Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 248, págs. 09-40
abril-junio, 2008
ISSN: 0439-5689

Viaducto de Montabliz

Montabliz Viaduct

Roberto Villegas Gómez[1], Marcos J. Pantaleón Prieto[2]
Roberto Revilla Angulo[3], Patricia Olazábal Herrero[4]

Recibido / *Received:* 28/03/2006
Aceptado / *Accepted*: 31/03/2008

RESUMEN

El diseño, proyecto y construcción del Viaducto de Montabliz permite el paso de la Autovía de la Meseta sobre el valle del río Bisueña, en la provincia de Cantabria. Sus 145 m de altura, con la pila más alta de España -y entre las cuatro mayores construidas hasta día de hoy en Europa-, sus 175 m de luz en el vano central -ejecutados mediante la técnica de avance en voladizo- y el diseño de su sección transversal -resuelta mediante cajón único para las dos calzadas, con anchura de plataforma de 26,1 m- hacen de la solución proyectada una estructura muy singular, constituyéndose como elemento básico de comunicación y como obra pública que desempeña una actuación dignificadora de su entorno.

Palabras clave: viaducto, puente singular, avance en voladizo, tablero sección cajón, hormigón pretensado, pila de gran altura.

ABSTRACT

The design, project and construction of the Montabliz Viaduct allow the Meseta Dual Carriageway to pass over the river Bisueña valley in the province of Cantabria. Its 145 m height, with the highest pier in Spain - amongst the four largest built to date in Europe -, its 175 m central span -built using the cantilever technique - and the design of its cross section -solved by means of a single box for the two carriageways, with a 26.1 m wide roadway - make the solution designed a very unique structure, constituting a basic connection element and public work playing a worthy role matching its surrounding.

Key words: *viaduct, singular bridge, cantilever construction, box girder, prestressed concrete, great high pier.*

[1] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director de Obra, MINISTERIO DE FOMENTO.
[2] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI S.A., Santander, España.
[3] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI S.A., Santander, España.
[4] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI S.A., Santander, España.

Persona de contacto / *Corresponding author:* polazabal@apiaxxi.es

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

1. INTRODUCTION

The opening of the Meseta Dual Carriageway, built by the Ministry for Development, provides the Community of Cantabria with the main, high capacity access to the centre of the Peninsula. This is a dual carriageway, two way traffic road the construction of which was of a high technical and environmental complexity on crossing the Cantábrica Mountain Range, a very beautiful, geographical framework with very difficult orography.

The deep valley over which the viaduct rises is located between the villages of Bárcena de Pie de Concha and Pesquera; it is characterised as displaying the typical elements of valleys in Cantabria, i.e., a "V" shaped river valley with very abrupt slopes, a lack of flatland and narrow valley bottoms (Figure 1).

On coming into service, this Meseta Dual Carriageway not only notably reduces the journey time but quickly and safely joins Madrid to Santander, whilst representing a historic landmark in this Community's development process since it shapes up as a new unifying route cohesioning the whole of the Peninsula's territory in a North-South direction. It is a great advance in long distance communications with the Castilian Meseta or Flatland and, therefore, in the economic and social relaunching of the whole region.

2. FORMAL DESIGN

Montabliz Viaduct is located in a highly visible enclave with a very special environmental character which represented a great challenge calling for a unique design of its structure (Figure 2), that greatly respects the environmental values as contained in the natural areas in the surroundings. Its type, geometry and construction process were defined in accordance with the specifi-

1. INTRODUCCIÓN

La apertura de la Autovía de la Meseta, construida por el Ministerio de Fomento, proporciona a la Comunidad de Cantabria el principal acceso de gran capacidad con el centro peninsular. Se trata de una vía de doble calzada y sentido de circulación cuya construcción presenta una gran complejidad técnica y medioambiental, al atravesar la Cordillera Cantábrica, un marco geográfico de gran belleza y muy difícil orografía.

El profundo valle sobre el que se alza el viaducto se encuentra situado entre las localidades de Bárcena de Pie de Concha y Pesquera; está caracterizado por presentar los elementos típicos de los valles cantábricos, es decir, un valle fluvial en "V", con pendientes muy abruptas, escasez de terrenos llanos y vaguadas estrechas (Figura 1).

La puesta en servicio de la Autovía de la Meseta, que no sólo disminuye de forma notable el tiempo de recorrido,



Figura 1. Vista general del alzado del viaducto.
Figure 1. General view of the viaduct in elevation.

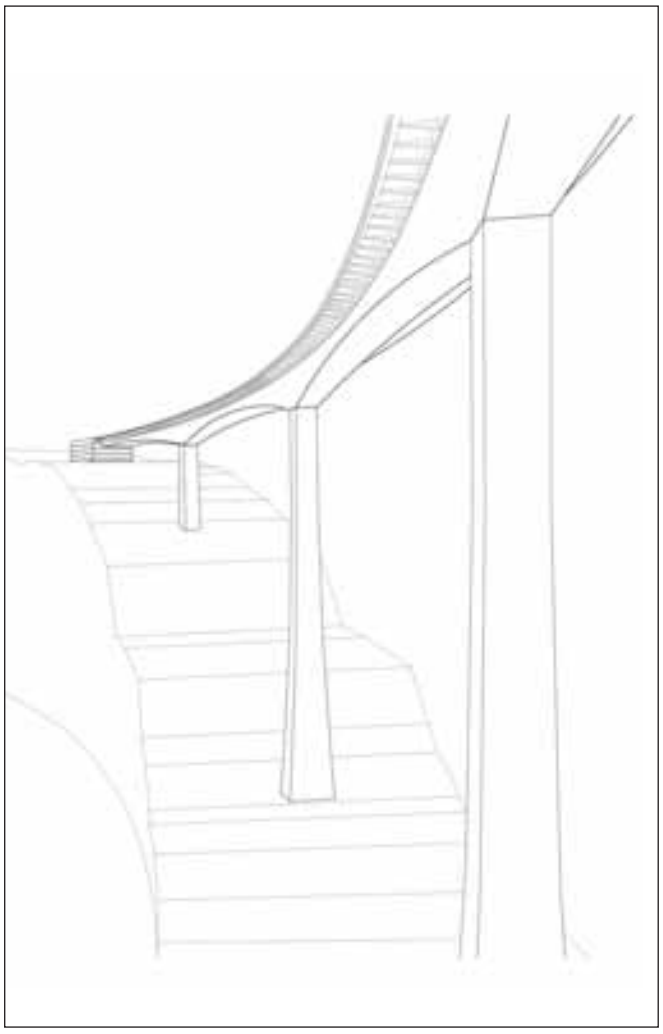


Figura 2. Vista inferior del viaducto desde la pila 2.
Figure 2. Underneath view of the viaduct from pier 2.

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

sino que une de manera rápida y segura Madrid con Santander, representa un hito histórico en el devenir de esta Comunidad, ya que se conforma como nuevo eje vertebrador cohesionando todo el territorio peninsular en dirección Norte-Sur. Supone un gran avance en las comunicaciones de largo recorrido con la Meseta Castellana y, en consecuencia, el relanzamiento económico y social de toda la región.

2. DISEÑO FORMAL

El Viaducto de Montabliz se sitúa en un enclave de amplia visibilidad y de especial naturaleza medioambiental y paisajística; ello ha exigido un importante reto y un diseño singular de su estructura (Figura 2), con un gran respeto a los valores ambientales contenidos en los espacios naturales del entorno. La definición de su tipología, geometría y proceso constructivo, se ha realizado de acuerdo a las especificaciones exigidas en la Declaración de Impacto Ambiental (DIA), condicionando en gran medida su diseño.

De entre las más importantes contempladas en la DIA, hay que destacar la que hace referencia al sistema de ejecución del tablero -de manera que éste no afecte ni directa ni indirectamente a la zona del valle situada bajo la estructura-, y las que influyen en la definición del alzado del viaducto -en lo relativo a la situación de las pilas-, debiéndose colocar éstas en las zonas sin vegetación arbórea -en la parte norte del valle- y de forma que no afecten a las ruinas existentes en el despoblado de "Casas del Río" –en la zona central–.

En consecuencia, una vez analizados todos los condicionantes, referentes al trazado en planta y en alzado del viaducto, sección tipo del tablero, geología y geotecnia del terreno de cimentación, procedimientos constructivos, valoración económica, aspectos estéticos, ambientales y de durabilidad de la estructura,… y antes de proceder a la elección de la solución definitiva, se plantearon y valoraron distintas tipologías.

Al tratarse de una gran infraestructura que franquea un valle largo y profundo, en donde la utilización de cimbras convencionales la hace constructiva, ambiental y económicamente inviable, se llegó al convencimiento de que la solución más adecuada era la de tipología en viga continua de hormigón pretensado, construida mediante la técnica de avance en voladizos sucesivos [1]. La luz de sus vanos, el número de los mismos, su altura y su forma, vienen marcados, en cierto modo, por la naturaleza del valle (Figura 3).

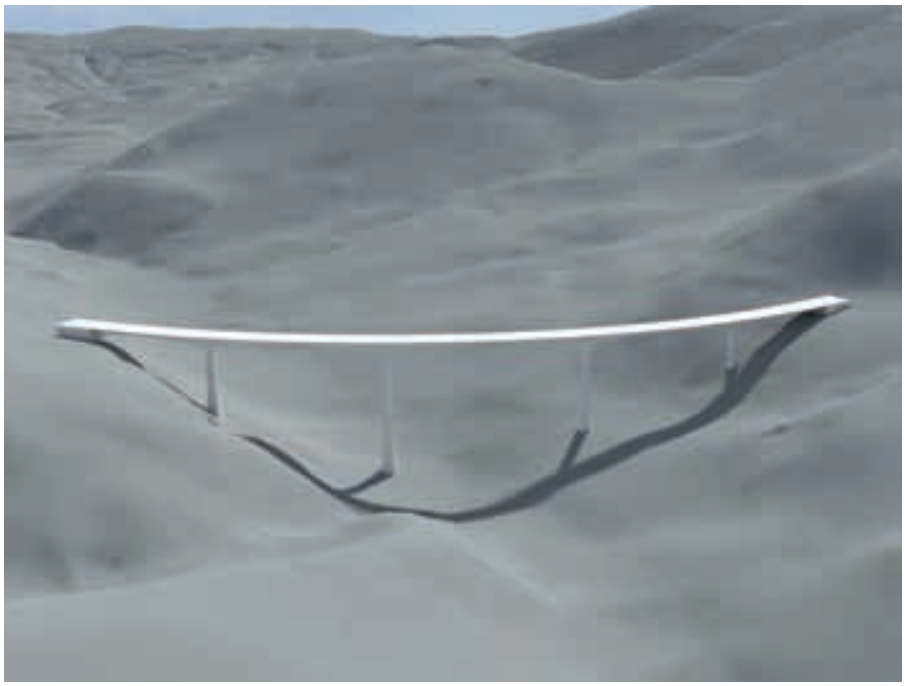


Figura 3. Alzado longitudinal del viaducto.
Figure 3. Longitudinal elevation of the viaduct

En definitiva, se trata de un gran viaducto de pilas altas y grandes luces, en el que la construcción mediante avance en voladizo, se adapta particularmente bien y presenta grandes ventajas. De entre ellas cabe destacar la liberalización del espacio situado bajo la estructura, la reducción y la optimización en la utilización de encofrados –limitados a la altura de las trepas de las pilas y a la longitud de las dovelas del tablero–, el aumento del rendimiento de la mano de obra –debido a la industrialización de los trabajos mediante ciclos repetitivos–, y la flexibilidad en la ejecución –ligada a la posibilidad de acelerar la construcción independizando actividades–.

Con objeto de minimizar la afección en el fondo del valle, en donde se encuentra el bosque mixto de Montabliz, se ha proyectado una estructura que, con tablero y pila única, da cabida a la totalidad de la plataforma de circulación. El impacto que supondría una doble estructura paralela, resultaría excesivo, y la

cations required in the Environmental Impact Declaration (EID) which, to a large extent, influenced its design.

From amongst the most important addressed in the EID, special mention must be made of that referring to the deck building system –such that it neither directly nor indirectly affected the valley area situated beneath the structure–, and those influencing the definition of the viaduct's elevation –as far as the situation of the piers is concerned–, and the latter had to be positioned in treeless areas –in the north of the valley – and in such a way that they did not affect the ruins in the depopulated "Casas del Río" –in the centre part–.

In consequence, different types were broached and evaluated once all the conditioning factors referring to the viaduct's plan and elevation alignment, standard cross section of the deck, geology and geotechnology of the foundation ground, construction procedures, financial assessment, aesthetic, environmental and durability aspects of the structure had been analysed, and before choosing the final solution.

As this is a large infrastructure overriding a long, deep valley, where the use of conventional centring makes it unfeasible construction wise, environmentally and financially, the final conviction arrived at was that the most sui-

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



Figura 4. Vista general de la traza de la autovía.
Figure 4. General view of the dual carriageway's alignment.

table solution was the type built of a continuous, prestressed concrete girder using the cantilever method [1]. The clear length of its spans, the number thereof, its height and its shape are to a certain extent marked by the nature of the valley (Figure 3).

In short, this is a large viaduct with high piers and long spans where the cantilever construction method adapts particularly well and displays great advantages. The freeing of space underneath the structure, the reduction and optimisation in the use of formwork –limited to the height of the pier lifts or tiers and to the length of the deck segments–, the increase in the labour yield –due to industrialising the work by means of repetitive cycles–, and the flexibility in execution –linked to the possibility of speeding up construction by separating activities– stand out amongst such advantages.

With the purpose of minimising the effect on the valley's bottom where the mixed Montabliz wood is located, a structure has been designed that with a deck and single pier, provides room for the whole of the roadway. The impact that a dual parallel structure would involve would prove excessive and the execution of a double pier would mean that an amount of land far higher than that considered would be occupied. At all times, the intention was to seek a slender image, avoiding an excess of solidness that would turn into an obstacle to the valley's transparency.

The final result is a very elegant, strong structure blending into the surroundings; it is, in short, a synthesis of robustness, where its potent elevation based on marked lines of varying outside edges of the underneath in piers and deck and its great height above ground at the centre piers accentuate its strength (Figure 4).

The look of a monument the work has about it springs from the presence of four piers which, with their rounded edges, based on cylindrical surfaces, together with its dual curvature in cross and longitudinal elevations are configured with a great sense of space and constitute fundamental items in the overall composition. They surge up from the depths and from two sides of the valley like huge unique vertical work elements, as an organizing beginning on which the practically horizontal deck is seated.

The slope of the deck's core, the parabolic variation of its depth and the plan curvature of the viaduct give the bridge great dynamism, fluidity and expressivity. The underneath view of the curved intrados of its spans reflects the flexibility of these lines as against the rigidity that the straight lines of a constant depth structure would have represented.

3. STRUCTURAL DESIGN

The viaduct is built with a continuous, 721 m long prestressed concrete deck, a

ejecución de doble pila conllevaría a ocupaciones de terreno muy superiores a la considerada. Se ha pretendido, en todo momento, la búsqueda de una imagen esbelta, evitando el exceso de solidez que resultaría un obstáculo para la transparencia del valle.

El resultado final que presenta la estructura es de una gran elegancia, fortaleza y de integración en el entorno; se trata en definitiva, de una síntesis de robustez, en donde su poderoso alzado, a base de acusadas líneas de cantos variables en pilas y tablero, y su gran altura sobre el suelo en las pilas centrales, acentúan su fuerza (Figura 4).

El aspecto monumental de la obra nace de la presencia de las cuatro pilas, que con sus aristas redondeadas, a base de superficies cilíndricas, junto con su doble curvatura en los alzados transversal y longitudinal, quedan configuradas con un gran sentido espacial, y constituyen unos elementos fundamentales en la composición del conjunto. Surgen desde lo profundo y desde sendas laderas del valle, como únicos grandes elementos verticales de la obra, como principio organizador, sobre las que se asienta el tablero prácticamente horizontal.

La inclinación de las almas del tablero, la variación parabólica de su canto y la curvatura en planta del viaducto, dotan al puente de un gran dinamismo, fluidez y expresividad. La vista inferior del intradós curvo de sus vanos refleja la flexibilidad de dichas líneas, frente a la rigidez que hubieran representado las líneas rectas de una estructura de canto constante.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

El viaducto se resuelve mediante un tablero continuo de hormigón pretensado de 721 m de longitud, de rasante ascendente con pendiente máxima del 5,57%, planta curva de 700 m de radio y peralte del 8%, materializado mediante una sucesión de cinco vanos, de luz central 175 m, luces contiguas de 155 m y luces laterales de 110 y 126 m (Figura 5).

Se trata de un viaducto resuelto mediante una viga continua de hormigón pretensado, que utiliza la flexión longitudinal generalizada como mecanismo fundamental para resistir las cargas.

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

La sección cajón definida en el tablero, y utilizada en los puentes de gran luz, no sólo es la más eficaz desde un punto de vista estructural -máxima resistencia a flexión y torsión- sino que además es la tipología que mejor optimiza el peso y la distribución del material, obteniendo de esta forma un tablero muy ligero y resistente, con el mínimo peso [6] y [7].

La sección transversal de las pilas está resuelta mediante una sección rectangular hueca de paredes delgadas, habitualmente utilizada en los viaductos de gran altura, dado que, del mismo modo que la sección del tablero, tiene gran rigidez a torsión y a flexión y un excelente radio de giro en ambas direcciones [6].

Con el descansar del tablero sobre el conjunto de las cuatro pilas que sustentan la estructura, se percibe con claridad el esquema estático del puente, o lo que es lo mismo, su forma de sostener el camino en el aire entre los apoyos, organizando la materia con el fin de resistir las acciones que van a actuar sobre ella, y permitiendo entender e intuir cómo el peso propio de los elementos que lo conforman, así como las cargas que solicitan la estructura son transmitidas a los cimientos. La estructura construida, además de resistir, debe persistir, es decir, perdurar en el tiempo como mínimo, los cien años de vida útil para los que ha sido diseñada.

Dado el rango de luces del viaducto, el peso propio junto con la carga muerta–-aparte de ser las acciones fundamentales– pueden dar lugar a efectos secundarios, no linealidades geométricas y del material, siendo los más importantes los producidos por las deformaciones diferidas debidas a la retracción, a la fluencia del hormigón y a la relajación del acero de pretensado [4] y [5]. Las sobrecargas de tráfico producen esfuerzos mucho menores, mientras que el viento, dada la altura de las pilas centrales (mayores de 100 m) y la ubicación del viaducto (forma de valle en "V"), si bien no es determinante en la configuración del puente una vez terminado, sí que es decisivo durante su construcción, y por tanto, ha sido necesario examinarlo en detalle, realizando estudios específicos en su análisis.

4. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LAS CIMENTACIONES

El corredor en el que se encuadra el viaducto se encuentra dentro de la denominada Cuenca Vasco-Cantábrica, donde se distinguen dos grandes unidades tectónicas: la Franja Cabalgante del Besaya y el Entrante de Cabuérniga, constituida esta primera esencialmente por las Facies Buntsandstein y las Facies Keuper del Triásico, apareciendo algún retazo del Muschelkalk flotando dentro del Keuper, y la segunda por materiales jurásicos de naturaleza fundamentalmente carbonatada. Recubriendo estos materiales mesozoicos aparecen depósitos del Cuaternario de naturaleza fundamentalmente aluvial y coluvial.

Esencialmente el sustrato rocoso sobre el que se cimenta el viaducto está constituido por materiales calcáreos de las Formaciones Jurásicas J1 y J2, por

rising grade line with a maximum gradient of 5.57%, curved, 700 m radius in plan and 8% camber, materialised by means of a succession of five spans 175 m clear in the centre, adjacent clear spans of 155 m and clear side spans of 110 and 126 m (Figure 5).

This viaduct has been designed with a continuous, prestressed concrete girder using generalised longitudinal bending as a fundamental mechanism to withstand loads.

The box section defined in the deck and used in large span bridges is not only the most efficient from the structural point of view - maximum bending and tensile strength - but is also the type that best optimises weight and material distribution, thus obtaining a very light, strong deck with a minimum of weight [6] and [7].

The piers' cross section is solved by means of a hollow, thin walled rectangular section, usually used in very high viaducts since, in the same way as the deck's section, it has great tensile and bending stiffness and an excellent turning radius in both directions [6].

With the deck resting on the overall four piers sustaining the structure, the bridge's static scheme or, in other words, its way of holding the road up in the air between supports can be perceived organising the material with the purpose of withstanding forces that will act thereon and allowing for understanding and intuition with regards to how the de-

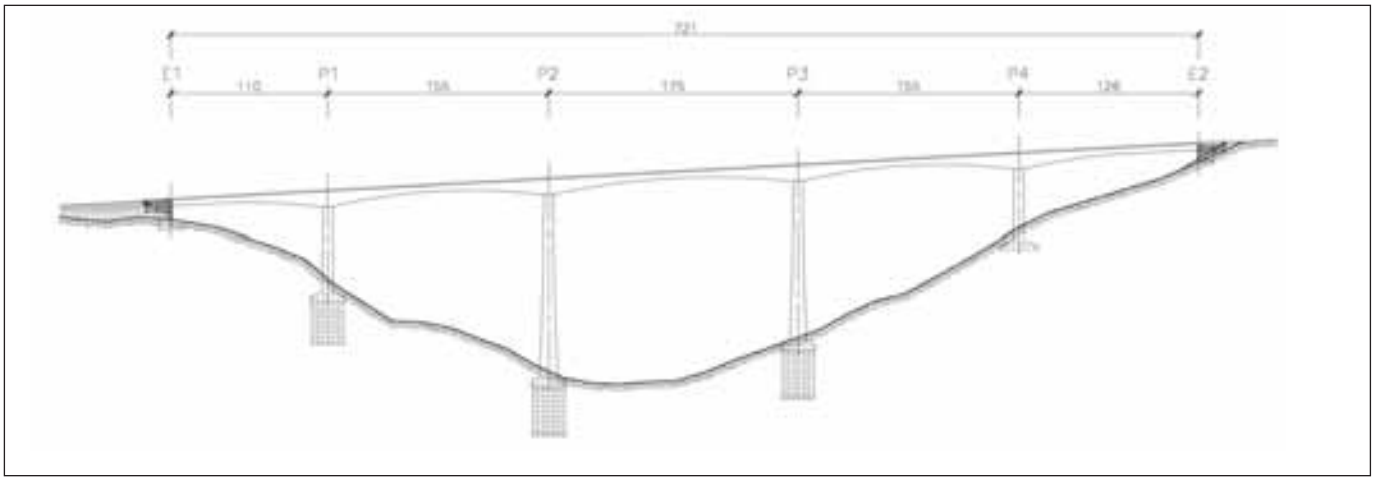


Figura 5. Alzado (cotas en metros).
Figure 5. Elevation (levels in metres).

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

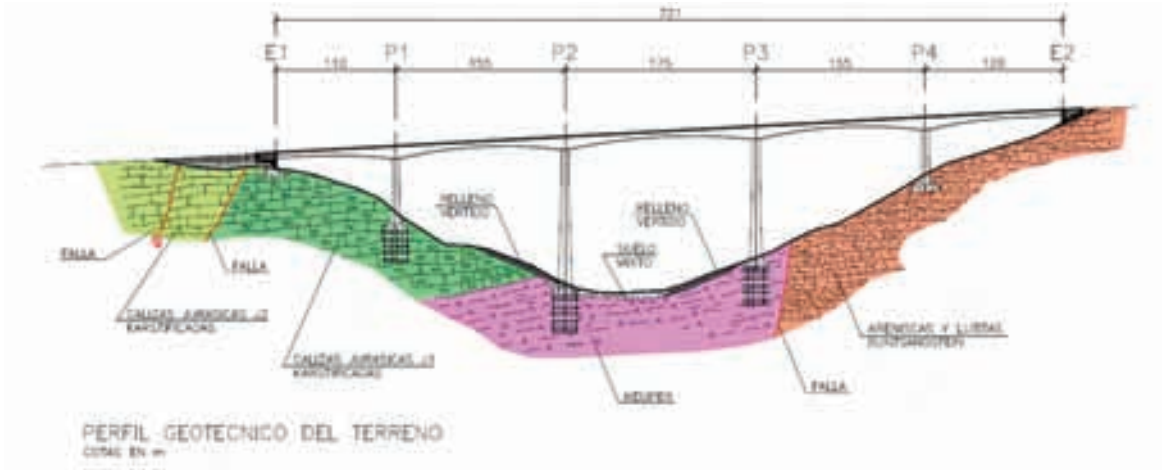


Figura 6. Perfil geotécnico del terreno (cotas en metros).
Figure 6. Geotechnical profile of the ground (levels in metres).

ad weight of the elements composing it as well as the loads placing the structure under stress are transmitted to the foundations. Apart from withstanding, the structure built must persist, i.e., last in time, the minimum one hundred useful years of life it was designed for.

In view of the range of spans the viaduct has, the dead weight together with the dead load –apart from being the fundamental forces– may give rise to secondary effects, not geometric and material linearities, and the major ones are those caused by deferred deformations due to shrinkage, to concrete creep and relaxation of prestressed steel [4] and [5]. Traffic live loads produce much less stresses whilst, in view of the height of the central piers (more than 100 m) and location of the viaduct ("V" shaped valley), the wind is decisive during its construction whilst not being determining in the bridge's configuration once finished and, therefore, had to be examined in detail whilst making specific studies in its analysis.

4. GEOLOGY AND GEOTECHNOLOGY OF THE FOUNDATIONS

The corridor in which the viaduct is contained is located within what is known as the Vasco-Cantábrica Catchment Area, where two large tectonic units can be distinguished: the Besaya Thrust Belt and the Cabuérniga Inlier. The former is essentially made up of the Buntsandstein Facies and the Triassic Keuper Facies, whilst the odd bit of the Muschelkalk appears floating inside the Keuper, and the latter by Jurassic materials of a fundamentally carbonated nature. These Mesozoic materials are covered with Quaternary deposits of a fundamentally alluvial and colluvial nature.

The rock substratum on which the viaduct has its foundations is essentially made up of calcareous materials of Jurassic Formations J1 and J2, of clays of the Keuper Facies and of sandstones and lutites of the Buntsandstein Formation (Figure 6).

The Jurassic Calcareous Formation J1, on which both abutment 1 and pier 1 are supported, is formed by calcareous stretches of strong, well structured rock, by stretches of uncemented calcareous breccias and by levels of dense sands and very firm clays. This gives rise to the ground being highly heterogeneous and irregular, both in plan and in depth. Abutment 1's foundations are surface built by means of a stepped footing with an admissible tensile strength of 400 kN/m^2. Pier 1's foundations are deep and consist in a 24 m wide, 24 m long tronco-pyramidal shaped capping with a depth varying from 2.75 to 5.5 m supported on 49 piles of 1.5 m diameter, arranged in 7 rows cross wise and in 7 columns longitudinally, with 3.6 m between pile centre lines and 30 m in maximum depth, with the latter varying depending on whether a competent sound rock stratum appears or not whilst drilling the pile.

The foot resistance considered in piles less than 30 m long, i.e., those which

arcillas de las Facies del Keuper, y por areniscas y lutitas de la Formación Buntsandstein (Figura 6).

La Formación Calcárea J1 del Jurásico, sobre la que descansan tanto el estribo 1 como la pila 1, está formada por tramos calcáreos de roca resistente bien estructurada, por tramos de brecha calcárea poco cementada y por niveles de arenas densas y de arcillas muy firmes. Esto da lugar a que el terreno sea muy heterogéneo e irregular, tanto en planta como en profundidad. La cimentación del estribo 1 se realiza de forma superficial mediante una zapata escalonada con una tensión admisible de 400 kN/m^2. La cimentación de la pila 1 es profunda y consiste en un encepado tronco piramidal de 24 m de anchura, 24 m de longitud y canto variable de 2,75 a 5,5 m apoyado sobre 49 pilotes de 1,5 m de diámetro, distribuidos en 7 filas en sentido transversal y en 7 columnas en sentido longitudinal, con separación entre ejes de pilotes de 3,6 m, y 30 m de profundidad máxima, siendo ésta variable en función de la aparición o no de un estrato competente de roca sana durante la perforación del pilote.

En los pilotes de longitud inferior a 30 m, es decir, aquéllos que encuentran un estrato de caliza sana en su punta al que le pueden transmitir la carga, la resistencia por punta considerada ha variado entre 12.000 y 16.000 kN/m^2, en función de su grado de fracturación. El resto de pilotes presentes en la pila 1, que atraviesan calizas fracturadas intercaladas con tramos de arcillas en toda su longitud, transmiten la carga por rozamiento a lo largo de todo su períme-

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



Figura 7. Descabezado de pilotes en pila 3.
Figure 7. Beheading piles in pier 3

tro, siendo la resistencia por fuste considerada siempre inferior a 100 kN/m^2.

Las arcillas de las Facies Keuper sobre las que se cimentan de forma profunda las pilas centrales 2 y 3, son de plasticidad media y consistencia dura (arcillas duras o rocas blandas), y presentan intercalaciones de yeso, cuarzos bipiramidales e incluso brechas yesíferas y lutíticas.

Ambos encepados presentan forma tronco piramidal de 27,6 m de anchura, 24 m de longitud y canto variable de 3 a 6 m y se apoyan sobre 56 pilotes de 35 m de profundidad, distribuidos en 8 filas en sentido transversal y en 7 columnas en sentido longitudinal, de 1,5 m de diámetro, separados 3,6 m entre sí (Figuras 7 y 8).

Los pilotes de las pilas 2 y 3, al encontrarse en las arcillas del Keuper, terreno homogéneo en profundidad y de baja capacidad portante, transmiten las cargas al terreno por rozamiento a todo lo largo de su superficie lateral, siendo la resistencia por fuste variable en profundidad entre 70 y 100 kN/m^2.

En todas las cimentaciones profundas los pilotes se han ejecutado "in situ", mediante excavación por rotación con



Figura 8. Hormigonado de encepado de pila 2.
Figure 8. Concreting pier 2's capping.

find a sound limestone stratum at their foot to which they can transmit the load, varied between 12,000 and 16,000 kN/m^2, depending on its degree of fracturing. The rest of the piles present in pier 1, which run through fractured limestones interbedded with stretches of clays along the whole length, transmit the load by friction along the whole perimeter, and the shaft strength considered is always less than 100 kN/m^2.

The clays of the Keuper Facies on which the centre piers 2 and 3 have their deep foundations are of medium plasticity and hard consistency (hard clays or soft rocks), and show interbeddings of gypsum, bipyramidal quartz and even gypsum and lutite breccias.

Both cappings are tronco-pyramidal shaped, 27.6 m wide, 24 m long and depth varying from 3 to 6 m and are supported on 56 piles 35 m in depth, arranged in 8 rows cross wise and in 7 columns longitudinally, 1.5 m in diameter and 3.6 m from each other (Figures 7 and 8).

On being located in Keuper clay which is homogeneous terrain in depth and low bearing capacity, the piles of piers 2 and 3 transmit the loads to the ground through friction over the whole of their side area and the shaft strength varies in depth between 70 and 100 kN/m^2.

Piles were in situ made in all deep foundations by rotary excavation and earth extraction. Drilling yields in piers 2 and 3, on the Keuper clay, were 8 m per hour and in pier 1, with foundations on the karstified Jurassic limestones, they varied between 5 m per hour in areas with clay and approximately 0.2 m per hour in well structured, strong rock areas.

Pier 4 and abutment 2 have surface foundations on the Bundtsandstein Formation, built through alternating sandstones and reddish siltstone in an unaltered state. Pier 4's foundations are surface with an admissible tensile strength of 600 kN/m^2 and consist in a tronco-pyramidal shaped footing 26.5 m wide, 26.5 m long and depth varying from 2.75 to 5.5 m. Abutment 2's foundations are surface built by means of a stepped footing with an admissible tensile strength of 600 kN/m^2.

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



Figura 9. Vista general de ejecución de alzados de pilas.
Figure 9. General view of the pier elevation construction.

5. PIERS

The cross section of the piers, designed with a hollow, thin walled rectangular section, is that which best withstands bending stresses –originated by the horizontal loads applied at the pier's head and along its shaft– when there is high compression such as the viaduct's dead weight. The pier is an unrestrained cantilever in construction and embedded in the deck in service, in a greater or lesser amount as a function of the shape of the valley and the rigidity of the piers and the beam, with a behaviour that is different depending on whether we consider the longitudinal or transverse calculation of the structure (Figure 9).

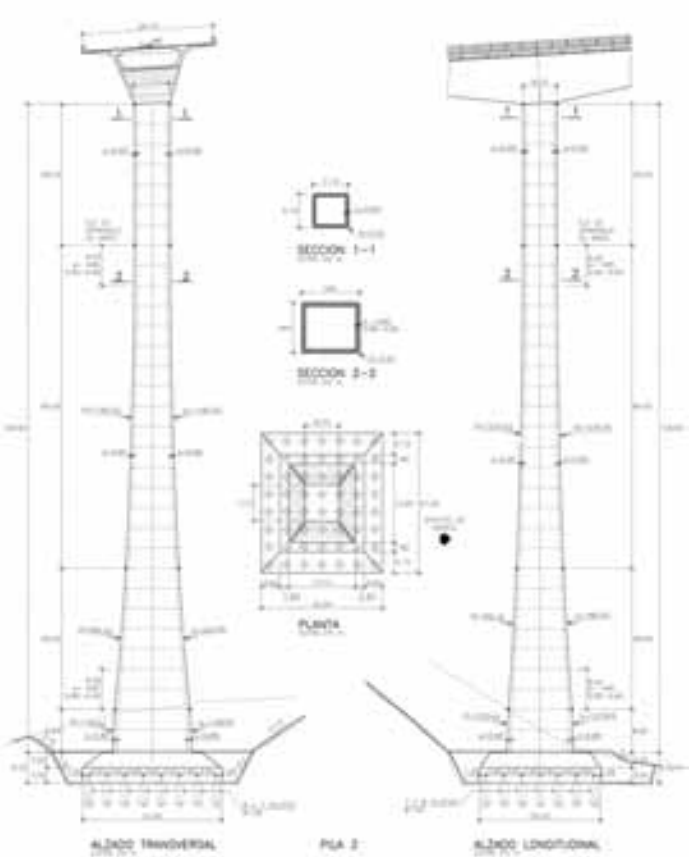


Figura 10. Geometría de pila 2.
Figure 10. Geometry of pier 2.

In the upper part, where the geometry remains constant, the value of the transverse and longitudinal width is 7.1 and 6.7 m respectively. These upper zones are 28 m high in the central piers 2 and 3, and 16 m in the lateral piers 1 and 4. In the lower part, both the transverse and longitudinal elevations vary circularly, reaching transverse and longitudinal widths of the order of 15 and 13 m in piers 2 and 3 and 10 and 9 m in piers 1 and 4, respectively (Figure 10).

The height of the shafts is of the order of 50-60 m in piers 1 and 4, and of the order of 80-90 m in piers 2 and 3. The shafts are hollow, with a thickness of 1.2 m in the lower part and 0.6 m in the upper part. The transition between the two thicknesses is made gradually over a height of 10 m.

The piers are founded on drilled shafts. The excavation of the shafts was carried out with a rotary drilling machine with a bucket and auger. The drilling rates in piers 2 and 3, which are founded on Keuper clays, were 8 m per hour, and in pier 1, which is founded on karstified Jurassic limestone, they varied between 5 m per hour in the zones with clays and approximately 0.2 m per hour in the zones with resistant, well structured rock.

Pier 4 and abutment 2 are founded superficially on the Bundtsandstein Formation, consisting of an alternation of sandstones and siltstones of reddish colour in unaltered state. The foundation of pier 4 is superficial with an admissible stress of 600 kN/m^2 and consists of a truncated pyramidal footing 26.5 m wide, 26.5 m long and with a variable depth of 2.75 to 5.5 m. The foundation of abutment 2 is also superficial, with a stepped footing and an admissible stress of 600 kN/m^2.

5. PILAS

La sección transversal de las pilas, resuelta mediante una sección rectangular hueca de paredes delgadas, es la que mejor resiste los esfuerzos de flexión -originados por las cargas horizontales aplicadas en la cabeza de la pila y a lo largo de su fuste- cuando se cuenta con una gran compresión como es el peso propio del viaducto. La pila es una ménsula libre en construcción y empotrada en el tablero en servicio, en una cuantía menor o mayor en función de la forma del valle y de la rigidez de las pilas y del dintel, con comportamiento diferente según consideremos el cálculo longitudinal o transversal de la estructura (Figura 9).

En la parte superior, en donde la geometría se mantiene constante, el valor de la anchura transversal y longitudinal es de 7,1 y 6,7 m respectivamente. Dichas zonas superiores tienen una altura de 28 m en las pilas centrales 2 y 3, y de 16 m en las pilas laterales 1 y 4. En la parte inferior, los alzados tanto transversal como longitudinal varían de forma circular llegando a alcanzar en sus bases una anchura transversal y longitudinal del orden de 15 y 13 m en las pilas 2 y 3 y de 10 y 9 m en las pilas 1 y 4, respectivamente (Figura 10).

La altura de los fustes es del orden de 50-60 m en las pilas 1 y 4, y del orden extracción de tierras. Los rendimientos de perforación en las pilas 2 y 3, que se disponen sobre las arcillas del Keuper, han sido de 8 m por hora, y en la pila 1, que se cimienta sobre las calizas del Jurásico karstificadas, variaron entre los 5 m por hora, en las zonas con arcillas, y aproximadamente 0,2 m por hora, en las zonas con roca resistente bien estructurada.

La pila 4 y el estribo 2 se cimentan de forma superficial sobre la Formación Bundtsandstein, constituida por una alternancia de areniscas y limolitas de color rojizo en estado inalterado. La cimentación de la pila 4 es superficial con una tensión admisible de 600 kN/m^2 y consiste en una zapata tronco piramidal de 26,5 m de anchura, 26,5 m de longitud y canto variable de 2,75 a 5,5 m. La cimentación del estribo 2 se realiza de forma superficial mediante una zapata escalonada con una tensión admisible de 600 kN/m^2.

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

de 115-130 m en las pilas 2 y 3. Con todo ello, los alzados tanto transversales como longitudinales tienen una directriz circular, variando el espesor de las paredes desde 0,6 m en la zona superior hasta 0,65-0,8 m en la base.

Su geometría es variable en espesor, longitud y anchura en función de su altura, ya que se ha buscado optimizar su comportamiento estructural y minimizar su exposición al viento, dado que es en las zonas medias y altas donde la velocidad del viento es más elevada, y la distancia a la base de las pilas es mayor. Dispone de aristas redondeadas de 0,5 m de radio, lo que ha permitido, debido a su aerodinamicidad, reducir de forma apreciable su coeficiente de arrastre.

Como singularidad en el diseño de las pilas centrales 2 y 3 -de más de 100 m de altura- del viaducto, destaca la ausencia de diafragmas transversales a todo lo largo de su alzado. De esta forma, la sección se rigidiza transversalmente en su arranque en la cimentación -empotramiento en el encepado- y en su coronación en el empotramiento con el tablero.

Al tratarse de un valle largo y profundo y por estar dirigidas en la dirección paralela al valle, las cargas de viento son notablemente mayores en sentido transversal que las producidas en sentido longitudinal; en consecuencia, las pilas centrales, de mayor altura, se apoyan en el dintel, que acompaña a las pilas en su deformación; éste se deforma a su vez y se descarga en las pilas laterales, de menor altura, y en los estribos.

En dirección longitudinal, las acciones exteriores son mucho menores y además las pilas se empotran en el dintel, un apoyo flexible pero tanto más eficaz cuanto mayor es su altura. Nos encontramos entonces con que el dimensionamiento lógico de una pila alta debe tener gran rigidez en sentido transversal y pequeña rigidez en sentido longitudinal. Si bien, en nuestro caso, el problema que aparecería en las pilas centrales, sería el pandeo en esta dirección, lo que nos ha llevado a un dimensionamiento longitudinal, con la mínima rigidez necesaria que evite problemas de inestabilidad, o de incremento importante de flexiones, provocados por la no linealidad geométrica y del material [6]. A este fenómeno ha de superponerse la fluencia del hormigón, cuyas deformaciones iniciales se amplifican a lo largo del tiempo bajo carga mantenida, y la presencia de pequeñas imperfecciones geométricas, que ocasionan la aparición de deflexiones desde el comienzo de la aplicación de la carga [4]. Con todo ello, hemos creído conveniente y necesario empotrar las pilas centrales al tablero y reducir, de esta forma, su altura equivalente de pandeo en el sentido longitudinal.

Se han estudiado todas las posibilidades de vinculación de las pilas con el tablero comprobándose que, formando una estructura monolítica mediante el empotramiento de las cuatro pilas al dintel, el comportamiento de la misma es el más adecuado. Este tipo de vinculación origina, debido a los esfuerzos provenientes de las deformaciones impuestas, que las reacciones transmitidas al terreno en las pilas laterales –por su menor altura y mayor distancia al punto fijo del viaducto que las pilas centrales– tengan una componente horizontal significativa, tenida en cuenta en el dimensionamiento de las cimentaciones.

Con el fin de aligerar peso sobre las pilas y reducir significativamente los efectos de segundo orden y la longitud de los pilotes, se ha descartado la solución de diafragma macizo. En viaductos de estas características el empotramiento pila-tablero se puede realizar mediante diafragmas verticales o inclinados. Desde un punto de vista estructural, los diafragmas inclinados se comportan mejor ante un momento desequilibrado que los diafragmas verticales, debido a que estos primeros son capaces de descomponer el esfuerzo horizontal superior de tracción mediante triangulación en sendos diafragmas, uno comprimido y otro traccionado, mientras que en los segundos las almas del tablero son las que deben equilibrar dicho esfuerzo de tracción. Aún así, dado que los diafragmas verticales tienen un comportamiento estructural adecuado y su ejecución, debido al aprovechamiento de los encofrados exteriores de las pilas, es mucho más sencilla, esta tipología ha sido la solución elegida en el diseño de los diafragmas transversales de las dovelas “0” de las cuatro pilas del viaducto.

La pila 2, de aproximadamente 130 m de fuste y 145 m de longitud total –cimentación, fuste y dovela “0”– es la más alta de España (Figura 11), estan-

dity of the piers and of the lintel girder, with a different performance depending on whether we consider the longitudinal or transversal calculation of the structure (Figure 9).

The transversal and longitudinal widths are respectively 7.1 and 6.7 m at the top where the geometry remains constant. These top areas are 28 m high at central piers 2 and 3 and 16 m at the side piers 1 and 4. At the bottom, both the transversal and longitudinal elevations vary in a circular shape and at their bases have a transversal and longitudinal width in the order of 15 and 13 m at piers 2 and 3 and 10 and 9 m at piers 1 and 4, respectively (Figure 10).

Shank heights are in the order of 50-60 m at piers 1 and 4 and in the order of 115-130 m at piers 2 and 3. Both the transversal and longitudinal elevations have a circular directrix, with the wall thickness varying from 0.6 m at the top area to 0.65-0.8 m at the base.

Its geometry varies in thickness, length and width as a function of its height, since optimisation of its structural performance and minimum wind exposure were sought, since it is in the mid and high areas where wind speed is highest and the distance to the base of the piers is longest. It has 0.5 m radius rounded edges which, due to their aerodynamics, enabled their drag coefficient to be appreciably reduced.

The absence of cross diaphragms along the whole of their elevation stands out as being a unique factor in the design of the viaduct's central piers 2 and 3 –more than 100 m high–. Thus the cross section is stiffened transversally where it starts in the foundations –embedding in the capping– and at their crown in embedding with the deck.

As this is a long, deep valley and through being directed parallel to the valley, wind loads are noticeably greater in a cross direction than those occurring in a longitudinal direction; the higher central piers are therefore supported on the lintel girder which accompanies the piers in deformation; this girder deforms in turn and unloads onto the lower side piers and onto the abutments.

Exterior forces in a longitudinal direction are much less and the piers are also embedded into the lintel girder, a flexible support but all the more effi-

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



Figura 11. Vista inferior de pila 2.
Figure 11. Underneath view of pier 2.

cient the greater their height. We then find that the logical sizing of a high pier should have high rigidity in the transversal direction and low rigidity in the longitudinal. However, in our case, the problem that would appear in the central piers would be buckling in this direction, which brought us to a longitudinal sizing with the minimum rigidity necessary to prevent instability problems or a major increase in bending stresses, caused by the non geometric and material linearity [6]. Concrete creep has to be superimposed on this phenomenon. Its initial deformations are amplified over time under a maintained load and the presence of minor geometric imperfections that cause deflections to appear as from when the load commences being applied [4]. Taking all this into account, we believed it advisable and necessary to embed the central piers into the deck and thus reduce their equivalent buckling height in the longitudinal direction.

All possibilities for linking the piers with the deck were examined and it was found that in forming a monolithic structure by embedding the four piers into the lintel girder, the performance is the most suitable. Due to stresses from the deformations imposed, this type of link causes the reactions transmitted to the ground at the side piers –because of their lesser height and greater distance to the viaduct's fixed point than the central piers– to have a significant horizontal component, taken into account in sizing the foundations.

The solid diaphragm solution was discarded with the purpose of lightening weight on the piers and significantly reducing the effects of a second order and length of the piles. In viaducts with these characteristics, the pier-deck embedding can be carried out by means of vertical or inclined diaphragms. From a structural standpoint, inclined diaphragms perform better to an unbalanced moment than vertical ones, due to the former being able to break down the top, horizontal tensile stress by means of triangulation in a couple of diaphragms, one compressed and the other in tensile stress, whilst in the latter, the deck cores are what must balance this tensile stress. Even so, since vertical diaphragms have a suitable structural performance and, due to taking advantage of the piers' outside formwork, their execution is far simpler, this type was the solution chosen in designing the transversal diaphragms of the "0" segments of the viaduct's four piers.

With approximately 130 m of shank and 145 m overall length– foundations, shank and "0" segment- pier 2 is the highest in Spain (Figure 11). Its height lies between the Torre de Madrid (142 m) and the Torre Picasso (157 m).

do su altura comprendida entre la Torre de Madrid (142 m) y la Torre Picasso (157 m).

6. ESTRIBOS

Los estribos, grandes piezas de hormigón armado, son los encargados de establecer la transición entre el tablero del puente y el terreno (Figura 12). Son las estructuras de contención que soportan el empuje de las tierras que constituyen el terraplén de acceso y controlan el derrame de las mismas mediante su cara frontal y sendas aletas laterales. Como apoyos extremos del dintel, permiten movimientos relativos con el tablero, provocados por las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción, así como los producidos por las acciones directas que actúan sobre la estructura (viento longitudinal, frenado, sobrecarga uniforme y carros) [6] y [9].

Ambos estribos son de tipología cerrada y se han cimentado de forma superficial mediante la utilización de zapatas escalonadas, minimizando la altura de sus alzados y optimizando el dimensionamiento de los mismos (Figura 13).

7. TABLERO

La sección cajón definida en el tablero, con sus grandes cabezas superiores e inferiores, es capaz de soportar grandes momentos flectores tanto positivos como negativos. Su condición de sección cerrada le confiere una gran rigidez a torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida, lo que le permite minimizar el espesor de sus paredes y soportar cargas descentradas, de forma mucho más satisfactoria que con una sección abierta, muy importante para la estabilidad estática y dinámica del tablero durante su construcción en avance en voladizo [6].

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, está constituida por un cajón de hormigón pretensado "in situ" unicelular de canto variable -de forma parabólica en todos los vanos- y almas inclinadas, siendo éste máximo en pilas, de valor 11 m, y mínimo en los centros de vano y en las zonas de canto constante, cercanas a estribos, de valor

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



Figura 12. Ejecución de alzado de estribo 1.
Figure 12. Executing abutment 1's elevation 1.

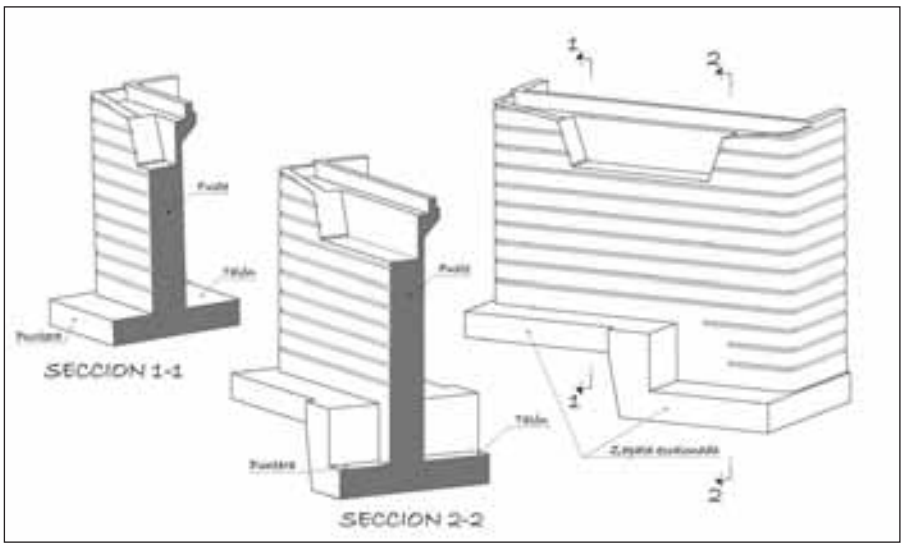


Figura 13. Perspectiva y secciones de estribos escalonados.
Figure 13. Perspective and cross sections of stepped abutments.



Figura 14. Vista inferior del tablero desde el estribo 2.
Figure 14. Underneath view of the deck from abutment 2.

6. ABUTMENTS

Built of large pieces of reinforced concrete, the abutments have the task of providing the transition between the bridge's deck and the ground (Figure 12). These are the containment structures withstanding the thrust of the ground forming the access embankment and controlling its sliding with their front face and two side wings. As end supports of the lintel girder, they allow relative movements with the deck caused by imposed deformations of temperature, creep and shrinkage, as well as those produced by direct forces acting on the structure (longitudinal wind, braking, uniform live load and exceptional vehicles) [6] and [9].

Both abutments are the closed type and their foundations are surface using stepped footings, minimising the height of their elevations and optimising their sizing (Figure 13).

7. DECK

The box section defined in the deck, with its large top and bottom heads, is able to withstand both large positive and negative bending moments. Its condition as a closed section gives it high torsional rigidity, minor warping and low distortion, which enables the thickness of its walls to be minimised and to withstand off-centre loads in a far more satisfactory manner than with an open section, which is very important for the deck's static and dynamic stability during its cantilever construction [6].

The deck's 26.1 m wide cross section is made up of an "in situ" prestressed concrete, single cell box varying in depth -parabolic shaped in all spans - and inclined cores, being a maximum 11 m at piers and 4.3 m minimum in span centres and in the areas of constant depth, close to abutments (Figure 14). The trapezoidal shaped box section is more than 15.7 m at the top and varies at the bottom -due to the constant value of the core inclination, of the box's top width and to the variation in depth -, and is a minimum of 7.1 m at the piers and a maximum 11.9 m in the span centres and in constant depth areas, close to abutments (Figure 15). Two 5.2 m long side cantilevers complete the deck's overall width.

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



Figura 15. Vista inferior de fondo de tablero desde pila 2.
Figure 15. Underneath view of the deck bottom from pier 2.

Cross pieces 0.5 m thick approximately 5 m from each other have been placed along the whole deck, both in cantilevers and inside the top slab of the box, with a maximum depth of 1.1 m inside the deck and varying from 0.25 to 1.1 m in both cantilevers. Cross pieces 0.5 m thick with the same distance between each other and with a constant 0.6 m depth are also placed in the bottom slab, in the areas where its thickness is less than 0.6 m. The top slab's depth along the whole length of both cantilevers, is 0.25 m except in the 0.5 m width corresponding to the cross partitions (Figure 16).

The deck is hollow in its longitudinal elevation, except in its embedding with the piers –in the extensions to the front and back transversal partitions until meeting with the deck's top slab (vertical transversal diaphragms)– and in the supports of both abutments, since the transversal ribs existing both in the top slab and in the bottom, prevent its cross section distorting, apart from allowing the deck's transversal bending (Figure 17).

4,3 m (Figura 14). La sección cajón, de forma trapezoidal, tiene una anchura superior de 15,7 m y una anchura inferior variable -debido al valor constante de la inclinación de las almas, de la anchura superior del cajón y a la variación del canto-, siendo mínima en pilas de valor 7,1 m y máxima en los centros de vano y en las zonas de canto constante, cercanas a estribos, de valor 11,9 m (Figura 15). Para completar la anchura total del tablero se disponen sendos voladizos laterales de 5,2 m de longitud.

A lo largo de todo el tablero, se han colocado traviesas transversales de 0,5 m de espesor separadas aproximadamente 5 m entre sí, tanto en sendos voladizos como en el interior de la losa superior del cajón, con canto máximo de 1,1 m en el interior del tablero y variable de 0,25 a 1,1 m en ambos voladizos. Además en la losa inferior, en las zonas donde su espesor es menor de 0,6 m, se disponen a la misma separación traviesas transversales de 0,5 m de espesor y canto constante de 0,6 m. El canto de la losa superior a todo lo largo de ambos voladizos, excepto en los 0,5 m de anchura correspondientes a los tabiques transversales, es de 0,25 m (Figura 16).

El tablero es hueco en su alzado longitudinal, salvo en su empotramiento con las pilas -en las prolongaciones de los tabiques transversales frontales y dorsales hasta su encuentro con la losa superior del tablero (diafragmas transversales verticales)- y en los apoyos de sendos estribos, ya que los nervios

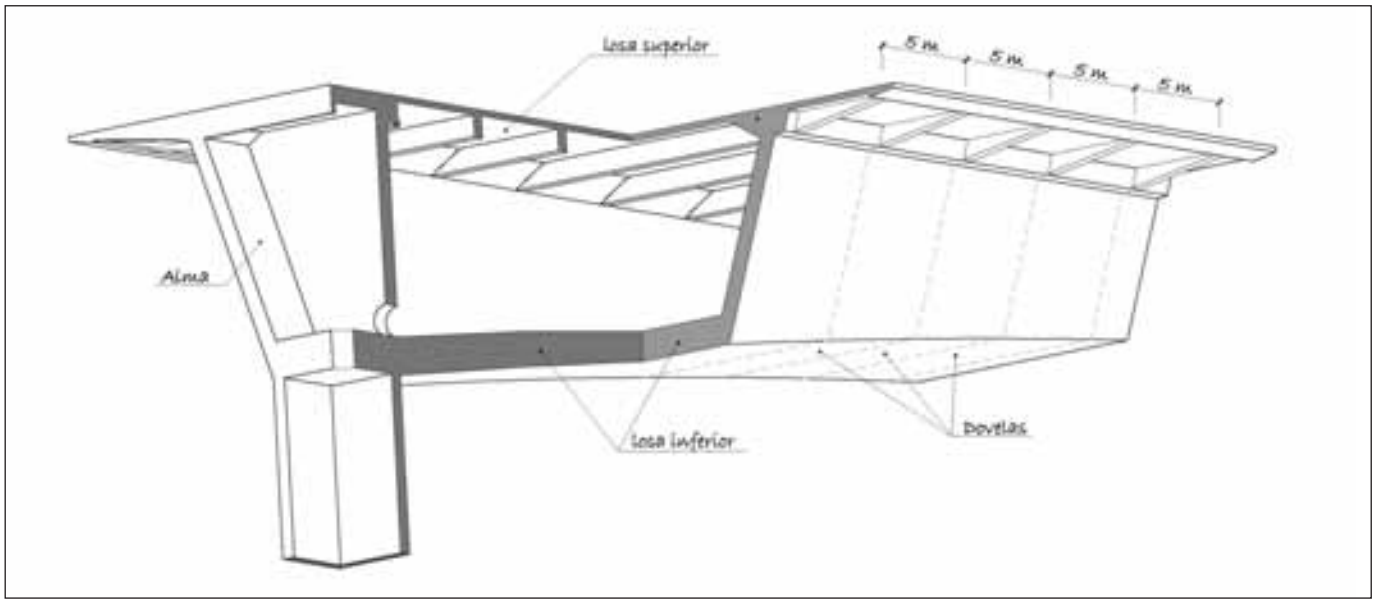


Figura 16. Perspectiva del interior del tablero en zona próxima a pilas.
Figure 16. Perspective of the deck's interior in an area close to piers.

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



Figura 17. Detalle de interior de tablero.
Figure 17. Detail of the deck's interior.

transversales existentes tanto en la losa superior como en la inferior, además de permitir la flexión transversal del tablero, evitan la distorsión de su sección transversal (Figura 17).

La transmisión de los esfuerzos flectores, cortantes y torsores del tablero a las pilas y a sendos estribos, se realiza a través de dichos diafragmas transversales. En los estribos, a base de macizar los aligeramientos longitudinales en una anchura ligeramente superior a la de los apoyos que sostienen el tablero, y en las pilas, mediante prolongación vertical de sus caras transversales frontales y dorsales hasta la losa superior del tablero, con un espesor de 0,75 m.

La variación del canto reduce de forma significativa el esfuerzo cortante en las almas de la sección (efecto Résal), permitiendo que éstas sean más delgadas, toda vez que una parte importante de la carga es transportada por la componente inclinada de la compresión en la losa inferior. Los cantos de las losas superior e inferior y de las almas han conjugado las necesidades constructivas con los espesores mínimos necesarios [1].

El tablero consta de dos familias de pretensado claramente diferenciadas. Por un lado se encuentra el pretensado de construcción (pretensado isostático durante la ejecución de las "Ts") situado en la losa superior del tablero, en las cabezas de compresión sobre las almas y en las zonas cercanas a las mismas, que se dispone para hacer frente a los momentos negativos por los que pasa el tablero durante su construcción en avance en voladizo y, en las zonas cercanas a las pilas, en servicio. Por otro lado, se encuentra el pretensado de continuidad (pretensado hiperestático) situado en la losa inferior del tablero, en las propias almas o en las zonas cercanas a las mismas, para hacer frente a los momentos positivos en los centros de vano que tienen lugar como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos, producidos por la fluencia y la retracción del hormigón y la relajación del acero de pretensado, una vez ejecutado el cierre de los vanos.

Con el fin de controlar la fisuración de las almas debido a esfuerzo cortante se han dispuesto barras de pretensado vertical f 40 mm en las mismas separadas a una distancia media de 0,8 m, aproximándose o alejándose éstas en función de la tracción existente.

8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

8.1. Cálculo de la estructura

Para reproducir el comportamiento estructural de flexión longitudinal generalizada se han creado dos modelos en dos (2D) y tres (3D) dimensiones mediante el programa VETTONES, que representan tanto su geometría como las acciones y las condiciones de apoyo. Todo ello a base de un conjunto de elementos discretos tipo viga, cuya longi-

Bending, shear and torsional stresses from the deck to the piers and to both abutments are transmitted through the said transversal diaphragms. In the abutments, based on making the longitudinal hollows solid over a width slightly more than that of the supports sustaining the deck, and in the piers, by vertically extending their transversal, front and rear faces up to the deck's top slab, with a width of 0.75 m.

Varying the depth significantly reduces shear stress in the section's cores (Résal effect), enabling the latter to be more slender especially as an important part of the load is conveyed by the inclined component of the compression in the bottom slab. The depths of the top and bottom slabs and of the cores have combined construction requirements and minimum thicknesses necessary [1].

The deck consists of two clearly differentiated prestressing families. On the one hand, there is the construction prestressing (isostatic prestressing during the execution of the "Ts") located in the deck's top slab, in the compression heads on the cores and in the areas close thereto, which is placed to act against the negative moments through which the deck passes during its construction and cantilever advance. On the other, there is the continuity prestressing (hyperstatic prestressing) located in the deck's bottom slab, in the cores themselves or in areas close to them, to act against the positive moments in the span centres which take place as a consequence of redistributing stresses produced by the concrete's creep and shrinkage and the prestressing steel's relaxation, once the spans have been joined.

Vertical 40 mm diameter prestressing bars were fitted in the cores to control their fissuring due to shear stress therein, at an average distance of 0.8 m from each other, and they draw closer to or move further away from each other depending on the traction existing.

8. STRUCTURAL ANALYSIS

8.1. Calculating the structure

Two models in two (2) and three (3) dimensions were created with the VETTONES programme in order to reproduce the structural performance of gene-

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

ralised longitudinal bending. They represent both its geometry and forces and support conditions. All this is based on a set of discreet girder type elements, the length of which corresponds to the size of the segments and climbing formwork defined respectively in the deck and piles.

Each of the construction phases through which the structure passes over time was successively calculated with the two dimension evolute model, homogenising the mechanical characteristics with the concrete's modulus of elasticity at the corresponding age, entering the prestressing families and forces into each one and internally assessing the function of creep and shrinkage for each deck segment, taking the whole of its tensional history into consideration.

Construction involves successive changes in the static scheme giving rise to instant and deferred stresses and tensions that appear as a result of the redistribution of stresses produced by the concrete creeping and shrinking and the prestressing steel relaxing, which bring in very significant changes in the laws of bending moments and in the deck deformations obtained [3]. A detailed analysis had therefore to be made of the evolution of the lintel girder's stresses and deformations over time, with the purpose of controlling both its deformation and its resistant capacity.

Using the three dimensional model, all stresses originated by the different forces and live loads considered on the structure once concluded were obtained, as well as during its construction process, thus taking into account the influence of the viaduct's plan curvature stresses.

These models provided us with the results necessary for sizing and checking the Limit and Ultimate Service States of the structure, as addressed in current regulations in force, both for the different construction phases and for the service state with the viaduct concluded. To do this, the different contingencies that might arise in the course of the work were taken into account during construction, such as a form traveller falling, the lag in segment concreting, imbalances caused by the work live load and wind, etc [1] and [6].

Firstly, we carried out a linear analysis with the two three- and two-dimensional models in order to calculate the piers and deck, using the gross concrete cross section in calculating the stresses and admitting elastic and linear performance of the materials, i.e., the superimposing of the different hypotheses considered [2].

Then to size and verify the structure's piers, we made a non linear calculation with the three dimensional model, both in construction ("Ts" in isostatic cantilever-structure) and in service (bridge concluded-hyperstatic structure) considering the geometric non linearity, i.e., establishing the structure's equilibrium in its deformed situation, and of the material, adopting non linear laws of the tension-deformation function of the concrete subjected to growing loads [4] and [5]. To do this, we checked the non linear calculations of the Limit and Ultimate States of Service from a complete definition of the structure, both as far as geometry and distribution of active and passive reinforcement in all its sections are concerned, working with average figures of the material properties, lessening their strengths and increasing and weighting forces just as the combination described in the current regulations in force show.

In the beginning, we started with integral rigidities and with axial force figures from the linear calculation. We then calculated the geometric non linearity and obtained the stresses and deformations of all the bars. Using the resulting movements, we calculated the axial forces and moments at "x" and "y" in all cross sections from the moment-curvature laws. We then compared the initial results with those obtained from the moment-curvature laws and if the difference was less than a certain predefined error, the structure had converged. If not, we calculated new rigidities from the moment-curvature laws, considering the contribution of the tensioned concrete between fissures and we repeated the process until it converged.

Initial deformations are amplified over time under a maintained load, under permanent forces, due to concrete creep and shrinkage, by amending the moment-curvature law, with which the pillars deform a further amount which we took into account for obtaining the stresses due to the geometric non linearity. This is why we analysed the structure in the service state with the structu-

tud se corresponde con el tamaño de las dovelas y las trepas definidas en el tablero y en las pilas respectivamente.

Con el modelo evolutivo en dos dimensiones, se han ido calculando de forma sucesiva cada una de las fases constructivas por las que va pasando la estructura a lo largo del tiempo, homogeneizando las características mecánicas con el módulo de elasticidad del hormigón a la edad correspondiente, introduciendo las familias y las fuerzas de pretensado en cada una de ellas, y evaluando internamente la función de la fluencia y la retracción para cada dovela del tablero, considerando la totalidad de su historia tensional.

La construcción supone sucesivos cambios del esquema estático que dan lugar a la aparición de esfuerzos y tensiones instantáneas y diferidas, como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos producidos por la fluencia y la retracción del hormigón y la relajación del acero de pretensado, los cuales introducen cambios muy significativos en las leyes de momentos flectores, y en las deformaciones del tablero obtenidas [3]. En consecuencia, ha sido necesario realizar un análisis detallado de la evolución de los esfuerzos y de las deformaciones del dintel a lo largo del tiempo, con el fin de controlar tanto su deformación como su capacidad resistente.

Con el modelo en tres dimensiones, se han obtenido todos los esfuerzos originados por las distintas acciones y sobrecargas consideradas sobre la estructura una vez terminada, así como durante su proceso constructivo, teniendo en cuenta de esta forma, la influencia en los esfuerzos de la curvatura en planta del viaducto.

Dichos modelos nos han proporcionado, tanto para las distintas fases de construcción como para el estado en servicio con el viaducto terminado, los resultados necesarios para el dimensionamiento y comprobación de los Estados Límite de Servicio y Último de la estructura contemplados en la normativa vigente. Para ello, durante la construcción, se han tenido en cuenta los distintos imprevistos que pudieran ocurrir en el transcurso de la obra, tales como la caída de un carro de avance, el desfase en el hormigonado de dovelas, desequilibrios producidos por la sobrecarga de obra y el viento, etc [1] y [6].

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

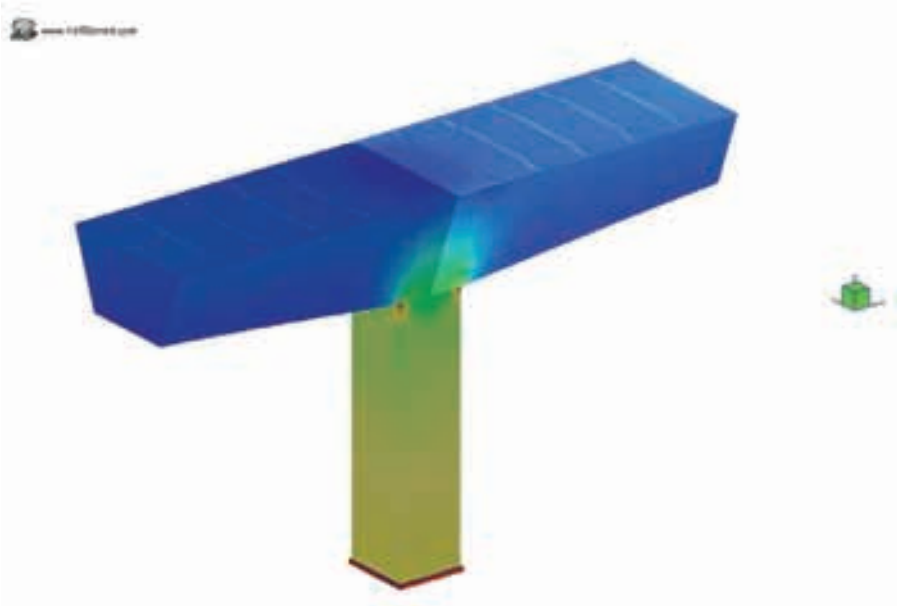


Figura 18. Modelo de láminas de la dovela "0" del tablero.
Figure 18. Model of the deck's segment "0" sheets.

En primer lugar, para el cálculo de las pilas y del tablero, hemos realizado un análisis lineal con los modelos de dos y tres dimensiones, utilizando la sección bruta del hormigón en el cálculo de las solicitaciones y admitiendo un comportamiento elástico y lineal de los materiales, es decir, la superposición de las diferentes hipótesis consideradas [2].

Posteriormente, para el dimensionamiento y verificación de las pilas de la estructura, hemos realizado un cálculo no lineal con el modelo en tres dimensiones, tanto en construcción ("Ts" en ménsula-estructura isostática) como en servicio (puente terminado-estructura hiperestática) considerando la no linealidad geométrica, es decir estableciendo el equilibrio de la estructura en su situación deformada, y del material, adoptando leyes no lineales de la función tensión-deformación del hormigón sometido a cargas crecientes [4] y [5]. Para ello hemos llevado a cabo una comprobación de los cálculos no lineales de los Estados Límites de Servicio y Último a partir de una completa definición de la estructura, tanto en lo relativo a geometría como a distribución de armadura activa y pasiva en todas sus secciones, trabajando con valores medios de las propiedades de los materiales, minorando sus resistencias y mayorando y ponderando las acciones tal y como recogen las combinaciones descritas en la normativa vigente.

Inicialmente, hemos partido de las rigideces íntegras y con los valores de axiles provenientes del cálculo lineal. A continuación, hemos realizado el cálculo de la no linealidad geométrica obteniendo los esfuerzos y las deformaciones de todas las barras. Con los movimientos resultantes hemos calculado, a partir de las leyes momento-curvatura, los axiles y los momentos en "x" e "y" en todas las secciones. Posteriormente, hemos comparado los resultados iniciales con los obtenidos de las leyes momento-curvatura y si la diferencia era menor que un determinado error predefinido, la estructura había convergido. En caso contrario, hemos calculado unas nuevas rigideces a partir de las leyes momento-curvatura considerando la contribución del hormigón traccionado entre fisuras y hemos repetido el proceso hasta que llegase a converger.

Bajo las acciones permanentes, debido a los fenómenos de retracción y fluencia del hormigón, las deformaciones iniciales se amplifican a lo largo del tiempo bajo carga mantenida, modificando la ley momento-curvatura, con lo que las pilas se deforman una nueva cantidad que hemos tenido en cuenta para la obtención de los esfuerzos debidos a la no linealidad geométrica. Por este motivo, en el estado de servicio con la estructura terminada, hemos analizado la estructura tanto a tiempo inicial como a tiempo infinito, diferenciando en ambos cálculos el módulo de elasticidad que se adopta para el hormigón, utilizando para el cálculo a tiempo inicial el Módulo Instantáneo Secante y para el cálculo a tiempo infinito la ley

re finished both at initial time and infinite time, differentiating the modulus of elasticity adopted for the concrete in both calculations, using the Instant Drying Modulus for the initial time calculation and the stress-strain law of the EHE concrete for the infinite time calculation, multiplied by the creep coefficient (φ), whilst taking into account the presence of minor geometric imperfections (construction errors) specified in the regulations.

This non linear behaviour makes the structural response depend on the load history and, therefore, on the evolution of movements on loads increasing. Although the solution obtained is equilibrium, it was necessary to verify and, therefore, proceed in an incremental manner, covering the elastic and fissuring ranges prior to exhaustion, with intermediate calculation levels so as to be able to analyse the structure's evolution.

In view of the dimensions of the viaduct's deck and piers, they had to be modelled by sheet type finite elements with the purpose of studying possible distortion of their cross sections; this distortion was calculated from tangential and perpendicular tensions therein, bearing in mind the fact that perpendicular tensions in uniform torsion are nil.

The deck's basic longitudinal calculation was carried out with a continuous girder's two and three dimension models described earlier. Moreover, the coefficients of eccentricity –applied later to the stresses produced by the exceptional vehicles appearing in the Regulations– were obtained using sheet models and the deck's transversal bending and the specific studies of the pier and abutment diaphragms were analysed (Figures 18 and 19).

The deck's 26.1 m wide cross section was built in two phases. Firstly, the box section was constructed by the cantilever method and then the side cantilevers were built, once each span had joined up. The sizing of the isostatic prestressing was thus optimised since it is not the construction process that determines its amount but the viaduct's in-service state; although, since it is an evolute structure, both longitudinally and transversally, the tension redistribution towards the cantilevers had to be studied due to the deformational compati-

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

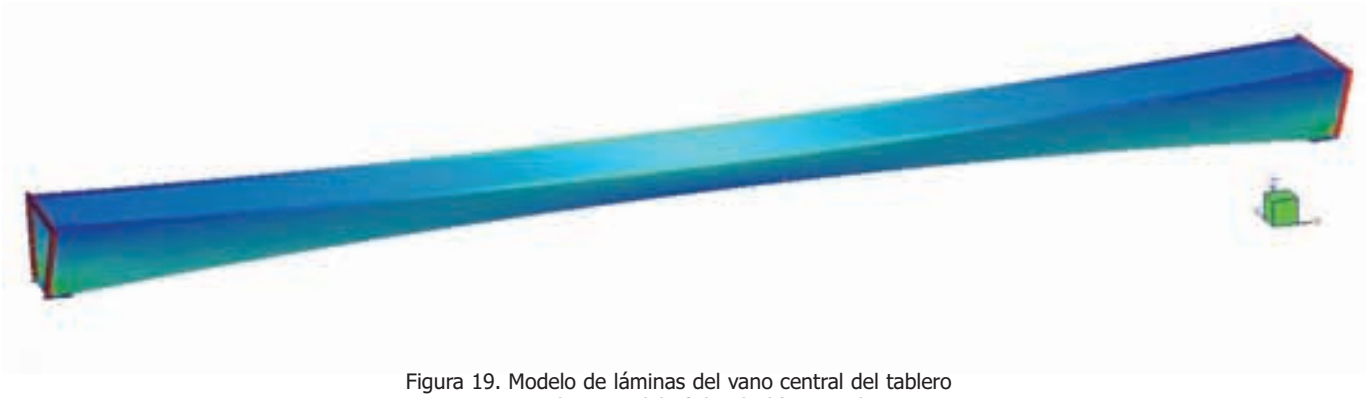


Figura 19. Modelo de láminas del vano central del tablero
Figure 19. Sheet model of the deck's central span.

bility that has to exist between them and the box section.

8.2. Detail studies

8.2.1. Study of pier 2 and 3 foundations

The work consisted in ITASCA Consultores first drawing up a numerical model with the FLAC programme that would reproduce the load-deformation performance of an isolated pile in a credible fashion to then calibrate it against the formulations usually employed in piles and finally, geometrically extend it with the purpose of studying the group effect.

The ground-pile adherence and distribution of the ground's shear strengths (Cu) according to the distribution from the boreholes drilled were taken into consideration in order to calculate the ultimate bearing capacity of an isolated pile, using numerical modelling. The greatest ultimate bearing capacity of an isolated pile obtained in the model (20,260 kN) compared to that which the traditional formulation gave (18,544 kN), can be attributed to the shoe load since the numerical model simulates that the greater the depth, the greater the volume of ground mobilised in failure, increasing with the pile's depth [8].

In order to numerically model the ultimate bearing capacity of the group of piles, a new 3D numerical model was made ready, representing the complete piling together with the capping and the bottom 16 m of the pier, with identical strengths and adherences as considered in the isolated pipe which reproduced the existing terrain in a good way. The ultimate bearing capacity of the group of 56 piles obtained in the model meant a group factor of 1.07, which is clearly higher than that expected by means of traditional formulations (approximately 0.7).

Starting from the situation of the equilibrium of the worst service hypothesis with the structure concluded (Figure 20), the loads for such were gradually increased until the foundations-ground unit reached a situation of disequilibrium (or collapse). It was observed from this that the foundations behaved in a clearly elastic manner for loads up to 2.5 times those provided for, with an increase in settlement of 0.031 m and plastification commencing as from a factor of 3. The last stable load figure was equivalent to 4 times the starting load, although the increase in settlement was now very large, with 0.11 m, as corresponds to an increase in the ground's plastification. The safety factor whereby if the loads provided for were to increase a situation of collapse would be reached, gave a figure of 3, without taking conservatively into account any type of interaction between the capping and the underlying terrain (footing effect), and, therefore, availing of an additional safety margin in the foundations. In accordance with the numerical modelling made, it was seen that the capacity of the group of piles was higher than that initially obtained and that the foundations designed have sufficient safety margin for the loads provided for.

8.2.2. Study of the pier 1 foundations

The high loads the structure transmits as well as the inherent uncertainties of heterogeneity and irregularity of the Jurassic's J1 Calcareous Formation on

de tensión-deformación del hormigón de la EHE multiplicada por el coeficiente de fluencia (*j*), todo ello teniendo en cuenta la presencia de pequeñas imperfecciones geométricas (errores de construcción) especificadas en la normativa.

Este comportamiento no lineal hace que la respuesta estructural dependa de la historia de cargas, y por tanto, de la evolución de los movimientos al ir aumentando las mismas. Aunque la solución obtenida sea de equilibrio, ha sido necesario verificar y por tanto proceder de forma incremental, recorriendo los rangos elástico, fisurado y previo al agotamiento, con niveles intermedios de cálculo, para poder analizar la evolución de la estructura.

Dadas las dimensiones del tablero y de las pilas del viaducto, ha sido necesario modelizarlos mediante elementos finitos del tipo lámina, con el fin de estudiar la posible distorsión de sus secciones; distorsión calculada a partir de las tensiones tangenciales y normales en las mismas, teniendo en cuenta el hecho de que en torsión uniforme las tensiones normales son nulas.

El cálculo longitudinal básico del tablero se ha realizado con los modelos de dos y tres dimensiones de viga continua descritos con anterioridad. Por otro lado, mediante los modelos de láminas se han obtenido los coeficientes de excentricidad -aplicados posteriormente a los esfuerzos producidos por los carros de la Instrucción- y se ha analizado la flexión transversal del tablero y los estudios específicos de los diafragmas de pilas y estribos (Figuras 18 y 19).

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, se ha ejecutado en dos fases. En primer lugar, se ha cons-

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

truido mediante avance en voladizo la sección cajón y posteriormente, una vez realizado el cierre de cada vano, se ha procedido a la ejecución de los voladizos laterales. De esta forma, se ha optimizado el dimensionamiento del pretensado isostático, ya que no es el proceso constructivo quien condiciona su cuantía, sino que ésta viene determinada por el estado en servicio del viaducto; si bien, al tratarse de una estructura evolutiva, tanto longitudinal como transversalmente, ha sido necesario estudiar la redistribución tensional hacia los voladizos, debido a la compatibilidad deformacional que ha de existir entre éstos y la sección cajón.

8.2. Estudios de detalle

8.2.1. Estudio de la cimentación de las pilas 2 y 3

El trabajo consistió en poner a punto, por parte de ITASCA Consultores, en primer lugar, un modelo numérico con el programa FLAC que reprodujera de forma verosímil el comportamiento carga-deformación de un pilote aislado para posteriormente, calibrarlo contra las formulaciones habitualmente empleadas en pilotes y finalmente, extenderlo geométricamente de cara a estudiar el efecto grupo.

Para el cálculo de la carga de hundimiento de un pilote aislado mediante modelización numérica se consideraron las adherencias terreno-pilote, y la distribución de resistencias al corte de los terrenos (C_u) de acuerdo con la distribución proveniente de los sondeos efectuados. La mayor carga de hundimiento de un pilote aislado obtenida en el modelo (20.260 kN) con respecto a la que proporcionó la formulación tradicional (18.544 kN), es atribuible a la carga por punta, dado que el modelo numérico simula que a mayor profundidad el volumen de terreno movilizado en la rotura es cada vez mayor, incrementándose ésta con la profundidad del pilote [8].

Para modelizar numéricamente la carga de hundimiento del grupo de pilotes se puso a punto un nuevo modelo numérico 3D que representó el pilotaje completo junto con el encepado y los 16 m inferiores de la pila, con resistencias y adherencias idénticas a las consideradas en el pilote aislado que reprodujeron de buena forma el terreno existente. La carga de hundimiento del grupo de 56 pilotes obtenida en el modelo supuso un factor de grupo de 1,07, el cual es claramente superior al previsto mediante formulaciones tradicionales (aproximadamente 0,7).

Partiendo de la situación de equilibrio de la hipótesis pésima de servicio con la estructura terminada (Figura 20), las cargas correspondientes a la misma se incrementaron progresivamente hasta que el conjunto cimentación-terreno llegó a una situación de desequilibrio (o hundimiento). Con todo ello, se observó que el comportamiento de la cimentación permanecía claramente elástico para cargas de hasta 2,5 veces las previstas, con un incremento en los asientos de 0,031 m, comenzando la plastificación a partir de un factor de 3. El último valor de carga estable equivalía a 4 veces la carga de partida, aunque el incremento del asiento ya era muy importante, con 0,11 m, como corresponde a un incremento en la plastificación del terreno. De esta forma, el factor de seguridad, por el que si se incrementaran las cargas previstas se llegaría a una situación de colapso, dio un valor de 3, sin tener en cuenta, de forma conservadora, ningún tipo de interacción entre el encepado y el terreno infrayacente (efecto zapata), y por tanto disponiendo de un margen adicional de seguridad en la cimentación. De acuerdo con la modelización numérica realizada se comprobó

which pier 1 of the Montabliz Viaduct has its foundations, made it necessary to carry out a detailed study of its foundation conditions. ITASCA Consultores were commissioned with making out a numerical modelling with a view to assessing the safety factor of the foundations broached from both the hillside stability point of view and the loads on piles standpoint, for its analysis. The geotechnical quality of the materials present in the foundations was determined from testing samples taken in boreholes and other information provided.

In view of the heterogeneity of the materials present under the foundations, an analysis was made of the effect there would be of the rock into which the pile was embedded not having any continuity, but that it were a ball of limestone buried in clay. From this analysis, it was seen that, whilst the effect of the geometry of the rock-clay contacts under the pile influenced the results, in any event, the existence of a layer of limestone at least 4 m thick was sufficient as against a possible foundation collapse mechanism.

With the purpose of establishing the foundations' safety, the effect on the system of an increase in all forces acting on the pile was assessed, first analysing the model's performance after applying the loads of the worst service hypothesis. The system performed elastically up to an increase of 2.5 times the service loads.

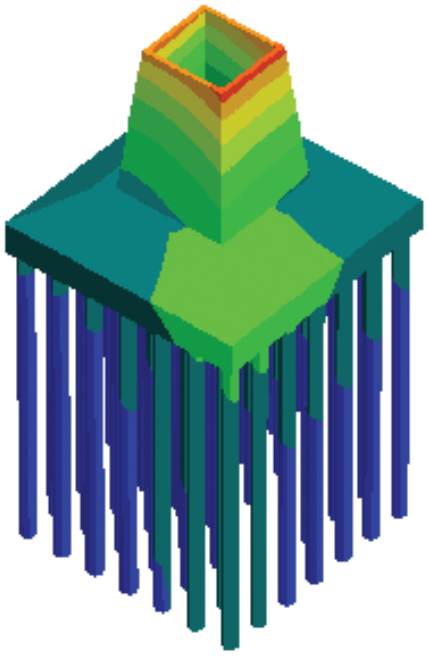


Figura 20. Modelo de interacción terreno-estructura en encepado de pilas 2 y 3.
Figure 20. Model of ground-structure interaction in the capping of piers 2 and 3.

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

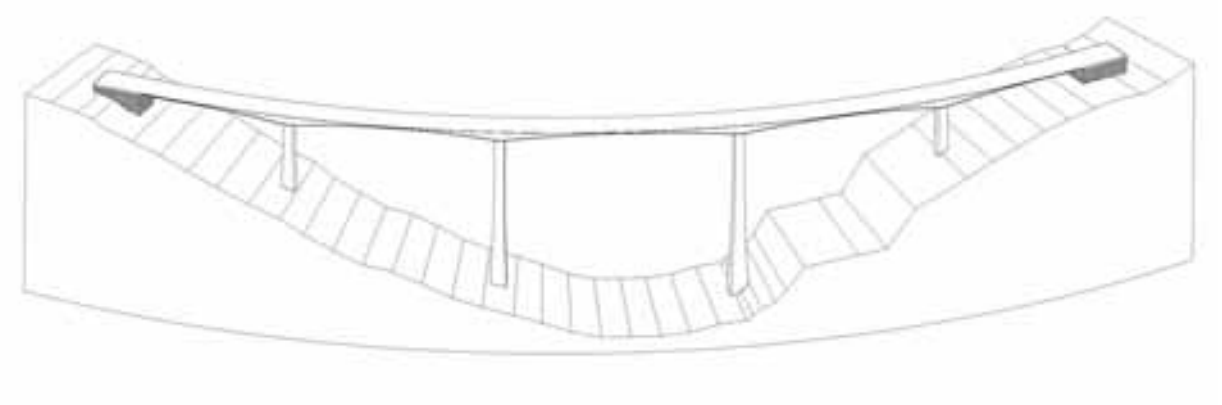


Figura 21. Perspectiva lateral superior.
Figure 21. Top side perspective.

Despite this safety factor figure and since most of the piles were close to their ultimate head shear strength, it was recommended to anchor the capping to the rock such that the total horizontal force on the capping would diminish and, therefore, the individual force on each of the piles, based on 15 prestressed tendons of 12 cables of 0.6" each. According to the analysis of this new hypothesis, the safety factor as to the foundations' plastification increased up to 3 by the effect of the ground anchorages. The effectiveness of these anchorages in the foundations' stability proved more obvious in the shear stresses obtained in the piles since the percentage of piles exhausted when tripling the service loads was 22% in the hypothesis with anchorages as against the 80% obtained with the unanchored model. The increase in the capping's settlement as a function of the increase of loads on the pier showed a practically elastic performance until reaching an increase in loads 3 times the service hypothesis, with an increase of 0.1m in capping settlements. Plastification commences to progressively increase as from 3.5 times the service load.

From the foregoing and according to the numerical modelling made, the bearing capacity of the foundations was higher than that initially expected, as well as the safety factor to a hypothetical sliding of the hillside due to building the pier. Foundations designed with a system of anchoring the capping to the ground therefore have a sufficient margin of safety for the loads expected.

8.3. Special studies

In view of its dimensions, it was deemed necessary to carry out Special



Figura 22. Paisaje nevado del valle de Montabliz antes de comenzar las obras.
Figure 22. Snow covered landscape of Montabliz valley before commencing the works.

que la capacidad del grupo de pilotes fue superior a la obtenida inicialmente, y que la cimentación diseñada dispone de un margen de seguridad suficiente para las cargas previstas.

8.2.2. Estudio de la cimentación de la pila 1

Las elevadas cargas que transmite la estructura así como las incertidumbres propias de la heterogeneidad e irregularidad de la Formación Calcárea J1 del Jurásico sobre el que se cimenta la pila 1 del Viaducto de Montabliz, hicieron necesario realizar un estudio detallado de sus condiciones de cimentación. De cara a evaluar el factor de seguridad de la cimentación planteada, desde un punto de vista tanto de estabilidad de la ladera como de cargas sobre los pilotes, se encargó a ITASCA Consultores la realización de una modelización numérica para su análisis. La calidad geotécnica de los materiales presentes en la cimentación se determinó a partir de los ensayos de muestras procedentes de sondeos y demás información facilitada.

Dada la heterogeneidad de los materiales presentes bajo la cimentación, se analizó el efecto que supondría que la roca en la que estuviera empotrado el pilote no tuviera continuidad, sino que fuera un bolo de caliza enterrado en arcillas. Con este análisis se comprobó que, si bien el efecto de la geometría de los contactos roca-arcilla bajo el pilote influía en los resultados, en cualquier caso, la existencia de una capa de caliza de al menos 4 m de espesor era suficiente frente a un posible mecanismo de hundimiento de la cimentación.

De cara a establecer la seguridad de la cimentación se evaluó el efecto en el

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

sistema de un incremento de todas las fuerzas actuantes sobre la pila, analizándose primeramente el comportamiento del modelo tras la aplicación de las cargas de la hipótesis pésima de servicio. El sistema se comportó elásticamente hasta un incremento de 2,5 veces las cargas de servicio. A pesar de este valor del factor de seguridad, y puesto que la mayoría de los pilotes se encontraban próximos a su resistencia límite a cortante en cabeza, se recomendó el anclaje del encepado a la roca de modo que se disminuyera la fuerza horizontal total sobre el encepado, y por tanto la individual sobre cada uno de los pilotes, a base de 15 tendones pretensados de 12 cables de 0,6" cada uno. De acuerdo con el análisis de esta nueva hipótesis, el factor seguridad frente a la plastificación de la cimentación aumentó hasta 3 por efecto de los anclajes al terreno. La efectividad de estos anclajes en la estabilidad de la cimentación resultó más evidente en los cortantes que se obtuvieron en los pilotes, dado que el porcentaje de pilotes agotados al triplicar las cargas de servicio, fue del 22% en la hipótesis con anclajes, frente al 80% que se obtuvo con el modelo sin anclar. El incremento de asiento del encepado en función del incremento de cargas sobre la pila, presentó un comportamiento prácticamente elástico hasta alcanzar un incremento de cargas de 3 veces la hipótesis de servicio, con un incremento de asientos en el encepado de 0,01 m. A partir de 3,5 veces la carga de servicio, la plastificación comienza a aumentar progresivamente.

Por todo lo anterior, de acuerdo con la modelización numérica realizada, la capacidad portante de la cimentación fue superior a la prevista inicialmente, así como el coeficiente de seguridad ante un hipotético deslizamiento de la ladera debido a la ejecución de la pila. Con todo esto, la cimentación diseñada, con un sistema de anclajes del encepado al terreno, dispone de un margen de seguridad suficiente para las cargas previstas.

8.3. Estudios especiales

Para la redacción del proyecto básico del Viaducto de Montabliz, dadas sus dimensiones, se consideró necesario realizar Estudios Especiales a cargo de PRINCIPIA, Ingenieros Consultores, en base a estudiar con mayor detalle la respuesta del viaducto, en fase de construcción y en servicio, ante solicitaciones excepcionales de sismo, viento y fuego, mediante la utilización del programa ABAQUS.

Para el estudio del viento, dado que se trata de una carga ambiental que solicita de forma aleatoria la estructura, se realizó un estudio mediante análisis espectral teniendo en cuenta los efectos tanto de la no linealidad geométrica como del material. El estudio sísmico realizado incluyó dos tipos de cálculos: un cálculo modal espectral en el dominio de la frecuencia, para las fases de construcción y servicio, y un segundo cálculo en el dominio del tiempo, con integración directa de la respuesta del viaducto ante la actuación de una historia de aceleraciones, realizado sobre la estructura completa. En lo referente al estudio térmico, ante la posibilidad de un incendio, se realizó un cálculo de transferencia de calor, en el que se estudió la propagación del mismo en el hormigón de la pila y la posible degradación de la resistencia de las armaduras.

El conjunto de estudios realizados, que ha tenido lugar durante el proyecto y la construcción del viaducto, han sido fundamentales para optimizar el diseño del puente.

9. PROCESO CONSTRUCTIVO

Los grandes puentes (Figura 21) se han de construir por adición de partes sucesivas, minimizando los medios de ejecución y montaje, de forma que en cada etapa de construcción se cree una estructura parcial que se debe resistir a sí misma y debe permitir la ejecución de la fase siguiente.

La construcción del viaducto, realizada por la empresa constructora Ferrovial-Agroman, tiene su origen en julio de 2004 con el inicio de la ejecución de los caminos necesarios para acceder a las cimentaciones de las cuatro pilas y de los dos estribos y comenzar su excavación (Figura 22). La Asesoría Técnica y la Asistencia Técnica a lo largo de toda la construcción del mismo han sido realizadas por las empresas consultoras Apia XXI y Torroja-Urbaconsult, respectivamente.

Una vez realizadas dichas excavaciones se procedió a la ejecución de los 49

Studies for drawing up the Montabliz Viaduct's basic design, commissioned to PRINCIPIA, Ingenieros Consultores, based on a detailed study of the viaduct's response in the construction phase and in service to exceptional earthquake, wind and fire stresses using the ABAQUS programme.

A study was made of the wind, as this is an environmental load which puts the structure randomly under stress, using a spectral analysis taking into account the effects both of the geometric non linearity and of the material. The seismic study carried out included two types of calculations: a modal spectral calculation in the frequency domain for the construction and service phases, and a second calculation in the time domain, with direct integration of the viaduct's response to the action of a history of accelerations carried out on the complete structure. As regards a heat study in view of the possibility of fire, a heat transfer study was performed in which its propagation in the pier's concrete and possible degradation of the reinforcements' strength were studied.

The overall studies made during the design and construction of the viaduct were fundamental for optimising the bridge's design.

9. CONSTRUCTION PROCESS

Large bridges (Figure 21) have to be built by adding successive parts, minimising construction and erection resources, so that a partial structure is created in every construction stage, that has to withstand itself and allow the next phase to be built.

Performed by the Ferrovial-Agroman construction company, the viaduct commenced its construction stage in July, 2004 by building the roads necessary to access the foundations of the four piers and two abutments and begin excavating them (Figure 22). Apia XXI and Torroja-Urbaconsult respectively provided a Technical Advisory Service and Technical Assistance throughout the viaduct's construction.

Once these excavations had been dug, the 49 piles of 30 m length and 1.5 m diameter in the foundations of pier 1 and the 56 piles of 35 m length and 1.5

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



Figura 23. Detalle de autotrepa.
Figure 23. Detail of the self-climbing formwork.



Figura 24. Ejecución de alzados de pilas 2 y 3.
Figure 24. Execution of piers 2 and 3 elevations.

m diameter in each of piers 2 and 3 foundations were built. The cappings of these piles and the footings of pier 4 and of abutments 1 and 2 were then executed.

PERI defined the variants of the modular PERI ACS (Automatic Climbing System) for the viaduct for building the structure's four piers with circular variation both in the transversal elevation and the longitudinal over a large part of their height, developing an innovating system based on self-climbing formwork used for the first time in Spain in building bridge piers (Figure 23).

This is a hydraulic system called self-climbing in which a portal crane is placed on the working platforms and the interior and exterior forms can advance and go back safely and quickly, by means of travellers, reaching lift rates around 0.5 m per minute and allowing all the pier lifts or tiers to be fitted with forms which are then struck, in any weather conditions and without the need for external cranes.

The elevations of the structure's four piers were completed using four self-climbing forms and with the aid of four tower cranes attached on the outside longitudinal elevation of each of the piers (Figure 24). Each of the piers was subdivided into tiers of 4 m long. These were built one after the other progressing in vertical cantilevers. The complete cycle of overall operations required to build each of the pier lifts or tiers in approximately fives days was as follows: self-climbing form vertically advances to build the

pilotes de 30 m de longitud y 1,5 m de diámetro que se encuentran en la cimentación de la pila 1 y de los 56 pilotes de 35 m de longitud y 1,5 m de diámetro que se encuentran en cada una de las cimentaciones de las pilas 2 y 3. Posteriormente se ejecutaron los encepados de dichas pilas y las zapatas de la pila 4 y de los estribos 1 y 2.

Para la construcción de las cuatro pilas de la estructura con variación circular tanto en el alzado transversal como en el longitudinal, en gran parte de su altura, PERI definió, para el citado viaducto, las variantes del sistema modular PERI ACS (Automatic Climbing System), desarrollando un sistema innovador a base de una cimbra autotrepante utilizada por primera vez en España en la ejecución de pilas de puentes (Figura 23).

Se trata de un sistema hidráulico denominado autotrepa en el que, con un pórtico colocado sobre las plataformas de trabajo, los encofrados interior y exterior pueden avanzar y retroceder por medio de carros de desplazamiento de forma segura y rápida, alcanzando velocidades de elevación en el entorno de 0,5 m por minuto y permitiendo el encofrado y desencofrado de todas las trepas de las pilas; todo ello en cualquier condición meteorológica, sin necesidad de grúas externas.

Mediante la utilización de cuatro cimbras autotrepantes, y con la ayuda de cuatro grúas torre adosadas en el alzado longitudinal externo de cada una de las pilas, se consiguieron completar los alzados de las cuatro pilas de la estructura (Figura 24). Cada una de las pilas se subdividió en trepas de 4 m de longitud. Éstas se fueron construyendo una a continuación de la otra, progresando en voladizos verticales. El ciclo completo del conjunto de operaciones, que se necesitaron para construir cada una de las trepas de las pilas, en aproximadamente cinco días, fue el siguiente: avance en vertical de la cimbra autotrepante para ejecutar la nueva trepa, nivelación topográfica de la misma, colocación de la armadura pasiva de la nueva trepa -prefabricándola en ocho tramos a pie de obra (cuatro esquinas y cuatro módulos intermedios) e izándola y colocándola en su posición definitiva mediante la grúa torre-, hormigonado de la trepa, y endurecimiento del hormigón para referirlo definitivamente a la trepa anterior. El número de trepas necesario para eje-

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



Figura 25. Ejecución de la dovela "0".
Figure 25. Execution of the "0" segment.

cutar la totalidad de los alzados de las pilas 1, 2, 3 y 4 del viaducto ha sido de 15, 32, 28 y 13 respectivamente.

Para la ejecución del tablero se ha realizado una solución evolutiva en la que, a lo largo de todo el proceso constructivo, la parte del puente ya construida ha sido capaz de soportarse a sí misma, a las sobrecargas de obra y a la fase siguiente del propio tablero.

La empresa noruega NRS, con gran experiencia a nivel mundial en la construcción de puentes ejecutados mediante la técnica de avance en voladizo, ha diseñado las parejas de carros de avance a utilizar en la ejecución de las dovelas del tablero. La definición de la sección transversal de 26,1 m de anchura y resuelta mediante cajón único, las condiciones exigentes del trazado en lo relativo a curvatura en planta (radio de 700 m), peralte transversal del 8% e inclinación longitudinal del 5,57%, y la necesidad de minimizar el número de dovelas para agilizar de esta forma la ejecución del viaducto, han dificultado en gran medida el diseño de los mismos. Dichas dovelas son las de mayor peso y mayores dimensiones construidas hasta la fecha en España y de las mayores en el mundo. Su importante peso (1.400 kN) y su gran capacidad de carga (4.500 kN), han venido condicionados por la longitud máxima de dovela definida, de peso elevado (4.200 kN) y longitud significativa (5 m).

Estos carros de avance son estructuras metálicas que soportan el peso del hormigón fresco, el peso de los encofrados y la sobrecarga de obra, empotrándose en la dovela anterior mediante unos apoyos a compresión situados sobre las almas del tablero, a 0,4 m del frente de la dovela ya ejecutada, y una tracción en las barras dispuestas para tal efecto a 0,5 m del inicio de la dovela anterior. En los extremos de la sección cajón unas vigas carrileras facilitan el avance de los carros de una dovela a la siguiente.

new tier, it is topographically levelled, the new tier's passive reinforcement is fitted -prefabricating it in eight stretches on site (four corners and four intermediate modules) and hoisting it up and placing it in its final position using the tower crane -, concreting the tier and concrete hardening to finally refer it to the previous lift or tier. The number of lifts required to build all the elevations of the viaduct's piers 1, 2, 3 and 4 was respectively 15, 32, 28 and 13.

An evolute solution was drawn up for building the deck in which, throughout the construction process, the part of the bridge already constructed was able to support itself, the work live loads and the next phase of the deck itself.

With long world-wide experience in bridge building with the cantilever technique, the Norwegian NRS designed the pairs of travellers to be used in executing the deck's segments. The definition of the cross section 26.1 m wide resolved with a single box, the demanding alignment conditions with respect to the plan curvature (700 m radius), 8% cross camber and longitudinal slope of 5.57%, plus the need to minimise the number of segments to thus speed up the viaduct's construction, made the design thereof, to a great extent, difficult. These segments are those weighing most and having the largest dimensions built up to date in Spain and amongst the largest in the world. Their heavy weight (1,400 kN) and high load capacity (4,500 kN),



Figura 26. Alzado longitudinal de pilas con dovelas "0" terminadas.
Figure 26. Longitudinal elevation of the piers with "0" segments finished.

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



Figura 27. Ejecución de dovelas tipo mediante carros de avance.
Figure 27. Building standard segments with travellers.

was conditioned by the maximum length of the segment defined, with a heavy weight (4,200 kN) and significant length (5 m).

These travellers are metal structures that support the weight of fresh concrete, the weight of the forms and site live loads, and embed into the previous segment by compression supports on the deck's core, 0.4 m from the front of the now built segment and a tensile stress in the bars arranged to such effect 0.5 m from the beginning of the previous segment. Rail girders at the ends of the box section facilitate the advance of the travellers from one segment to the next.

The deck's construction process commenced by building its first segments –7 m long– in which the vertical transversal diaphragms are located, corresponding to the extensions of the front and rear faces of each of the piers - on the crown of each of the four piers, called "0" segments (Figure 25). These segments are embedded in all the piers with the purpose of ensuring the deck's stability before finishing the structure, since, in the execution phase, the deck is in the form of two noticeably equal cantilevers constituting both overhangs whose static equilibrium raises a characteristic problem in this type of construction, which worsens when the deck's clear spans are so high.

A progression in the construction is established as from these segments, such that partial self-bearing structures or structures aided by auxiliary elements are determined. Thus, once each pair of travellers had been fitted on each of the said "0" segments (Figure 26), the successive segments were symmetrically and simultaneously built in the four piers without subjecting them to high overturning moments. A maximum lag of one segment between the cantilevers of one and the same "T" was allowed throughout the construction of all the deck's segments.

To the lack of simultaneousness in concreting the symmetrical segments had to be added the disequilibrium stresses from construction inaccuracies (difference in weight of one cantilever compared to another), site live-loads, wind and, possibly, incidents that might have arisen during the course thereof such as the mobile concreting equipment falling, a traveller falling [1] and [6].

The deck was sub-divided into segments of lengths varying between 4 and 5 m (Figure 27). The complete cycle of overall operations needed to build each of the deck's segments in approximately eight days, was as follows: moving the traveller to build the new segment, supported on the previous segment, its topographical levelling, fitting the passive and active reinforcement of the new segment -prefabricating the passive reinforcement in stretches on site and hoisting it up and placing it in its final position by means of the tower crane -, concreting the bottom slab, cores and top slab of the new segment, concrete

El proceso constructivo del tablero se inició con la ejecución de las primeras dovelas del mismo -de 7 m de longitud en las que se encuentran los diafragmas transversales verticales correspondientes a las prolongaciones de las caras frontal y dorsal de cada una de las pilas- sobre la coronación de cada una de las cuatro pilas, denominadas dovelas "0" (Figura 25). Estas dovelas se encuentran empotradas en todas las pilas, con el fin de asegurar la estabilidad del tablero antes de finalizar la estructura, ya que, en fase de ejecución, éste se presenta bajo la forma de dos ménsulas sensiblemente iguales, constituyendo sendos voladizos cuyo equilibrio estático plantea un problema característico de este tipo de construcción, que se agudiza cuando las luces del tablero son tan elevadas.

A partir de dichas dovelas se establece una progresión en la construcción, de manera que se determinan estructuras parciales autoportantes o ayudadas por elementos auxiliares. De esta forma, una vez que fue instalada cada pareja de carros de avance sobre cada una de dichas dovelas "0" (Figura 26), se fueron ejecutando simétricamente las sucesivas dovelas, y de forma simultánea en las cuatro pilas sin someter a las mismas a momentos de vuelco elevados. A lo largo de la construcción de todas las dovelas del tablero se permitió un desfase de una dovela como máximo entre los voladizos de una misma "T".

A la falta de simultaneidad en el hormigonado de las dovelas simétricas hubo que añadir los esfuerzos de desequilibrio provenientes de las imprecisiones de la construcción (diferencia de peso de una ménsula con respecto a la otra), sobrecargas de obra, viento y, eventualmente, incidentes que hubieran podido surgir durante el transcurso de la misma como podría haber sido la caída del equipo móvil de hormigonado, la caída de un carro de avance, etc [1] y [6].

El tablero se subdividió en dovelas cuya longitud osciló entre 4 y 5 m (Figura 27). El ciclo completo del conjunto de operaciones, que se necesitaron para construir cada una de las dovelas del tablero en aproximadamente ocho días, fue el siguiente: traslado del carro de avance para ejecutar la nueva dovela apoyándose en la dovela anterior, nivelación topográfica de la misma, colocación de la armadura pasiva y activa de la nueva

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

de 115-130 m en las pilas 2 y 3. Con todo ello, los alzados tanto transversales como longitudinales tienen una directriz circular, variando el espesor de las paredes desde 0,6 m en la zona superior hasta 0,65-0,8 m en la base.

Su geometría es variable en espesor, longitud y anchura en función de su altura, ya que se ha buscado optimizar su comportamiento estructural y minimizar su exposición al viento, dado que es en las zonas medias y altas donde la velocidad del viento es más elevada, y la distancia a la base de las pilas es mayor. Dispone de aristas redondeadas de 0,5 m de radio, lo que ha permitido, debido a su aerodinamicidad, reducir de forma apreciable su coeficiente de arrastre.

Como singularidad en el diseño de las pilas centrales 2 y 3 -de más de 100 m de altura- del viaducto, destaca la ausencia de diafragmas transversales a todo lo largo de su alzado. De esta forma, la sección se rigidiza transversalmente en su arranque en la cimentación -empotramiento en el encepado- y en su coronación en el empotramiento con el tablero.

Al tratarse de un valle largo y profundo y por estar dirigidas en la dirección paralela al valle, las cargas de viento son notablemente mayores en sentido transversal que las producidas en sentido longitudinal; en consecuencia, las pilas centrales, de mayor altura, se apoyan en el dintel, que acompaña a las pilas en su deformación; éste se deforma a su vez y se descarga en las pilas laterales, de menor altura, y en los estribos.

En dirección longitudinal, las acciones exteriores son mucho menores y además las pilas se empotran en el dintel, un apoyo flexible pero tanto más eficaz cuanto mayor es su altura. Nos encontramos entonces con que el dimensionamiento lógico de una pila alta debe tener gran rigidez en sentido transversal y pequeña rigidez en sentido longitudinal. Si bien, en nuestro caso, el problema que aparecería en las pilas centrales, sería el pandeo en esta dirección, lo que nos ha llevado a un dimensionamiento longitudinal, con la mínima rigidez necesaria que evite problemas de inestabilidad, o de incremento importante de flexiones, provocados por la no linealidad geométrica y del material [6]. A este fenómeno ha de superponerse la fluencia del hormigón, cuyas deformaciones iniciales se amplifican a lo largo del tiempo bajo carga mantenida, y la presencia de pequeñas imperfecciones geométricas, que ocasionan la aparición de deflexiones desde el comienzo de la aplicación de la carga [4]. Con todo ello, hemos creído conveniente y necesario empotrar las pilas centrales al tablero y reducir, de esta forma, su altura equivalente de pandeo en el sentido longitudinal.

Se han estudiado todas las posibilidades de vinculación de las pilas con el tablero comprobándose que, formando una estructura monolítica mediante el empotramiento de las cuatro pilas al dintel, el comportamiento de la misma es el más adecuado. Este tipo de vinculación origina, debido a los esfuerzos provenientes de las deformaciones impuestas, que las reacciones transmitidas al terreno en las pilas laterales –por su menor altura y mayor distancia al punto fijo del viaducto que las pilas centrales– tengan una componente horizontal significativa, tenida en cuenta en el dimensionamiento de las cimentaciones.

Con el fin de aligerar peso sobre las pilas y reducir significativamente los efectos de segundo orden y la longitud de los pilotes, se ha descartado la solución de diafragma macizo. En viaductos de estas características el empotramiento pila-tablero se puede realizar mediante diafragmas verticales o inclinados. Desde un punto de vista estructural, los diafragmas inclinados se comportan mejor ante un momento desequilibrado que los diafragmas verticales, debido a que estos primeros son capaces de descomponer el esfuerzo horizontal superior de tracción mediante triangulación en sendos diafragmas, uno comprimido y otro traccionado, mientras que en los segundos las almas del tablero son las que deben equilibrar dicho esfuerzo de tracción. Aún así, dado que los diafragmas verticales tienen un comportamiento estructural adecuado y su ejecución, debido al aprovechamiento de los encofrados exteriores de las pilas, es mucho más sencilla, esta tipología ha sido la solución elegida en el diseño de los diafragmas transversales de las dovelas “0” de las cuatro pilas del viaducto.

La pila 2, de aproximadamente 130 m de fuste y 145 m de longitud total –cimentación, fuste y dovela “0”– es la más alta de España (Figura 11), estan-

dity of the piers and of the lintel girder, with a different performance depending on whether we consider the longitudinal or transversal calculation of the structure (Figure 9).

The transversal and longitudinal widths are respectively 7.1 and 6.7 m at the top where the geometry remains constant. These top areas are 28 m high at central piers 2 and 3 and 16 m at the side piers 1 and 4. At the bottom, both the transversal and longitudinal elevations vary in a circular shape and at their bases have a transversal and longitudinal width in the order of 15 and 13 m at piers 2 and 3 and 10 and 9 m at piers 1 and 4, respectively (Figure 10).

Shank heights are in the order of 50-60 m at piers 1 and 4 and in the order of 115-130 m at piers 2 and 3. Both the transversal and longitudinal elevations have a circular directrix, with the wall thickness varying from 0.6 m at the top area to 0.65-0.8 m at the base.

Its geometry varies in thickness, length and width as a function of its height, since optimisation of its structural performance and minimum wind exposure were sought, since it is in the mid and high areas where wind speed is highest and the distance to the base of the piers is longest. It has 0.5 m radius rounded edges which, due to their aerodynamics, enabled their drag coefficient to be appreciably reduced.

The absence of cross diaphragms along the whole of their elevation stands out as being a unique factor in the design of the viaduct's central piers 2 and 3 –more than 100 m high–. Thus the cross section is stiffened transversally where it starts in the foundations –embedding in the capping– and at their crown in embedding with the deck.

As this is a long, deep valley and through being directed parallel to the valley, wind loads are noticeably greater in a cross direction than those occurring in a longitudinal direction; the higher central piers are therefore supported on the lintel girder which accompanies the piers in deformation; this girder deforms in turn and unloads onto the lower side piers and onto the abutments.

Exterior forces in a longitudinal direction are much less and the piers are also embedded into the lintel girder, a flexible support but all the more effi-

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



Figura 11. Vista inferior de pila 2.
Figure 11. Underneath view of pier 2.

cient the greater their height. We then find that the logical sizing of a high pier should have high rigidity in the transversal direction and low rigidity in the longitudinal. However, in our case, the problem that would appear in the central piers would be buckling in this direction, which brought us to a longitudinal sizing with the minimum rigidity necessary to prevent instability problems or a major increase in bending stresses, caused by the non geometric and material linearity [6]. Concrete creep has to be superimposed on this phenomenon. Its initial deformations are amplified over time under a maintained load and the presence of minor geometric imperfections that cause deflections to appear as from when the load commences being applied [4]. Taking all this into account, we believed it advisable and necessary to embed the central piers into the deck and thus reduce their equivalent buckling height in the longitudinal direction.

All possibilities for linking the piers with the deck were examined and it was found that in forming a monolithic structure by embedding the four piers into the lintel girder, the performance is the most suitable. Due to stresses from the deformations imposed, this type of link causes the reactions transmitted to the ground at the side piers –because of their lesser height and greater distance to the viaduct's fixed point than the central piers– to have a significant horizontal component, taken into account in sizing the foundations.

The solid diaphragm solution was discarded with the purpose of lightening weight on the piers and significantly reducing the effects of a second order and length of the piles. In viaducts with these characteristics, the pier-deck embedding can be carried out by means of vertical or inclined diaphragms. From a structural standpoint, inclined diaphragms perform better to an unbalanced moment than vertical ones, due to the former being able to break down the top, horizontal tensile stress by means of triangulation in a couple of diaphragms, one compressed and the other in tensile stress, whilst in the latter, the deck cores are what must balance this tensile stress. Even so, since vertical diaphragms have a suitable structural performance and, due to taking advantage of the piers' outside formwork, their execution is far simpler, this type was the solution chosen in designing the transversal diaphragms of the "0" segments of the viaduct's four piers.

With approximately 130 m of shank and 145 m overall length– foundations, shank and "0" segment- pier 2 is the highest in Spain (Figure 11). Its height lies between the Torre de Madrid (142 m) and the Torre Picasso (157 m).

do su altura comprendida entre la Torre de Madrid (142 m) y la Torre Picasso (157 m).

6. ESTRIBOS

Los estribos, grandes piezas de hormigón armado, son los encargados de establecer la transición entre el tablero del puente y el terreno (Figura 12). Son las estructuras de contención que soportan el empuje de las tierras que constituyen el terraplén de acceso y controlan el derrame de las mismas mediante su cara frontal y sendas aletas laterales. Como apoyos extremos del dintel, permiten movimientos relativos con el tablero, provocados por las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción, así como los producidos por las acciones directas que actúan sobre la estructura (viento longitudinal, frenado, sobrecarga uniforme y carros) [6] y [9].

Ambos estribos son de tipología cerrada y se han cimentado de forma superficial mediante la utilización de zapatas escalonadas, minimizando la altura de sus alzados y optimizando el dimensionamiento de los mismos (Figura 13).

7. TABLERO

La sección cajón definida en el tablero, con sus grandes cabezas superiores e inferiores, es capaz de soportar grandes momentos flectores tanto positivos como negativos. Su condición de sección cerrada le confiere una gran rigidez a torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida, lo que le permite minimizar el espesor de sus paredes y soportar cargas descentradas, de forma mucho más satisfactoria que con una sección abierta, muy importante para la estabilidad estática y dinámica del tablero durante su construcción en avance en voladizo [6].

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, está constituida por un cajón de hormigón pretensado "in situ" unicelular de canto variable -de forma parabólica en todos los vanos- y almas inclinadas, siendo éste máximo en pilas, de valor 11 m, y mínimo en los centros de vano y en las zonas de canto constante, cercanas a estribos, de valor

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



Figura 12. Ejecución de alzado de estribo 1.
Figure 12. Executing abutment 1's elevation 1.

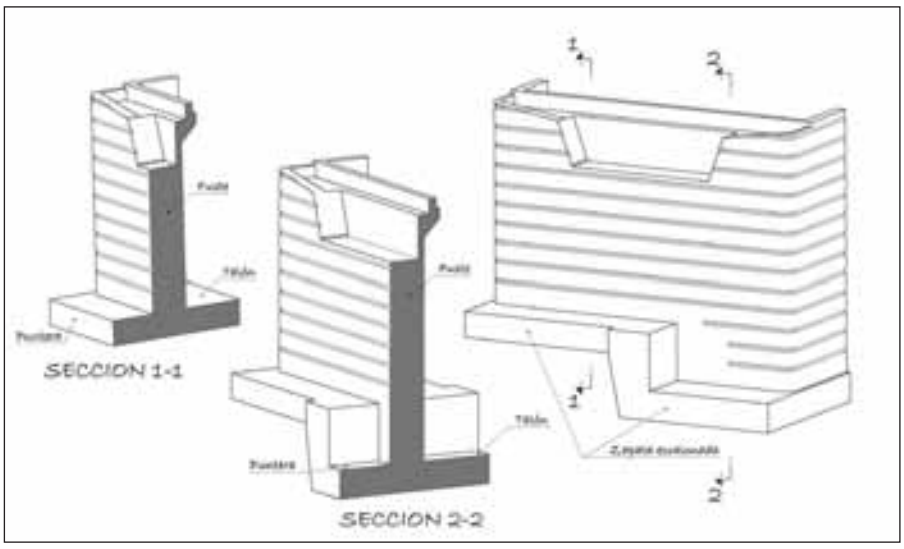


Figura 13. Perspectiva y secciones de estribos escalonados.
Figure 13. Perspective and cross sections of stepped abutments.



Figura 14. Vista inferior del tablero desde el estribo 2.
Figure 14. Underneath view of the deck from abutment 2.

6. ABUTMENTS

Built of large pieces of reinforced concrete, the abutments have the task of providing the transition between the bridge's deck and the ground (Figure 12). These are the containment structures withstanding the thrust of the ground forming the access embankment and controlling its sliding with their front face and two side wings. As end supports of the lintel girder, they allow relative movements with the deck caused by imposed deformations of temperature, creep and shrinkage, as well as those produced by direct forces acting on the structure (longitudinal wind, braking, uniform live load and exceptional vehicles) [6] and [9].

Both abutments are the closed type and their foundations are surface using stepped footings, minimising the height of their elevations and optimising their sizing (Figure 13).

7. DECK

The box section defined in the deck, with its large top and bottom heads, is able to withstand both large positive and negative bending moments. Its condition as a closed section gives it high torsional rigidity, minor warping and low distortion, which enables the thickness of its walls to be minimised and to withstand off-centre loads in a far more satisfactory manner than with an open section, which is very important for the deck's static and dynamic stability during its cantilever construction [6].

The deck's 26.1 m wide cross section is made up of an "in situ" prestressed concrete, single cell box varying in depth -parabolic shaped in all spans - and inclined cores, being a maximum 11 m at piers and 4.3 m minimum in span centres and in the areas of constant depth, close to abutments (Figure 14). The trapezoidal shaped box section is more than 15.7 m at the top and varies at the bottom -due to the constant value of the core inclination, of the box's top width and to the variation in depth -, and is a minimum of 7.1 m at the piers and a maximum 11.9 m in the span centres and in constant depth areas, close to abutments (Figure 15). Two 5.2 m long side cantilevers complete the deck's overall width.

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



Figura 15. Vista inferior de fondo de tablero desde pila 2.
Figure 15. Underneath view of the deck bottom from pier 2.

Cross pieces 0.5 m thick approximately 5 m from each other have been placed along the whole deck, both in cantilevers and inside the top slab of the box, with a maximum depth of 1.1 m inside the deck and varying from 0.25 to 1.1 m in both cantilevers. Cross pieces 0.5 m thick with the same distance between each other and with a constant 0.6 m depth are also placed in the bottom slab, in the areas where its thickness is less than 0.6 m. The top slab's depth along the whole length of both cantilevers, is 0.25 m except in the 0.5 m width corresponding to the cross partitions (Figure 16).

The deck is hollow in its longitudinal elevation, except in its embedding with the piers –in the extensions to the front and back transversal partitions until meeting with the deck's top slab (vertical transversal diaphragms)– and in the supports of both abutments, since the transversal ribs existing both in the top slab and in the bottom, prevent its cross section distorting, apart from allowing the deck's transversal bending (Figure 17).

4,3 m (Figura 14). La sección cajón, de forma trapezoidal, tiene una anchura superior de 15,7 m y una anchura inferior variable -debido al valor constante de la inclinación de las almas, de la anchura superior del cajón y a la variación del canto-, siendo mínima en pilas de valor 7,1 m y máxima en los centros de vano y en las zonas de canto constante, cercanas a estribos, de valor 11,9 m (Figura 15). Para completar la anchura total del tablero se disponen sendos voladizos laterales de 5,2 m de longitud.

A lo largo de todo el tablero, se han colocado traviesas transversales de 0,5 m de espesor separadas aproximadamente 5 m entre sí, tanto en sendos voladizos como en el interior de la losa superior del cajón, con canto máximo de 1,1 m en el interior del tablero y variable de 0,25 a 1,1 m en ambos voladizos. Además en la losa inferior, en las zonas donde su espesor es menor de 0,6 m, se disponen a la misma separación traviesas transversales de 0,5 m de espesor y canto constante de 0,6 m. El canto de la losa superior a todo lo largo de ambos voladizos, excepto en los 0,5 m de anchura correspondientes a los tabiques transversales, es de 0,25 m (Figura 16).

El tablero es hueco en su alzado longitudinal, salvo en su empotramiento con las pilas -en las prolongaciones de los tabiques transversales frontales y dorsales hasta su encuentro con la losa superior del tablero (diafragmas transversales verticales)- y en los apoyos de sendos estribos, ya que los nervios

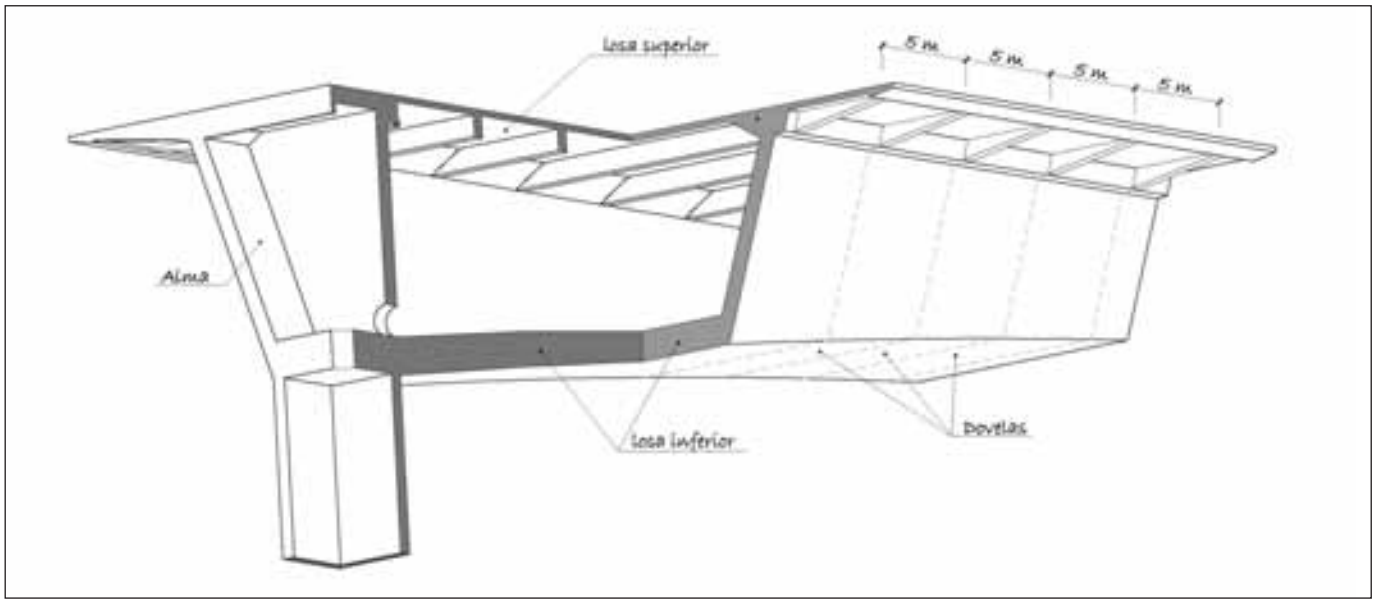


Figura 16. Perspectiva del interior del tablero en zona próxima a pilas.
Figure 16. Perspective of the deck's interior in an area close to piers.

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



Figura 17. Detalle de interior de tablero.
Figure 17. Detail of the deck's interior.

transversales existentes tanto en la losa superior como en la inferior, además de permitir la flexión transversal del tablero, evitan la distorsión de su sección transversal (Figura 17).

La transmisión de los esfuerzos flectores, cortantes y torsores del tablero a las pilas y a sendos estribos, se realiza a través de dichos diafragmas transversales. En los estribos, a base de macizar los aligeramientos longitudinales en una anchura ligeramente superior a la de los apoyos que sostienen el tablero, y en las pilas, mediante prolongación vertical de sus caras transversales frontales y dorsales hasta la losa superior del tablero, con un espesor de 0,75 m.

La variación del canto reduce de forma significativa el esfuerzo cortante en las almas de la sección (efecto Résal), permitiendo que éstas sean más delgadas, toda vez que una parte importante de la carga es transportada por la componente inclinada de la compresión en la losa inferior. Los cantos de las losas superior e inferior y de las almas han conjugado las necesidades constructivas con los espesores mínimos necesarios [1].

El tablero consta de dos familias de pretensado claramente diferenciadas. Por un lado se encuentra el pretensado de construcción (pretensado isostático durante la ejecución de las "Ts") situado en la losa superior del tablero, en las cabezas de compresión sobre las almas y en las zonas cercanas a las mismas, que se dispone para hacer frente a los momentos negativos por los que pasa el tablero durante su construcción en avance en voladizo y, en las zonas cercanas a las pilas, en servicio. Por otro lado, se encuentra el pretensado de continuidad (pretensado hiperestático) situado en la losa inferior del tablero, en las propias almas o en las zonas cercanas a las mismas, para hacer frente a los momentos positivos en los centros de vano que tienen lugar como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos, producidos por la fluencia y la retracción del hormigón y la relajación del acero de pretensado, una vez ejecutado el cierre de los vanos.

Con el fin de controlar la fisuración de las almas debido a esfuerzo cortante se han dispuesto barras de pretensado vertical f 40 mm en las mismas separadas a una distancia media de 0,8 m, aproximándose o alejándose éstas en función de la tracción existente.

8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

8.1. Cálculo de la estructura

Para reproducir el comportamiento estructural de flexión longitudinal generalizada se han creado dos modelos en dos (2D) y tres (3D) dimensiones mediante el programa VETTONES, que representan tanto su geometría como las acciones y las condiciones de apoyo. Todo ello a base de un conjunto de elementos discretos tipo viga, cuya longi-

Bending, shear and torsional stresses from the deck to the piers and to both abutments are transmitted through the said transversal diaphragms. In the abutments, based on making the longitudinal hollows solid over a width slightly more than that of the supports sustaining the deck, and in the piers, by vertically extending their transversal, front and rear faces up to the deck's top slab, with a width of 0.75 m.

Varying the depth significantly reduces shear stress in the section's cores (Résal effect), enabling the latter to be more slender especially as an important part of the load is conveyed by the inclined component of the compression in the bottom slab. The depths of the top and bottom slabs and of the cores have combined construction requirements and minimum thicknesses necessary [1].

The deck consists of two clearly differentiated prestressing families. On the one hand, there is the construction prestressing (isostatic prestressing during the execution of the "Ts") located in the deck's top slab, in the compression heads on the cores and in the areas close thereto, which is placed to act against the negative moments through which the deck passes during its construction and cantilever advance. On the other, there is the continuity prestressing (hyperstatic prestressing) located in the deck's bottom slab, in the cores themselves or in areas close to them, to act against the positive moments in the span centres which take place as a consequence of redistributing stresses produced by the concrete's creep and shrinkage and the prestressing steel's relaxation, once the spans have been joined.

Vertical 40 mm diameter prestressing bars were fitted in the cores to control their fissuring due to shear stress therein, at an average distance of 0.8 m from each other, and they draw closer to or move further away from each other depending on the traction existing.

8. STRUCTURAL ANALYSIS

8.1. Calculating the structure

Two models in two (2) and three (3) dimensions were created with the VETTONES programme in order to reproduce the structural performance of gene-

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

ralised longitudinal bending. They represent both its geometry and forces and support conditions. All this is based on a set of discreet girder type elements, the length of which corresponds to the size of the segments and climbing formwork defined respectively in the deck and piles.

Each of the construction phases through which the structure passes over time was successively calculated with the two dimension evolute model, homogenising the mechanical characteristics with the concrete's modulus of elasticity at the corresponding age, entering the prestressing families and forces into each one and internally assessing the function of creep and shrinkage for each deck segment, taking the whole of its tensional history into consideration.

Construction involves successive changes in the static scheme giving rise to instant and deferred stresses and tensions that appear as a result of the redistribution of stresses produced by the concrete creeping and shrinking and the prestressing steel relaxing, which bring in very significant changes in the laws of bending moments and in the deck deformations obtained [3]. A detailed analysis had therefore to be made of the evolution of the lintel girder's stresses and deformations over time, with the purpose of controlling both its deformation and its resistant capacity.

Using the three dimensional model, all stresses originated by the different forces and live loads considered on the structure once concluded were obtained, as well as during its construction process, thus taking into account the influence of the viaduct's plan curvature stresses.

These models provided us with the results necessary for sizing and checking the Limit and Ultimate Service States of the structure, as addressed in current regulations in force, both for the different construction phases and for the service state with the viaduct concluded. To do this, the different contingencies that might arise in the course of the work were taken into account during construction, such as a form traveller falling, the lag in segment concreting, imbalances caused by the work live load and wind, etc [1] and [6].

Firstly, we carried out a linear analysis with the two three- and two-dimensional models in order to calculate the piers and deck, using the gross concrete cross section in calculating the stresses and admitting elastic and linear performance of the materials, i.e., the superimposing of the different hypotheses considered [2].

Then to size and verify the structure's piers, we made a non linear calculation with the three dimensional model, both in construction ("Ts" in isostatic cantilever-structure) and in service (bridge concluded-hyperstatic structure) considering the geometric non linearity, i.e., establishing the structure's equilibrium in its deformed situation, and of the material, adopting non linear laws of the tension-deformation function of the concrete subjected to growing loads [4] and [5]. To do this, we checked the non linear calculations of the Limit and Ultimate States of Service from a complete definition of the structure, both as far as geometry and distribution of active and passive reinforcement in all its sections are concerned, working with average figures of the material properties, lessening their strengths and increasing and weighting forces just as the combination described in the current regulations in force show.

In the beginning, we started with integral rigidities and with axial force figures from the linear calculation. We then calculated the geometric non linearity and obtained the stresses and deformations of all the bars. Using the resulting movements, we calculated the axial forces and moments at "x" and "y" in all cross sections from the moment-curvature laws. We then compared the initial results with those obtained from the moment-curvature laws and if the difference was less than a certain predefined error, the structure had converged. If not, we calculated new rigidities from the moment-curvature laws, considering the contribution of the tensioned concrete between fissures and we repeated the process until it converged.

Initial deformations are amplified over time under a maintained load, under permanent forces, due to concrete creep and shrinkage, by amending the moment-curvature law, with which the pillars deform a further amount which we took into account for obtaining the stresses due to the geometric non linearity. This is why we analysed the structure in the service state with the structu-

tud se corresponde con el tamaño de las dovelas y las trepas definidas en el tablero y en las pilas respectivamente.

Con el modelo evolutivo en dos dimensiones, se han ido calculando de forma sucesiva cada una de las fases constructivas por las que va pasando la estructura a lo largo del tiempo, homogeneizando las características mecánicas con el módulo de elasticidad del hormigón a la edad correspondiente, introduciendo las familias y las fuerzas de pretensado en cada una de ellas, y evaluando internamente la función de la fluencia y la retracción para cada dovela del tablero, considerando la totalidad de su historia tensional.

La construcción supone sucesivos cambios del esquema estático que dan lugar a la aparición de esfuerzos y tensiones instantáneas y diferidas, como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos producidos por la fluencia y la retracción del hormigón y la relajación del acero de pretensado, los cuales introducen cambios muy significativos en las leyes de momentos flectores, y en las deformaciones del tablero obtenidas [3]. En consecuencia, ha sido necesario realizar un análisis detallado de la evolución de los esfuerzos y de las deformaciones del dintel a lo largo del tiempo, con el fin de controlar tanto su deformación como su capacidad resistente.

Con el modelo en tres dimensiones, se han obtenido todos los esfuerzos originados por las distintas acciones y sobrecargas consideradas sobre la estructura una vez terminada, así como durante su proceso constructivo, teniendo en cuenta de esta forma, la influencia en los esfuerzos de la curvatura en planta del viaducto.

Dichos modelos nos han proporcionado, tanto para las distintas fases de construcción como para el estado en servicio con el viaducto terminado, los resultados necesarios para el dimensionamiento y comprobación de los Estados Límite de Servicio y Último de la estructura contemplados en la normativa vigente. Para ello, durante la construcción, se han tenido en cuenta los distintos imprevistos que pudieran ocurrir en el transcurso de la obra, tales como la caída de un carro de avance, el desfase en el hormigonado de dovelas, desequilibrios producidos por la sobrecarga de obra y el viento, etc [1] y [6].

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

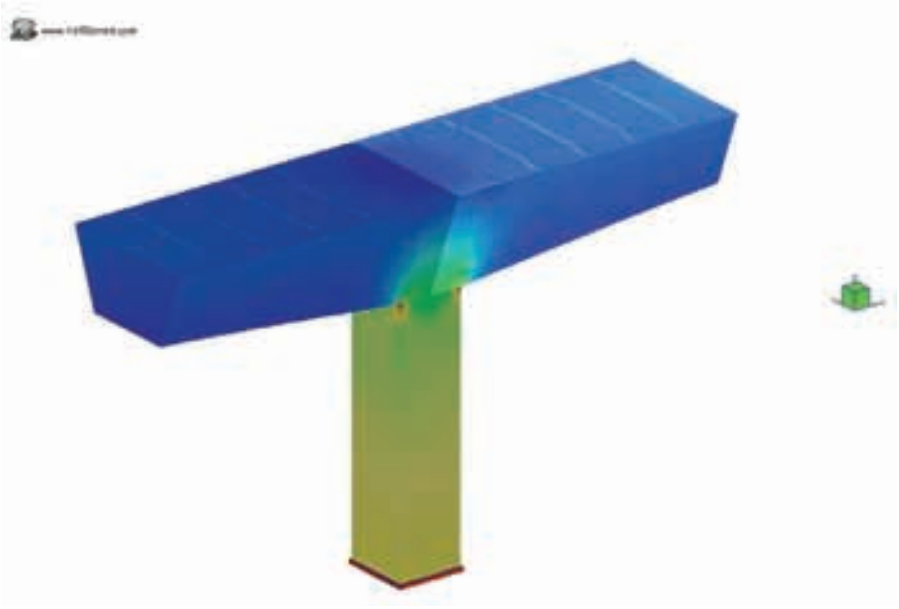


Figura 18. Modelo de láminas de la dovela "0" del tablero.
Figure 18. Model of the deck's segment "0" sheets.

En primer lugar, para el cálculo de las pilas y del tablero, hemos realizado un análisis lineal con los modelos de dos y tres dimensiones, utilizando la sección bruta del hormigón en el cálculo de las solicitaciones y admitiendo un comportamiento elástico y lineal de los materiales, es decir, la superposición de las diferentes hipótesis consideradas [2].

Posteriormente, para el dimensionamiento y verificación de las pilas de la estructura, hemos realizado un cálculo no lineal con el modelo en tres dimensiones, tanto en construcción ("Ts" en ménsula-estructura isostática) como en servicio (puente terminado-estructura hiperestática) considerando la no linealidad geométrica, es decir estableciendo el equilibrio de la estructura en su situación deformada, y del material, adoptando leyes no lineales de la función tensión-deformación del hormigón sometido a cargas crecientes [4] y [5]. Para ello hemos llevado a cabo una comprobación de los cálculos no lineales de los Estados Límites de Servicio y Último a partir de una completa definición de la estructura, tanto en lo relativo a geometría como a distribución de armadura activa y pasiva en todas sus secciones, trabajando con valores medios de las propiedades de los materiales, minorando sus resistencias y mayorando y ponderando las acciones tal y como recogen las combinaciones descritas en la normativa vigente.

Inicialmente, hemos partido de las rigideces íntegras y con los valores de axiles provenientes del cálculo lineal. A continuación, hemos realizado el cálculo de la no linealidad geométrica obteniendo los esfuerzos y las deformaciones de todas las barras. Con los movimientos resultantes hemos calculado, a partir de las leyes momento-curvatura, los axiles y los momentos en "x" e "y" en todas las secciones. Posteriormente, hemos comparado los resultados iniciales con los obtenidos de las leyes momento-curvatura y si la diferencia era menor que un determinado error predefinido, la estructura había convergido. En caso contrario, hemos calculado unas nuevas rigideces a partir de las leyes momento-curvatura considerando la contribución del hormigón traccionado entre fisuras y hemos repetido el proceso hasta que llegase a converger.

Bajo las acciones permanentes, debido a los fenómenos de retracción y fluencia del hormigón, las deformaciones iniciales se amplifican a lo largo del tiempo bajo carga mantenida, modificando la ley momento-curvatura, con lo que las pilas se deforman una nueva cantidad que hemos tenido en cuenta para la obtención de los esfuerzos debidos a la no linealidad geométrica. Por este motivo, en el estado de servicio con la estructura terminada, hemos analizado la estructura tanto a tiempo inicial como a tiempo infinito, diferenciando en ambos cálculos el módulo de elasticidad que se adopta para el hormigón, utilizando para el cálculo a tiempo inicial el Módulo Instantáneo Secante y para el cálculo a tiempo infinito la ley

re finished both at initial time and infinite time, differentiating the modulus of elasticity adopted for the concrete in both calculations, using the Instant Drying Modulus for the initial time calculation and the stress-strain law of the EHE concrete for the infinite time calculation, multiplied by the creep coefficient (φ), whilst taking into account the presence of minor geometric imperfections (construction errors) specified in the regulations.

This non linear behaviour makes the structural response depend on the load history and, therefore, on the evolution of movements on loads increasing. Although the solution obtained is equilibrium, it was necessary to verify and, therefore, proceed in an incremental manner, covering the elastic and fissuring ranges prior to exhaustion, with intermediate calculation levels so as to be able to analyse the structure's evolution.

In view of the dimensions of the viaduct's deck and piers, they had to be modelled by sheet type finite elements with the purpose of studying possible distortion of their cross sections; this distortion was calculated from tangential and perpendicular tensions therein, bearing in mind the fact that perpendicular tensions in uniform torsion are nil.

The deck's basic longitudinal calculation was carried out with a continuous girder's two and three dimension models described earlier. Moreover, the coefficients of eccentricity –applied later to the stresses produced by the exceptional vehicles appearing in the Regulations– were obtained using sheet models and the deck's transversal bending and the specific studies of the pier and abutment diaphragms were analysed (Figures 18 and 19).

The deck's 26.1 m wide cross section was built in two phases. Firstly, the box section was constructed by the cantilever method and then the side cantilevers were built, once each span had joined up. The sizing of the isostatic prestressing was thus optimised since it is not the construction process that determines its amount but the viaduct's in-service state; although, since it is an evolute structure, both longitudinally and transversally, the tension redistribution towards the cantilevers had to be studied due to the deformational compati-

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

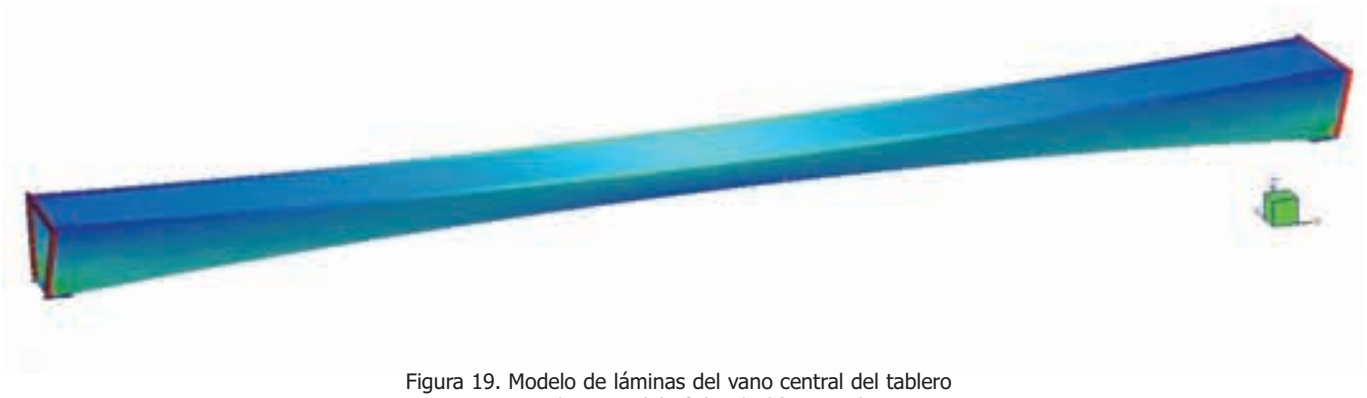


Figura 19. Modelo de láminas del vano central del tablero
Figure 19. Sheet model of the deck's central span.

bility that has to exist between them and the box section.

8.2. Detail studies

8.2.1. Study of pier 2 and 3 foundations

The work consisted in ITASCA Consultores first drawing up a numerical model with the FLAC programme that would reproduce the load-deformation performance of an isolated pile in a credible fashion to then calibrate it against the formulations usually employed in piles and finally, geometrically extend it with the purpose of studying the group effect.

The ground-pile adherence and distribution of the ground's shear strengths (Cu) according to the distribution from the boreholes drilled were taken into consideration in order to calculate the ultimate bearing capacity of an isolated pile, using numerical modelling. The greatest ultimate bearing capacity of an isolated pile obtained in the model (20,260 kN) compared to that which the traditional formulation gave (18,544 kN), can be attributed to the shoe load since the numerical model simulates that the greater the depth, the greater the volume of ground mobilised in failure, increasing with the pile's depth [8].

In order to numerically model the ultimate bearing capacity of the group of piles, a new 3D numerical model was made ready, representing the complete piling together with the capping and the bottom 16 m of the pier, with identical strengths and adherences as considered in the isolated pipe which reproduced the existing terrain in a good way. The ultimate bearing capacity of the group of 56 piles obtained in the model meant a group factor of 1.07, which is clearly higher than that expected by means of traditional formulations (approximately 0.7).

Starting from the situation of the equilibrium of the worst service hypothesis with the structure concluded (Figure 20), the loads for such were gradually increased until the foundations-ground unit reached a situation of disequilibrium (or collapse). It was observed from this that the foundations behaved in a clearly elastic manner for loads up to 2.5 times those provided for, with an increase in settlement of 0.031 m and plastification commencing as from a factor of 3. The last stable load figure was equivalent to 4 times the starting load, although the increase in settlement was now very large, with 0.11 m, as corresponds to an increase in the ground's plastification. The safety factor whereby if the loads provided for were to increase a situation of collapse would be reached, gave a figure of 3, without taking conservatively into account any type of interaction between the capping and the underlying terrain (footing effect), and, therefore, availing of an additional safety margin in the foundations. In accordance with the numerical modelling made, it was seen that the capacity of the group of piles was higher than that initially obtained and that the foundations designed have sufficient safety margin for the loads provided for.

8.2.2. Study of the pier 1 foundations

The high loads the structure transmits as well as the inherent uncertainties of heterogeneity and irregularity of the Jurassic's J1 Calcareous Formation on

de tensión-deformación del hormigón de la EHE multiplicada por el coeficiente de fluencia (*j*), todo ello teniendo en cuenta la presencia de pequeñas imperfecciones geométricas (errores de construcción) especificadas en la normativa.

Este comportamiento no lineal hace que la respuesta estructural dependa de la historia de cargas, y por tanto, de la evolución de los movimientos al ir aumentando las mismas. Aunque la solución obtenida sea de equilibrio, ha sido necesario verificar y por tanto proceder de forma incremental, recorriendo los rangos elástico, fisurado y previo al agotamiento, con niveles intermedios de cálculo, para poder analizar la evolución de la estructura.

Dadas las dimensiones del tablero y de las pilas del viaducto, ha sido necesario modelizarlos mediante elementos finitos del tipo lámina, con el fin de estudiar la posible distorsión de sus secciones; distorsión calculada a partir de las tensiones tangenciales y normales en las mismas, teniendo en cuenta el hecho de que en torsión uniforme las tensiones normales son nulas.

El cálculo longitudinal básico del tablero se ha realizado con los modelos de dos y tres dimensiones de viga continua descritos con anterioridad. Por otro lado, mediante los modelos de láminas se han obtenido los coeficientes de excentricidad -aplicados posteriormente a los esfuerzos producidos por los carros de la Instrucción- y se ha analizado la flexión transversal del tablero y los estudios específicos de los diafragmas de pilas y estribos (Figuras 18 y 19).

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, se ha ejecutado en dos fases. En primer lugar, se ha cons-

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

truido mediante avance en voladizo la sección cajón y posteriormente, una vez realizado el cierre de cada vano, se ha procedido a la ejecución de los voladizos laterales. De esta forma, se ha optimizado el dimensionamiento del pretensado isostático, ya que no es el proceso constructivo quien condiciona su cuantía, sino que ésta viene determinada por el estado en servicio del viaducto; si bien, al tratarse de una estructura evolutiva, tanto longitudinal como transversalmente, ha sido necesario estudiar la redistribución tensional hacia los voladizos, debido a la compatibilidad deformacional que ha de existir entre éstos y la sección cajón.

8.2. Estudios de detalle

8.2.1. Estudio de la cimentación de las pilas 2 y 3

El trabajo consistió en poner a punto, por parte de ITASCA Consultores, en primer lugar, un modelo numérico con el programa FLAC que reprodujera de forma verosímil el comportamiento carga-deformación de un pilote aislado para posteriormente, calibrarlo contra las formulaciones habitualmente empleadas en pilotes y finalmente, extenderlo geométricamente de cara a estudiar el efecto grupo.

Para el cálculo de la carga de hundimiento de un pilote aislado mediante modelización numérica se consideraron las adherencias terreno-pilote, y la distribución de resistencias al corte de los terrenos (C_u) de acuerdo con la distribución proveniente de los sondeos efectuados. La mayor carga de hundimiento de un pilote aislado obtenida en el modelo (20.260 kN) con respecto a la que proporcionó la formulación tradicional (18.544 kN), es atribuible a la carga por punta, dado que el modelo numérico simula que a mayor profundidad el volumen de terreno movilizado en la rotura es cada vez mayor, incrementándose ésta con la profundidad del pilote [8].

Para modelizar numéricamente la carga de hundimiento del grupo de pilotes se puso a punto un nuevo modelo numérico 3D que representó el pilotaje completo junto con el encepado y los 16 m inferiores de la pila, con resistencias y adherencias idénticas a las consideradas en el pilote aislado que reprodujeron de buena forma el terreno existente. La carga de hundimiento del grupo de 56 pilotes obtenida en el modelo supuso un factor de grupo de 1,07, el cual es claramente superior al previsto mediante formulaciones tradicionales (aproximadamente 0,7).

Partiendo de la situación de equilibrio de la hipótesis pésima de servicio con la estructura terminada (Figura 20), las cargas correspondientes a la misma se incrementaron progresivamente hasta que el conjunto cimentación-terreno llegó a una situación de desequilibrio (o hundimiento). Con todo ello, se observó que el comportamiento de la cimentación permanecía claramente elástico para cargas de hasta 2,5 veces las previstas, con un incremento en los asientos de 0,031 m, comenzando la plastificación a partir de un factor de 3. El último valor de carga estable equivalía a 4 veces la carga de partida, aunque el incremento del asiento ya era muy importante, con 0,11 m, como corresponde a un incremento en la plastificación del terreno. De esta forma, el factor de seguridad, por el que si se incrementaran las cargas previstas se llegaría a una situación de colapso, dio un valor de 3, sin tener en cuenta, de forma conservadora, ningún tipo de interacción entre el encepado y el terreno infrayacente (efecto zapata), y por tanto disponiendo de un margen adicional de seguridad en la cimentación. De acuerdo con la modelización numérica realizada se comprobó

which pier 1 of the Montabliz Viaduct has its foundations, made it necessary to carry out a detailed study of its foundation conditions. ITASCA Consultores were commissioned with making out a numerical modelling with a view to assessing the safety factor of the foundations broached from both the hillside stability point of view and the loads on piles standpoint, for its analysis. The geotechnical quality of the materials present in the foundations was determined from testing samples taken in boreholes and other information provided.

In view of the heterogeneity of the materials present under the foundations, an analysis was made of the effect there would be of the rock into which the pile was embedded not having any continuity, but that it were a ball of limestone buried in clay. From this analysis, it was seen that, whilst the effect of the geometry of the rock-clay contacts under the pile influenced the results, in any event, the existence of a layer of limestone at least 4 m thick was sufficient as against a possible foundation collapse mechanism.

With the purpose of establishing the foundations' safety, the effect on the system of an increase in all forces acting on the pile was assessed, first analysing the model's performance after applying the loads of the worst service hypothesis. The system performed elastically up to an increase of 2.5 times the service loads.

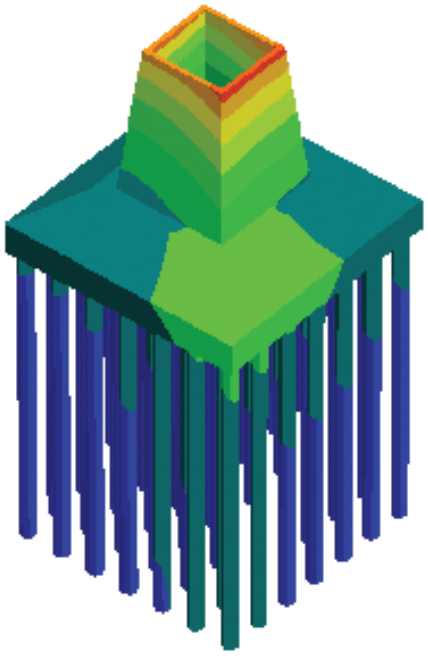


Figura 20. Modelo de interacción terreno-estructura en encepado de pilas 2 y 3.
Figure 20. Model of ground-structure interaction in the capping of piers 2 and 3.

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

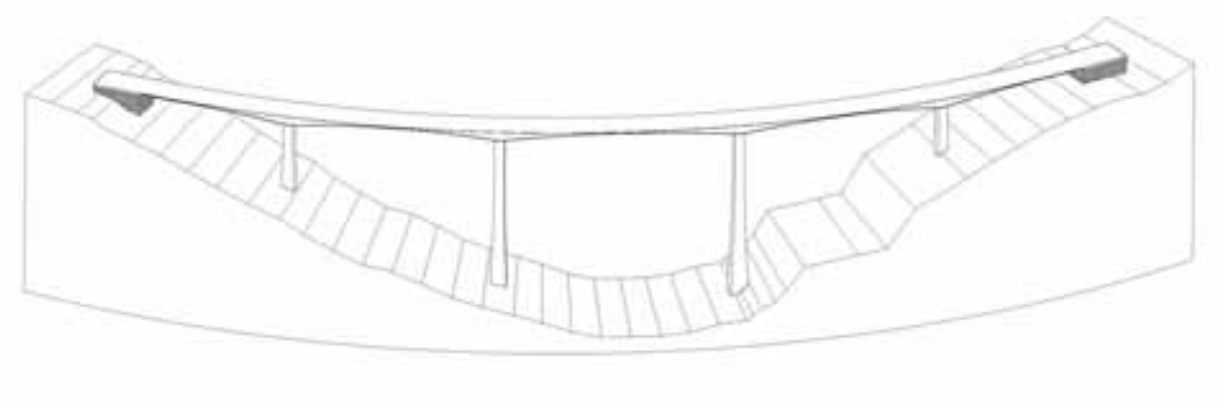


Figura 21. Perspectiva lateral superior.
Figure 21. Top side perspective.

Despite this safety factor figure and since most of the piles were close to their ultimate head shear strength, it was recommended to anchor the capping to the rock such that the total horizontal force on the capping would diminish and, therefore, the individual force on each of the piles, based on 15 prestressed tendons of 12 cables of 0.6" each. According to the analysis of this new hypothesis, the safety factor as to the foundations' plastification increased up to 3 by the effect of the ground anchorages. The effectiveness of these anchorages in the foundations' stability proved more obvious in the shear stresses obtained in the piles since the percentage of piles exhausted when tripling the service loads was 22% in the hypothesis with anchorages as against the 80% obtained with the unanchored model. The increase in the capping's settlement as a function of the increase of loads on the pier showed a practically elastic performance until reaching an increase in loads 3 times the service hypothesis, with an increase of 0.1m in capping settlements. Plastification commences to progressively increase as from 3.5 times the service load.

From the foregoing and according to the numerical modelling made, the bearing capacity of the foundations was higher than that initially expected, as well as the safety factor to a hypothetical sliding of the hillside due to building the pier. Foundations designed with a system of anchoring the capping to the ground therefore have a sufficient margin of safety for the loads expected.

8.3. Special studies

In view of its dimensions, it was deemed necessary to carry out Special



Figura 22. Paisaje nevado del valle de Montabliz antes de comenzar las obras.
Figure 22. Snow covered landscape of Montabliz valley before commencing the works.

que la capacidad del grupo de pilotes fue superior a la obtenida inicialmente, y que la cimentación diseñada dispone de un margen de seguridad suficiente para las cargas previstas.

8.2.2. Estudio de la cimentación de la pila 1

Las elevadas cargas que transmite la estructura así como las incertidumbres propias de la heterogeneidad e irregularidad de la Formación Calcárea J1 del Jurásico sobre el que se cimenta la pila 1 del Viaducto de Montabliz, hicieron necesario realizar un estudio detallado de sus condiciones de cimentación. De cara a evaluar el factor de seguridad de la cimentación planteada, desde un punto de vista tanto de estabilidad de la ladera como de cargas sobre los pilotes, se encargó a ITASCA Consultores la realización de una modelización numérica para su análisis. La calidad geotécnica de los materiales presentes en la cimentación se determinó a partir de los ensayos de muestras procedentes de sondeos y demás información facilitada.

Dada la heterogeneidad de los materiales presentes bajo la cimentación, se analizó el efecto que supondría que la roca en la que estuviera empotrado el pilote no tuviera continuidad, sino que fuera un bolo de caliza enterrado en arcillas. Con este análisis se comprobó que, si bien el efecto de la geometría de los contactos roca-arcilla bajo el pilote influía en los resultados, en cualquier caso, la existencia de una capa de caliza de al menos 4 m de espesor era suficiente frente a un posible mecanismo de hundimiento de la cimentación.

De cara a establecer la seguridad de la cimentación se evaluó el efecto en el

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

sistema de un incremento de todas las fuerzas actuantes sobre la pila, analizándose primeramente el comportamiento del modelo tras la aplicación de las cargas de la hipótesis pésima de servicio. El sistema se comportó elásticamente hasta un incremento de 2,5 veces las cargas de servicio. A pesar de este valor del factor de seguridad, y puesto que la mayoría de los pilotes se encontraban próximos a su resistencia límite a cortante en cabeza, se recomendó el anclaje del encepado a la roca de modo que se disminuyera la fuerza horizontal total sobre el encepado, y por tanto la individual sobre cada uno de los pilotes, a base de 15 tendones pretensados de 12 cables de 0,6" cada uno. De acuerdo con el análisis de esta nueva hipótesis, el factor seguridad frente a la plastificación de la cimentación aumentó hasta 3 por efecto de los anclajes al terreno. La efectividad de estos anclajes en la estabilidad de la cimentación resultó más evidente en los cortantes que se obtuvieron en los pilotes, dado que el porcentaje de pilotes agotados al triplicar las cargas de servicio, fue del 22% en la hipótesis con anclajes, frente al 80% que se obtuvo con el modelo sin anclar. El incremento de asiento del encepado en función del incremento de cargas sobre la pila, presentó un comportamiento prácticamente elástico hasta alcanzar un incremento de cargas de 3 veces la hipótesis de servicio, con un incremento de asientos en el encepado de 0,01 m. A partir de 3,5 veces la carga de servicio, la plastificación comienza a aumentar progresivamente.

Por todo lo anterior, de acuerdo con la modelización numérica realizada, la capacidad portante de la cimentación fue superior a la prevista inicialmente, así como el coeficiente de seguridad ante un hipotético deslizamiento de la ladera debido a la ejecución de la pila. Con todo esto, la cimentación diseñada, con un sistema de anclajes del encepado al terreno, dispone de un margen de seguridad suficiente para las cargas previstas.

8.3. Estudios especiales

Para la redacción del proyecto básico del Viaducto de Montabliz, dadas sus dimensiones, se consideró necesario realizar Estudios Especiales a cargo de PRINCIPIA, Ingenieros Consultores, en base a estudiar con mayor detalle la respuesta del viaducto, en fase de construcción y en servicio, ante solicitaciones excepcionales de sismo, viento y fuego, mediante la utilización del programa ABAQUS.

Para el estudio del viento, dado que se trata de una carga ambiental que solicita de forma aleatoria la estructura, se realizó un estudio mediante análisis espectral teniendo en cuenta los efectos tanto de la no linealidad geométrica como del material. El estudio sísmico realizado incluyó dos tipos de cálculos: un cálculo modal espectral en el dominio de la frecuencia, para las fases de construcción y servicio, y un segundo cálculo en el dominio del tiempo, con integración directa de la respuesta del viaducto ante la actuación de una historia de aceleraciones, realizado sobre la estructura completa. En lo referente al estudio térmico, ante la posibilidad de un incendio, se realizó un cálculo de transferencia de calor, en el que se estudió la propagación del mismo en el hormigón de la pila y la posible degradación de la resistencia de las armaduras.

El conjunto de estudios realizados, que ha tenido lugar durante el proyecto y la construcción del viaducto, han sido fundamentales para optimizar el diseño del puente.

9. PROCESO CONSTRUCTIVO

Los grandes puentes (Figura 21) se han de construir por adición de partes sucesivas, minimizando los medios de ejecución y montaje, de forma que en cada etapa de construcción se cree una estructura parcial que se debe resistir a sí misma y debe permitir la ejecución de la fase siguiente.

La construcción del viaducto, realizada por la empresa constructora Ferrovial-Agroman, tiene su origen en julio de 2004 con el inicio de la ejecución de los caminos necesarios para acceder a las cimentaciones de las cuatro pilas y de los dos estribos y comenzar su excavación (Figura 22). La Asesoría Técnica y la Asistencia Técnica a lo largo de toda la construcción del mismo han sido realizadas por las empresas consultoras Apia XXI y Torroja-Urbaconsult, respectivamente.

Una vez realizadas dichas excavaciones se procedió a la ejecución de los 49

Studies for drawing up the Montabliz Viaduct's basic design, commissioned to PRINCIPIA, Ingenieros Consultores, based on a detailed study of the viaduct's response in the construction phase and in service to exceptional earthquake, wind and fire stresses using the ABAQUS programme.

A study was made of the wind, as this is an environmental load which puts the structure randomly under stress, using a spectral analysis taking into account the effects both of the geometric non linearity and of the material. The seismic study carried out included two types of calculations: a modal spectral calculation in the frequency domain for the construction and service phases, and a second calculation in the time domain, with direct integration of the viaduct's response to the action of a history of accelerations carried out on the complete structure. As regards a heat study in view of the possibility of fire, a heat transfer study was performed in which its propagation in the pier's concrete and possible degradation of the reinforcements' strength were studied.

The overall studies made during the design and construction of the viaduct were fundamental for optimising the bridge's design.

9. CONSTRUCTION PROCESS

Large bridges (Figure 21) have to be built by adding successive parts, minimising construction and erection resources, so that a partial structure is created in every construction stage, that has to withstand itself and allow the next phase to be built.

Performed by the Ferrovial-Agroman construction company, the viaduct commenced its construction stage in July, 2004 by building the roads necessary to access the foundations of the four piers and two abutments and begin excavating them (Figure 22). Apia XXI and Torroja-Urbaconsult respectively provided a Technical Advisory Service and Technical Assistance throughout the viaduct's construction.

Once these excavations had been dug, the 49 piles of 30 m length and 1.5 m diameter in the foundations of pier 1 and the 56 piles of 35 m length and 1.5

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



Figura 23. Detalle de autotrepa.
Figure 23. Detail of the self-climbing formwork.



Figura 24. Ejecución de alzados de pilas 2 y 3.
Figure 24. Execution of piers 2 and 3 elevations.

m diameter in each of piers 2 and 3 foundations were built. The cappings of these piles and the footings of pier 4 and of abutments 1 and 2 were then executed.

PERI defined the variants of the modular PERI ACS (Automatic Climbing System) for the viaduct for building the structure's four piers with circular variation both in the transversal elevation and the longitudinal over a large part of their height, developing an innovating system based on self-climbing formwork used for the first time in Spain in building bridge piers (Figure 23).

This is a hydraulic system called self-climbing in which a portal crane is placed on the working platforms and the interior and exterior forms can advance and go back safely and quickly, by means of travellers, reaching lift rates around 0.5 m per minute and allowing all the pier lifts or tiers to be fitted with forms which are then struck, in any weather conditions and without the need for external cranes.

The elevations of the structure's four piers were completed using four self-climbing forms and with the aid of four tower cranes attached on the outside longitudinal elevation of each of the piers (Figure 24). Each of the piers was subdivided into tiers of 4 m long. These were built one after the other progressing in vertical cantilevers. The complete cycle of overall operations required to build each of the pier lifts or tiers in approximately fives days was as follows: self-climbing form vertically advances to build the

pilotes de 30 m de longitud y 1,5 m de diámetro que se encuentran en la cimentación de la pila 1 y de los 56 pilotes de 35 m de longitud y 1,5 m de diámetro que se encuentran en cada una de las cimentaciones de las pilas 2 y 3. Posteriormente se ejecutaron los encepados de dichas pilas y las zapatas de la pila 4 y de los estribos 1 y 2.

Para la construcción de las cuatro pilas de la estructura con variación circular tanto en el alzado transversal como en el longitudinal, en gran parte de su altura, PERI definió, para el citado viaducto, las variantes del sistema modular PERI ACS (Automatic Climbing System), desarrollando un sistema innovador a base de una cimbra autotrepante utilizada por primera vez en España en la ejecución de pilas de puentes (Figura 23).

Se trata de un sistema hidráulico denominado autotrepa en el que, con un pórtico colocado sobre las plataformas de trabajo, los encofrados interior y exterior pueden avanzar y retroceder por medio de carros de desplazamiento de forma segura y rápida, alcanzando velocidades de elevación en el entorno de 0,5 m por minuto y permitiendo el encofrado y desencofrado de todas las trepas de las pilas; todo ello en cualquier condición meteorológica, sin necesidad de grúas externas.

Mediante la utilización de cuatro cimbras autotrepantes, y con la ayuda de cuatro grúas torre adosadas en el alzado longitudinal externo de cada una de las pilas, se consiguieron completar los alzados de las cuatro pilas de la estructura (Figura 24). Cada una de las pilas se subdividió en trepas de 4 m de longitud. Éstas se fueron construyendo una a continuación de la otra, progresando en voladizos verticales. El ciclo completo del conjunto de operaciones, que se necesitaron para construir cada una de las trepas de las pilas, en aproximadamente cinco días, fue el siguiente: avance en vertical de la cimbra autotrepante para ejecutar la nueva trepa, nivelación topográfica de la misma, colocación de la armadura pasiva de la nueva trepa -prefabricándola en ocho tramos a pie de obra (cuatro esquinas y cuatro módulos intermedios) e izándola y colocándola en su posición definitiva mediante la grúa torre-, hormigonado de la trepa, y endurecimiento del hormigón para referirlo definitivamente a la trepa anterior. El número de trepas necesario para eje-

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



Figura 25. Ejecución de la dovela "0".
Figure 25. Execution of the "0" segment.

cutar la totalidad de los alzados de las pilas 1, 2, 3 y 4 del viaducto ha sido de 15, 32, 28 y 13 respectivamente.

Para la ejecución del tablero se ha realizado una solución evolutiva en la que, a lo largo de todo el proceso constructivo, la parte del puente ya construida ha sido capaz de soportarse a sí misma, a las sobrecargas de obra y a la fase siguiente del propio tablero.

La empresa noruega NRS, con gran experiencia a nivel mundial en la construcción de puentes ejecutados mediante la técnica de avance en voladizo, ha diseñado las parejas de carros de avance a utilizar en la ejecución de las dovelas del tablero. La definición de la sección transversal de 26,1 m de anchura y resuelta mediante cajón único, las condiciones exigentes del trazado en lo relativo a curvatura en planta (radio de 700 m), peralte transversal del 8% e inclinación longitudinal del 5,57%, y la necesidad de minimizar el número de dovelas para agilizar de esta forma la ejecución del viaducto, han dificultado en gran medida el diseño de los mismos. Dichas dovelas son las de mayor peso y mayores dimensiones construidas hasta la fecha en España y de las mayores en el mundo. Su importante peso (1.400 kN) y su gran capacidad de carga (4.500 kN), han venido condicionados por la longitud máxima de dovela definida, de peso elevado (4.200 kN) y longitud significativa (5 m).

Estos carros de avance son estructuras metálicas que soportan el peso del hormigón fresco, el peso de los encofrados y la sobrecarga de obra, empotrándose en la dovela anterior mediante unos apoyos a compresión situados sobre las almas del tablero, a 0,4 m del frente de la dovela ya ejecutada, y una tracción en las barras dispuestas para tal efecto a 0,5 m del inicio de la dovela anterior. En los extremos de la sección cajón unas vigas carrileras facilitan el avance de los carros de una dovela a la siguiente.

new tier, it is topographically levelled, the new tier's passive reinforcement is fitted -prefabricating it in eight stretches on site (four corners and four intermediate modules) and hoisting it up and placing it in its final position using the tower crane -, concreting the tier and concrete hardening to finally refer it to the previous lift or tier. The number of lifts required to build all the elevations of the viaduct's piers 1, 2, 3 and 4 was respectively 15, 32, 28 and 13.

An evolute solution was drawn up for building the deck in which, throughout the construction process, the part of the bridge already constructed was able to support itself, the work live loads and the next phase of the deck itself.

With long world-wide experience in bridge building with the cantilever technique, the Norwegian NRS designed the pairs of travellers to be used in executing the deck's segments. The definition of the cross section 26.1 m wide resolved with a single box, the demanding alignment conditions with respect to the plan curvature (700 m radius), 8% cross camber and longitudinal slope of 5.57%, plus the need to minimise the number of segments to thus speed up the viaduct's construction, made the design thereof, to a great extent, difficult. These segments are those weighing most and having the largest dimensions built up to date in Spain and amongst the largest in the world. Their heavy weight (1,400 kN) and high load capacity (4,500 kN),



Figura 26. Alzado longitudinal de pilas con dovelas "0" terminadas.
Figure 26. Longitudinal elevation of the piers with "0" segments finished.

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



Figura 27. Ejecución de dovelas tipo mediante carros de avance.
Figure 27. Building standard segments with travellers.

was conditioned by the maximum length of the segment defined, with a heavy weight (4,200 kN) and significant length (5 m).

These travellers are metal structures that support the weight of fresh concrete, the weight of the forms and site live loads, and embed into the previous segment by compression supports on the deck's core, 0.4 m from the front of the now built segment and a tensile stress in the bars arranged to such effect 0.5 m from the beginning of the previous segment. Rail girders at the ends of the box section facilitate the advance of the travellers from one segment to the next.

The deck's construction process commenced by building its first segments –7 m long– in which the vertical transversal diaphragms are located, corresponding to the extensions of the front and rear faces of each of the piers - on the crown of each of the four piers, called "0" segments (Figure 25). These segments are embedded in all the piers with the purpose of ensuring the deck's stability before finishing the structure, since, in the execution phase, the deck is in the form of two noticeably equal cantilevers constituting both overhangs whose static equilibrium raises a characteristic problem in this type of construction, which worsens when the deck's clear spans are so high.

A progression in the construction is established as from these segments, such that partial self-bearing structures or structures aided by auxiliary elements are determined. Thus, once each pair of travellers had been fitted on each of the said "0" segments (Figure 26), the successive segments were symmetrically and simultaneously built in the four piers without subjecting them to high overturning moments. A maximum lag of one segment between the cantilevers of one and the same "T" was allowed throughout the construction of all the deck's segments.

To the lack of simultaneousness in concreting the symmetrical segments had to be added the disequilibrium stresses from construction inaccuracies (difference in weight of one cantilever compared to another), site live-loads, wind and, possibly, incidents that might have arisen during the course thereof such as the mobile concreting equipment falling, a traveller falling [1] and [6].

The deck was sub-divided into segments of lengths varying between 4 and 5 m (Figure 27). The complete cycle of overall operations needed to build each of the deck's segments in approximately eight days, was as follows: moving the traveller to build the new segment, supported on the previous segment, its topographical levelling, fitting the passive and active reinforcement of the new segment -prefabricating the passive reinforcement in stretches on site and hoisting it up and placing it in its final position by means of the tower crane -, concreting the bottom slab, cores and top slab of the new segment, concrete

El proceso constructivo del tablero se inició con la ejecución de las primeras dovelas del mismo -de 7 m de longitud en las que se encuentran los diafragmas transversales verticales correspondientes a las prolongaciones de las caras frontal y dorsal de cada una de las pilas- sobre la coronación de cada una de las cuatro pilas, denominadas dovelas "0" (Figura 25). Estas dovelas se encuentran empotradas en todas las pilas, con el fin de asegurar la estabilidad del tablero antes de finalizar la estructura, ya que, en fase de ejecución, éste se presenta bajo la forma de dos ménsulas sensiblemente iguales, constituyendo sendos voladizos cuyo equilibrio estático plantea un problema característico de este tipo de construcción, que se agudiza cuando las luces del tablero son tan elevadas.

A partir de dichas dovelas se establece una progresión en la construcción, de manera que se determinan estructuras parciales autoportantes o ayudadas por elementos auxiliares. De esta forma, una vez que fue instalada cada pareja de carros de avance sobre cada una de dichas dovelas "0" (Figura 26), se fueron ejecutando simétricamente las sucesivas dovelas, y de forma simultánea en las cuatro pilas sin someter a las mismas a momentos de vuelco elevados. A lo largo de la construcción de todas las dovelas del tablero se permitió un desfase de una dovela como máximo entre los voladizos de una misma "T".

A la falta de simultaneidad en el hormigonado de las dovelas simétricas hubo que añadir los esfuerzos de desequilibrio provenientes de las imprecisiones de la construcción (diferencia de peso de una ménsula con respecto a la otra), sobrecargas de obra, viento y, eventualmente, incidentes que hubieran podido surgir durante el transcurso de la misma como podría haber sido la caída del equipo móvil de hormigonado, la caída de un carro de avance, etc [1] y [6].

El tablero se subdividió en dovelas cuya longitud osciló entre 4 y 5 m (Figura 27). El ciclo completo del conjunto de operaciones, que se necesitaron para construir cada una de las dovelas del tablero en aproximadamente ocho días, fue el siguiente: traslado del carro de avance para ejecutar la nueva dovela apoyándose en la dovela anterior, nivelación topográfica de la misma, colocación de la armadura pasiva y activa de la nueva

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



Figura 28. Avance progresivo de las "Ts" de la estructura.
Figure 28. Progressive advance of the structure's "Ts".

dovela –prefabricándose la armadura pasiva en tramos a pie de obra e izándola y colocándola en su posición definitiva mediante la grúa torre–, hormigonado de la losa inferior, almas y losa superior de la nueva dovela, endurecimiento del hormigón y tesado del pretensado de construcción de la misma, para referirla definitivamente a la dovela anterior.

El número de dovelas necesario para completar cada uno de los voladizos de las "Ts" de las pilas 1 y 4 es de 15, mientras que en las "Ts" de las pilas 2 y 3 existen 15 dovelas en los voladizos presentes en los vanos 2 y 4 y 17 en el vano central (Figuras 28, 29 y 30).

En los vanos extremos 1 y 5, las zonas más próximas a los estribos de canto constante -fases laterales- se construyeron mediante cimbra aporticada. Una vez ejecutadas éstas, el tablero se apoyó en los estribos y en una torre provisional en el vano 1 y en dos en el vano 5, de mayor longitud. Desde la ejecución de la primera fase hasta su unión con la "T" correspondiente de las pilas 1 y 4, tesado del pretensado de continuidad, y por tanto, eliminación de las torres provisionales, las fases laterales fueron pasando por una serie de subestructuras, cuyo cálculo se realizó de acuerdo con las acciones previstas en cada etapa de construcción.



Figura 29. Vista general de las "Ts" de las cuatro pilas.
Figure 29. General view of the four piers' "Ts".

hardening and tensile stressing of the construction prestressing thereof to finally refer it to the previous segment.

The number of segments required to complete each of the cantilevers of the piers 1 and 4 "Ts" is 15, whilst there are 15 segments in piers 2 and 3 "Ts" in the cantilevers in spans 2 and 4 and 17 in the central span (Figures 28, 29 and 30).

The areas closest to the constant depth abutments -side phases- were built with rigidly framed centring in the end spans 1 and 5. Once executed, the deck was supported on the abutments and on a provisional tower in span 1 and on two in span 5, the longest. From executing the first phase until its joining with the "T" of piers 1 and 4, tensile stressing of continuity prestressing and, therefore, the removal of the provisional towers, the side phases were going through a series of sub-structures, which were calculated according to the forces expected in each construction stage.

After executing the elevations of both abutments and of the deck's side phase, and once the four "Ts" had been built, the cantilevers were joined to each other by making all the connecting segments (Figure 31), securing the union of the cantilevers and re-establishing the continuity of the whole structure.

The segments joining the five spans were made using auxiliary structures (Figure 32) consisting in 8 closed rectangular sectioned metal girders that transmitted the compression and tensile stresses to the top and bottom slabs by means of sliding supports and vertical bars either prestressed or simply threaded depending on their construction phase, therefore working like embedded-articulated structures in the initial phases - until 50% of the joining segments had been concreted -, and like embedded-embedded in the final phase.

The joining segments of the side spans 1 and 5 were first built using the said auxiliary structures. The joining segments of the intermediate 2 and 4 spans were then built and the two remaining segments were constructed, completing the cantilevers of the "Ts" of piers 2 and 3 of the central span. Finally, the last joining segment of that span was built (Figures 33 and 34).

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



Figura 30. Detalle de carros acercándose en pilas 2 y 3.
Figure 30. Detail of travellers approaching each other at piers 2 and 3.



Figura 31. Vista inferior de encofrado de dovela de cierre
Figure 31. Underneath view of the connection segment's formwork.



Figura 32. Detalle de cierre de vano 5 sobre el bosque mixto de Montabliz.
Figure 32. Detail of span 5's closing over the mixed Montabliz wood.

Tras finalizar la ejecución de los alzados de sendos estribos y de las fases laterales del tablero, y una vez concluida la construcción de las cuatro "Ts", las ménsulas se unieron entre sí mediante la realización de todas las dovelas de cierre (Figura 31), asegurando la unión de los voladizos y reestableciendo la continuidad de toda la estructura.

Las dovelas de cierre de los cinco vanos se ejecutaron mediante unas estructuras auxiliares (Figura 32) consistentes en 8 vigas metálicas de sección rectangular cerrada que transmitieron los esfuerzos de compresión y tracción a las losas superior e inferior mediante apoyos deslizantes y barras verticales pretensadas o simplemente roscadas en función de la fase de ejecución de las mismas, funcionando por tanto, como estructuras empotradas-articuladas en las fases iniciales –hasta el hormigonado del 50% de la dovelas de cierre–, y como empotradas-empotradas en la fase final.

En primer lugar, se procedió a la ejecución de las dovelas de cierre de los vanos laterales 1 y 5 mediante la utilización de dichas estructuras auxiliares. Posteriormente, se ejecutaron las dovelas de cierre de los vanos intermedios 2 y 4, y se terminaron por construir las dos dovelas restantes, completando los voladizos de las "Ts" de las pilas 2 y 3 del vano central. Finalmente, se procedió a la ejecución de la dovela de cierre de dicho vano (Figuras 33 y 34).

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, se ejecutó en dos fases. En primer lugar se construyó mediante avance en voladizo la sección cajón de 15,7 m de anchura y, posteriormente una vez realizados los cierres de cada uno de los vanos, se ejecutaron los voladizos laterales de 5,2 m de longitud cada uno de ellos mediante pequeños carros metálicos (Figuras 35 y 36). Finalmente se procedió a la colocación de las barreras de seguridad laterales y central, a la impermeabilización y afirmado de la cara superior del tablero, y a la realización de los acabados correspondientes.

10. ANÁLISIS EXPERIMENTAL

10.1. Instrumentación

Dada la altura y las luces del viaducto se consideró necesario realizar un

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



Figura 33. Vista aérea de la estructura durante la ejecución de los voladizos laterales.
Figure 33. Aerial view of the structure whilst the side cantilevers were being built.



Figura 34. Vista inferior de tablero desde estribo 2.
Figure 34. Underneath view of the deck from abutment 2.



Figura 35. Carros de nervios transversales de voladizos.
Figure 35. Transversal rib travellers.



Figura 36. Vista general del viaducto.
Figure 36. General view of the viaduct.

control de la respuesta estructural del mismo, tanto durante su construcción como durante su vida útil, bajo las solicitaciones de viento y tráfico. La empresa Kinesia ha instalado una instrumentación estática y dinámica, orienta-

The deck's cross section 26.1 m wide was built in two phases. The 15.7 m wide box section was cantilever built first and, once each of the spans had been joined, the 5.2 m long cantilevers were built, using small special metal travellers (Figures 35 and 36). Finally, the side and central safety barriers were fitted, the top side of the deck was water proofed and surface paved and the pertinent finishes carried out.

10. EXPERIMENTAL ANALYSIS

10.1. Instrumentation

In view of the viaduct's height and clear spans, it was deemed necessary to monitor its structural response under wind and traffic stresses, both during construction and its useful life. The Kinesia company fitted static and dynamic instruments directed towards characterising thermal and wind forces.

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

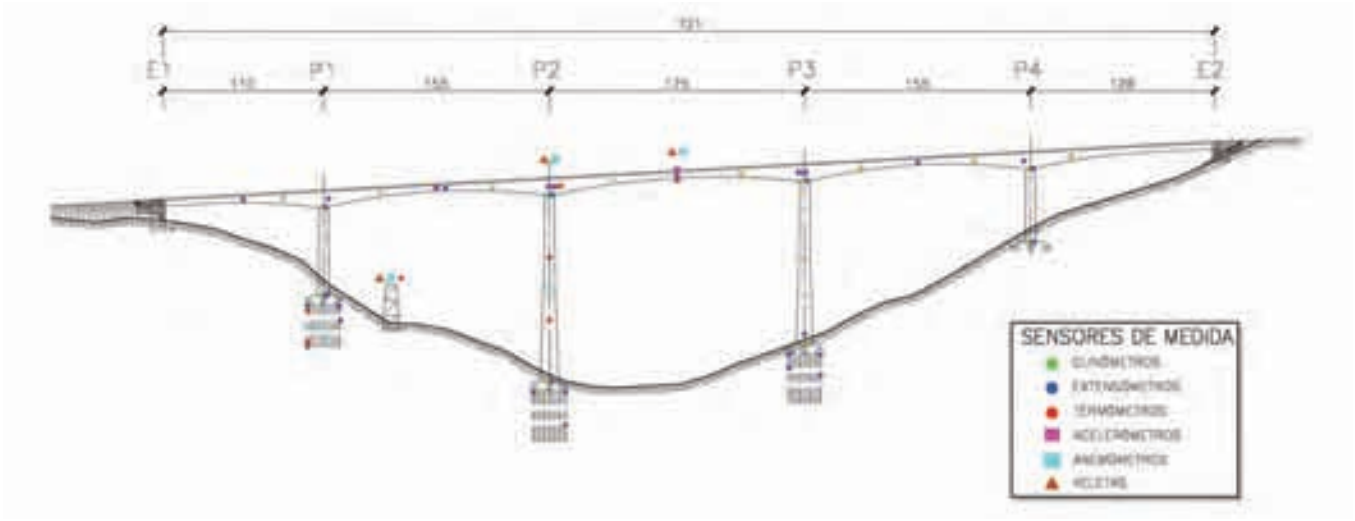


Figura 37. Plano de instrumentación (cotas en metros)
Figure 37. Instrumentation drawing (levels in metres).

The instrumentation consists in measuring a set of physical magnitudes of the bridge –temperature, reinforcement extension, pier and deck slope, wind direction and speed, accelerations…– using a computer run data acquisition system, with real time electronically recorded sensors, with the purpose of monitoring the structure's most significant parameters –movements in pier foundations and crown, movements in the deck's "T" arms, stresses in the most representative sections of the piers and deck, longitudinal and transversal thermal gradients in piers and vertical and horizontal in the deck …– (Figure 37).

The static part of the measuring instrument system regularly records (every 10 minutes) the state of the structure, by automatic reading, and point operations deemed necessary (traveller advance, tier and segment concreting, etc.). Automatic readings can also be intensified when a certain operation is carried out and it is of interest to record in detail the evolution of a measurement such as, for example, analysing thermal evolution during the first hours of concreting (concrete setting).

All records are kept in a real time internet accessible data base for later use. The dynamic instruments work independently, by automatic captures in events exceeding preset trigger thresholds (when wind speed or acceleration of some structural point exceeds certain figures).

During the viaduct's construction, the instrumentation was fundamental in monitoring deck and pier movements and, therefore, in following its cambers; the piers' verticality was checked with clinometer readings, i.e., the disequilibrium's and equilibriums caused by the concreting of segments on one or both sides of the piers' centre lines, corrected by the gradients provided by the temperature probes, wind speeds and directions, tensions worked out from extensions measured on extensometers, etc.

The structure's instrumentation, which was undertaken throughout the viaduct's construction and will continue once it has come into service, has all the effects of a real scale test, a pioneer in Spain in viaducts of this magnitude. Its analysis and monitoring in cooperation with the Ministry for Development will serve as a basis for drawing up future regulations, thanks to new calculation bases being set up.

10.2. Wind tunnel tests

In view of the characteristics of the viaduct and valley in which it is located, it was deemed necessary to commission Force Technology, a company with lengthy experience in this kind of analysis, with performing two wind tunnel tests in order to accurately determine the wind force on the bridge.

10.2.1. Test 1: Aerodynamic coefficients and the Appearance of eddies

The aim of the first test was to set the aerodynamic wind coefficients relating

da a la caracterización de las acciones térmica y eólica.

La instrumentación consiste en la medición de un conjunto de magnitudes físicas del puente –temperatura, alargamiento de armaduras, inclinación de pilas y tablero, dirección y velocidad del viento, aceleraciones…– mediante un sistema de adquisición de datos gobernado por ordenador, con sensores registrados electrónicamente en tiempo real, con el fin de controlar los parámetros estructurales más significativos de la estructura –movimientos en cimentación y coronación de pilas, movimientos en los brazos de las "T" del tablero, esfuerzos en las secciones más representativas de las pilas y del tablero, gradientes térmicos, longitudinales y transversales en pilas, y verticales y horizontales en tablero…– (Figura 37).

La parte estática del sistema instrumental de medida registra periódicamente (cada 10 minutos), mediante lectura automática, el estado de la estructura, pudiéndose registrar manualmente las operaciones puntuales que se consideren necesarias (avance de carros, hormigonado de trepas y dovelas, etc…). Así mismo es posible intensificar las lecturas automáticas cuando se haga una operación determinada e interese registrar con detalle la evolución de una medida, como por ejemplo, analizar la evolución térmica durante las primeras horas de hormigonado (fraguado del hormigón).

Todos los registros quedan almacenados en una base de datos, accesible

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

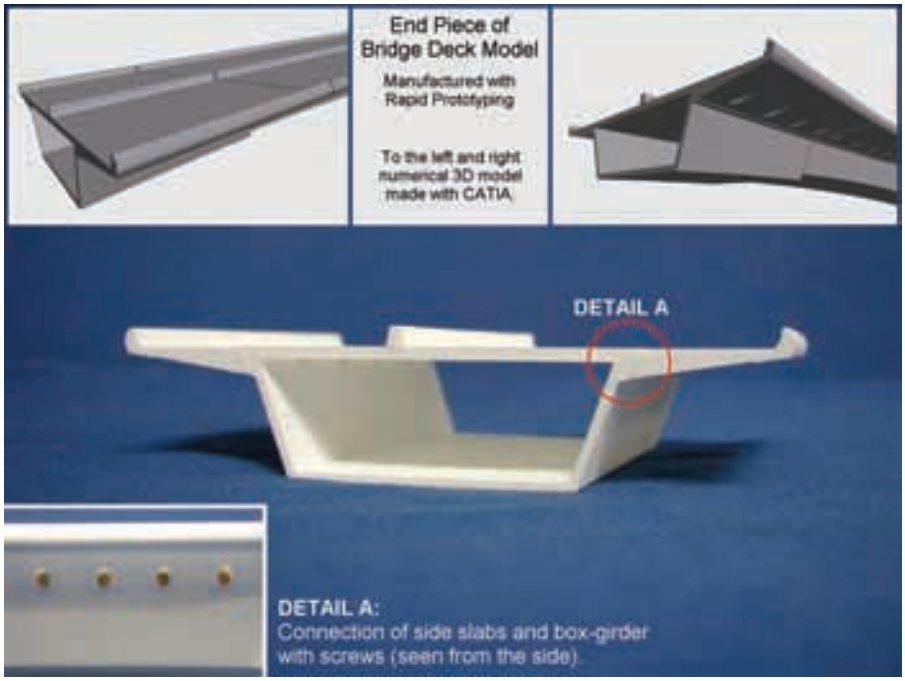


Figura 38. Detalle de modelización de sección del tablero.
Figure 38. Detail of the deck cross section's modelling.

en tiempo real vía internet, para su posterior utilización. La instrumentación dinámica funciona de forma independiente, mediante capturas automáticas ante eventos que superan los umbrales de disparos prefijados (cuando la velocidad del viento o la aceleración de algún punto estructural superen ciertos valores).

Durante la ejecución del viaducto la instrumentación ha sido fundamental en el control de los movimientos del tablero y de las pilas y, por tanto, en el seguimiento de las contraflechas del mismo; con las lecturas de los clinómetros, se ha comprobado la verticalidad de las pilas, es decir, los desequilibrios y equilibrios provocados por el hormigonado de las dovelas a uno o ambos lados de los ejes de las pilas, corregidas mediante los gradientes aportados por las sondas de temperatura, las velocidades y direcciones del viento, las tensiones deducidas de los alargamientos medidos en los extensómetros…

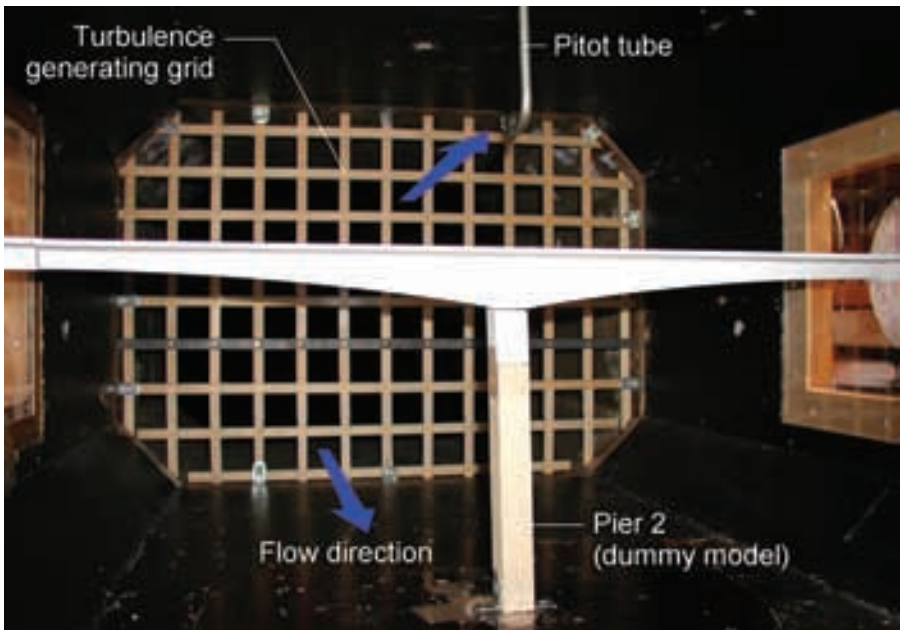


Figura 39. Ensayo de "T" de pila 2 en túnel de viento.
Figure 39. Pier 2 "T" test in wind tunnel.

to horizontal thrust, vertical force and torsional moment of the viaduct's deck as well as to study the possibility of vortices or eddies appearing there.

Two phases were analysed: construction –box section - and service–complete deck with box, cantilevers and safety barriers -. Different pieces were used for making the model such that the cantilevers and safety barriers could be assembled later. Thus a 1:200 scale model was made in which a half cantilever of the "T" for pier 2, the highest in the viaduct, was represented, and the plan curvature, the camber, the longitudinal slope and variation in depths and widths of the deck were reproduced (Figure 38).

The cross wind was studied in two directions (75º and 255º to the geographical north), in order to analyse the deck curvature's influence and it was found that the 255º direction was the worst and, therefore, that in which the highest figure for the aerodynamic coefficients were obtained (Figure 39). Measurement was made vertically and horizontally, since it was assumed that, except in the vicinity of the pier, the flow occurs in two dimensions, and the resulting forces could be projected onto the main directions to the viaduct with the camber's slope angle. The measurement was made at 7 points 0.15 m from the deck and 1 located at a pier and the other 6 equidistant 20 m, 3 on each side thereof (Figure 40).

The static forces induced in the deck were normalised and thus the non dimensional drag, vertical and torsional moment coefficients of in the model corresponding to the crown of pier 2 were obtained. The forces and coefficients resulting depended on the Reynolds number and, therefore, the test was performed with different speeds. Figures stabilised for high speeds.

As the force induced in the crown of pier 2 and the coefficient of drag are directly proportional, the aerodynamic coefficients in each deck section were obtained from the ratio between the head force obtained in the test and that calculated with the current IAP-98 regulations in force, for one and the same speed. The pier's drag coefficients were calculated from the Eurocode as being very much tested geometry.

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

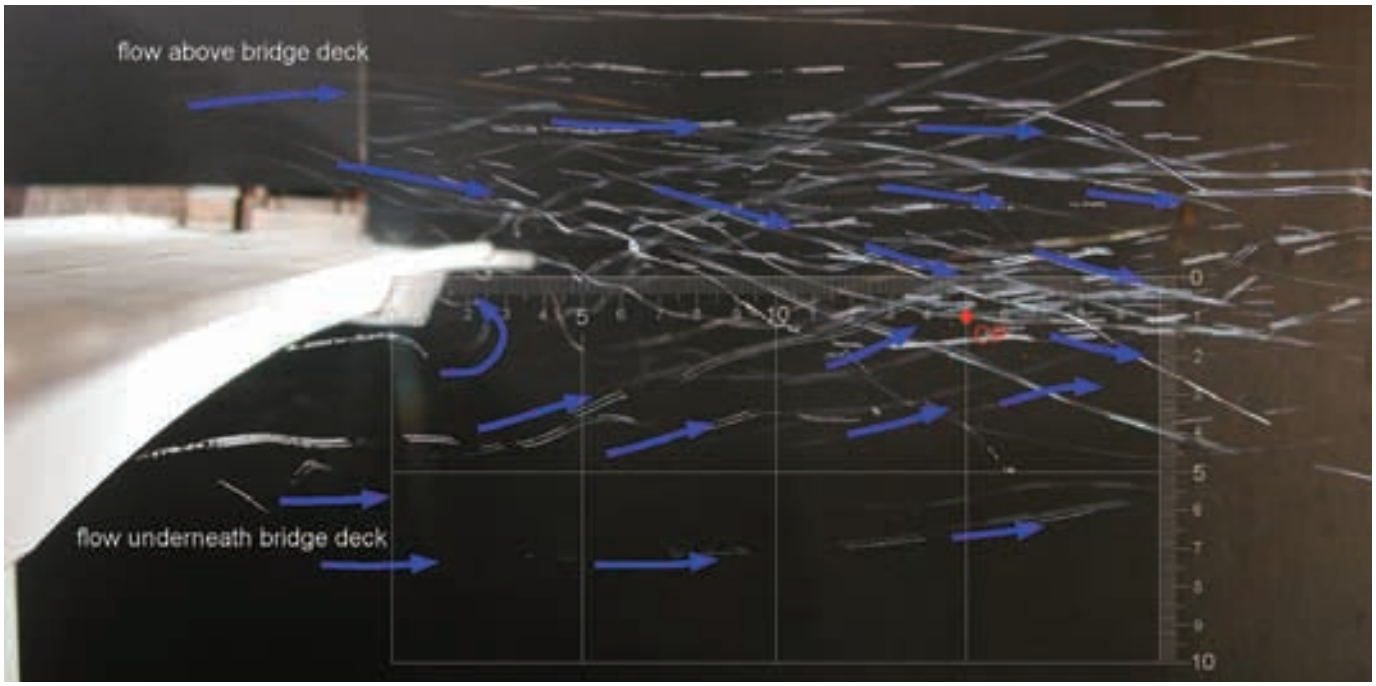


Figura 40. Flujo de viento en "T" de pila 2.
Figure 40. Wind flow at pier 2's "T".

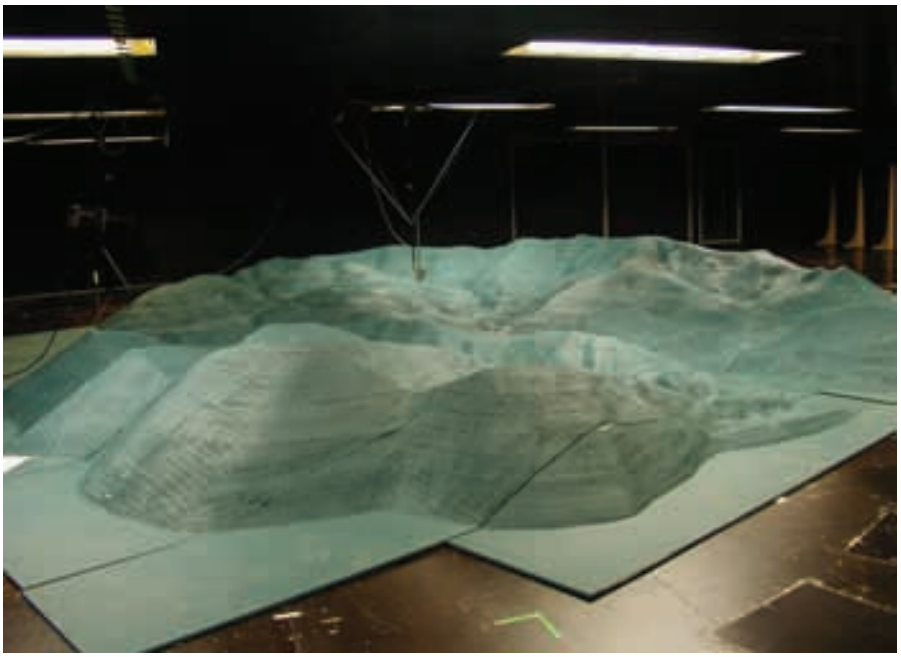


Figura 41. Maqueta en 3D del área de estudio.
Figure 41. 3D Model of the study area.

The drag coefficients obtained enabled the wind thrust on the deck and, therefore, of the stresses produced thereby, to be reduced, with the consequent optimisation of the sizing of piers and of their foundations as far as passive reinforcement and length of pile are concerned.

10.2.2. Test 2: Ground model

The purpose of this second test was to study the main wind speeds and intensity of the turbulence transversal and longitudinal to the valley and to the viaduct.

A 1:1,600 scale 3D model was made that modelled the area's actual orography where the structure is located in an area of 65 km^2 (Figure 41), where speeds were measured at a reference point –weather station– and at twelve representative points on the viaduct –4 in pier 2, the structure's highest, and the rest in span centres and deck pier sections–.

La instrumentación de la estructura, que se ha llevado a cabo a todo lo largo de la construcción del viaducto y que proseguirá una vez realizada la puesta en servicio del mismo, tiene todos los efectos de un ensayo a escala real, pionero en España en viaductos de esta envergadura. Su análisis y seguimiento en colaboración con el Ministerio de Fomento, servirá de base para la elaboración de futuras normativas, gracias al establecimiento de nuevas bases de cálculo.

10.2. Ensayos de túnel de viento

Dadas las características del viaducto y del valle en que se encuadra, se consideró necesario, en base a determinar con precisión la acción del viento sobre el puente, la realización de dos ensayos con túnel de viento a cargo de la empresa danesa Force Technology de gran experiencia en este tipo de análisis.

10.2.1. *Ensayo 1: Coeficientes aerodinámicos y Aparición de remolinos*

El objetivo del primer ensayo realizado fue establecer los coeficientes aerodinámicos del viento relativos a empuje horizontal, fuerza vertical y momento torsor del tablero del viaducto, así como estudiar la posibilidad de aparición de vórtices o remolinos en el mismo.

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

Se analizaron dos fases: construcción –sección cajón– y servicio –tablero completo con cajón, voladizos y barreras de seguridad–. Para la elaboración del modelo se utilizaron diferentes piezas de forma que los voladizos y las barreras de seguridad se pudieran ensamblar posteriormente. De esta manera se realizó un modelo a escala 1:200 en el que se representó medio voladizo de la "T" correspondiente a la pila 2, la de mayor altura del viaducto, reproduciéndose la curvatura en planta, el peralte, la inclinación longitudinal y la variación de cantos y anchos del tablero (Figura 38).

Con el objeto de analizar la influencia de la curvatura del tablero se estudió el viento transversal en los dos sentidos (75º y 255º con respecto al norte geográfico), comprobándose que el sentido 255º era el más desfavorable y, por tanto, en el que se obtuvieron mayores valores de los coeficientes aerodinámicos (Figura 39). La medición se realizó en vertical y horizontal, ya que se asumió que, salvo en las proximidades de la pila, el flujo se realiza en dos dimensiones, pudiéndose proyectar las fuerzas resultantes sobre las direcciones principales al viaducto con el ángulo de inclinación del peralte. La medición se realizó en 7 puntos separados 0,15 m del tablero y situados 1 en pila, y los otros 6 equidistantes 20 m, 3 a cada lado de la misma (Figura 40).

Las fuerzas estáticas inducidas en el tablero se normalizaron, obteniéndose así los coeficientes adimensionales de arrastre, vertical y de momento torsor en el modelo correspondiente a la coronación de la pila 2. Las fuerzas y coeficientes resultantes dependían del nº de Reynolds por lo que el ensayo se realizó con diferentes velocidades. Los valores se estabilizaron para velocidades elevadas.

Como la fuerza inducida en la coronación de la pila 2 y el coeficiente de arrastre son directamente proporcionales, los coeficientes aerodinámicos en cada sección del tablero se obtuvieron a partir de la relación entre la fuerza en cabeza obtenida en el ensayo, y la calculada con la normativa vigente IAP-98, para una misma velocidad. Los coeficientes de arrastre de la pila, por tratarse de una geometría muy ensayada, se calcularon a partir de la formulación del Eurocódigo.

Los coeficientes de arrastre obtenidos permitieron la reducción del empuje de viento sobre el tablero y, por tanto, de los esfuerzos producidos por el mismo, con la consiguiente optimización del dimensionamiento de las pilas y de sus cimentaciones, en lo que a armadura pasiva y longitud de pilotes se refiere.

10.2.2. Ensayo 2: Modelo del terreno

La finalidad de este segundo ensayo fue estudiar las velocidades principales de viento y la intensidad de turbulencia transversal y longitudinal al valle y al viaducto.

Se realizó una maqueta en 3D a escala 1:1.600 que modelizó la orografía real de la zona en donde se encuadra la estructura en un área de 65 km^2 (Figura 41), en la que se midieron las velocidades en un punto de referencia –estación meteorológica– y en doce puntos representativos del viaducto –4 de ellos en la pila 2, la más alta de la estructura, y el resto en centros de vano y secciones de pila del tablero–.

Al analizar las velocidades principales en el punto de referencia para cada una de las direcciones, se observó que las velocidades del viento longitudinal eran del orden de la mitad que las del viento transversal, ya que las primeras se encuentran muy influenciadas y, por tanto, reducidas por el terreno.

Para establecer una relación entre el modelo y la realidad, se midió la velocidad de viento en la posición de referencia y se multiplicó por las relaciones dadas en cada uno de los puntos para cada viento. En las 5 direcciones de viento estudiadas se midieron la velocidad horizontal proyectada, según la dirección del viento correspondiente, y la vertical en el citado punto de referencia y en los 12 puntos representativos del puente comentados anteriormente. Los resultados mostraron la doble influencia del terreno en los puntos de medida y en la estación de referencia. La visualización del flujo en el ensayo se realizó mediante burbujas de helio, que permitieron predecir el flujo predominante de viento para cada dirección, la separación del mismo en su caso, y la existencia o no de turbulencias con recirculaciones.

El viento transversal (45º, 70º y 250º), se canaliza longitudinalmente en el valle con poca influencia de las montañas que le rodean, por lo que apenas encuentra obstáculos diferentes del via-

On analysing the main winds at the reference point for each of the directions, the longitudinal wind speed was seen to be in the order of half the cross wind's since the former are very much influenced by the ground and, therefore, reduced.

The wind speed at the reference position was measured and multiplied by the ratios given at each of the points for each wind, in order to set a ratio between the model and reality. The horizontal speed designed was measured in the 5 wind directions studied, according to the pertinent wind direction, and the vertical at the said reference point and at the 12 representative points of the bridge mentioned earlier. The results showed the dual influence of the ground at the measurement points and at the reference station. The test flow was displayed by means of helium bubbles that enabled the predominant wind flow for each direction, the separation thereof, should such be the case, and whether turbulence with recirculation existed or not to be predicted.

The cross wind (45º, 70º and 250º), is longitudinally channelled in the valley with little influence from the mountains surrounding it and it therefore hardly finds any obstacles other than the viaduct in passing through; the latter is situated practically transversal to the valley and the flow is gently ascending to the mountains, and may be considered practically horizontal, with minor turbulence with intensities of less than 20%, which is normal in viaducts and valleys of this magnitude.

The longitudinal wind (160º and 340º) (Figure 42), runs from summit to summit of the mountain and goes from one side of the valley to the other, crowning them. Its speed reduces significantly at the bridge on the flow opening at its centre, and even separating, at the same time as turbulence appears. This is why the flow stops being horizontal and becomes noticeably descending at the two piers closest to the wind's origin and ascending at the other two. In any event, the angle of inclination does not exceed 20º, in the order of 6º at the central piers, which are the highest and most wind affected. As a counterpart, the intensity of the turbulence is much higher than in the foregoing case; above 25% and, therefore, difficult to calibrate with the model.

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

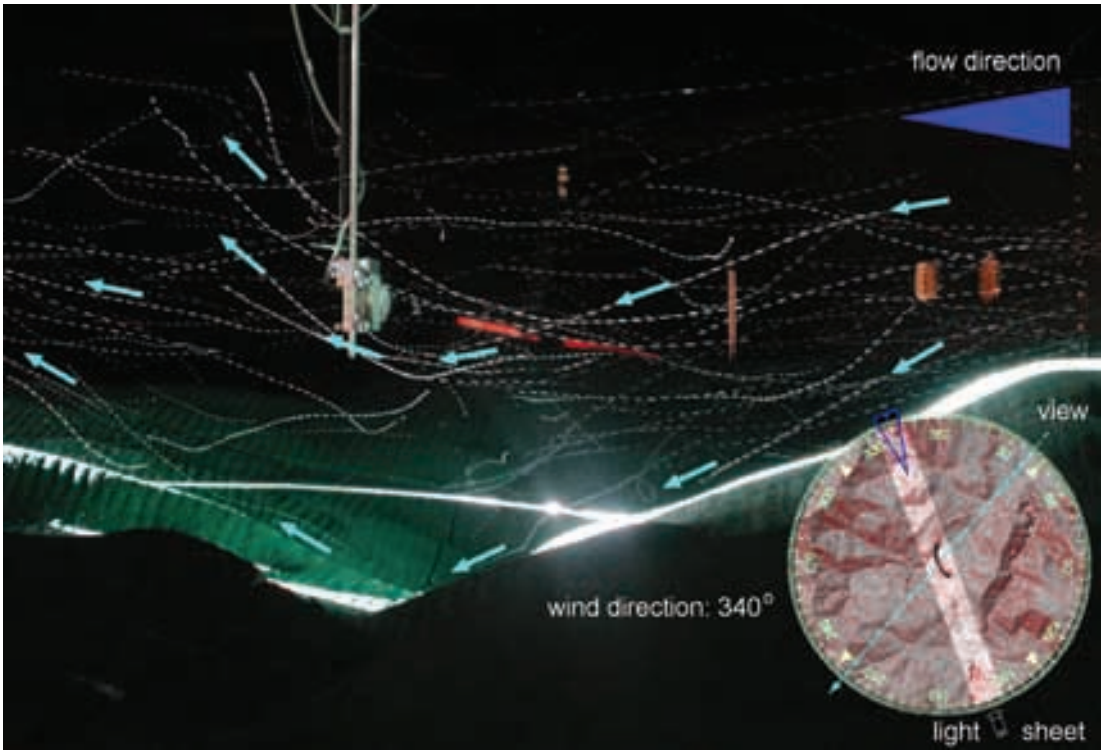


Figura 42. Visualización del viento longitudinal en el modelo de la estructura.
Figure 42. Display of the longitudinal wind in the structure's model.

The results obtained enabled, on the one hand, wind speeds at the deck to be predicted from measuring it at the reference point and, on the other, the ratios between transversal and longitudinal wind to be established, as well as the absence of wind channelling effects in the valley to be assessed.

10.3. Anchorage tests for piers 2 and 3 foundations

The viaduct's central piers have foundations made with piles on the over-consolidated Keuper clay. It is normal in calculating foundations to set the figure for ground-pile adhesion as a function of

ducto a su paso; éste se sitúa prácticamente transversal al valle, siendo el flujo suavemente ascensional hacia las montañas, pudiendo considerarse prácticamente horizontal, con pequeñas turbulencias de intensidades inferiores al 20%, normales en viaductos y valles de esta envergadura.



Figura 43. Vista general del Viaducto.
Figure 43. General view of the viaduct.

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

El viento longitudinal (160º y 340º) (Figura 42), discurre de cima a cima de la montaña y va de un lado a otro del valle coronándolas. Su velocidad en el puente disminuye significativamente al abrirse el flujo en el centro del mismo, llegando incluso a separarse, al mismo tiempo que aparecen turbulencias. Por este motivo, el flujo deja de ser horizontal, siendo sensiblemente descendente en las dos pilas más próximas al origen del viento, y ascendente en las otras dos. En cualquier caso el ángulo de inclinación no supera los 20º, del orden de 6º en las pilas centrales, que son las más elevadas y más afectadas por el viento. En contrapartida la intensidad de la turbulencia es mucho más elevada que en el caso anterior; superior al 25% y, por tanto, de difícil calibración con el modelo.

Los resultados obtenidos han permitido por un lado, predecir las velocidades de viento en el tablero a partir de la medición de la misma en el punto de referencia; por otro, establecer las relaciones entre el viento transversal y longitudinal, así como evaluar la ausencia de efectos de encauzamiento del viento en el valle.

10.3. Ensayos de anclajes para las cimentaciones de las pilas 2 y 3

Las pilas centrales del viaducto se cimentan mediante pilotes sobre las arcillas sobreconsolidadas del Keuper. Habitualmente, en el cálculo de cimentaciones se establece el valor de la adhesión terreno-pilote en función de parámetros medibles de muestras extraídas en sondeos, mediante correlaciones empíricas entre la cohesión y la adhesión existentes en los manuales de cimentación, existiendo un problema añadido en los terrenos arcillosos muy resistentes, en los que no es posible extraer muestras en condiciones inalteradas para profundidades superiores a los 20 m.

Con el objeto de realizar un dimensionamiento racional de los pilotes, a partir de un conocimiento directo del comportamiento de la interacción estructura-terreno, y por tanto de la adhesión pilotes-arcilla, se realizó, a cargo de la empresa ISR, un ensayo a diferentes profundidades, en las proximidades de la pila 3, mediante 6 anclajes de pretensado de 4 cables de 0,6” de diámetro. Las longitudes libres variaron desde 10 m hasta 35 m y los anclajes fueron alojados en perforaciones de 0,15 m de diámetro, con zonas de bulbo, de 0,125 m de diámetro y 5 m de longitud.

Los ensayos realizados por INTEMAC se llevaron a cabo mediante medidas con comparadores que apreciaban centésimas de milímetro. Los ensayos en todos los anclajes, se iniciaron con una primera puesta en carga a 100 kN, un ciclo de descarga, y un ciclo de carga hasta 100 kN incrementando de 20 en 20 kN hasta la rotura del bulbo o del anclaje. Las cargas se mantenían hasta la estabilización, lo que se produjo siempre en menos de 5 minutos.

Tras analizar los resultados obtenidos en el ensayo, se observó que los valores de la adhesión eran significativamente superiores a los valores recomendados para pilotes en las distintas bibliografías. Con todo ello, dadas las elevadas cargas que origina una estructura de estas características, unido a las incertidumbres propias del Keuper como terreno, y al factor de escala existente entre los anclajes utilizados en el ensayo y los pilotes de 1,5 m de diámetro diseñados en sendas cimentaciones, se consideró necesario realizar un estudio detallado de las condiciones de cimentación de las pilas centrales 2 y 3 (explicado en el apartado 8.2.1), de mayor altura del viaducto, en base a conocer de forma precisa tanto la capacidad resistente como la deformabilidad del conjunto de cada una de las cimentaciones (Figura 43).

REFERENCIAS

[1] J. Mathivat: Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos, Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1980.

[2] Dr. Ing. Fritz Leonhardt: Estructuras de hormigón armado. Tomos I, II, III, IV, V y VI, Librería “El Ateneo” Editorial, 1980.

[3] Dr. Ing. Fritz Leonhardt: Hormigón pretensado, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 1967.

[4] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo: Cálculo de soportes rectangulares de hormigón armado en teoría de segundo orden, Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1980.

[5] Ing. Juan Carlos López Agüí: Estabilidad de pilares esbeltos de hor-

the measurable parameters of samples taken in boreholes, by means of empirical correlations between the cohesion and adhesion existing in foundation manuals, with an added problem in very resistant clay terrain where it is not possible to take samples under unaltered conditions for depths exceeding 20 m.

In order to rationally size the piles, the ISR company was commissioned with making a test at different depths in the vicinity of pier 3, from direct knowledge of the structure-ground interaction performance and, therefore of the pile-clay adhesion, using 6 prestressing anchorages with 4 cables of 0.6” diameter. The unrestrained length varied from 10 m to 35 m and the anchorages were housed in drill holes 0.15 m in diameter, with bulb areas of 0.125 m diameter and 5 m long.

The tests were carried out by INTEMAC by means of measurements with comparators which read hundredths of a millimetre. Tests on all anchorages commenced with a first loading of 100 kN, an unloading cycle and a loading cycle up to 100 kN increasing 20 by 20 kN until the bulb or anchorage failed. Loads were kept up to stabilisation which always occurred in less than 5 minutes.

After analysing the test results, the adhesion figures were seen to be significantly higher than the figures recommended for piles in different bibliographic references. In view of the high loads that a structure of these characteristics gives rise to, combined with the inherent uncertainties of the Keuper as ground and with the scale factor between the anchorages used in the test and the 1.5 m diameter piles designed in both foundations, it was deemed necessary to make a detailed study of the foundation conditions of central piers 2 and 3 (as explained in point 8.2.1), the highest in the viaduct, based on precisely knowing both the strength capacity and the deformability of each of the foundations (Figure 43).

REFERENCES

[1] J. Mathivat: Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos *Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1980.*

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

[2] Dr. Ing. Fritz Leonhardt: Estructuras de hormigón armado. Tomos I, II, III, IV, V y VI, Librería "El Ateneo" Editorial, 1980.

[3] Dr. Ing. Fritz Leonhardt; Hormigón pretensado, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 1967

[4] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo: Cálculo de soportes rectangulares de hormigón armado en teoría de segundo orden, Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1980.

[5] Ing. Juan Carlos López Agüí: Estabilidad de pilares esbeltos de hormigón. Estado límite último de estabilidad, LOEMCO, 1997.

[6] Dr. Ing. Javier Manterola: Curso de puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, E.T.S.I.C.C.P Madrid

[7] Prof. Jörg Schlaich, Prof. Hartmut Scheef: Concrete Box-girder bridges, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982.

[8] Dirección General de Carreteras: Guía de cimentaciones en obras de carretera, Ministerio de Fomento, 2003.

[9] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo y Dr. Ing. Ángel C. Aparicio: Estribos de puente de tramo recto. Concepción, diseño, cálculo, Departamento de Tecnología de las Estructuras, E.T.S.I.C.C.P Santander, 1984.

migón. Estado límite último de estabilidad, LOEMCO, 1997.

[6] Dr. Ing. Javier Manterola; Curso de puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, E.T.S.I.C.C.P Madrid

[7] Prof. Jörg Schlaich, Prof. Hartmut Scheef: Concrete Box-girder bridges, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982.

[8] Dirección General de Carreteras: Guía de cimentaciones en obras de carretera, Ministerio de Fomento, 2003.

[9] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo y Dr. Ing. Ángel C. Aparicio: Estribos de puente de tramo recto. Concepción, diseño, cálculo, Departamento de Tecnología de las Estructuras, E.T.S.I.C.C.P Santander, 1984.

FICHA TÉCNICA / *DATA SHEET*

• Propiedad *Owner*	Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria *Ministry for Development. Demarcation of State Roads in Cantabria*
• Ingeniero de Caminos Director de Obra *Civil Engineer Site Manager*	D. Roberto Villegas Gómez
• Empresa Constructora *Construction Firm*	FERROVIAL-AGROMAN, S.A.
• Ingeniero de Caminos Jefe de Obra *Civil Engineer Site Manager*	D. José Miguel San Millán San Martín
• Empresa Consultora y Asesoría Técnica *Consultant and Technical Advisory Service*	APIA XXI, S.A.
• Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto *Civil Engineers Designers*	D. Marcos J. Pantaleón Prieto D. Roberto Revilla Angulo Dña. Patricia Olazábal Herrero
• Asistencia Técnica *Technical Assistance*	U.T.E TORROJA-URBACONSULT
• Instrumentación *Instrumentation*	KINESIA Ingeniería

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



Autovía de La Meseta. Viaductos de Montabliz y Pujayo. Cantabria





Pilas Viaducto de Montabliz

Un método constructivo eficiente basado en el sistema autotrepante ACS de PERI.
En estructuras con alturas superiores a los 100 m es necesario valorar las ventajas que aporta el sistema ACS, que pasa a convertirse en la tipología idónea para alcanzar el cumplimiento de los plazos y costes previstos, gracias a los óptimos rendimientos alcanzados. El sistema autotrepante ACS realiza las operaciones de trepa sin necesidad de grúas auxiliares, soportando condiciones climáticas adversas, y manteniendo en todo momento las condiciones de máxima seguridad.

El sistema autotrepante ACS ha sido empleado junto con el encofrado VARIO, en múltiples proyectos nacionales e internacionales: Torres Petronas (450 m), en Kuala Lumpur, Malasia, las pilas del viaducto de Millau (245 m), Francia; y en España, el edificio más alto, Torre Caja Madrid (250 m), Madrid, y las pilas de mayor altura en el viaducto de Montabliz (140 m), Autovía de la Meseta, Cantabria.

Sistema autotrepante PERI
Rapidez, autonomía y seguridad en altura

PERI

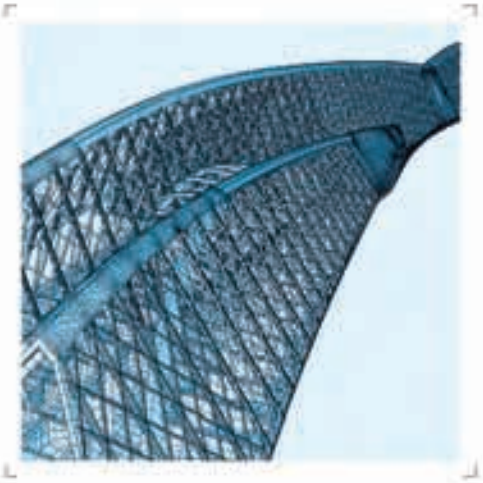
Encofrado
Andamio
Ingeniería

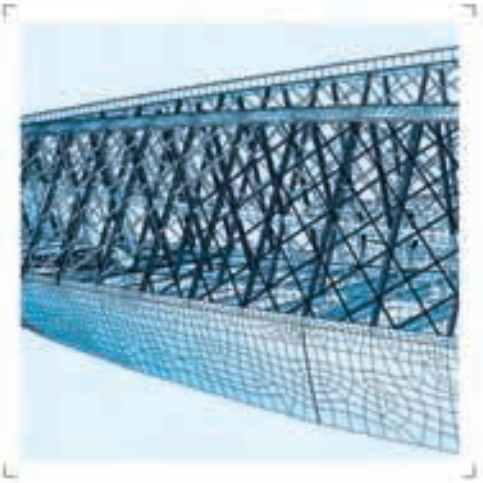
www.peri.es

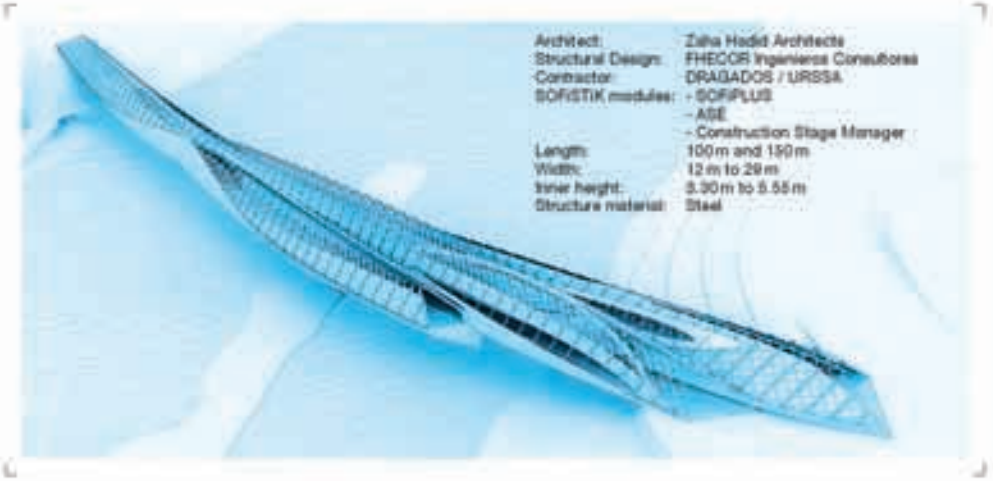
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

SOFiSTiK
FINITE ELEMENT SOFTWARE

Zaragoza bridge pavilion / EXPO 2008







The Zaragoza bridge pavilion/EXPO 2008 is a structure leading over the river Ebro which serves as one of the entrances to the EXPO and on the same token as exposition space of approximately 7 000 m².

www.sofistik.com

CALTER ingeniería TER

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