, and each brace is turned on its horizontal axis at an angle in keeping with the longitudinal angle of the arch at this connection point. While this arrangement is fairly logical, visually speaking, it entails joining three structural members at oblique angles and orientations (Figures 40, 55, 56).

Rectangular inserts were set inside the inter-arch braces for this purpose. The transverse plates on the hanger anchorages were extended to form the webs in this rectangle. The hanger anchorages were mounted on the arch in the shop. The first 0,75 m of the rectangular inserts in the braces were also built into the arches. The arch braces were fully mounted in the shop (Figure 43). Once the arch was assembled, the braces were welded to the rectangular protrusions prepared in the shop. Finally, the outer plate on the brace was welded to the arch (Figure 40).

7. VERIFYING THE GEOMETRY

The geometry reflected in drawings must be "perfectly" reproducible in actual construction. Bridge designers must not lose sight of this fact. Otherwise, serious worksite problems may arise prompting improvised solutions that will have undesirable consequences.

In this project, the weldability of the three partial structures (bowstring and the two cantilevers, one on each side) after hoisting was contingent upon the perfect alignment of the ends to be joined. A multi-phase monitoring and corrective system was devised to meet this need.

7.1. Geometric controls

Plans were drafted to monitor the geometry. The requirements for the arch were as follows:

– *The arch springers had to be correctly positioned.*

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



Figura 44. Replanteo de barras
Figure 44. Bar stake-out



Figura 45. Replanteo placa apoyo
Figure 45. Support plate stake-out



Figura 46. Control geométrico por tramos conjugados
Figure 46. Geometric control via matching sections

7.1.1. Control de posición del arco

Los arcos metálicos finalizan en una placa rectangular de 40mm de espesor, perpendicular a su directriz, que se apoya en la zapata de hormigón, y se conecta con este mediante 28 barras de acero de alta resistencia.

El procedimiento seguido para controlar su posición fue el siguiente:

- Las barras de cosido se replantearon con 2 plantillas de la chapa en sus extremos, definiendo así su posición relativa. Este conjunto se apeó y orientó en el espacio con una estructura regulable que se dejó embebida dentro del bloque de cimentación (Figura 44).
- Los extremos de las barras, donde la placa de apoyo del arco se iba a enhebrar, se replantearon con topografía en cada zócalo y en taller se realizaron los taladros a partir de esos datos.
- Las placas taladradas se enviaron a obra y se replanteó topograficamente su posición definitiva sobre las contratuercas en las que se apoyan (ver 7.3). Se marcó la posición del arranque de arco en la placa (Figura 45).
- Las placas se devolvieron al taller, donde a partir de las marcas se soldó el arranque de arco.

7.1.2. Control de la geometría del arco

Las dimensiones del arco, y la planificación de los trabajos, impidieron realizar un montaje en blanco completo en taller. En su lugar, se estableció un sistema de tramos conjugados similar al empleado en dovelas prefabricadas.

Consiste en marcar unos puntos de control en los extremos de los tramos de transporte. Cada 3 tramos consecutivos se premontan en taller mediante angulares atornillados que reproducen su posición relativa. Se toman datos topográficos de los 3 para asegurar que su forma conjunta es correcta (Figura 46).

- *The geometry of the as-built structure had to concur with the design.*

7.1.1. Arch position

The ends of the steel arches consist of 40-mm thick rectangular plates perpendicular to the arch directrix. They rest on a concrete footing to which they are connected by 28 high strength steel bars.

Their position was controlled as described below.

- *The bars were staked out with two steel templates on both ends to define their relative positions. This assembly was shored up and spatially oriented by means of an adjustable structure embedded in the foundation block (Figure 44).*
- *The ends of the bars, which were to be inserted into the arch support plate, were staked out topographically on each plate and holes were drilled in the shop based on these data.*
- *The drilled plates were sent to the worksite and their permanent position was staked out topographically over the grip nuts on which they rested (see 7.3). The arch spring position was marked on the plate (Figure 45).*
- *The plates were returned to the shop where they were welded to the arch along the marks made on site.*

7.1.2. Arch geometry

Full-size trial assembly in the shop was ruled out because of the size of the arch and work schedule constraints. Instead, a system of matching sections was established, similar to the method use for match-cast segments.

This consisted of marking control points on the ends of the shipping stretches. Three consecutive stretches were bolted together into their relative positions in the shop with angle clips. Topographical readings were taken of all three to ensure that they formed the right overall shape (Figure 46).

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



Figura 47. Muñón de voladizo con dianas de replanteo
Figure 47. Cantilever stumps with stake-out targets



Figura 48. Bowstring: Muñon de riostra, gato de desapeo, orejeta de izado
Figure 48. Bowstring: bracing stump, de-shoring jack, hoisting stud



Figura 49. Empotramiento con contratuercas
Figure 49. Fixing with grip nuts



Figura 50. Riostra de voladizo
Figure 50. Cantilever brace

A continuación se separa el primer tramo y se envía a obra. Cuando está armado el siguiente, se premonta con los 2 restantes y se toman datos, repitendo el proceso. Como cada punto de control se toma 3 veces, cruzando datos se sabe la geometría del conjunto y la precisión en las lecturas (datos redundantes).

En obra se ensamblan los tramos con los perfiles atornillados y se vuelve a comprobar topográficamente los puntos de control, antes de su definitiva unión para formar cada pieza de montaje. Soldadas las piezas, se colocan unas dianas de replanteo para el seguimiento de la geometría durante las diversas operaciones de montaje (Figura 47).

Los elementos de apoyo del arco bowstring sobre la cimbra consistían en unas chapas verticales en U inclinadas transversalmente (de forma única para cada apoyo), donde encajaban los resaltos de la esquina inferior de la sección del arco, facilitando su montaje y correcta ubicación (Figura 40).

The first stretch was then detached and sent to the worksite. The next (fourth) stretch was then bolted onto the other two, readings were taken, and the process was repeated. Because each control point was checked three times, a comparison of these data yielded the geometry of the assembly and the accuracy of the readings (redundant data).

The bolted stretches were assembled on site and the control points were topographically verified once more before securing them to form an assembly unit. After welding, stake-out targets were attached to the units to monitor the geometry during the subsequent assembly operations (Figure 47).

The support elements for securing the bowstring arch to the falsework consisted of transversally slanted (at a unique angle for each support) vertical U-plates that received the protrusions on the lower corner of the arch section, facilitating assembly and correct placement (Figure 40).

7.2. Allowances

The tolerances inherent in the geometric controls could have led to unacceptable maladjustments. The connections between the

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

7.2. Establecimiento de holguras

Los controles geométricos llevan asociados unas tolerancias que podrían producir desajustes excesivos. Se adaptó el diseño de las uniones de ambas estructuras (bowstring y voladizos), para aumentar su capacidad de absorber desviaciones geométricas.

Las secciones estructurales de los elementos a unir (artesas en tablero y las secciones del arco) se simplificaron a secciones rectangulares ("muñones"), que estaban retranqueadas 10 cm respecto a la silueta de las secciones exteriores. Se estableció unas zonas de transición, entre 1 m y 1,5 m, donde se solapan ambas secciones, y los esfuerzos pasan de una sección a otra por rasante, a través de unas chapas de conexión (fig. 39, 47, 48).

Los extremos a unir de los muñones de bowstring y voladizos se separaron 0,40 m. La unión consistía en realidad en soldar por ambos lados unas chapas en prolongación de las superficies interrumpidas ("carretes", Figuras 23, 24).

Una vez realizada la unión estructural, se procedía a restituir la sección exterior mediante un "carenado" de chapas. Sus extremos en el arco estaban separados 3 m; en esa longitud no se aprecia una posible falta de alineación. A continuación el carenado se rellenó con hormigón autocompactante.

7.3.. Maniobras de corrección: de base, transversal y alzado

A pesar de todas las medidas explicadas, existía la posibilidad de incidencias durante la ejecución no previstas. Por ello, se incluyó en el proceso constructivo un movimiento adicional de ajuste de geometría en las 3 operaciones en que se divide el montaje de los voladizos:

– Operación 1: Los arranques de arco en voladizo no se empotraron directamente a la zapata, sino que se empotraron a las barras de cosido mediante un sistema de tuercas y contratuercas. Así se podía corregir repetidamente la posición de la pieza, colgada de una grúa, modificando las contratuercas de apoyo.

  El objetivo para pasar a la siguiente fase era dejar los 2 arranques de arco a la misma altura y a la misma distancia del eje longitudinal (Figura 49).

– Operación 2: La riostra de voladizo estaba dividida en 2 en su centro; unidos sus extremos a los muñones del arco, se regulaba su apertura con husillo, controlando la separación transversal de los arcos.

  El objetivo del movimiento era igualar esta distancia transversal a la distancia entre los muñones del bowstring, construido 40 m más abajo (Figura 50, 51).

– Operación 3: El extremo posterior del tablero en voladizo se suelda a los vanos de acceso sostenido por la grúa. A continuación, se apoya su extremo anterior en la riostra de voladizo por medio de un emparrillado de perfiles soldados en su cara superior ("lazo", Figuras 52, 53, 54).

two structures (bowstring and cantilevers) were designed to enhance their ability to absorb geometric deviations.

The structural sections of the members to be joined (trough girders on the deck and arch sections) were simplified into rectangular sections ("stumps"), which were set 10 cm in from the edge of the outer plates. Transition zones measuring 1 to 1,5 m were established at the overlaps, where the forces are transferred by shear from one section to another across connection plates (Figures 39, 47, 48).

The ends of the bowstring and cantilever "stumps" were 0,40 m apart. The actual joint consisted of extension plates that were welded to both sides of the gap (Figures 23, 24).

Once the structural joint was made, the outer section was faced with a "cowling" plate. On the arch, its ends are three metres apart, a distance at which possible misalignments are not perceptible. After cladding, the section was filled with self-consolidating concrete.

7.3. *Corrective operations: base, transverse and elevation*

Despite all the measures described, the possibility of contingencies during construction could not be ruled out altogether. Consequently, additional procedures were included in the construction process to adjust the geometry in the three operations into which the cantilever assembly was divided.

– *Operation 1: the cantilevered arch springers were not embedded directly in the footing, but in steel bars with grip nuts and bolts. This made it possible to repeatedly correct the position by adjusting the grip nuts while the member was still hanging from a crane.*

  The requisite for proceeding to the following stage was that the two springers had to be positioned at the same height and the same distance from the longitudinal centre line (Figure 49).

– *Operation 2: the cantilever brace was split down the middle. After the ends were joined to the arch "stumps", the gap between the two parts was adjusted with a spindle to control the transverse separation of the arches.*

  The purpose of this operation was to ensure that this transverse distance was equal to the distance between the bowstring "stumps" built on the ground 40 m below (Figures 50, 51).

– *Operation 3: the cantilevered deck was hoisted into position with a crane and the rear end was welded to the approach span. The front end was then rested on the cantilever brace by means of a steel profiles welded to the top (the "loop", Figures 52, 53, 54).*

  This device has a built-in stop with a jack that prevents both forward and (by compatibility of movements) downward movements when the arch is loaded. When the jack is

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



Figura 51. Apertura de riostra
Figure 51. Gap in brace



Figura 52. "Lazo"
Figure 52. "Loop"



Figura 53. Esquema de funcionamiento
Figure 53. Operating diagram



Figura 54. Lazo en acción
Figure 54. Loop in action

Este dispositivo incorpora un tope frontal con gato que impide el avance del arco en ménsula al recibir la carga, y por compatibilidad de movimientos, también su descenso. Cuando se activa el gato, el mecanismo

engaged, the reverse mechanism prompts rearward movement, thereby raising the arch and deck.

This was how the cantilever height was adjusted to offset the deflection accumulated during the cantilevering operations.

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



Figura 55. Acabados (I)
Figure 55. Finishes (I)

inverso provoca el retroceso y por tanto, también la elevación del arranque del arco y tablero.

Así se controla la altura del voladizo, recuperando la flecha acumulada en las fases anteriores en voladizo.

8. CONCLUSIONES

El proyecto del Arco de la Vicaria ha hecho realidad un puente singular en un paraje de gran belleza natural, en una región de difícil acceso con un relieve complicado. Su diseño y construcción han satisfecho los requerimientos de la propiedad, y se ha desarrollado sin incidencias apreciables.

El diseño de un puente debe incluir la definición de todos sus elementos finales, así como el proceso constructivo detallado con sus medios auxiliares. Debe ser resultado del estudio de los factores concurrentes en el proyecto.

En este caso, el encaje del arco aprovecha la morfología del valle, y las condiciones geotécnicas de las laderas. Las terrazas el río, y el régimen hidráulico, permitió su uso para el bowstring provisional, ahorrando costosos medios auxiliares. La vinculación arco-tablero ha permitido adaptar la estructura en construcción y en servicio, manteniendo arco y tablero muy esbeltos.

La elección de una estructura mixta de arco y tablero con acero tipo "corten" ha permitido utilizar una estructura ligera durante las fases constructivas más complicadas, y la introducción de los materiales más pesados cuando el arco está completo, adquiriendo rigidez y resistencia [23]. Así además se ha resuelto la limitada disponibilidad de medios locales, maximizando la prefabricación en el exterior y reduciendo los trabajos en el sitio, y finalmente reducir los requerimientos de mantenimiento en servicio.

Los detalles del diseño son importantes para transmitir una imagen final espectacular, debiendo prevalecer en algunas ocasiones el criterio estético frente a otras consideraciones:

– La sección transversal del arco con superficies plegadas, además de dotar de rigidez a los paneles, realzan las líneas de los arcos.

8. CONCLUSIONS

The Vicaría Arch is an exceptional bridge erected in an area of enormous natural beauty but limited accessibility because of the roughness of the terrain. Its design and construction met all the client's requirements and were conducted with no significant incidents.

Bridge design, which should clearly define all the permanent elements, building procedures and ancillary resources in detail, should be the result of a study of the factors involved in the project.

In this case, the solution for the arch drew on valley morphology and hillside soil conditions. The provisional bowstring could be built on the river terraces thanks to its normally scant flow, for a considerable savings in costly ancillary equipment. The arch-deck connection was designed to ensure bridge adaptability during construction and throughout its service life, while maintaining the slenderness of both structural elements.

The advantage of choosing Cor-Ten steel and concrete to build the arch and deck was that the most complex stages of construction could be performed on a lightweight structure, while the heavier materials needed to enhance its stiffness and strength could be added after the arch was in place [23]. This approach also solved the problem of the limited local resources, maximizing off-site prefabrication and reducing both on-site works and maintenance requirements.

Design details are important where a forceful impact is sought, with aesthetic criteria occasionally prevailing over other considerations. Examples abound in the present project.

– *The patterned cross-section of the arch not only stiffens the panels but also highlights the lines of the arch.*

– *The hanger anchorages are housed inside the arch and deck sections, affording an uncluttered, visually appealing finish.*

– *The Y-leg piers and deck supports inside the platform accentuate deck continuity and slenderness.*

– *The shape of the inter-arch braces, their connection with the arch and their orientation blend in perfectly with the bridge as a whole.*



Figura 56. Acabados (II)
Figure 56. Finishes (II)

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

– Los anclajes de las péndolas se han realizado en el interior de las secciones de arco y tablero, permitiendo una gran limpieza visual en los acabados.

– Las pilas en Y y los apoyos del tablero en el interior de la plataforma, resaltan la continuidad del canto del tablero y su esbeltez.

– La forma de las riostras entre arcos, su orientación según el arco, y su encuentro con el mismo, se integran perfectamente en el conjunto del puente.

El Puente de La Vicaría, su diseño final y su construcción, ha supuesto un importante esfuerzo de ingeniería, donde se han aplicado técnicas ya conocidas de otros proyectos, junto con otros diseños creados expresamente para resolver los problemas que han surgido de su análisis. Especialmente importante ha sido la labor de anticipar las dificultades que pudieran aparecer en la ejecución, dotando al diseño de mecanismos de compensación de errores.

REFERENCIAS

[1] PELEGRÍN GARRIDO, M.C. "La presa de la Fuensanta (1933). Record nacional en plazo de ejecución". *V Jornadas Españolas de Presas*. Valencia, 1996.

[2] REQUENA GALLEGO, M. *Los sucesos de Yeste (mayo 1936).* Instituto de Estudios Albacetenses. [http://www.dipualba.es/IEA/digitalizacion/OBRAS/lossucesosdeyeste.pdf (dic. 2009)]

[3] KRAHE, L. "Dos pasarelas colgadas en el Pantano de la Fuensanta". *Revista de Obras Publicas*. 1936, vol. 84, nº 2684, p. 1-3. [http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1936/1936_tomoI_2684_01.pdf (dic2009)]

[4] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E., SANCHEZ, J.J., SANCHEZ, M. "El Arco de los Tilos en la isla de la Palma (Canarias)". *Hormigón y Acero*. 2005, nº 236, p. 5-34.

[5] CORRES PEIRETTI, H., PÉREZ CALDENTEY, A. "Puente arco sobre el embalse del Burguillo (Ávila). Diseño y control de ejecución". *Hormigón y Acero* . 2001, nº 220, p. 3-17.

[6] SIEGRIST RIDRUEJO, G. "Arco de Almonte. Autovía de la Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres". *Hormigón y Acero*. 2006, Nº 240, p. 5-29.

[7] LLOMBART, J.A., REVOLTOS, J. "Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara ("Arcos de Alconetar")". *Hormigón y Acero*. 2006, nº 242, p. 5-38.

[8] CHEN, B.C. "An overview of concrete and CFST arch bridges in China (invited lecture)". *Proceedings of the Fifrth International Conference on Arch Bridge:* Madeira, 2007.

[9] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E. "Proyecto y construcción del Arco de Ricobayo". *Hormigón y Acero.* 1999. nº 212, p. 5-24.

[10] GONZÁLEZ ESTEBAN, J.I. "Viaducto de Navia". *Hormigón y Acero*. 2008, nº 250, p. 7-37.

The final design and construction of Vicaría Bridge constituted a significant engineering challenge, in which techniques acquired in prior projects were applied along with designs explicitly drafted to solve the problems identified in the analysis of this structure. The anticipation of difficulties that might arise during construction and the provision during the design stage of mechanisms to compensate for errors were instrumental to the success of the endeavour.

REFERENCES

[1] PELEGRÍN GARRIDO, M.C. "La presa de la Fuensanta (1933). Record nacional en plazo de ejecución". V Jornadas Españolas de Presas. Valencia, 1996.

[2] REQUENA GALLEGO, M. Los sucesos de Yeste (mayo 1936). Instituto de Estudios Albacetenses. [http://www.dipualba.es/IEA/digitalizacion/OBRAS/lossucesosdeyeste.pdf (Dec. 2009)]

[3] KRAHE, L. "Dos pasarelas colgadas en el Pantano de la Fuensanta". Revista de Obras Publicas. 1936, Vol. 84, No. 2684, p. 1-3. [http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1936/1936_tomoI_2684_01.pdf (Dec. 2009)]

[4] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E., SANCHEZ, J.J., SANCHEZ, M. "El Arco de los Tilos en la isla de la Palma (Canarias)". Hormigón y Acero. 2005, No. 236, p. 5-34.

[5] CORRES PEIRETTI, H., PEREZ CALDENTEY, A. "Puente arco sobre el embalse del Burguillo (Ávila). Diseño y control de ejecución". Hormigón y Acero . 2001, No. 220, p. 3-17.

[6] SIEGRIST RIDRUEJO, G. "Arco de Almonte. Autovía de la Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres". Hormigón y Acero. 2006, No. 240, p. 5-29.

[7] LLOMBART, J.A., REVOLTOS, J. "Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara ("Arcos de Alconetar")". Hormigón y Acero. 2006, No. 242, p. 5-38.

[8] CHEN, B.C. "An overview of concrete and CFST arch bridges in China (invited lecture)". Proceedings of the Fifrth International Conference on Arch Bridge: Madeira, 2007.

[9] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E. "Proyecto y construcción del Arco de Ricobayo". Hormigón y Acero. 1999. No. 212, p. 5-24.

[10] GONZÁLEZ ESTEBAN, J.I. "Viaducto de Navia". Hormigón y Acero. 2008, No. 250, p. 7-37.

[11] WOLLMANN, G., ZOLI, T. "Bridge Across Ohio River and Blennerhassett Island". Structural Engineering International. 2008, vol. 18, No. 1, p. 28-30.

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

[11] WOLLMANN, G., ZOLI, T. "Bridge Across Ohio River and Blennerhassett Island". *Structural Engineering International*. 2008, vol. 18, nº 1, p. 28-30.

[12] ARENAS, J.J., CAPELLÁN, G., BEADE, H., MARTÍNEZ, J. "Puente del Tercer Milenio: Retos en el diseño de puentes desde la perspectiva de la ingeniería creativa". *IV Congreso de ACHE*. Valencia, 2008.

[13] FERNÁNDEZ TROYANO, L. *Tierra sobre agua. Visión histórica universal de los puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección de Ciencias, Humanidades e Ingeniería, nº 55.

[14] ADAO, A., MILLANES, F. "Infant Henrique Bridge over the River Douro, Porto". *Structural Engineering International*. 2005, vol. 15, nº 2, p. 85-85.

[15] ZICHNER, T. "Kyll Valley Bridge". *Structural Concrete 1994-1998*. FIP. Deutscher Beton Verein. E.V.

[16] SIEGRIST, C. *Curso de doctorado de Puentes-Arco*. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Caminos, Canales y Puertos, 2005.

[17] SIEGRIST FERNÁNDEZ, C., SIEGREST RIDRUEJO, G., UTRILLA ARROYO, M.A. "Puente arco sobre el río Cares-Deva en Panes (Asturias)". *II Congreso de ACHE*. Madrid, 2002.

[18] LIN, Y., ZHANG, Z., BIAO, ZHO, L. "Lupu Arch Bridge, Sanghai". *Structural Engineering International*. 2004, vol. 14, nº 1, p. 24-26.

[19] MILLER, M.D. "Roosevelt lake bridge, Gila County, Arizona". *Structural Engineering International*. 1995, vol. 5, nº 1, p. 6-7.

[20] *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carreteras: RPX95*. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996.

[21] PETROSKY, H. *La ingeniería es humana. La importancia del fallo en el éxito del diseño*. Madrid: CINTER Divulgación Técnica, 2008.

[22] MANTEROLA, J. *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas, 2006.

[23] MANTEROLA, J., MARTÍNEZ, A., GIL, M.A. "Puentes arco mixtos". *II Congreso de ACHE*. Madrid, 2002.

[12] ARENAS, J.J., CAPELLÁN, G., BEADE, H., MARTÍNEZ, J. "Puente del Tercer Milenio: Retos en el diseño de puentes desde la perspectiva de la ingeniería creativa". IV Congreso de ACHE. Valencia, 2008.

[13] FERNÁNDEZ TROYANO, L. Tierra sobre agua. Visión histórica universal de los puentes. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección de Ciencias, Humanidades e Ingeniería, No. 55.

[14] ADAO, A., MILLANES, F. "Infant Henrique Bridge over the River Douro, Porto". Structural Engineering International. 2005, Vol. 15, No. 2, p. 85-85.

[15] ZICHNER, T. "Kyll Valley Bridge". Structural Concrete 1994-1998. FIP. Deutscher Beton Verein. E.V.

[16] SIEGRIST, C. Curso de doctorado de Puentes-Arco. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Caminos, Canales y Puertos, 2005.

[17] SIEGRIST FERNÁNDEZ, C., SIEGREST RIDRUEJO, G., UTRILLA ARROYO, M.A. "Puente arco sobre el rio Cares-Deva en Panes (Asturias)". II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

[18] LIN, Y., ZHANG, Z., BIAO, ZHO, L. "Lupu Arch Bridge, Sanghai". Structural Engineering International. 2004, Vol. 14, nº 1, p. 24-26.

[19] MILLER, M.D. "Roosevelt lake bridge, Gila County, Arizona". Structural Engineering International. 1995, Vol. 5, No. 1, p. 6-7.

[20] Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carreteras: RPX95. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996.

[21] PETROSKY, H. La ingeniería es humana. La importancia del fallo en el éxito del diseño. Madrid: CINTER Divulgación Técnica, 2008.

[22] MANTEROLA, J. Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas, 2006.

[23] MANTEROLA, J., MARTÍNEZ, A., GIL, M.A. "Puentes arco mixtos". II Congreso de ACHE. Madrid, 2002.

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

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *LIST OF PARTICIPANT*

NOMBRE DE LA OBRA: Puente de La Vicaría sobre el Embalse de la Fuensanta. Yeste (Albacete).
NAME: *Vicaría Bridge over La Fuensanta Reservoir. Yeste, Albacete, Spain.*

PROPIEDAD: Ministerio de Medioambiente. Confederación Hidrográfica del Segura
OWNER: *Ministry of the Environment. Segura River Water Management Board*

DIRECCION DE OBRA / *PROJECT MANAGEMENT:*

Director de Obra / *Project Manager:* D. Juan Ginés Muñoz López
Ingeniero Técnico / *Associate engineer:* D. José María Ruiz Sánchez

DISEÑO INICIAL / *INITIAL DESIGN:* CETEC

Autor del proyecto / *Design engineer:* D. Juan Jódar Martínez

DISEÑO FINAL: DIRECCIÓN TÉCNICA de FERROVIAL-AGROMÁN, SA.
FINAL DESIGN: TECHNICAL OFFICE, FERROVIAL-AGROMÁN, SA

Autores del proyecto / *Design engineers*:
Director Técnico Ferrovial-Agromán / *Ferrovial-Agromán Technical Director*:
D. Santiago Pérez-Fadón Martínez
Jefe Área de Puentes / *Head of Bridge Department:*
D. José Emilio Herrero Beneítez
Responsable de Proyecto / *Project Design Manager*:
D. Luis Martín-Tereso López
Director Técnico Ferrovial-Agromán en Irlanda / *Ferrovial-Agromán Technical Manager in Ireland:*
D. Marcos Sánchez Sánchez

EMPRESA CONSTRUCTURA: FERROVIAL-AGROMÁN, SA.
CONSTRUCTION COMPANY: FERROVIAL-AGROMÁN, S.A.

Equipo de obra / *Site engineers:*
Jefe de Grupo / *Head of Construction Department:* D. José Carmelo Manzano Conesa
Jefe de Obra / *Project Construction Manager:* D. José Juan Valverde Maiquez
Jefe de Producción / *Production Chief:* D. Sergio Cantero Carbonell

ASISTENCIA TÉCNICA / *TECHNICAL ASSISTANCE:* INTECSA-INARSA, SA.

ESTRUCTURA METÁLICA / *STEEL STRUCTURE:* ASCAMÓN

IZADO / *HOISTING:* ALE-LASTRA

PÉNDOLAS Y PRETENSADO / *HANGERS AND PRESTRESSING:* TECPRESA

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