Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera

Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct

José A. Torroja Cavanillas[(1)], José M. Simón-Talero Muñoz[(2)], Alejandro Hernández Gayo[(2)] y Antonio Navarro Manso[(3)]

Recibido | *Received:* 12-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 29-04-2010

Resumen

El Viaducto de San Pedro de la Ribera fue construido en 1994 para permitir el paso sobre el río Esqueiro. Está localizado en la Autovía A-8 (tramo Las Dueñas-Novellana), en Asturias. El tablero original es una estructura continua de hormigón pretensado. Tiene una longitud total de 750 m, con vanos principales de 150 m de luz. La plataforma original del tablero ha sido ampliada entre 2008-2009 de 12 a 23 m.

La estructura no estaba preparada para ser ampliada, por lo que ha sido necesario reforzar el tablero para resistir las nuevas cargas adicionales. Así, se construyeron una nueva alma central y un núcleo mixto de hormigón y acero, conectado al cajón existente. Además, se dispuso un nuevo sistema de pretensado exterior dentro del cajón.

La ampliación de la losa superior y la construcción de los nuevos elementos estructurales fueron realizadas mediante el uso de cinco carros móviles, mientras se mantenía abierto el tráfico durante la construcción.

Palabras clave: ampliación del tablero, pretensado exterior, hormigón ligero, voladizos sucesivos, rehabilitación de puentes.

*Abstract**

The bridge of San Pedro de la Ribera was built in 1994 over the River Esqueiro. It is located in the A-8 motorway (section Las Dueñas-Novellana), in Asturias (Spain). The original deck is a prestressed concrete continuous structure. The total length is 750 m and the main spans are 150 m. The original platform of the deck has been widened in 2008-2009 from 12 m to 23 m.

Because the deck was not prepared for being enlarged, it has been necessary to strengthen it to resist the new supplementary loads. So, an additional central web and a composite concrete-steel section have been built and connected to the existing girder. Also, external prestressing tendons have been implemented into the existing deck.

The widening of the upper slab of the desk and the construction of the additional structural elements were made using five movable scaffoldings while keeping the bridge open to traffic under construction.

Keywords: *widening the deck, external prestressing, lightweight concrete, cantilever bridge, bridge rehabilitation.*

* ***Page 102 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.***

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Torroja Ingeniería, S.L. (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Torroja Ingeniería, S.L. (Madrid, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UTE Cudillero (Oviedo, España).

Translation: authors

Persona de contacto / *Corresponding author:* jsimontalero@torroja.es

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

1. ANTECEDENTES

Durante los años 1988 y 1989 se redactó el Proyecto de Construcción del tramo Las Dueñas-Novellana de la carretera N-632 de Ribadesella a Luarca. En este tramo se incluían dos viaductos similares, el de La Concha de Artedo y el de San Pedro de la Ribera.

Entre los años 1992 y 1994 se lleva a cabo la construcción de la obra definida en el proyecto referido y, en concreto, se ejecuta el Viaducto de San Pedro de la Ribera.

Durante los años 2003 y 2004 se redacta el Proyecto de Construcción de la Autovía A-8, tramo Las Dueñas-Novellana, en el que se contempla una vía de doble calzada en el tramo en cuestión. En la zona en que se ubica el Viaducto de San Pedro de la Ribera se estudiaron dos soluciones: una, ensanchar el puente existente y otra, emplearlo como soporte de una de las calzadas y construir otro paralelo, similar al existente, para la otra calzada. Se decide en ese momento proyectar un nuevo puente paralelo al ya existente para soportar la nueva calzada.

Posteriormente, se licita la obra y se vuelve a plantear la posibilidad de ampliar el tablero existente hasta una anchura próxima al doble de su anchura inicial, en lugar de construir un nuevo puente que albergara una de las dos calzadas de la Autovía.

La viabilidad de la citada ampliación pasaba por proceder al estudio de detalle del puente existente para conocer si, tanto el tablero, como las pilas y los estribos y sus cimentaciones, eran capaces de soportar con suficiente seguridad el incremento de carga que suponía la duplicación del número de carriles de la plataforma, pasando de 12 m y un carril por sentido, a albergar las dos calzadas de la Autovía A-8, lo que representaba, para este puente, aumentar su anchura hasta 23,00 m (Fig 1).

En Octubre de 2005, el estudio concluyó que la citada ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera era técnicamente viable, proponiendo una posible solución de ampliación, que contemplaba también el refuerzo del tablero existente. Este estudio se completó finalmente con la redacción del correspondiente Proyecto de Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

El Viaducto de San Pedro de la Ribera sobre el río Esqueiro es un puente continuo de 750 m de longitud y 12 m de anchura de tablero. Consta de 6 vanos de $75 + 4 \times 150 + 75$ m de luz que se apoyan en los estribos y se empotran en las pilas (Fig. 2).

El trazado en planta es una alineación circular de 700 m de radio. El alzado sigue una pendiente constante del 3,712% y el peralte es también constante del 3,5%.

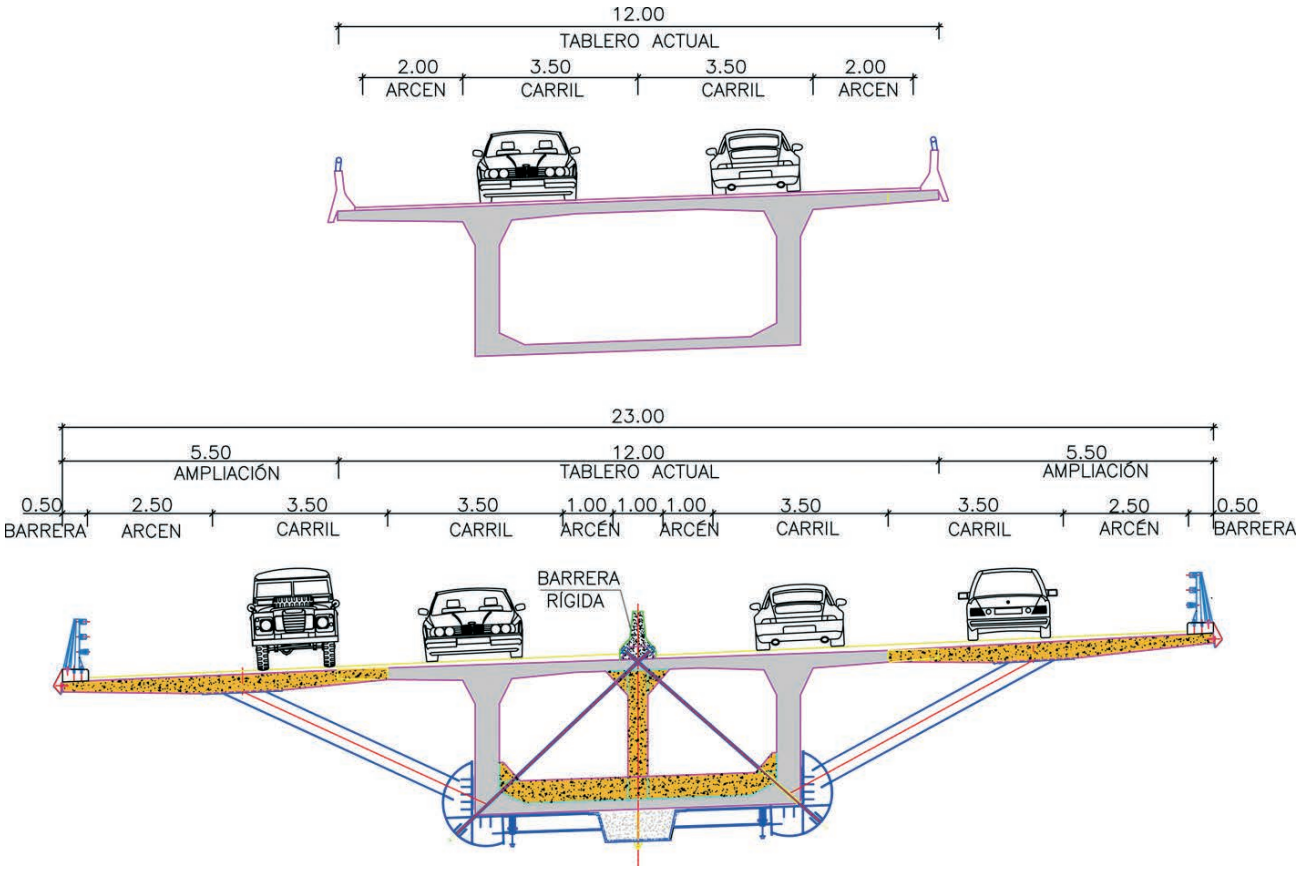


Figura 1. Secciones transversales. Viaducto original y ampliado
Figure 1.Cross sections. Existing bridge and widened bridge

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



Figura 2. Viaducto original
Figure 2. Existing bridge

1. GENERAL

The Detailed Design of the section Las Dueñas-Novellana of the road N-632 from Ribadesella to Luarca was made on 1988 – 1989. Two very similar bridges were included on this design : the bridge of La Concha de Artedo and the bridge of San Pedro de la Ribera.

Construction took place between 1992 and 1994, including the bridge of San Pedro de la Ribera.

On 2003-2004 the detailed design of the section Las Dueñas-Novellana of the A-8 motorway is made; specifying a two lane carriageway for each direction. Concerning the Bridge of San Pedro de la Ribera two different options are analyzed: first, widening the existing bridge and, second, using the existing bridge as it is for one carriageway and constructing a new bridge, similar to the existing one, in order to have one bridge for each direction. It is decided to design a new bridge.

Later, when the construction works are ready to start, the original possibility of widening the deck to get a width nearly the double of the original one instead of constructing a new deck for the new lanes is discussed again.

The certainty of this widening depended on the results of the detailed studies of the bridge; it was necessary to know if the deck, the piers, the abutments and the foundations have enough bearing capacity for the increase of the existing loads due to doubling the platform of the deck from 12 m and one lane in each direction to 23.00 m for two lanes per each direction of the A.8 motorway (Fig 1).

The detailed study was finished on October 2005; the conclusion was that the widening of the Bridge of San Pedro de la Ribera was a technically feasible solution: widening the bridge was proposed but increasing the load capacity of the existing deck. Then the Detailed Design for widening the deck of the bridge of San Pedro de la Ribera was added to the aforementioned studies.

2. DESCRIPTION OF THE EXISTING BRIDGE

The bridge of San Pedro de la Ribera crosses over the Río Esqueiro; it is a continuous bridge, 750 m long and 12 m wide. It is a 6 spans bridge, being the spans de 75 + 4 × 150 + 75 m. The deck is simply supported on the abutments and has rigid connections to the piers (Fig. 2).

The plant layout is curved with a radius = 700 m. The elevation profile is a ramp equal to 3.712%. The cross slope is equal to 3.5%. The width of the existing platform is 12 m for two lanes, two shoulders and two guard rails.

The cross section of the deck is a single box; the depth of the deck varies from 7.5 m in the connections to the piers to 3.0 m in the middle of the main spans. The bottom of the box section is 6.5 m wide and the webs are 0.48 m thick. The depth of the upper slab varies from 0.25 to 0.35 m and the depth of the cantilevers of the box section varies from 0.18 m to 0.35 m.

Each pier is made of two walls separated 8.0 m. Each wall is a hollow rectangular section finished on the top following a triangular shape of 0.4 m side. The thickness of each wall is 0.35 m. The dimensions of the cross section of the piers vary non linearly depending on the height of the pier. The highest pier is 81 m tall. The piers were made using a creeping scaffolding; the step of the creeping was 5 m.

The foundation of piers 1.2 and 5 is a direct foundation; the foundation slabs were 20 × 22 m and 3.0 to 4.0 m thick. The foundation of the piers 3 and 4 were made using 16 piles that were 2 m diameter and 20 m long, approximately. The piers cap were 23 × 23 m and 3.0 m deep.

The abutments had a front wall with a shallow foundation.

The deck is a segmental deck built following the cantilever method (Fig 3) using movable scaffoldings; the voissoirs were 3.75 to 5.00 long. The central segment of each span was made when the two cantilevers of all the 5 spans were finished.

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

La plataforma existente tiene una anchura de 12 m, capaz de albergar dos carriles, sendos arcenes y pretiles de contención en los extremos.

La sección transversal del tablero es un cajón monocelular, de canto variable entre 7,5 m sobre pilas y 3,0 m en centros de vano. El núcleo del cajón tiene una anchura de 6,5 m y almas verticales de 0,48 m de espesor. El forjado superior tiene un espesor variable entre 0,25 y 0,35 m entre almas del cajón, y se reduce hasta 0,18 m en los extremos de los voladizos exteriores.

Las pilas están resueltas mediante fustes de doble pantalla separadas 8,0 m. Cada pantalla tiene sección hueca rectangular, rematada transversalmente mediante triángulos de 0,4 m de altura. Las paredes de la sección, en dirección transversal, tienen un espesor constante de 0,35 m. La sección varía en anchura y espesor en función de la altura, siguiendo una ley no lineal. La altura máxima de pilas es de 81 m. Estas pilas fueron construidas con encofrados trepantes en trepas de 5 m de altura.

La cimentación de las pilas 1, 2 y 5 se realizó mediante zapatas de 3,0-4,0 m de canto y 20 × 22 m de dimensiones en planta. Las pilas 3 y 4 requirieron cimentación profunda mediante 16 pilotes de 2,0 m de diámetro y longitudes en torno a los 20 m. Los encepados de estas pilas son de 23 × 23 m y 3,0 m de canto.

Los estribos son del tipo cerrado, con cimentación directa.

El proceso constructivo del tablero se llevó a cabo por voladizos sucesivos (Fig. 3) mediante carros de avance, con dovelas de longitud variable entre 3,75 y 5,00 m, cerrándose las claves una vez concluidos los brazos de las 5 pilas.



Figura 3. Construcción del viaducto original
Figure 3. Construction of the existing bridge

3. CRITERIOS DE PROYECTO PARA LA AMPLIACIÓN

Para la realización de la ampliación del Viaducto de San Pedro se partía de unos fuertes condicionantes técnicos y de viabilidad, que restringían las posibles soluciones de ampliación. Como condicionantes generales de viabilidad, se imponía que la solución seleccionada para la ampliación debería permitir el tráfico sobre el puente existente durante la ejecución de dicha ampliación (Fig. 4). También era condición necesaria que los incrementos de carga sobre las cimentaciones para el puente ampliado fueran asumibles por las existentes, o requirieran pequeñas obras de refuerzo locales.

Otros criterios adicionales de diseño eran los siguientes:

– Una vez ampliado el puente, éste debería soportar la totalidad de las cargas muertas y cargas de uso, manteniéndose el cajón pretensado del tablero y las pilas actuales, dentro de los límites de seguridad prescritos en las vigentes IAP y EHE [1],[2]. Es decir, se deberían mantener los criterios de seguridad aplicables a puentes de nueva construcción. Podría tenerse en cuenta el posible incremento de la resistencia del hormigón al haber transcurrido más de 12 años desde su construcción (una vez corroborada esa sobrerresistencia extrayendo probetas en obra del viaducto existente).

– Para las pilas, se descartaba cualquier solución que requi-



Figura 4. Tráfico por el puente existente durante el proceso de ampliación
Figure 4. Temporary diversion of the traffic while widening the deck

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

3. BASIS OF DESIGN FOR WIDENING THE BRIDGE

Some very strict and limiting conditions had to be taken into account considering the state of the art of bridge rehabilitation and the feasibility of the solution when thinking about widening the deck of the Bridge of San Pedro de la Ribera. First, it was required that traffic should not be interrupted while constructing the new part of the deck (Fig 4). It was also required to prove that the existing foundations had enough bearing capacity for the new loads or that only minor reinforcing would be necessary.

Another additional requirements for the design were as follows:

- *The prestressed concrete deck and the piers of the widened bridge should have a nominal bearing capacity in accordance with the actual Spanish Codes IAP and EHE [1],[2]. That is, they should fulfil the requirements for "new bridges". It was allowed to consider the increase of the resistance of the concrete since it was 12 years old from the end of the construction of the existing bridge (laboratory tests were made in order to verify the increase of the resistance of the concrete).*

- *It was not allowed to reinforce the piers by adding some lateral extension to the existing walls. It was not allowed widening the top of the pier in order to support some new structural elements of the widened deck.*

- *Because of aesthetic reasons, any element added to the deck must keep the original existing box section shape of the existing deck.*

- *If possible, the cross slope of the existing deck (3.5%) should be upgrade to, at least, 4.5%.*

4. ANALYSIS OF POSSIBLE SOLUTIONS FOR WIDENING THE DECK

A detailed study of possible solutions was made taking into account the aforementioned requirements; different solutions were presented and evaluated. Finally two very different solutions [3] were selected: the first one to use two steel trusses, placed outside the existing box section of the deck, in order to resist the new permanent and live load of the widened deck; the second solution proposes reinforcing the existing box girder to have enough load capacity concerning bending moments, shear forces and torsion effects.

4.1. Solution I: Reinforcing the existing deck using steel trusses

Two steel trusses, placed on an inclined plane were proposed. The upper chord was 7.90 m separated from the longitudinal axis of the existing box girder. The depth of the truss was variable since the lower chord was placed near the lower slab of the existing box girder (Fig 5).

How would this solution perform? Firstly, it must be considered that the dead load of the steel truss and the rest of the vertical loads supported by the steel truss would have produced some important horizontal and vertical deflections. The horizontal deflections were due to the inclination of the trusses and so, there would have been horizontal movements both in the upper and on the lower chords; so, in order to eliminate these horizontal deflections it was necessary to connect the lower chord of the steel truss to the existing deck but without connecting them in the vertical direction, to avoid transmitting any vertical load from the new steel trusses to the existing deck.

Consequently, the precamber of the steel trusses needed to be significant and so the vertical deflection when pouring the concrete of the new cantilevers would adjust the level of the new cantilevers to the edge of the existing cantilever. Then, because of the new permanent and live loads, the new steel trusses will increase their deflections and so they could transfer some loads to the existing deck. In doing so, some plastic hinges might be induced on the upper slab because of the significant relative deflection between the existing deck and the new steel trusses. In the vicinity of the plastic hinges a major cracking could be expected and so, due to the alternated effects of the live loads, some corrosion problems on the reinforcing bars could appear, because of the repeated loads and of the vicinity of the sea shore. It must be considered that the reinforcing of the new cantilevers could be made using small spacings and small diameter bars in order to control the cracking of the concrete; on the other hand, the type of reinforcing of the existing slabs would be fixed.

So, it was necessary to join the joints of the lower chord of the steel trusses to the lower slab of the existing deck prior to building the new cantilevers. In doing so, the existing deck and the new steel trusses would have had the same deflection. Consequently, the main problem was that, except for the dead load of the steel trusses, the permanent loads and the live loads produced effects on the element "existing deck – new steel truss" and so the loads on the existing deck were significantly increased. In order to avoid this extra load on the existing deck it was discussed to built the new truss with a significant precamber and so, when the steel truss would be connected to the existing deck, it would transmit to the existing deck an "uplift load" that, in certain way, would decrease the actual load on the webs of the existing deck.

This solution was proved to have some important construction disadvantages. The trusses were curved, both plant and elevation, and with a variable cross slope because of the varying depth of the trusses. The external truss was different from the internal truss, because of its different length and because of the cross slope. Additionally, the precamber and placing the final segment of the truss in the middle of each span would be, certainly, difficult operations. Also connecting the new trusses to the existing piers would be difficult, because extending the actual piers was not allowed, and therefore some lateral extensions of the existing deck would be necessary near the piers.

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

riera recrecidos laterales de los fustes de pilas, o el adosado de cargaderos superiores para apoyo de elementos estructurales de la ampliación.

– Por razones estéticas, cualquier elemento estructural adosado al tablero debería seguir la forma del cajón existente.

– Se debía procurar incrementar el peralte del tablero actual del viaducto (3,5%), hasta un mínimo del 4,5%.

4. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Teniendo en cuenta los condicionantes anteriormente descritos se realizó un estudio de soluciones, planteando y valorando distintas tipologías para la ampliación. Finalmente se consideraron dos alternativas [3], conceptualmente muy diferentes: en la primera se recurre a dos estructuras metálicas exteriores al cajón de hormigón existente, para absorber las nuevas cargas permanentes y sobrecargas originadas por la ampliación; en la segunda se plantea, por el contrario, actuar sobre el propio cajón actual, reforzándolo para proporcionarle la capacidad resistente necesaria a flexión, cortante y torsión.

4.1. Alternativa I: Refuerzo mediante celosías metálicas exteriores al tablero existente

Se disponían unas celosías triangulares metálicas en un plano inclinado respecto a la vertical, cuyas cabezas superiores corrían paralelas al eje del puente, a 7,90 m, y cuyas cabezas inferiores se establecían con un canto vertical que seguía la misma ley de variación que la del cajón de hormigón pretensado del puente actual (Fig. 5).

En primer lugar, hay que tener en cuenta que tanto el peso propio de la celosía como el resto de cargas verticales aplicadas a las mismas, producían unas flechas horizontales y verticales muy importantes. Las horizontales, debidas a la inclinación del plano de las celosías en relación con la vertical, se producían tanto en la cabeza superior como en la inferior, y, para evitarlas, se debían establecer unos enlaces horizontales al tablero existente, que impidieran estos movimientos horizontales sin transmitir cargas verticales al cajón de hormigón. Las flechas verticales no podrían impedirse, so pena de transferir también cargas verticales al tablero actual.

En consecuencia, era necesario construir las celosías con una contraflecha vertical importante, de tal forma que al hormigonar los forjados laterales de ampliación, las celosías tomasen unas flechas verticales que dejaran estos forjados de ampliación enrasados con el forjado actual. Al añadir el resto de carga permanente y las sobrecargas sobre la zona ampliada, las celosías tomarían nuevas flechas para absorber estas cargas, transmitiendo una parte de estas cargas al tablero original.

Las flechas diferenciales que se producirían entre las celosías y las almas del cajón, podrían producir unas rótulas plásticas en estas zonas del forjado, según charnelas longitudinales. Esta plastificación, repetitiva para los efectos de las sobrecargas, iría acompañada de una importante fisuración del hormigón y podría presentar problemas de corrosión de las armaduras a largo plazo, agravados por el ambiente marino. Hay que tener en cuenta que, así como en las nuevas zonas de ampliación del forjado se pueden disponer las armaduras suficientemente distribuidas y de reducido diámetro para controlar eficazmente la fisuración, no ocurre lo mismo en la zona del forjado existente, en la que la disposición de armaduras está ya prefijada y es inamovible.

Al solidarizar las cabezas inferiores de las celosías con el cajón actual, mediante uniones establecidas en los nudos correspondientes de la triangulación, previamente al hormigonado de los forjados laterales de ampliación, se conseguía que el tablero y las celosías se deformasen conjuntamente, eliminándose las flechas diferenciales. El problema fundamental residía en que, excepto para el peso propio de las celosías, todo el resto de cargas permanentes y sobrecargas se aplicaban simultáneamente al conjunto tablero existente-celosías, incrementando las cargas sobre el tablero existente de forma significativa. Para resolver este problema se pensó en aplicar una cierta predeformación a las celosías, que al solidarizarse con el cajón, transmitirían a éste unas flechas ascendentes, que descargarían, de alguna manera, las almas del tablero existente.

Esta alternativa conllevaba unas dificultades de construcción importantes. Hay que tener en cuenta que las celosías hubieran sido curvas en planta, inclinadas y alabeadas, y que la celosía del lado exterior de la curva no era igual a la del interior, no sólo por tener longitudes diferentes sino también debido al peralte. Por otra parte, las operaciones de cierre de clave y de predeformación hubieran sido actuaciones complejas, y el apoyo de la celosía en pilas, sin poder recrecer la cabeza de éstas, hubiera tenido que realizarse en unos cabeceros en ménsula a ambos lados del cajón existente.

4.2. Alternativa II: Refuerzo del tablero existente

En esta Alternativa [4], al contrario de lo comentado para la anterior, se analizó la solución de reforzar el cajón del tablero existente para que admitiera la totalidad de las cargas debidas a la ampliación, sin recurrir a una estructura exterior. Los elementos básicos que constituían la ampliación y refuerzo del tablero, cuya función se explicará más adelante, eran los siguientes (Figs. 6 y 7):

– Sistemas de pretensado exterior longitudinal.

– Núcleos metálicos inferiores y travesaños.

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



Figura 5. Solución I. Ampliación mediante celosías metálicas
Figure 5. Solution I. Widening the deck using steel trusses

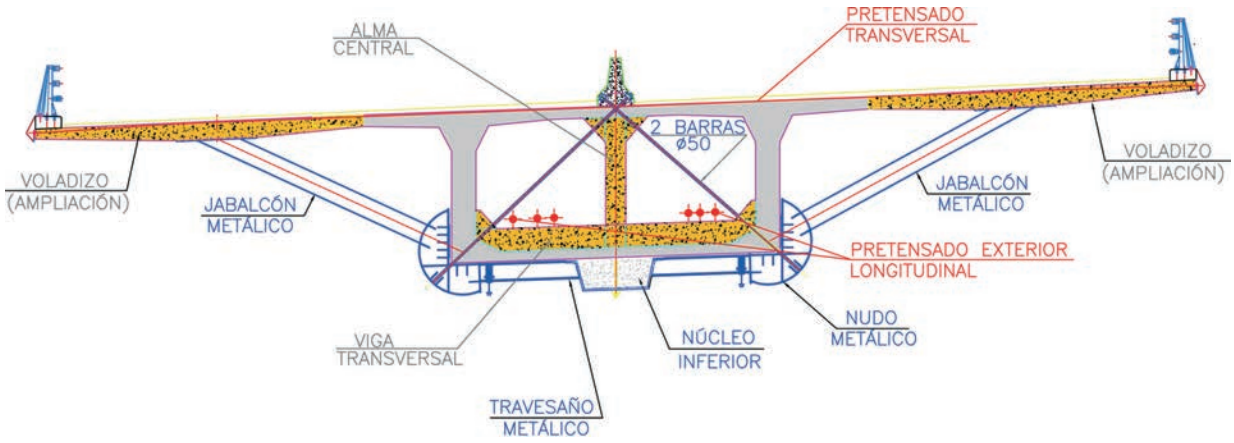


Figura 6. Solución II, refuerzo de cajón existente. Principales elementos
Figure 6. Solution II, reinforcing of the existing deck. Main elements



Figura 7. Solución II, refuerzo de cajón existente. Vista inferior del tablero ampliado
Figure 7. Solution II, reinforcing of the existing deck. Lower view of the widened deck

4.2. Solution II: Reinforcing the existing deck

A different solution [4] was analyzed; this was reinforcing the existing deck in order to reach a load capacity enough to resist the new loads while considering no additional contribution from the existing deck. The main elements proposed for reinforcing and widening the deck were as follows (Figs. 6 and 7):

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

– Alma central.
– Jabalcones y forjados de ampliación.
– Diagonales interiores en el cajón.
– Pretensado transversal en forjado superior.
– Vigas transversales en forjado inferior.

Por criterios económicos, estéticos, y de facilidad constructiva, se decidió que, finalmente, fuera la Alternativa II de refuerzo del cajón la adoptada para la ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera.

5. ANÁLISIS DE LA SUBESTRUCTURA

De acuerdo con los requisitos anteriores de no actuar (excepto refuerzos locales) en las cimentaciones de las pilas, así como de no recrecer los fustes de las mismas, se procedió al cálculo de la subestructura del viaducto, considerando las acciones de cálculo finales tras la ampliación y de acuerdo a la normativa de acciones vigente.

5.1. Acciones consideradas

5.1.1. Cargas permanentes

– Peso propio: se utilizó un peso específico de 25 kN/m^3 para el hormigón ya ejecutado y de 22 kN/m^3 para los nuevos elementos de la ampliación ejecutados con hormigón ligero.

– Resto de carga permanente: se consideró un sobreespesor de pavimento para alcanzar el nuevo peralte del 4,5%, adoptando un valor medio de 0,10 m. Además se consideró el peso de 2 barreras metálicas en los extremos del tablero, y una barrera rígida en la mediana.

5.1.2. Acciones reológicas

Se consideraron los efectos de la retracción y fluencia en el hormigón desde el cierre del viaducto existente hasta el momento de la ampliación, y desde ésta a tiempo infinito

5.1.3. Sobrecargas de uso

– 2 carros de 600 kN, conforme a la vigente IAP, debido a que la anchura de la plataforma ampliada es mayor de 12m.
– SCU de 4 kN/m^2 extendida en 22 m.
– Fuerza de frenado máxima de 720 kN.
– Fuerza centrífuga (R=700 m).

5.1.4. Temperatura

– Variación uniforme de temperatura de 23,7º.
– Gradiente térmico vertical positivo de 6,13º.

5.1.5. Viento

Debido a los condicionantes tan restrictivos respecto a la subestructura, y a las características ya de por sí complejas del viaducto, debido a su gran altura, longitud y localización en un valle abierto y próximo a la línea de costa, se consideró necesaria la realización de ensayos en túnel de viento del tablero y las pilas. Se trataba de estimar con cierta precisión la acción del viento sobre el puente, y compararla con los resultados obtenidos a partir de la formulación propuesta por la IAP. Así, se realizó en el Instituto Universitario de Microgravedad "Ignacio Da Riva", de la Universidad Politécnica de Madrid, la medida mediante ensayos en túnel aerodinámico de las cargas aerodinámicas sobre tablero y pilas del Viaducto de San Pedro (Fig. 8).



Figura 8. Modelos reducidos para ensayo en túnel de viento
Figure 8. Scale models used on the wind tunnel tests

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

– *Longitudinal external prestressing system.*
– *Lower composite box section connected to the lower slab of the existing deck.*
– *Transverse beams on the lower part of the box section.*
– *Inclined columns and new lateral cantilevers.*
– *Internal inclined bars.*
– *Transversal prestressing system on the upper slab.*
– *Transverse beams on the lower slabs.*

Beacuse of economics, aesthetics and construction reasons, the Solution II was finally proposed for widening the Bridge of San Pedro de la Ribera.

5. STRUCTURAL ANALYSIS OF THE SUBSTRUCTURE

The mentioned requirements were not to reinforce the foundations of the piers or the piers shafts (except some in some specific locations of the bridge). With this, a detailed calculation of the substructure was made, taking into account the loads after the widening was finished and according to current codes.

5.1. Loads

5.1.1. Permanent loads

– *Dead load: the weight density of the concrete was γ=25 kN/m^3 and γ=22 kN/m^3 for the lightweight concrete used in the new elements.*
– *Permanent load: the upgrading of the cross slope to 4.5% was considered by using increased loads of the surfacing equivalent to 0.20 m thick. Additionally, two steel guardrails on the edges of the deck and a central concrete barrier were considered.*

5.1.2. Creep and shrinkage

The effects of creep and shrinkage form the time the construction of the existing bridge was finished to t=∞ was considered.

5.1.3. Imposed live loads

– *2 tandem systems 600 kN weight, according to the current code IAP, were considered because the width of the platform was greater than 12 m.*
– *UDL equal to 4 kN/m^2 on the whole platform (22 m).*
– *Maximum braking force equal to 720 kN.*
– *Lateral force (R=700 m).*

5.1.4. Temperature effects

– *Uniform component of the temperature = 23.7º.*
– *Temperature difference component = 6.13º.*

5.1.5. Wind load

It was necessary to make some wind tests using a "wind tunnel" in order to analyse the structural behaviour of the piers and of the deck, because of the requirements concerning the substructure, because the piers were very high and because the bridge is in a long and deep valley near the sea shore. It was intended to evaluate accurately the effect of the wind in order to compare the results with the values proposed by the IAP. So, the aerodynamic loads on the deck and on the piers of the Bridge of San Pedro de la Ribera were analysed using the wind tunnel tests made by the "Instituto Universitario de Microgravedad "Ignacio Da Riva", Universidad Politécnica de Madrid (Fig. 8).

The wind pressure coefficients of the deck and of the piers were estimated, considering different wind directions (Fig 9), as a result of the tests. Following a summary of the main results are presented and compared to the values calculated using the current IAP (Table 1).

Table 1 presents the values of the wind pressure coefficients from the wind tunnel tests compared to the values calculated using the IAP, which is similar to what it is proposed by Eurocode 1, part 1.4 [5]. The maximum differences of the values were found for the transverse wind direction, because of the sharp shape of the pier, this is not properly considered when calculating according the IAP.

5.2. Modelization of the bridge

A 3D FEM model made of beam elements of the widened structure (Fig 10) was used to calculate the loads on the existing piers and foundations. The reinforcing bars of the piers were considered in the model in order to consider the cracking of the concrete of the piers. The reinforcing was defined in the drawings of the Project.

First, a first order elastic analysis was made and so the loads and deflections of the top of the pier were calculated, considering that the concrete of the piers and of the deck was uncracked. Then, a second order analysis was performed, considering a geometrical and mechanical nonlinearlity, taking into account the buckling of the piers and the cracking of the concrete of the piers. The concrete of the deck was supposed to be elastic and uncracked.

3 different boundary conditions of the abutments were considered, with this results:

– *Free longitudinal movement of the bearings of the abutments.*
  The resulting movements of the top of the piers were significant and unacceptable.
– *Using shock transmission devices on the abutments suitable for resisting both tension and compression forces.*
  The calculations demonstrated an "arch effect" on the deck that was relevant for dimensioning the deck.
– *Using shock transmission devices on the abutments suitable for resisting only compression forces.*
  This was the proposed solution.

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

De los estudios realizados, se dedujeron los coeficientes de arrastre en tablero y pilas, según varias direcciones del viento (Fig. 9). A continuación (Tabla 1) se muestran los resultados obtenidos, comparándolos con los que se obtenían de la aplicación directa de la IAP.

En la Tabla 1 puede observarse la reducción de los coeficientes de arrastre respecto a los obtenidos con la IAP, que da resultados similares a los propuestos en el Eurocódigo 1, parte 1.4 [5]. La máxima reducción se obtiene para el cálculo del viento transversal en pilas, debido a la forma "afilada" de la sección opuesta al viento, que no está considerada en detalle en la IAP.

5.2. Modelo de cálculo

Para el cálculo de los esfuerzos que se producían en las pilas existentes y en sus cimentaciones, se utilizó un modelo de cálculo espacial de elementos finitos tipo viga (Fig. 10), que representaba la estructura ya ampliada. Para considerar los efectos de la fisuración del hormigón, la modelización de las pilas incluía la definición de sus armaduras. Estas armaduras son las que se definían en los planos del Proyecto de Construcción del viaducto original.

En primer lugar, se realizó un cálculo elástico en primer orden en el que se obtuvieron los esfuerzos y movimientos de las secciones de cabeza de pila suponiendo la integridad de las secciones de tablero y de pilas, en la hipótesis de no fisuración del hormigón. Después se realizó un cálculo en 2º orden, geométrico y mecánico, considerando el pandeo y la fisuración del hormigón de pilas. El tablero se supuso elástico y sin fisuración.

Se consideraron 3 posibilidades a la hora de coaccionar el tablero en los estribos.

– Considerar los apoyos libres en los estribos en dirección longitudinal.
  Resultaban movimientos excesivos en las pilas, inadmisibles para su seguridad.

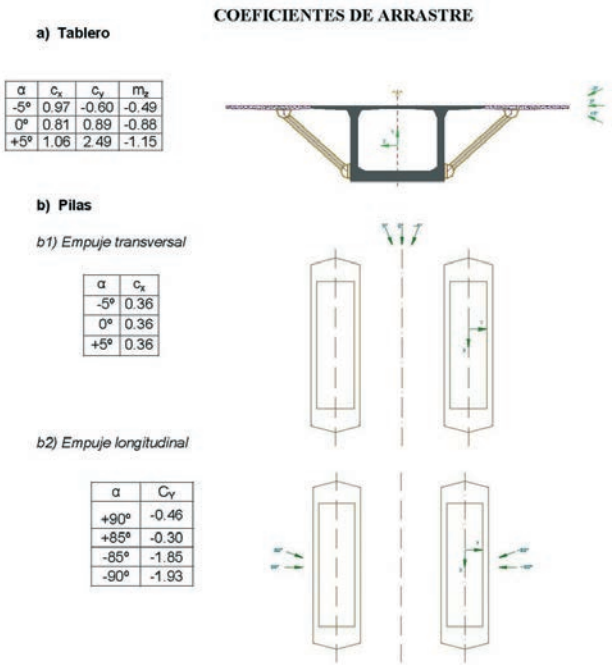


Figura 9. Coeficientes de arrastre en tablero y pilas
Figure 9. Wlid pressure coefficients of the deck and of the piers

– Considerar dispositivos de transmisión de carga entre estribos y tablero que trabajasen a tracción y compresión.
  Provocaban que se produjese un efecto arco en el tablero, que condicionaba el cálculo del mismo.

– Considerar dispositivos de transmisión de carga entre estribos y tablero que trabajasen sólo a compresión
  Fue la solución adoptada, y con la que se realizaron todos los cálculos posteriores.

5.3. Dispositivos transmisores de carga

Como se ha indicado, resultó necesario disponer transmisores de carga en los estribos para limitar el movimiento longitudinal del puente producido por las cargas llamadas "rápidas", como el viento en dirección longitudinal y el frenado (Fig. 11). Del cálculo realizado, se concluyó disponer 4 conectadores de 2000 kN en cada estribo.

Tabla 1. Comparación de resultados entre IAP y ensayo en túnel de viento
Table 1. Results of the wind tunnel tests compared to the results of the calculations made using the IAP

COEFICIENTES DE ARRASTRE *WIND PRESSURE FACTORS*							
TABLERO *DECK*				PILAS *PIERS*			
VIENTO TRANSVERSAL *TRANSVERSE WIND*		VIENTO VERTICAL *VERTICAL WIND*		VIENTO TRANSVERSAL *TRANSVERSE WIND*		VIENTO LONGITUDINAL *LONGITUDINAL WIND*	
IAP	ENSAYO *TESTS*	IAP	ENSAYO *TESTS*	IAP	ENSAYO *TESTS*	IAP	ENSAYO *TESTS*
1,30-1,64	1,06	SIMILAR		1,13-1,19	0,36	2,09	1,93

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

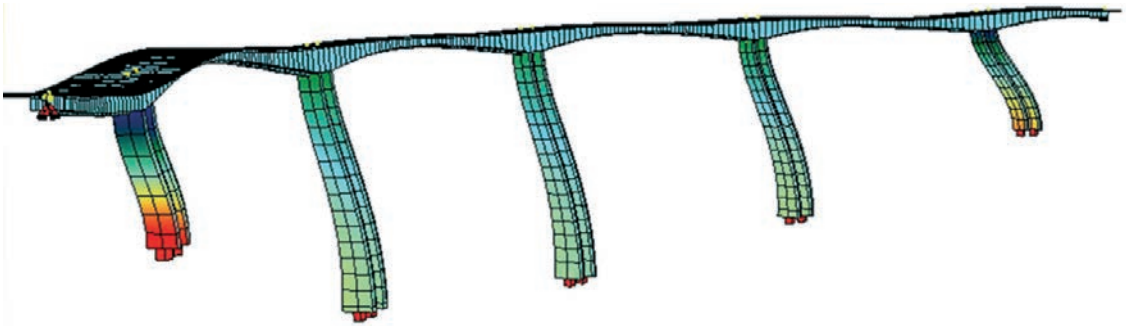


Figura 10. Modelo de cálculo de subestructura
Figure 10. Structural model for the calculation of the piers

5.3. Shock transmission devices

As it has been mentioned previously, shock transmission devices were placed on the abutments, in order to reduce the longitudinal movements of the deck due to "quick loads" such as the longitudinal wind load or the braking forces (Fig. 11). As a result of the calculations, 4 2000 kN shock transmission devices were placed on each abutment.

5.4. Checking of the foundations of the piers

5.4.1. Piers P1, P2 and P5

The foundation of these piers is a shallow foundation, using a footing slab 20 x 22 m. The maximum calculated stresses on the foundations are presented in Table 2.

According to the Geotechnical Report prepared for the Widening of the Bridge of San Pedro de la Ribera, the piers P1 and P2 are laying on quartzite rocky layer were the allowable stress is about 1.5 MPa. Pier P5 is placed on a grade IV quartzite layer where the allowable pressure is about 0.6 MPa.

Close to the SW part of the pier P5 a dense and compact granular filling was found. So, some consolidation works of the terrain were proposed in order to improve the scour resistance of the terrain but not its bearing capacity since it was high enough. So, some vertical and inclined injections of the terrain were made.

The results of the calculations prove that the existing reinforcement of the foundation slabs has enough bearing capacity to sustain the new additional loads.

5.4.2. Piers P3 and P4

The foundations of the piers P3 and P4 are made of 16 piles that are 2.0 m in diameter separated 6.0 m. The maximum new vertical load, according to the results of the calculations, are presented in Table 3.

According to the mentioned Geotechnical Report, the piles of the pier P3 should be embedded 1 diameter into the rock layer and the piles of the pier P4 should be 5 diameters into the said rock layer. In doing so, the allowable stress of the deep foundation was 6 MPa. So, the existing foundation has enough bearing capacity for the new loads produced by the extension of the bridge without any reinforcing, because the maximum load on the least favourable pile was lower than the resistance of the pile and of the bearing capacity of the supporting terrain.

The reinforcement of the foundation slab was also checked. The existing reinforcement, 3xØ32/0.15 distributed in 2.4 m width, was not enough for the new loads. In order to know the extension of the slab that was really effective for resisting the flexural effects, a FEM model was implemented using some slab type elements for the piles cap and using a set of spring elements for the piles (Fig. 12).

A linear distribution of the loads coming from the walls of the piers was supposed. Then the transmission of these



Figura 11. Vista general del estribo y dispositivos transmisores de carga
Figure 11. General view of the abutments and of the shock transmission devices

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

Tabla 2.. Tensiones resultantes en el terreno de cimentación. Pilas P1, P2 y P5
Table 2. Pressures on the foundation. Piers P1, P2 and P5

PILA *PIERS*	P1	P2	P5
Tensión cobaricéntrica máxima (MPa) *Average stress (MPa)*	0,59	0,50	0,47
Tensión de punta máxima (MPa) *Maximum stress (MPa)*	0,63	0,60	0,54
Tensión de punta mínima (MPa) *Minimum stress (MPa)*	0,04	0,17	0,04
Tensión admisible (MPa) *Allowable stress (MPa)*	1,50	1,50	0,60

5.. Comprobación de cimentaciones de pilas

5.4.1. Pilas P1, P2 y P5

Las cimentaciones de estas pilas son directas, por medio de zapatas de 20 x 22 m. Del cálculo realizado, se obtienen las tensiones máximas transmitidas al terreno (Tabla 2).

Según figura en el Informe Geotécnico sobre la Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera, las pilas P1 y P2 apoyan sobre un macizo cuarcítico sano en que se puede suponer una tensión admisible de 1,5 MPa. En la pila P5 la cimentación se ubica sobre una cuarcita con grado de alteración IV en que se puede considerar una tensión admisible de 0,6 MPa.

En el lado SO de la zapata de la pila P5 se reconoció la existencia de un relleno granular denso con un máximo de 2 m de altura. Resultaba recomendable consolidar el relleno granular existente, más por razones de futuras erosiones que por capacidad de carga. Para ello, se realizaron unas inyecciones del terreno, verticales e inclinadas, exteriores a la zapata.

Los cálculos realizados demostraron que la armadura de las zapatas existentes era suficiente para resistir las nuevas solicitaciones.

5.4.2. Pilas P3 y P4

Las cimentaciones de las pilas P3 y P4 se resuelven mediante 16 pilotes de 2,0 m de diámetro con una separación entre sus ejes de 6,0 m. Las cargas máximas en los pilotes más solicitados que resultaron del nuevo cálculo fueron los que se resumen en la Tabla 3.

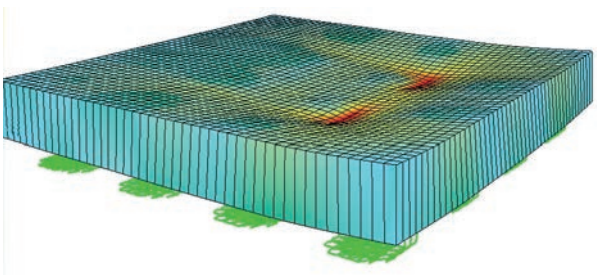


Figura 12. Modelo de elementos finitos del encepado de P3 y P4
Figure 12. FEM model of the piles cap P3 and P4

Tabla 3. Cargas resultantes en terreno. Pilas P3 y P4
Table 3. Loads on the foundation. Piers P3 and P4

PILA *PIERS*	P3	P4
Carga máxima (kN) *Maximum load (kN)*	15.397	14.690
Carga admisible (kN) *Allowable load (kN)*	18.850	18.850
TENSIÓN MEDIA (MPa) *Average stress (MPa)*	5,1	4,7

En el ya citado Informe Geotécnico, para los empotramientos de pilotes de 1 diámetro en la pila P3 y alrededor de 5 en la pila P4, la capacidad del terreno superaba los 6 MPa, de manera que estas cimentaciones podían asumir los incrementos de carga producidos por la ampliación sin ninguna medida especial. En cuanto al valor de la carga en el pilote más solicitado, ésta era admisible, puesto que resultaba menor que su tope estructural y además era inferior a la carga que el estrato rocoso que sustenta los pilotes era capaz de absorber.

Para la comprobación de la armadura del encepado, tomando como ancho de banda lo indicado por la EHE, la armadura existente (3 capas Ø32 a 0,15 m) en un ancho de 2,4 m, resultaba insuficiente para resistir la carga. Para poder cuantificar qué ancho de encepado se podía considerar eficaz a la hora de disponer la armadura de flexión del encepado, se realizó un cálculo según un modelo de elementos finitos, tipo placa, modelizando cada pilote mediante un conjunto de muelles elásticos que representaban su rigidez (Fig. 12).

Suponiendo que la carga seguía una distribución elástica en el entronque del fuste con el encepado, se

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

loads to the piers across the pile cap was analyzed. The results of the calculations clearly demonstrate that the effective width of the tension tie located on the lower side of the piles cap was more than 3.0 m. So, the existing reinforcement was enough for the new loads.

5.5. Checking of the piers

A second order analysis, considering the geometrical and mechanical nonlineralities, of the piers of the bridge was made using the model mentioned on previous paragraphs was made and considering different load arrangements on the widened structure.

The stiffness of the cracked sections of the piers was calculated considering the actual forces on each section of each pier. Also the curvature of each section when reaching the equilibrium and a "load safety factor" was calculated; this load safety factor expresses how much could actual loads be increased before reaching collapse. So, load factors higher than one mean that the sections were resistant enough.

The most adverse load arrangement produced the highest longitudinal bending moments on the top of the piers P1 and P5. The minimum load factors from the results of the calculations were located at the top and at the bottom of the piers as it is presented in Table 4.

5.6. Checking of the abutments

The existing abutments had a 12 m wide front wall and wing walls; its foundation was a shallow foundation. When widening the deck it was necessary also widening the abutments to get a 23 m wide abutment. In addition to that it was not permitted any interruption of the traffic while widening the abutments.

The widening of the abutment was made extending the front wall with a new 0.80 m thick wall. The new deck was connected to the abutment using shock transmission devices; the existing abutment was also reinforced using some new buttress that were 1.50 m wide and 2.70 m thick to resist the longitudinal forces transmitted by the mentioned devices. The structural model of the widened abutment has two different tension ties: the vertical tie inside the buttress and the horizontal tie near the connection to the foundation slab. Both ties were made with high resistance steel bars; some holes into the existing foundation slab were to be made to place the ties into their proper location. The calculations were made taking into account the mentioned geometry of the reinforced abutment (Fig. 13).

The results of the calculations show that the abutments were resistant enough for the actual loads. Also the existing and the widened abutments were checked considering tilting and sliding. The load safety factors were higher than 2.0 and 1.5, respectively.

The average pressure on the foundations of the widened abutment was 0.24 MPa and the maximum pressure was 0.63 MPa,, lower than the allowable values (0.6 MPa and 0.75 MPa, respectively).

6. CHECKING OF THE DECK

The calculations of the existing bridge was made in 1989, following the those days current codes, which probably were on the safe side compared to the requirements of the current actual codes EHE and IAP. Moreover, the construction works of the bridge were initiated in 1992 and finished in 1994, so the resistance of the concrete of the deck probably had increased nearly 20%. Consequently, some preliminary calculations were made, considering a concrete class HP-42 (instead of the original nominal concrete class HP-35) and using the current load and resistance factor proposed by the current codes EHE and IAP.

The structural model used for calculating the deck was similar to the model used for analysing the piers. A step by step calculation was made considering the creeping and shrinkage from the end of the construction of the existing bridge and so the exact distribution of forces and stresses while widening the deck could be calculated. Then the effects of the permanent load and the dead load were calculated (Fig. 14).

Following the main results of the calculations are presented:

- *As it was expected, concerning the Serviceability Limit State, the cracking of the concrete could not be kept under the allowable limit value using the existing longitudinal prestressed tendons. Also, the most adverse load arrangement concerning shear forces and torsional effects produced a maximum principal stress on the webs of the box section close to 6.5 MPa, that were higher than the allowable value, mainly because of the vicinity of the sea shore.*

- *Considering the Ultimate State Limits calculations, both the tensioned reinforcing and the compressed part of the concrete reached the collapse. Moreover, the shear reinforcing of the webs was unacceptable when considering the combined effects of the shear and torsion effects.*

Consequently, the conclusion was that reinforcing the existing deck was necessary [6]: in doing so the resistance required by the current codes for new construction structures could be achieved, both for the ULS and for the SLS, considering the loads of the widened deck.

7. PROPOSED REINFORCING OF THE EXISTING DECK

7.1. Reinforcing concerning the longitudinal bending resistance

It was proven that it was necessary to reinforce both the sections of the deck near the centre of the spans (positive

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

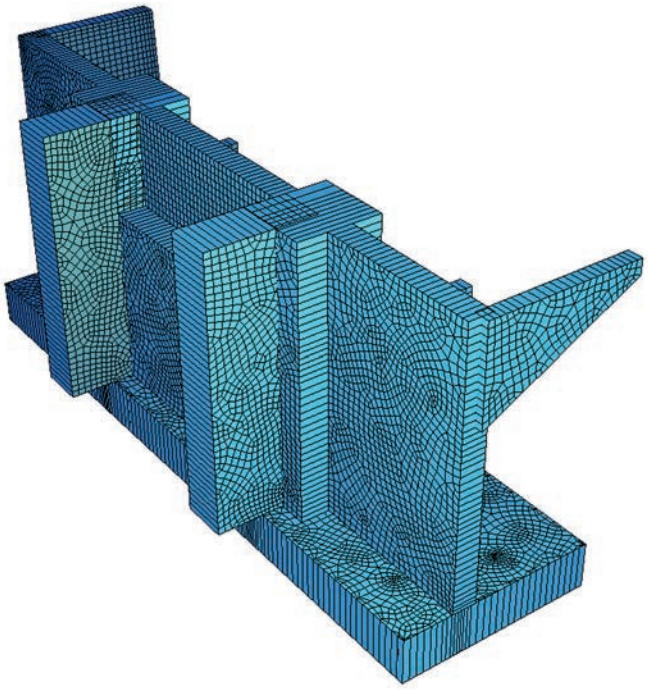


Figura 13. Modelo de elementos finitos para el cálculo del estribo
Figure 13. FEM model of the abutment

estudió la transmisión de estas cargas hasta los pilotes, pasando por el encepado. Los cálculos mostraron claramente que el ancho de encepado colaborante en los tirantes de tracción que se producían en la cara inferior del mismo era, como mínimo, de 3,0 m. En este supuesto, la armadura dispuesta sí resultaba admisible.

5.5. Comprobación de fustes de pilas

Con el modelo de cálculo anteriormente descrito, y considerando los transmisores de carga en estribos, se realizó un cálculo en 2º orden, geométrico y mecánico, de las pilas del viaducto, analizando su seguridad para las distintas combinaciones de cálculo una vez ampliado.

El cálculo consistió en obtener la rigidez fisurada que aparecía en cada sección de cada pila bajo la acción de las cargas actuantes. También se obtuvo el valor de la curvatura de cada sección en el instante de equilibrio, y un cierto "factor de seguridad", entendido como el factor por el que habría que aumentar todos los esfuerzos exteriores de forma proporcional para alcanzar el agotamiento de la sección. Por tanto, factores mayores que la unidad identificaban secciones seguras.

Las combinaciones de acciones pésimas siempre resultaron ser aquéllas en que el efecto de la flexión longitudinal era importante, siendo las secciones más solicitadas las cabezas de las pilas P1 y P5, en las combinaciones citadas. Los coeficientes de seguridad mínimos que resultaron en las secciones de cabeza y de base de pila de todas las pilas son los que se indican en la Tabla 4.

5.6. Comprobación de estribos

Los estribos originales eran muros de frente cerrados de 12 m de ancho, con aletas en vuelta, cimentados superficialmente. La ampliación del ancho del tablero requería, como ya se ha comentado, el ensanchamiento de los estribos hasta 23 m de ancho. Además, la ampliación de los estribos debía realizarse sin corte de tráfico sobre el puente.

La ampliación de los estribos se realizó mediante muros cerrados de 0,80 m de espesor con aletas solidarias en vuelta. Para recibir la reacción longitudinal que el tablero transmitiría a los estribos mediante los transmisores de carga, el estribo original tuvo que reforzarse construyendo un par de contrafuertes de 1,50 m de ancho, y que sobresalían 2,70 m del muro de frente. El mecanismo resistente de los contrafuertes exigía la existencia de dos importantes tirantes de tracción: uno vertical embebido en el intradós del contrafuerte, y otro horizontal, a la altura de la zapata. Ambos tirantes fueron resueltos con barras de acero de alta resistencia, para cuya disposición fue necesario perforar la cimentación existente hasta llegar al trasdós del estribo. A partir de dicha configuración, se procedió al cálculo de los estribos, utilizando un modelo de elementos finitos (Fig. 13).

De los cálculos realizados se deduce que las estructuras definidas, sometidas a las cargas de proyecto, tienen suficiente seguridad. Tanto la estructura original como la ampliación, consideradas como estructuras exentas pertenecientes al viaducto ya ampliado, fueron comprobadas a vuelco y deslizamiento. Los coeficientes de seguridad alcanzados resultaron, en todas las hipótesis consideradas, superiores a 2,0 y 1,5, respectivamente.

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

bending moment) and the sections near the connection to the piers (negative bending moment). So, an external prestressing and a composite additional box section connected to the lower slab of the existing deck were proposed.

It was proposed a external prestressing located inside the box section and near the tensioned part of section, that is, close to the upper slab when it was near to the connection of the piers and close to the lower slab when it was near the centre of the spans. The external presstressing needs were higher near the piers than at the centre of the spans. So, there were two types of external prestressing (Fig. 15).

- *Type ① tendons, similar to a "hat" on top of the connection to the piers, start in the axis of the pier and move down on both spans; the inclination of the tendons were significant till they reach the anchor located on the "transverse wall n.1" located 23 m. far from the axis of the pier. Because of the said inclination the tendons type ① can resist part of the shear effort that is produced near the piers. The presstressing type ① is made of 6 tendons 28Ø0´6" on each pier.*
- *Type ② tendons start near the upper slab of the deck close to the connection to the piers and progress horizontally till they reach the transverse wall n.1 where the tendons type ① are anchored; then they go down to the transverse wall n. 2 that is located 49 m. far from the axis of the pier, and finally they continue horizontally to the transverse wall n. 3 located at the centre of the span and then the layout goes symmetrically to next pier. The presstressing type ② is made of 6 tendons 31Ø0´6" on each span.*

Additionally , in order to increase the bending moment resistance of the deck, it was proposed to add a composite box section connected to the lower slab of the deck and to make a new central web (Figs. 6 y 16). This new composite box section is for two reasons: on one hand to reinforce the compressed part of the deck near the connection to the piers and, on the other hand, to reinforce the tensioned part of the deck near the centre of the spans., where the external prestressing has not enough resistance. The new composite box section is connected to a new central web, as it is described below.

7.2. Reinforcing concerning the longitudinal shear resistance

The reinforcing of the existing box section of the deck concerning shear resistance is made using three different elements: first, part of the shear effort is resisted by the inclined tendons of the prestressing type ① as it has been mentioned before; second, a new central web is added connected to the upper and lower slabs using vertical prestressed bars; and third, 4 inclined tensioned high strength prestressed steel bars are proposed, anchored to two steel pieces located outside the box section of the deck (where the steel struts are also connected) and connected to the upper slab of the deck (Fig. 17), where the central barrier will finally be located.

The central new web is built before the new loads on the deck took place and, so, at this moment the existing lateral webs are only directly loaded by the selfweight of the composite box section and by the selfweight of the new web. The other loads will proceed on the three webs, and its distribution was analysed using a detailed FEM model. The final goal was to concentrate on this new central web a high percentage of the total new shear forces; in doing so, the lateral existing webs will not be overloaded and they will work, both on SLS and ULS, having similar conditions to the existing ones.

The central web is also designed to cooperate with other elements in some other structural purposes: first, it constitutes the protection against corrosion of the vertical high strength prestressed steel bars that connect the new composite box section to the existing deck, in order to resist the horizontal shear forces; second, the central web is used to transfer to the upper part of the existing deck the vertical loads transferred by the steel struts and by the transverse beams that are supporting the new transverse cantilevers. To do so, four vertical high strength steel bars are located on each transverse beam for "hanging" the loads of this transverse beams.

The inclined bars are also used, when they are prestressed, for distorting the cross section of the deck and, conse-

Tabla 4. Coeficientes de seguridad en fustes de pilas
Table 4. Load security factors of the piers

PILA *PIER*	COEFICIENTES DE SEGURIDAD *LOAD SAFETY FACTOR*	
	CABEZA *TOP*	BASE *BOTTOM*
P1 (dorsal) *P1 (Back)*	1,42	1,83
P1 (frontal) *P1 (Front)*	1,01	1,29
P2 (dorsal) *P2 (Back)*	1,15	1,37
P2 (frontal) *P2 (Front)*	1,30	1,38
P3 (dorsal) *P3 (Back)*	1,26	1,83
P3 (frontal) *P3 (Front)*	1,28	1,84
P4 (dorsal) *P4 (Back)*	1,29	1,84
P4 (frontal) *P4 (Front)*	1,22	1,68
P5 (dorsal) *P5 (Back)*	1,01	1,17
P5 (frontal) *P5 (Front)*	1,47	1,69

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

La estructura ampliada completa transmitía una tensión media de 0,24 MPa y máxima de 0,63 MPa a la cimentación, lejos de los valores admisibles, que son de 0,6 MPa de media y 0,75 MPa de punta.

6. COMPROBACIÓN DEL TABLERO

El tablero actual fue proyectado en el año 1989, con una normativa, en cuanto a coeficientes de seguridad se refiere, seguramente más conservadora que las actuales EHE e IAP. Por otra parte, la construcción del viaducto se comenzó en el año 1992 y se terminó en 1994, lo que permitía suponer que el hormigón de este tablero habría incrementado su resistencia aproximadamente en un 20%, hasta el momento de la ampliación. Por todo lo anterior, se desarrolló un precálculo del tablero existente en el supuesto de estar construido con hormigón HP-42 (en lugar del HP-35 original), con los coeficientes de seguridad de la EHE y de la IAP vigentes.

El modelo de cálculo utilizado era similar al empleado para el cálculo de pilas, con las acciones definidas anteriormente. Se realizó un cálculo evolutivo fase a fase desde el inicio de la construcción del viaducto original, para tener en cuenta los fenómenos reológicos, de retracción y fluencia en el hormigón y de relajación en el acero del pretensado, y así analizar las distribuciones reales de esfuerzos y tensiones en el viaducto durante la construcción. Posteriormente se consideraron los incrementos de carga debidos a las cargas muertas y sobrecargas totales del viaducto ya ampliado (Fig. 14).

Los resultados más significativos que se obtuvieron de este cálculo fueron los siguientes:

– Para los Estados Límites de Servicio, el pretensado longitudinal existente resultaba, como era de prever, incapaz de limitar la fisuración del hormigón en flexión. Asimismo, la combinación pésima de cortante y torsión provocaba tensiones principales de tracción en las almas del cajón del orden de los 6,5 MPa, lo cual resulta inadmisible, particularmente en ambiente marino.

– En el Estado Límite Último de flexión, tanto las armaduras de tracción como las cabezas de compresión de hormigón quedaban agotadas. Asimismo, las armaduras de las almas no eran capaces de absorber los correspondientes esfuerzos de cortante y torsión.

De todo lo anterior se concluyó [6] que era necesario estudiar soluciones de refuerzo del tablero actual de tal forma que éste quedara, después de la ampliación, en las condiciones de seguridad prescritas por las nuevas normas vigentes para puentes de nueva construcción, tanto para los ELU como para los ELS.

7. REFUERZOS DEL TABLERO EXISTENTE

7.1. Refuerzos para flexión longitudinal

Resultaba necesario el refuerzo del tablero existente, tanto a flexión positiva en centro de vanos, como negativa en pilas. Para ello, se dispuso un sistema de pretensado exterior, y se adosó bajo el cajón original un núcleo mixto.

El pretensado exterior de refuerzo de la cabeza de tracción se estableció por el interior del cajón, junto al forjado superior sobre pilas y junto a la losa inferior por la zona central de los vanos. La fuerza de pretensado necesaria era mayor en las zonas de apoyo de los tramos que en los centros de vanos. Por estas razones, el pretensado exterior se dividió en dos familias (Fig. 15).

– El pretensado tipo ①, a modo de "sombrero" sobre pilas, parte del centro de una pila y baja, a ambos lados, con una inclinación importante hasta anclarse en la cabeza inferior del desviador 1, situado a 23 m del eje de pila. Por ello, el pretensado tipo ① permite absorber también unos cortantes significativos en las zonas próximas a los apoyos. El pretensado tipo ① está constituido por 6 tendones de 28 Ø 0,6" sobre cada pila.

– El pretensado tipo ② parte desde la cabeza superior de una pila, discurre por la zona superior del cajón hasta el desviador 1, donde se ancla el pretensado tipo ① y, a partir de aquí, baja con una determinada inclinación hasta el desviador 2, situado a 49 m del eje de pila, y continúa horizontal hasta el desviador 3, situado en el centro del vano correspondiente, siguiendo con un trazado simétrico hasta la siguiente pila. El pretensado tipo ② está constituido por 6 tendones de 31 Ø 0,6" .

Por otra parte, para incrementar la resistencia a flexión se decidió adosar un núcleo mixto bajo el cajón de hormigón, cosido a su losa inferior, y que corre por su eje bajo la nueva alma central (Figs. 6 y 16). Este núcleo mixto cumple, en realidad, dos funciones: por una parte, refuerza la cabeza inferior de compresión en las zonas de momentos negativos (por esa razón es un núcleo mixto); y, por otra, refuerza también la cabeza inferior de tracción en las de momentos positivos en centros de vano, en las que el pretensado exterior no resulta suficiente. Estos núcleos metálicos se anclan, a efectos de los rasantes correspondientes, a un alma central de nueva construcción, que se describe en el apartado siguiente.

7.2. Refuerzos para cortante longitudinal

El refuerzo del cajón existente frente a esfuerzos cortantes se conforma con tres elementos diferentes: por una parte se reducen los cortantes sobre el cajón

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

quently, they transfer some vertical loads from the lateral webs to the new central web; this central web is under compression because of the prestressing of the vertical bars. Also they take from the steel struts the vertical load produced by the dead and the live load located on the new transverse cantilever of the widened section.

7.3. Reinforcing concernign the shear horizontal forces and the torsional effects

The external longitudinal prestressed tendons are also used to decrease the significant torsional effects on the deck which are very important because of the curvature and the great width of the deck. The external prestressing is not symmetrically placed related to the longitudinal axis of the deck; so, there are some horizontal transverse forces that produce a torsional effect opposite to the external loads (Fig. 18).

It was proposed to place a horizontal shear reinforcing made of steel plates stuck to the upper and the lower slab of the concrete box section using epoxi. This reinforcing would resist the stresses produced by the torsion moment and the horizontal shear force. Additionally, the transverse prestressed tendons placed are also used for increasing this shear resistance as it will be mentioned in the next paragraph.



Figura 14. Modelo evolutivo para el cálculo general del viaducto
Figure 14. Evolutive modle used for the calculations of the bridge

7.4. Supports of the widened transverse cantilevers

Two lateral transverse cantilevers, 5.50 m long, were needed to widen the existing platform from 12.00 m to 23.00 m. In consequence, the edge of each new cantilever is 8.25 m from the lateral web. It is not possible to set this

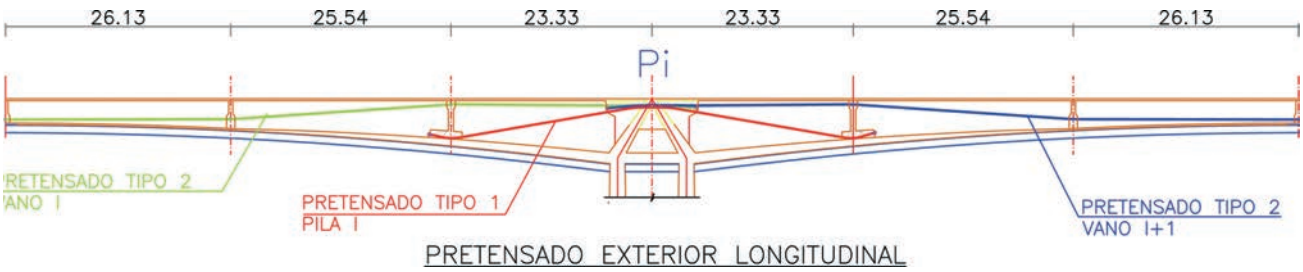


Figura 15. Pretensado exterior longitudinal. Alzado, familias tipo 1 y 2.
Figure 15. External longitudianl prestressing. Front view of tendons type 1 and 2



Figura 16. Refuerzo de tablero: núcleo mixto, travesaños, nudos, jabalcones y nuevo forjado de ampliación
Figure 16. Reinforcing of the deck: composite box section, transverse beams, steel struts and new transvers cantilever slab

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

mediante el pretensado exterior tipo ①, como ya se ha comentado; por otra, se añade un alma central, cosida mediante barras verticales pretensadas al forjado superior y a la losa inferior del cajón a través del núcleo metálico inferior, y por último, se dispone un sistema de diagonales, formado por series de 4 barras pretensadas de acero de alta resistencia, que se anclan inferiormente en sendos nudos metálicos situados fuera del cajón (adonde llegan los jabalcones metálicos), y superiormente en un tacón dispuesto al efecto en la losa superior del tablero (Fig. 17), que posteriormente quedará embebido en la barrera central de hormigón.

El alma central se construye antes de añadir nuevas cargas a la estructura existente y, por tanto, solamente el peso propio del cajón mixto y del alma central se aplica directamente a las almas laterales. El resto de cargas quedarán aplicadas al conjunto de las tres almas, con un determinado reparto que se estudió con un modelo de elementos finitos. El objetivo final era el de transferir a este alma central una parte significativa del esfuerzo cortante total, quedando así aliviadas las almas laterales y permitiendo que éstas trabajasen, tanto para ELS como para ELU, en condiciones no peores que las actuales.

Además, el establecimiento del alma central colabora en otros aspectos estructurales: por una parte, alberga las barras pretensadas verticales que anclan el núcleo metálico inferior a la cabeza del cajón a efectos del rasante entre estos dos elementos; por otra parte, el alma central se utiliza para transferir a la parte superior del cajón las cargas transmitidas a su parte inferior por los jabalcones y travesaños que soportan los forjados de ampliación. Para ello se utilizan cuatro barras pretensadas verticales por travesaño, independientes de las barras de cortante antes comentadas, que actúan como barras de cuelgue de las cargas concentradas transmitidas por aquellos travesaños.

Las barras diagonales cumplen la misión de, por una parte, al ser tesadas, distorsionar la sección, consiguiendo transferir parte de la carga de las almas laterales, descargándolas, al alma central de nueva ejecución, que está comprimida por las barras verticales tesadas, y, por otro lado, recogen la fuerza vertical que producen los jabalcones en los nudos metálicos exteriores, al transmitir las cargas producidas por la nueva carga permanente y la sobrecarga de los nuevos voladizos transversales de ampliación.

7.3. Refuerzos para torsión y rasante

Se recurre de nuevo al pretensado exterior para reducir el valor de los momentos torsores, importantes en el caso presente debido a la anchura del tablero y a la curvatura en planta del viaducto. Para ello, el pretensado exterior se establece de forma asimétrica en planta, con un trazado que aplica al cajón unas fuerzas horizontales transversales de desvío, que generan unos torsores de signo contrario a los exteriores (Fig. 18).



Figura 17. Tacón de anclaje de barras verticales y diagonales
File 17. Anchor of the vertical and inclined bars

Los forjados superior e inferior del cajón se reforzaron mediante chapas pegadas con resina epoxi, que contribuyen a resistir las tensiones que producen los esfuerzos torsores y rasantes, principalmente. Además, se dispone un pretensado transversal del forjado superior, conforme se expone a continuación, y que también contribuye a resistir ambos esfuerzos.

7.4. Soporte de los forjados de ampliación

La ampliación de la plataforma actual de 12,00 a 23,00 m conlleva la adición de sendos forjados laterales de 5,50 m cada uno. Ello implica que los nuevos forjados vuelan 8,25 m por fuera de las almas del cajón actual. No resulta posible plantearse la ampliación con estos forjados trabajando como voladizos, en particular porque su arranque desde las almas está predeterminado por el tablero existente. Por ello se recurre a establecer unos apoyos puntuales, situados a 7,90 m del eje del tablero. Estos apoyos se materializan a través de unos jabalcones exteriores inclinados, situados cada 4-5 m, que transmiten su carga a los nudos y travesaños situados bajo el cajón (Fig. 19). Del nudo parten también las diagonales pretensadas que recogen la carga generada por los nuevos voladizos y la llevan al alma central aliviando las almas laterales como se comenta con más detalle seguidamente.

7.5. Mecanismo de flexión transversal

Mediante los refuerzos anteriormente descritos, se materializa el nuevo sistema resistente de flexión transversal del viaducto, cambiando la flexión transversal de la sección original por un esquema de biela-tirante, en el que el forjado superior es el tirante de tracción, los nuevos jabalcones trabajan a com-

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

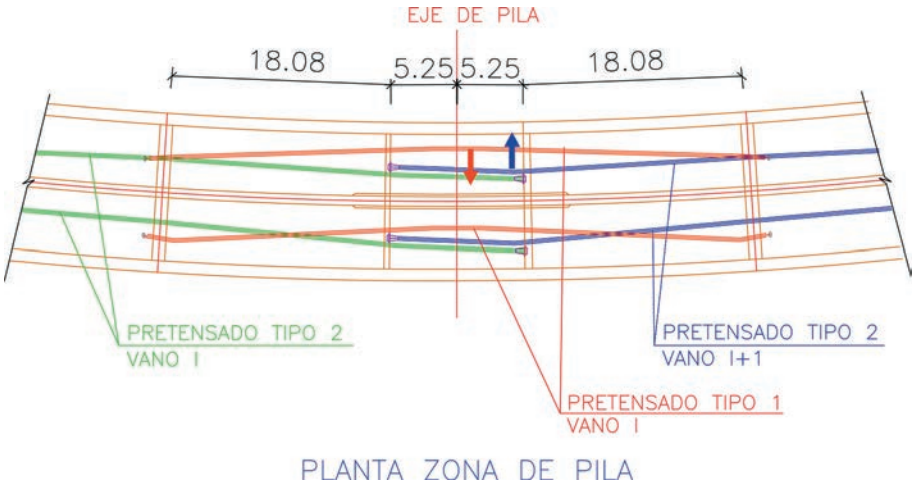


Figura 18. Planta asimétrica del pretensado exterior longitudinal
Figure 18. Plant view of the nonsymmetrical layout of the longitudinal external prestresssing

new elements as cantilevers, because the span is too long and because the most adverse section is the existing connection to the webs of the box section. So, the transverse slab of the widened structure is simply supported 7.90 m far from the connection to the webs. These supports are inclined struts located each 4-5 m; they transfer the load from the slab to the steel pieces located in the lower external corners of the existing deck (Fig. 19). At this location, they are connected to the inclined tensioned bars that take the vertical component of the loads from the struts to the central web and without increasing the shear force on the lateral webs, as presented in the next paragraphs.

7.5. Transverse bending moment structural system

Using the mentioned elements a new transverse bending moment resistance structural system is proposed. The original transverse flexural system is changed to a strut and tie system, where the upper slab is the tensioned tie, the struts are the compressed elements, the internal tensioned steel bars take the vertical component of the load and the lower slab is under compression (Fig. 20).

Additionally, when prestressing the inclined bars, four consecuences arise: first, the vertical movement of the struts produced by the new live loads are nearly eliminated; second, the vertical load is transferred to the central web, without disturbing the lateral webs that are very loaded; third, the bending moment on the transverse beams that are connecting the composite box section are reduced and, fourth, the horizontal transverse force in the connection of the box section to the central web when there are non symmetric live loads is also reduced. However, some significant compressions are produced on the lower slab of the existing deck; so it is necessary to place some transverse beams (Fig. 20) on the lower slab when the thickness of the slab is less than 0.20 m.

Moreover, it is also important to have some control on the distortion of the box section of the deck when the inclined steel bars are prestressed. Some inclined stiff supports are located in some specific sections (Fig. 21). This supports are not effective for transferring the vertical loads from the lateral webs to the central web, but they intend limit the distortion of the box section of the deck when it is not high enough.

As it has been already mentioned, the upper slab is the tensioned tie of the new structural system; because of the tensions, a new transverse prestressing located on the upper slab is proposed; it is made by 10 strands separated the same distance as the struts and anchored to the edge of each cantilever (to put the strands into the existing upper slab, some slashes were made in it). The reasons of the prestressing of the upper slab are, first, to resist the tension forces produced by the strut and tie system and, second, to increase the resistance of the upper slab when considering the horizontal shear forces.

A FEM model including the complete span of 150 m was used to calculate the effects of the transverse bending moments and the effects of the distortion of the box section. This model was also useful to check all the transverse elements (inclined tensioned bars, transverse beams,



Figura 19. Jabalcones, nudos metálicos y forjados de ampliación
Figure 19. Inclined struts, steel connections and upper widened slab

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

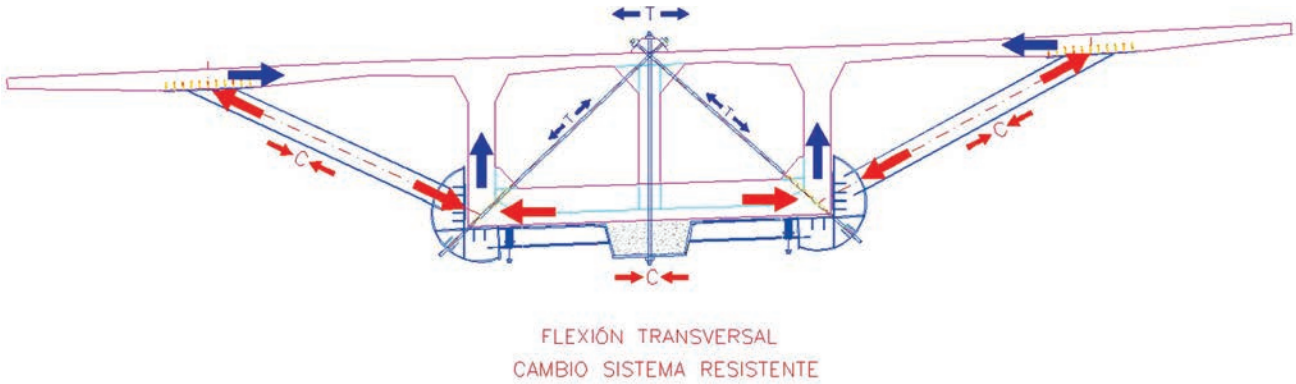


Figura 20. Mecanismo resistente de la flexión transversal
Figure 20. Transverse bending moment resistance structural system

presión, las diagonales interiores recogen en tracción la carga vertical, y el forjado inferior trabaja a compresión (Fig. 20).

Adicionalmente, al pretensar las diagonales se consigue compensar totalmente los movimientos verticales de los jabalcones cuando sobre ellos actúa la sobrecarga máxima, transferir al alma central la componente vertical transmitida por los jabalcones, sin afectar prácticamente a las almas laterales que ya se encuentran muy solicitadas, reducir enormemente las flexiones de los travesaños metálicos que unen los nudos con el núcleo metálico, así como rebajar el rasante transversal que se produce en la unión del núcleo con el alma central cuando actúan cargas excéntricas en el tablero. A cambio, se producen compresiones importantes en el forjado inferior, que obligan a disponer unas vigas transversales (Fig. 20), recreciendo el forjado en las zonas de jabalcones, cuando el canto del forjado inferior es de 0,20 m.

Por otra parte, también debe controlarse la distorsión que se produce en el cajón al tesar las diagonales. Para ello, se disponen puntales inclinados en el interior del cajón en ciertas secciones (Fig. 21). Estos puntales restan eficacia a la transferencia de carga de las almas laterales a la central de nueva construcción, pero permiten limitar la excesiva distorsión que produciría el tesado de las diagonales en las secciones de menor canto.

Como ya se ha indicado, el forjado superior funciona como tirante del nuevo sistema resistente, y por ello se decide realizar un pretensado transversal formado por 10 cordones monotorón por jabalcón, anclados a cada lado del forjado ampliado, y que discurren por la zona superior de éste, y del forjado superior existente. (Para ello se realizaron unas rozas en el forjado original previamente al enfilado de los cordones). Este pretensado absorbe las tracciones que producen las cargas situadas en los voladizos y, además, mejora la resistencia a rasante de dicho forjado.

Para el cálculo de la flexión transversal, la distorsión en el cajón, desviadores, traviesas de pilas, esfuerzos en elementos transversales (diagonales, vigas transversales, puntales, jabalcones), así como para el estudio del reparto del cortante entre las 3 almas para distintas hipótesis de carga, se utilizó un modelo de elementos finitos que representaba un vano completo de 150 m e incluía las condiciones de empotramiento en pilas y de continuidad en vanos adyacentes, desviadores, pretensado transversal, y demás elementos resistentes de la ampliación (Figs. 22 y 23).

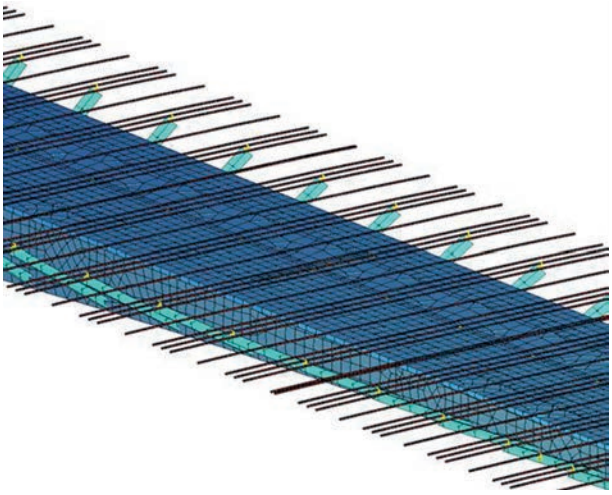
7.6. Traviesa de pila

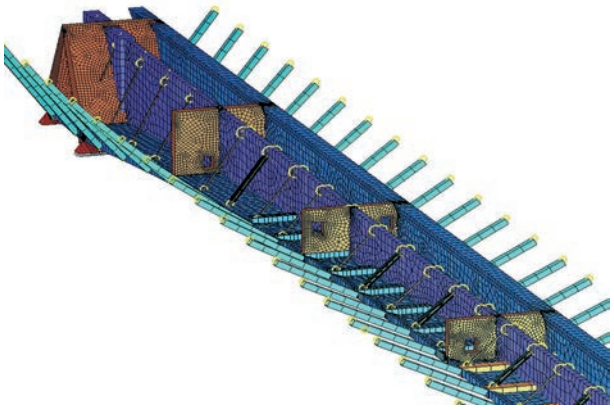
Las traviesas de pila existentes en el viaducto original estaban formadas por dos pantallas macizas de hormigón armado conformando, junto con el forjado inferior, una célula triangular. Sobre las mismas se ha realizado un macizado de hormigón, para acoger los anclajes de las familias de pretensado exterior tipo ①, y los quiebros en planta y en alzado de ambas familias, a su paso por las pilas (Fig. 24).



Figura 21. Puntales, diagonales y desviador en centro de vano
Figure 21. Inclined internal supports and transverse wall in the centre of the span

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





Figuras 22 y 23. Modelo de elementos finitos. Cálculo transversal
Figures 22 and 23. FEM model for the calculations of transverse effects

inclined supports, steel struts) and for the detailed analysis of the distribution of the shear forces between the lateral webs and the central web. The model also includes the boundary conditions on the connections to the piers and the effect of transverse prestressing and the rest of the structural elements (Figs. 22 and 23).

7.6. Connection of the deck to the piers

The original connection of the deck to the piers was made using a "triangular cell" made of two inclined concrete walls and the lower slab of the box section of the deck. Some concrete elements have been built and connected to this triangular cell in order to place the anchors of the external type ② longitudinal tendons (Fig. 24).

Additionally, the reinforcement of the existing inclined walls has been reinforced because of two reasons: first, because of the increase of the unbalanced loads due to the increase of the dead load and of the live load when the platform is widened (mainly in the lateral piers P1 and P5 where unbalanced loads are greater); second, for adding new reinforcement because some reinforcement bars were cut when making the holes into the inclined concrete walls for the external longitudinal prestressing to go through.

Two different structural systems have been considered for calculating the reinforcing of the connection of the deck to the piers (Fig. 25): first, a strut and tie system to resist the unbalanced loads and second a torsion resistant system where some shear stresses are produced in the lateral and central webs. The results of a detailed FEM model proved that some 55% of the total unbalanced loads was resisted using the first structural system and the other 45% was resisted using the second structural system, as it has been usually supposed for some other structural elements [7],[8].

7.7. End transverse beam of the deck

The transverse beam at the end of the deck was a reinforced concrete element used for transferring the vertical loads from

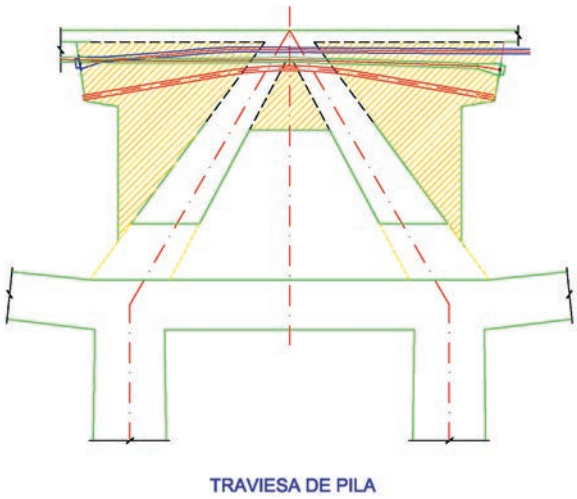


Figura 24. Macizado zona superior de la traviesa de pila
Figure 24. Concrete extension of the connection of the deck to the pier

the deck to the bearings. This transverse beam has been enlarged to 7.85 m wide. The new reinforced concrete has been connected to the existing concrete using small diameter bars connected with epoxi. In doing so the horizontal and vertical shear forces produced by the end anchor of the longitudinal prestressing type ② are correctly taken into account. The extension of the end transverse beam has also been connected to the lateral webs of the existing box section using some additional high strength prestressed bars. This steel bars are also used to connect the shock transmission devices to the deck and to resist the tension forces that are produced when the compression force of the external prestressing is transferred to the lateral and to the central webs.

8. THE CONSTRUCTION

In this and in the next paragraphs the main stages of the construction are presented, as well as their mutual interaction and the main equipment used for the construction:

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

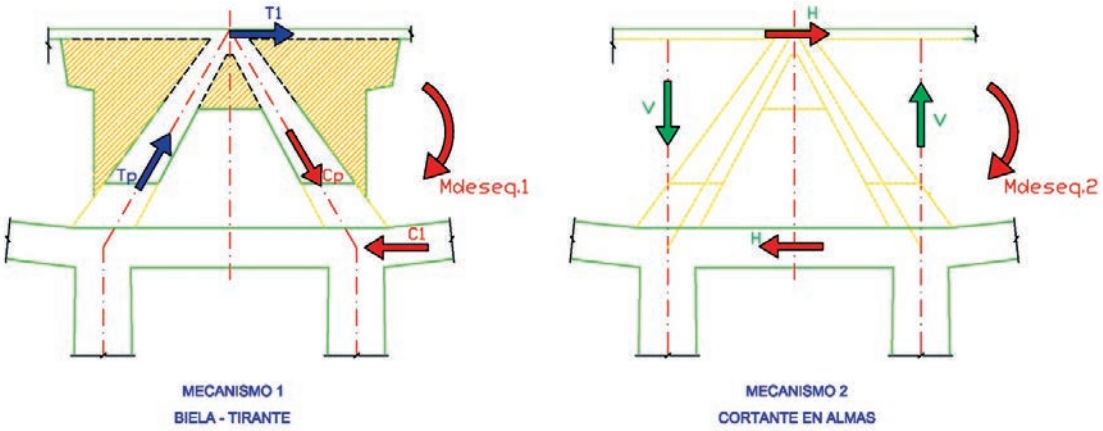


Figura 25. Doble mecanismo resistente de la traviesa de pila
Figure 25. Two different structural system of the connection of the deck to the piers

Adicionalmente, se ha reforzado la armadura de las pantallas originales de la célula triangular por un doble motivo: por un lado, por el incremento de esfuerzos de desequilibrio en pila, al aumentar el ancho de la calzada y por tanto el peso propio y la sobrecarga (sobre todo en las pilas extremas 1 y 5, donde el desequilibrio es mayor), y por otro, para suplementar la armadura cortada al realizar los taladros necesarios para el paso de las familias de pretensado exterior.

Para el cálculo de la armadura a suplementar se ha supuesto un doble mecanismo resistente en la traviesa (Fig. 25): por un lado, un sistema biela-tirante en la célula triangular que recoge el momento de desequilibrio, y por otro un mecanismo de torsión, que provoca la aparición de cortantes en las almas laterales y central. A partir del modelo de elementos finitos, por integración de las tensiones resultantes para una carga uniforme, se dedujo que un 55%, aproximadamente, de la carga se resistía por el primer mecanismo y un 45% por el segundo, que es un reparto usual para este tipo de elementos estructurales [7],[8].

7.7. Traviesa de estribo

La traviesa de estribo del puente existente era una viga transversal de hormigón armado que recogía las cargas de los apoyos. Esta traviesa se ha reforzado macizándola hasta alcanzar 7,85 m de ancho. El nuevo hormigón ha sido cosido a todas las paredes del hormigón existente mediante armaduras de pequeño diámetro recibidas en el hormigón existente con resina. Así se ha asegurado el correcto funcionamiento a cortante y a rasante, tanto vertical como horizontal que produce el anclaje extremo del nuevo pretensado exterior dispuesto. En esta traviesa se dejó un hueco para albergar los anclajes del pretensado exterior de la familia tipo ②. El macizado se ha cosido a las almas laterales mediante barras pretensadas transversales horizontales adicionales a la armadura pasiva de cosido ya referida. Estas barras pretensadas cumplen la doble misión de sujetar la placa de anclaje de los transmisores de carga y absorber la tracción que se transmitiría si éstos se pusieran en funcionamiento, y de recoger el tirante de tracción que se forma cuando la compresión del pretensado exterior se abre hacia las almas laterales y central.

8. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se describen a continuación las actividades más significativas desarrolladas durante el proceso constructivo, su mutua interrelación y los medios auxiliares principales: tres carros de avance (algunos de ellos duplicados para mejorar el rendimiento) diseñados y fabricados de forma específica para acometer las obras de ampliación del Viaducto de San Pedro (Fig. 26).

Se decidió ejecutar las distintas actuaciones de refuerzo del tablero simultáneamente, comenzando por el vano 6. De esta forma, acabada una determinada actividad en un vano, se comenzaba en el vano siguiente, mientras que en el vano anterior se iban ejecutando las operaciones siguientes. Resultaba así un proceso constructivo complejo, estricto y evolutivo en el espacio y en el tiempo, ya que, durante la mayor parte de la obra, el viaducto albergaba simultáneamente muchas de las operaciones previstas, en distintos vanos, y en el interior y el exterior del mismo. Esta decisión fue determinante a la hora de reducir los plazos de ejecución de forma significativa. Se debe resaltar también como uno de los condicionantes principales (incluso como una fase más dentro del programa de trabajos) el mantenimiento del tráfico sobre la estructura, interrumpido sólo de forma temporal en maniobras especiales, tales como el montaje y desmontaje de los carros (Fig. 27).

Las obras comenzaron en agosto de 2007, realizando una serie de operaciones previas, tales como la iluminación del interior del cajón existente, protección de

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



Figura 26. Vista aérea con 5 carros en el puente: carro nº1 (más lejano), 2 carros nº2 (por debajo del tablero) y 2 carros nº3 (que realizan el nuevo forjado)

Figure 26. Aerial view when 5 movable scaffoldings were operating: scaffolding n.1 (the closest one), 2 scaffoldings n. 2 (under the deck) and 2 scaffoldings n. 3 (making the new upeer slab)

three different types of movable scaffoldings (some of them duplicated in order to improve the efficiency) specifically designed and fabricated were used for the widening of the Bridge of San Pedro de la Ribera (Fig. 26).

It was decided to perform simultaneously some different tasks, starting from span n. 6. In doing so, when the first task was finished in span n. 6, the next activity started in span n. 6 and the first one was repeated in span n. 5, and so on. The result was a very complex, rigid and evolutional -in time and in space- process of construction; there were different concurrent tasks at the same time almost always, both in the inside of the deck and in the outside of the deck and on different spans of the bridge. Actually, this was an essential decision for reducing the total work schedule. It must be considered that one of the main requirements of the works was not interrupting the traffic while working (sometimes a traffic detour was unavoidable), except when some special tasks such as the assembly and disassembly of the movable scaffoldings (Fig. 27), were being made.

The Works started on August 2007, with preliminary Works such as lighting the inside of the deck, protecting the road that is just under span n. 4 and mounting the



Figura 27. Montaje del carro nº2 durante la noche

Figure 27. Assembly of scaffolding n. 2 during the night

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



Figura 28. Vista general del estribo una vez reforzado
Figure 28. General view of the abutment once it was reinforced

la carretera que discurre bajo el vano 4 con una estructura porticada y colocación de pórticos pregálibo, para evitar el paso de vehículos que pusieran en peligro los carros que posteriormente se instalarían.

La primera actuación de refuerzo llevada a cabo fue el tratamiento del terreno en una esquina de la zapata de la pila P5, mediante inyecciones desde el exterior. En los estribos, se sustituyeron los apoyos "pot" originales por unos de mayor capacidad de carga, mediante la elevación del tablero con unos gatos planos. Para aumentar la armadura de refuerzo de apoyo bajo los mismos, se taladró el muro de frente de lado a lado del estribo, introduciendo 3 barras de acero de alta resistencia que posteriormente se tesaron. Se demolieron las orejetas existentes (mediante picado con robot de baja frecuencia), y se procedió a la ampliación del muro de frente del estribo, a la ejecución de los contrafuertes para sujeción de los transmisores de impacto y a su cosido con barras de pretensado, tanto verticales, por el interior del mismo, como horizontales, en su base, penetrando en la zapata existente (Fig. 28). Estas actuaciones fueron independientes del resto de la ampliación del viaducto. El tiempo empleado para cada estribo fue de 2 meses aproximadamente.

Las siguientes operaciones que se realizaron tuvieron lugar en la losa superior del cajón, ejecutadas en tramos debido a que se mantuvo el tráfico durante las obras. Se procedió a fresar el pavimento existente, a la retirada de los pretiles e impostas originales (sustituyéndolos de forma provisional por barreras New Jersey ancladas al tablero), y a la ejecución mediante hidrodemolición de rozas transversales (con una profundidad de unos 5 cm) para la colocación del pretensado transversal (Fig. 29). También se acometió en esta fase el refuerzo de la armadura de la losa superior, mediante barras de acero pasivo y pletinas de acero estructural adheridas con resina al hormigón. Finalmente se efectuó un recrecido de 3 cm de la losa superior con mortero de baja retracción y microhormigón reforzado con fibra (sirviendo como capa de rodadura durante el desarrollo de los trabajos de ampliación).

Simultáneamente a las operaciones en la losa, se comenzó la construcción del alma central en el interior del cajón. Esta actividad, junto con el tesado de los cables del pretensado exterior y de las barras diagonales, condicionó fuertemente el ritmo de los trabajos. Se comenzó con la perforación de taladros en el forjado superior e inferior del cajón existente, para el paso de las barras verticales pretensadas de Ø 50 mm (cada 0,80 m aproximadamente) y cercos de armadura pasiva Ø 25 mm, que quedaban en espera del núcleo inferior. También se perforó el forjado inferior en zonas próximas a las almas laterales, para el paso de las 4 barras diagonales, dos por cada lado del cajón. Las perforaciones se realizaron con corte a rotación mediante corona de diamante refrigerada con agua y se desarrollaron en paralelo con los trabajos de refuerzo de la losa superior. Una vez colocadas las vainas de las barras de pretensado verticales, se procedió al ferrallado y hormigonado con microhormigón autocompactante (Fig. 30). Fue necesario preparar la conexión de las juntas a rasante entre hormigones viejos y nuevos, mediante abujardado y cepillado de las superficies de contacto.

En el exterior de la losa superior se ejecutó el tacón de anclaje superior de las barras de pretensado, tanto verticales como diagonales (Fig. 17), y que quedaría embebido posteriormente en la sección de la barrera rígida final que se dispuso en la mediana del viaduc-

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

"gauge gateways" in order to prevent vehicles with excessive height from using the bridge to avoid damaging the mentioned movable scaffoldings.

The first task was the reinforcing of the terrain of one of the corners under the foundation of the pier P5, using grouting. The existing pot bearings of the abutments were changed and new bearings, having a higher load capacity than the existing ones, were installed pushing up the deck using hydraulic flat jacks. It was also necessary to increase the local reinforcement needed to resist the concentrated loads of the bearings; to do so some horizontal drillings were made on the sides of the front wall and 3 high strength steel bars were installed. The existing wing walls were demolished, the front wall was extended, the buttress for connecting the shock transmission devices were built and connected to the front wall and to the existing foundation slab using vertical and horizontal prestressed steel bars (Fig. 28). These tasks were made independently from the other tasks made to the deck, The execution time of the extension of the abutments was nearly 2 months for each abutment.

The following tasks concerned the upper slab; different works were made on different sections of the deck to avoid traffic disruption. The existing surfacing was demolished, the existing guardrails were eliminated (rigid concrete temporary barriers connected to the deck were installed) and some "slashes" (5 cm deep) on the upper side of the upper slab were made using "hydro demolition technique" to allow for the location of the transverse prestressing (Fig. 29). The reinforcing of the reinforcement of the upper slab was also completed; some steel corrugated bars and some steel plates were stuck to the concrete of the upper slab using epoxi. Finally, a 3 cm thick top layer was added to the upper side of the upper slab; this layer was made of low shrinkage mortar and concrete made with micro aggregates reinforced with plastic fibres (this layer was the surfacing of the deck during construction).



Figura 29. Disposición de monotorones en forjado superior
Figure 29. Distribution of the strands of the prestressing of the upper slab

While some works were being completed on the upper slab, the construction of the new central web was initiated. This task and the prestressing of the external prestressing and of the inclined tensioned steel bars were relevant when considering the total work time. First, the holes were made on the upper and lower slabs for the vertical high strength steel vertical bars (Ø50 mm each 0.80 m, approximately) and for the Ø25 mm stirrups. Some holes were also made in the lower slab close to the webs thus the 4 inclined tensioned steel bars, two on each side of the box section, could be correctly installed. Once the ducts of the prestressing tendons were placed, the reinforcement was installed and the self compacting concrete made with micro aggregates was poured (Fig. 30) All the surfaces where there was to be a connection between the existing and the new concrete were adequately prepared.



Figura 30. Ferrallado anterior al hormigonado del alma central
Figure 30. Installing the reinforcement, before the central web was poured.

A cubic piece of concrete was built in the middle of the outer part of the upper slab in order to place the anchor of the prestressed steel bars,

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



Figura 31. Pretensado longitudinal, diagonales y puntales
Figure 31. General view of the external longitudinal prestressing, inlcined tensioned bars and inclined supports



Figura 32. Carro nº1
Figure 32. Movable scaffolding n. 1

to. Así, se procedió ya al enfilado de las barras pretensadas verticales y diagonales, protegidas por vainas, que posteriormente se inyectarían (Fig. 31). Los rendimientos alcanzados fueron de un mes para el alma central de cada vano de 150 m.

Para la ejecución de la estructura metálica (núcleo inferior, travesaños y nudos), se procedió al montaje del carro nº1 (Fig. 32), una vez ejecutada el alma central de un vano y parte del siguiente para permitir el desvío del tráfico por la zona central de la plataforma superior. El carro nº1 era una estructura metálica de 68 toneladas de peso, altura total de 23 m, y que avanzaba, mediante accionamientos hidráulicos, por una viga carrilera con la suficiente rigidez para repartir adecuadamente la carga. El carro disponía de una plataforma de trabajo de unos 12 × 12 m con movimiento vertical para adaptarse al canto variable del tablero y de un mecanismo de apertura para el paso de las pantallas de pilas. Fue necesario colocar una segunda plataforma para el montaje del núcleo inferior entre pantallas de pila, más ancho en esta zona.

Se colocaron y soldaron, mediante sucesivos avances del carro (Fig. 33), piezas de 5 m de longitud y unos 8.000 kg de peso, con la armadura pasiva ya dispuesta. La estructura del núcleo inferior se diseñó a medida del puente existente, de forma que cada pieza se ajustaba a la curvatura real de la losa inferior del viaducto.

Además, debido al canto variable del tablero, cada barra diagonal acometía el nudo con diferente inclinación, siendo, por tanto, variables los taladros a realizar en el nudo, así como las cuñas de tesado de las barras, resultando por tanto cada pieza de distinta geometría a las demás.

Una vez colocado cierto tramo de núcleo, se procedía a su hormigonado con hormigón autocompactante, por medio de taladros realizados en la losa inferior, conduciendo el hormigón por tubo cerrado desde el exterior y a través de las perforaciones realizadas para las barras diagonales. Las piezas se sujetaban mediante un primer apriete de las barras verticales, a la espera del tesado definitivo de dichas barras y las diagonales, utilizando para ello el carro nº 2. El ritmo de montaje alcanzado fue de 10 piezas a la semana, equi-



Figura 33. Colocación de un tramo de núcleo
Figure 33. Assembly of a section of the composite box section

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

both vertical and inclined (Fig. 19); this piece would be , in the future, integrated into the central concrete barrier. The vertical bars and the inclined bars were connected into a steel duct adequately grouted with mortar (Fig. 31). Each month, 150 m of the central web were built.

The movable scaffolding n. 1 (Fig. 32) was used for assembling on site the steel structure (lower composite box section, transverse beams and steel pieces located on the corners of the existing box section) once the web of a complete span and part of the adjacent span was made. Thus the traffic was not disrupted. The movable scaffolding n. 1 weighted 68 tons and its height was 23 m; some hydraulic jacks and a rail beam were placed to allow the moving of the scaffolding. The movable scaffolding had a platform that was 12 × 12 m and could be moved up and down to accommodate the variable depth of the deck and to be moved through the piers. It was also necessary to place another platform just under the connection of the deck to the piers.

Steel sections 8.000 kg in weight and 5 m long, approximately, were proposed. The lower composite box section was designed in detail because it was necessary to adapt the geometry of the new steel structure to the exact geometry of the existing concrete deck.

Also, every steel piece located on the lower corner of the existing box section was different from each other, because the inclination of the holes for the tensioned inclined steel bars were different due to the varying depth of the deck.

Once the steel part of a section of the composite box section was placed on its correct position, the self compacting concrete was poured from the upper slab using the holes made for the inclined tensioned bars and some other holes made on the lower slab. The steel pieces were temporary hanged to the deck with vertical steel bars that where prestressed using the movable scaffolding n. 2. The average speed of assembly was 10 pieces each week, equivalent to 1.25 spans per month (200 m/month, approximately).

There were also some auxiliary tasks such as preparing the outer side of the lower slab of the deck or reinforcing the said lower slab using steel plates stick to the concrete with epoxi.

At the same time, the inclined steel supports were placed inside the box section of the deck (Fig. 31), the transverse beams of the lower slab and the reinforcing of the transverse walls of the deck were made.

Additionally, the transverse concrete beams over the connection of the abutments and piers were made using a "low heat of hydration" cement. Previously, the holes of the transverse beam of the triangular cell of the connection to the piers had been widened, since they had been reduced when the central web was built. Also, 9 drillings on each mentioned triangular cell were made to allow the external longitudinal prestressing to go through the triangular cells. Due to this drillings and to the existence of the mentioned widened hole the resistance of the triangular cell (mainly on piers P1 and P5) had to be reinforced using Ø32 mm steel bars on both inclined walls.

The ducts of the external longitudinal prestressing were placed in position before the vertical and the inclined steel bars were prestressed. These ducts were divided in sections 12 m long that were joined using special joints. Once the longitudinal ducts of the prestressing were assembled, the possible intersections with the inclined tensioned steel bars and steel supports were analysed. So, some slight variations were made in order to minimize the said intersections. Anyway it was necessary to deal with some intersections, and so some special steel pieces were proposed; these pieces were similar to an open box section for the longitudinal tendons to cross over the inclined steel bars. To do so, the inclined steel tensioned bar was cut but connected to two lateral steel plates and then connected again to the other part of the inclined steel bar that had been cut (Fig. 35).

Once the movable scaffolding n. 1 had left the span, then the movable scaffolding n. 2 was assembled there (Fig. 36). This equipment was moved using a runaway beam connected to the steel structure of the deck. Four electric driving engines were used to move each scaffolding. As a result of the calculations of stability of the equipments, some buffer stops were placed to minimize the lateral torsional buckling of the beam. There were two movable scaffoldings n. 2; their weight was about 6.000 kg; they were assembled using two cranes placed on the deck. This movable scaffoldings n. 2 were used for prestressing the inclined and vertical steel bars and for inspecting the welding of the steel structure and for applying the corrosion protection painting of the steel structure.

The transverse walls of the deck were made once the inclined steel bars were tensioned, in order to avoid inducing any shear forces on the transverse wall and also to make effective the distortion of the deck.

The two types of external prestressing were tensioned once the transverse walls were finished but before the upper slab was widened. The first prestressing stage includes tensioning the 6 type ① tendons and 4 of the total 6 type ② tendons (on a second step, once the widening of the upper slab was finished, the last 2 type ② tendons were tensioned, so that the widened deck could have some compressions). The prestressing of the tendons was made using a "multistrand jack". In this operation some difficulties had to be considered, such as having this kind of equipment into the deck, or moving it all along the deck and lifting it to 7 m high.0

The demolition of the outer 1m edge of the existing transverse cantilever needed to make the connection with the extension of the upper slab was made once the prestressing was tensioned (Fig. 37).This task was independent of the others tasks, but always at the back of movable scaffolding n. 1 and once it was proven that the reduction of the compressed or tensioned part of the bending moment resistant section were not significant. A low frequency special equipment was used for demolishing the cantilever, avoiding rupture of the rebars and also picking up the

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



Figura 34. Ferrallado de desviadores
Figure 34. Reinforcing of the transvers walls of the deck

valente a 1,25 vanos por mes (200 m/mes, aproximadamente).

Operaciones anejas al montaje de los tramos del núcleo inferior fueron la preparación de superficies de contacto de hormigones en la zona inferior del forjado inferior, y el refuerzo transversal del mismo, mediante pletinas de acero estructural adheridas con resina.

Simultáneamente, en el interior del cajón se procedía a la colocación de los puntales formados por perfiles HEB (Fig. 31), se ejecutaban las vigas transversales de rigidización de la tabla inferior y se procedía al armado de los desviadores para el pretensado exterior que discurre por el interior del cajón (Fig. 34).

Por otro lado, se procedió a la realización de traviesas de pilas y estribos, hormigonando los macizados de las mismas con un hormigón cuyo cemento era de bajo calor de hidratación. Previamente, se habían ampliado los pasos de hombre situados en las células de las traviesas de pila, ya que al ejecutar el alma central, éstos quedaban demasiado pequeños para permitir el paso a través de ellos. También se realizaron en las mismas células los taladros para el paso del pretensado exterior, con un total de 9 taladros a cada lado del cajón. Debido a ambas operaciones, y a la situación estructural estricta en que se encontraban las células inclinadas de la traviesa de pila (sobre todo de las pilas extremas P1 y P5) fue obligado ejecutar una serie de tirantes de refuerzo, constituidos por armadura de Ø32 mm en las dos direcciones de los planos de las pantallas inclinadas.

Antes del tesado de las barras diagonales y verticales, se procedió a la colocación de vainas del pretensado exterior longitudinal, sobre unas camillas ejecutadas en el alma central, en tramos de 12 m, que posteriormente se empalmaban por termosoldadura o manguitos autosoldables. Con las vainas dispuestas, se estudiaron las posibles interferencias entre las vainas longitudinales, y las barras diagonales y puntales HEB que, o bien ya se producían, o bien se producirían al tesar el pretensado longitudinal. Para evitar dichas interferencias, se varió ligeramente el trazado del pretensado en las zonas en que esto fuera posible. Para resolver el resto de las interferencias se diseñaron unos puentes metálicos, consistentes en unos cajones abiertos de acero, que permitían el cruce de los cables longitudinales con las barras diagonales en aquellas secciones en las que la complicada geometría de unos y otras hacía imposible evitar la interferencia. Para ello, se interrumpía la barra diagonal, y el puente daba la necesaria continuidad estructural al sistema de diagonales a través de las dos chapas de acero que formaban parte del mismo (Fig. 35).

Cuando el carro nº 1 ya había abandonado el vano correspondiente, se procedía al montaje de los carros nº 2 (Fig. 36). Este carro avanzaba colgado de unas vigas carrileras embulonadas a la estructura metálica previamente colocada. El movimiento de este carro se realizaba mediante cremallera, accionado por cuatro motores eléctricos. Por motivos de seguridad, se exigió la colocación de unos topes provisionales en los nudos, evitando así la flexión transversal de los travesaños y limitando el pandeo lateral de la viga carrilera. Se dispusieron dos unidades de carro nº 2, de unos 6.000 kg cada una, debiendo proceder al cambio de vano del carro mediante dos grúas situadas sobre el tablero, una vez rematados los trabajos. Desde este carro nº 2 se realizaban las operaciones de tesado de las barras verticales y diagonales, y también se acometieron labores de inspección de soldaduras y aplicación de la tercera capa de pintura de protección de la estructura metálica.

El hormigonado de los desviadores debía realizarse después del tesado de las barras diagonales, para no introducir rasantes innecesarios a los mismos y para que la distorsión del cajón fuese efectiva.

Antes de proceder a la ampliación del forjado superior, y una vez hormigonados los desviadores, se procedió al enfilado y tesado de la primera fase de los dos sistemas de pretensado exterior. Esta primera fase consiste en tesar los 6 tendones del pretensado exterior tipo j, y 4 de los 6 tendones del pretensado exterior tipo k (en la segunda fase, una vez terminada la ampliación del viaducto, se tesarían los otros 2 cables de pretensado tipo k restantes, con el fin de que el nuevo forjado ampliado recibiese compresiones longitudinales). El tesado de los cables se realizó con gato multifilar, con la complicación añadida de su desplazamiento e izado hasta 7 m de altura, en el interior del cajón, en la zona de anclaje de la traviesa de pila.

Finalizado el tesado de un vano y sus correspondientes pilas, se demolió un metro exterior de la losa superior existente para conectar con la nueva losa de la ampliación (Fig. 37). Esta actividad se realizó de forma independiente, aunque siempre por detrás del movimiento del carro nº 1, tras comprobar que la pérdida de sección en la cabeza de compresión y/o tracción no era significativa. Para ello se utilizó un

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

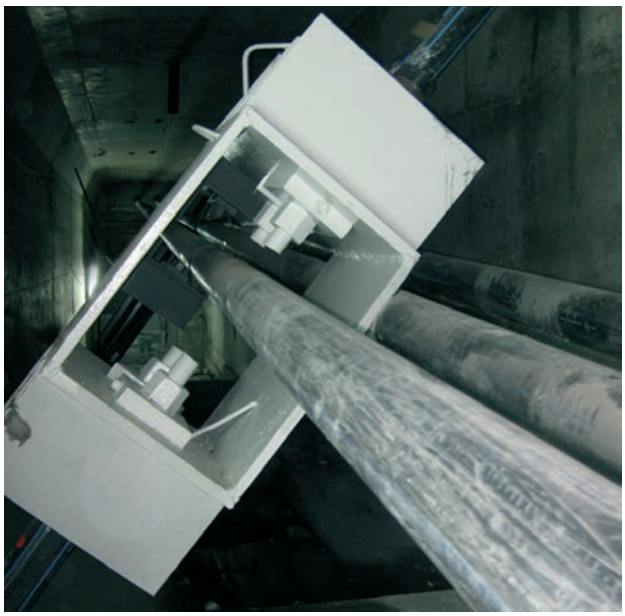


Figura 35. Puente especial para interferencias entre diagonales y pretensado exterior
Figure 35. Special steel piece to solve the intersection of the external prestressing tendons with the inclined tensioned bars



Figura 36. Vista de carro nº2
Figure 36. General view of movable scaffolding n. 2



Figura 37. Demolición del último metro de voladizo original
Figure 37. Demolishing of the edge of the existing transverse cantilever

debris into a 1 500 kg capacity special baskets. The average speed of this equipment was some 40 m per day.

Then, the movable scaffolding n. 3 was assembled (Fig. 38); this equipment was used for assembling the steel inclined struts and to place lightweight concrete in the extension of the existing transverse cantilevers of the upper slab of the deck. Each section of the new cantilevers was 6.5 m long (including the 1.0 m that have been previously demolished) and 5 m wide; the depth of the slab was variable.

Two movable scaffoldings n. 3 were used to increase the speed of construction; each equipment weighted about 60 tons and worked independently from each other, but never being both of them on the same span at the same time. Thus, the second movable scaffolding started on span 3. from pier P2 to abutment E1, and the first one started from abutment E2 until reaching the span where the second one was placed (Fig. 39). The maximum operation speed was 70 m of new cantilevers each week.

Before the concrete was poured, the inclined steel struts were welded to the steel piece of the corner of the lower slab of the deck using some special hang platforms connected to the movable scaffolding and adapted to the variable depth of the deck. The formwork was placed in its correct position, the rebars were also placed and then the lightweight concrete was poured. Curing of the concrete was made

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

robot picador de baja frecuencia, evitando dañar la armadura y recogiendo el escombro mediante dos pequeños contenedores de unos 1.500 kg de capacidad anclados al borde del tablero. El avance de este sistema fue de unos 40 m de borde al día.

Seguidamente, se realizó el montaje del carro nº 3 (Fig. 38), que realizó la colocación de los jabalcones metálicos y el hormigonado con hormigón ligero de los voladizos de ampliación de la losa. Los vuelos que se hormigonaron tenían un longitud de 6,5 m (incluyendo el metro demolido previamente) y un ancho, en la dirección longitudinal del puente, de 5 m, siendo la sección variable en espesor.

Para mejorar el rendimiento y plazo de ejecución final, se decidió utilizar dos unidades de carro nº 3, con un peso de 60 toneladas cada uno, trabajando de manera independiente uno de otro, siempre que no coincidieran en el mismo vano por el elevado peso de los mismos. Así, el segundo carro empezó directamente en el vano 3 próximo a P2, llegando hasta el estribo E1, y el primer carro, desde E2 hasta empalmar con el comienzo del anterior (Fig. 39). El avance en las puntas de rendimiento llegó a ser de 70 m de nuevo forjado a la semana.

Previamente al hormigonado, se realizaba la soldadura de los jabalcones al nudo, desde unas plataformas colgantes de la bandeja del carro y que permitían adaptarse al canto variable del tablero. Una vez situado el encofrado y el nuevo jabalcón, y ferrallado el nuevo tramo de ampliación, se procedía a su hormigonado con hormigón ligero. El curado del hormigón se realizó por medio de toldos anclados en el propio carro y utilizando cañones de aire caliente, con el fin de obtener resistencias iniciales altas y poder desencofrar y avanzar el carro cada día. Posteriormente se procedía al tesado e inyección de los monotorones del pretensado transversal con la ayuda de carretillas elevadoras situadas sobre el tablero.

Una vez concluidos vanos enteros de nuevo forjado de ampliación, se podía proceder al tesado definitivo de los 2 cables restantes del pretensado longitudinal tipo ②.

Finalmente se ejecutaron los acabados correspondientes de ejecución de imposta con carros de hormigonado específicos, colocación de pretiles, ejecución de la barrera central tipo New Jersey (en estas actividades se alcanzaron ritmos de 70 m de barrera a la semana), instalación de las juntas de dilatación y extendido de capas del firme (Fig. 40).

Los días 29 y 30 de Marzo de 2009 se desarrolló la prueba de carga del viaducto (Fig. 41) utilizando para la misma un total de 32 camiones de 42,5 toneladas cada uno.

Las flechas resultantes en los distintos escalones de carga fueron muy similares a las previstas en proyecto. Concretamente, las flechas máximas en los vanos más solicitados fueron ligeramente inferiores a las previstas, y en los casos en que las superaban, las diferencias fueron inferiores a 5 mm. Los giros en pila resultantes en la prueba de carga fueron casi idénticos a los esperados en proyecto. Asimismo, se comprobó el correcto funcionamiento en transversal del viaducto, midiendo las flechas producidas por la flexión transversal local de los voladizos de ampliación, y las tensiones resultantes en los jabalcones que soportan a los anteriores, obteniendo resultados también muy próximos a los esperados en proyecto.

Finalmente, el 3 de abril de 2009, se abrió a la circulación el viaducto. Se debe reseñar, también, que las circunstancias meteorológicas tuvieron incidencia en la ejecución. Así, se registraron vientos de velocidad



Figura 38. Carro nº 3 y colocación de un nuevo jabalcón
Figure 38. Movable scafdolding n. 3 assembling a steel strut

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

using canopies and hot air equipments in order to reach a minimum strength in a short period of time and so, to allow the quick removal of formwork. Then the onestrand transverse prestressing was tensioned using a self moving equipment that was placed onto the deck.

The final tension of the last 32 tendons of type ② prestressing was made once the widening of each span was finished.

Finally, the finishing works such as building the edge beam, the central concrete barrier (nearly 70 m per week), the assembling of guardrails, placing the expansion joints and placing the pavement (Fig. 40), were made.

On March, the 29th and 30th 2009, the load test of the bridge was made (Fig. 41). A total of 32 lorries weighting 42.5 tons each one were used.

The measured deflections of the deck were very similar to those calculated. The maximum deflections were somehow smaller but the differences were under 5 mm. The rotations of the top of the piers were also very similar to the



Figura 39. Ejecución del último tramo de ampliación
Figure 39. Construction of the last section of the widened transverse cantilever

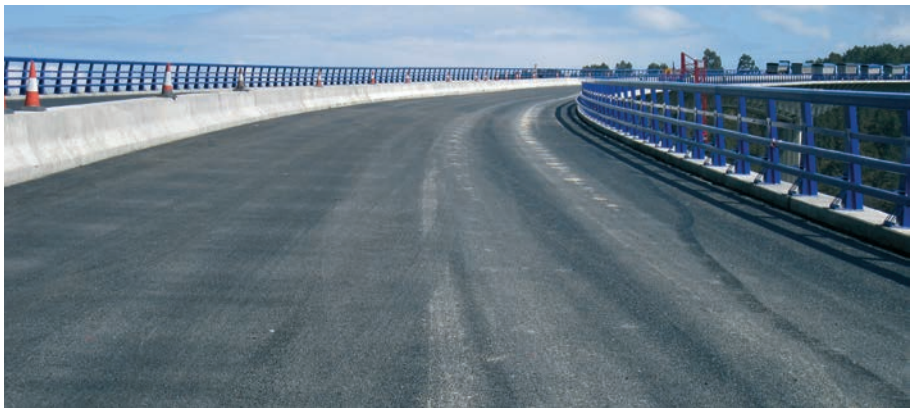


Figura 40. Realización de acabados: pretiles, barrera central y pavimentación
Figure 40. Finishing of the deck: guardrails, central barrier and surfacing



Figura 41. Realización de la prueba de carga
Figure 41. Load test of the bridge

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

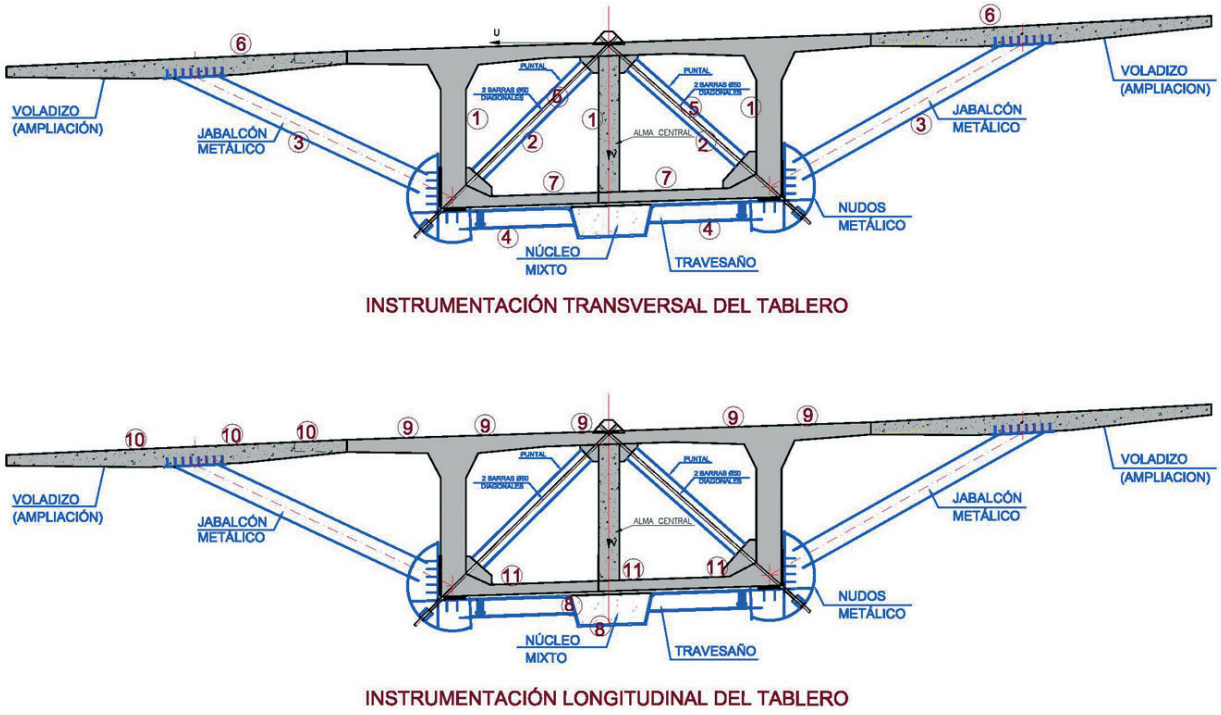


Figura 42. Instrumentación dispuesta en el tablero (los números indican la designación de cada banda extensométrica)
Figure 42. Monitoring of the deck (the figures are related to the name of each strain gauge)

superior a 100 km/h y se tuvieron, en el invierno de 2008-2009, más de 62 días seguidos de lluvia. Con todo, el plazo de ejecución de la ampliación del Viaducto de San Pedro fue de 20 meses.

9. INSTRUMENTACIÓN

La ampliación del tablero y de los estribos del Viaducto de San Pedro de la Ribera fue un trabajo complejo en el que se dispusieron nuevos elementos sobre otros ya existentes. El reparto de las nuevas cargas entre los diferentes elementos (nuevos-existentes) no fue, en algunos casos, fácilmente deducible de un modelo de cálculo convencional. Por ello, se operó con unos efectos de las acciones que eran avalados por el cálculo pero que, por lo antedicho, tenían un cierto grado de incertidumbre. Acorde con lo expuesto, se consideró muy conveniente disponer una instrumentación que permitiese conocer, con cierta precisión, durante la ejecución de los trabajos los siguientes aspectos:

- Reparto de cargas verticales entre las tres almas.
- Cargas absorbidas por el núcleo mixto y los forjados en dirección longitudinal.
- Cargas resultantes sobre los puntales interiores y reparto entre los diferentes elementos de la triangulación transversal (travesaños, jabalcones, forjado superior, forjado inferior).

Para ello, se dispusieron bandas extensométricas en los anteriores elementos, en unas determinadas secciones del vano 5, con el fin de obtener las tensiones resultantes en los mismos (Fig. 42).

Por otra parte, se consideró conveniente conocer los efectos de las acciones sobre las pilas y su movimiento en cabeza, durante las fases del proceso constructivo, por lo que se dispusieron clinómetros en la coronación de todas las pilas. Debe decirse que los resultados obtenidos de los mismos sirvieron para corroborar el adecuado modelo de cálculo utilizado para el viaducto, como puede observarse en el siguiente gráfico, obtenido durante la prueba de carga (Fig. 43).

Por último, se realizaron medidas de vientos (dirección y velocidad) y de temperaturas (ambiente y dentro del cajón) para poder correlacionar algún eventual episodio con las circunstancias climatológicas.

Así, en total se dispuso la siguiente instrumentación:

- Para el control del tablero: 89 bandas extensométricas
- Para el control de pilas: 6 clinómetros
- Para el control climatológico: 1 anemómetro, 1 veleta y 14 sondas de temperatura

Los distintos canales realizaron mediciones de forma continua durante todo el proceso constructivo, registrando los valores en bases de datos y gráficos evolutivos, que pudieron ser consultados en remoto y en tiempo real desde cualquier ordenador conectado al sistema de adquisición de datos.

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

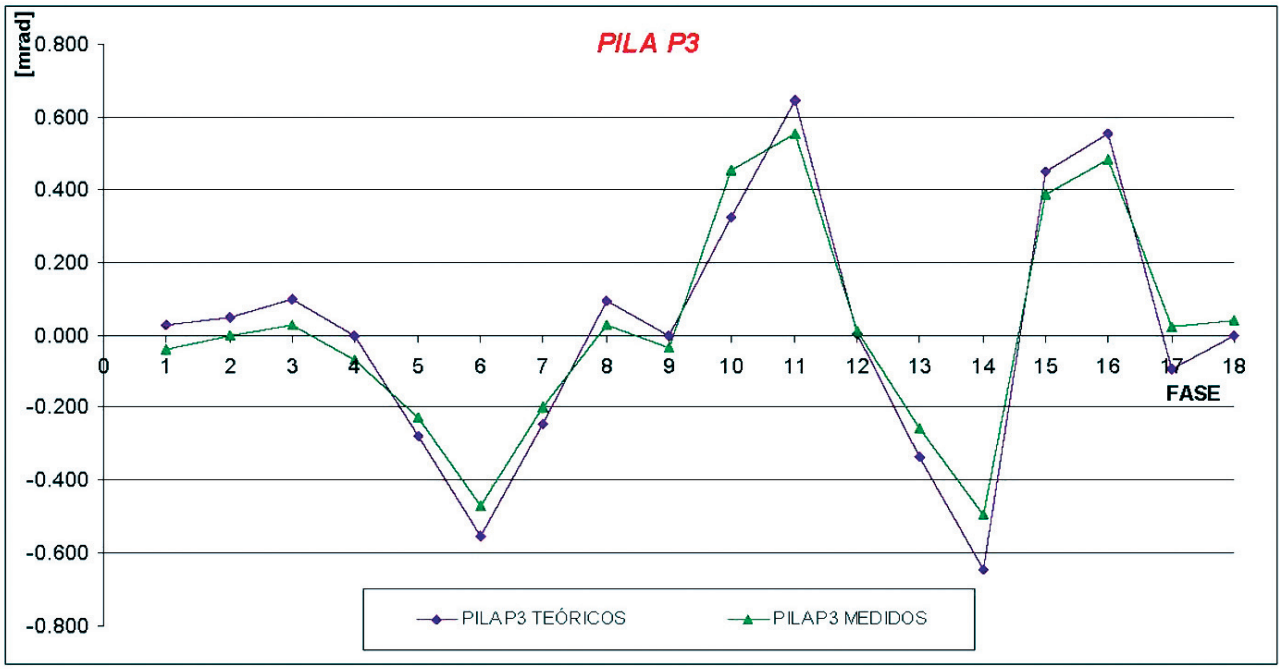


Figura 43. Giros medidos y calculados en la pila P3 durante la prueba de carga
Figure 43. Measured and calculated rotations of the top of the pier P3 on the load test

calculated. The transverse behaviour of the deck was also checked; the deflection of the edge of the transverse cantilevers and the stresses on the inclined steel struts were measured and compared to the calculated values.

Finally on April, the 3rd 2009 the widened bridge was open to traffic. It is also to be considered that adverse meteorological conditions happened during construction: the maximum measured wind speed was more than 100 km/h and there were more than 62 rainy days on the winter 2008-2009. Anyway, in the end the total construction time for widening the Bridge of San Pedro de la Ribera was 20 months.

9. MONITORING

The widening of the deck and of the abutments of the Bridge of San Pedro de la Ribera was a very complex work where new elements were connected to existing elements. The distribution of the new loads among all the elements (new ones – old ones) could not often be deduced from previous calculations. Thus, certain elements were designed using some results from the calculations but with some uncertainties. So, monitoring the bridge was considered in order to know with some accuracy the following:

- *Distribution of the loads among the three webs.*
- *Loads transferred by the lower composite box section and by the upper and lower slabs.*
- *Loads transferred to the internal inclined supports and distribution of the loads among the different elements of the transversal structural system (transverse beams, inclined steel struts, upper slab, lower slab)*

In order to do so, some strain gauges were placed on the mentioned elements in certain sections of span n. 5 (Fig. 42).

Moreover, it was proposed placing clynometers on the top of the piers for estimating the loads transferred to the piers and the rotation of the top of the piers in some stages of the construction. The model used for the calculations was proven to be accurate enough using the results of the monitoring, as it can be deduced from the following figure, obtained from the load test of the bridge (Fig. 43).

Finally, some measurements concerning the wind load (direction and speed) and the temperatures (average temperature and inside the deck temperature) were made in order to relate some events with the existing meteorological conditions.

The monitoring detectors consisted of:

- *89 strain gauges to monitor the deck*
- *6 clynometers to monitor the piers*
- *1 anemometer, 1 weather vane and 14 temperature probes to monitor meteorological conditions*

All the monitoring equipments were capable of "continuous measurements", saving the results into a data base; it was also possible to remotely analyse the monitoring results.

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



Figura 44. Viaducto de San Pedro en servicio una vez ampliado
Figure 44. The Bridge of San Pedro de la Ribera once it has been widened

REFERENCIAS/REFERENCES

[1] MINISTERIO DE FOMENTO (ESPAÑA). *IAP. Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1998. 80 p.

[2] MINISTERIO DE FOMENTO (ESPAÑA). *EHE. Instrucción de hormigón estructural*. 2ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2000.

[3] TORROJA J.A.. "Ampliación del puente de San Pedro de la Ribera". Mesa redonda *Proyecto, Construcción y Seguimiento de Puentes, IV Congreso de ACHE.* Valencia, Noviembre 2008.

[4] SIMÓN-TALERO J.M., TORROJA J.A. y HERNÁNDEZ A. "Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera". Mesa redonda *Aspectos Constructivos y de Conservación.* ATC. Asociación Técnica de Carreteras. *Jornada Técnica sobre diseño y concepción de puentes de carretera: Estética, eficiencia e innovación.* Madrid, 20 de Mayo de 2009.

[5] CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *EN1991 1-4:2005: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions*. Brussels: CEN, 2005.

[6] TORROJA J.A., SIMÓN-TALERO J.M. and HERNÁNDEZ A. "Doubling the width of the platform of the San Pedro bridge Spain)". *Proceedings of the FIB 3rd International Congress.* Washington. Lausanne: FIB – Federation International du béton, 2010.

[7] MATHIVAT J. *Construction par encorbellement des ponts en beton precontraint*. 2nd ed. Paris: Editions Eyrolles, 1979.

[8] LEONHARDT F. *Prestressed concrete. Design and construction*. 2nd ed. Berlin: Wilhem Ernst & Sohn, 1961.

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

PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA / *MAIN QUANTITIES*	
Hormigón HA-35 (microhormigón) en alma central *Concrete C35 (with microaggregates) for the central web*	1.503 m^3
Hormigón HA-35 (autocompactante) en núcleo inferior *Concrete C35 (selfcompacting) for the lower composite box section*	913 m^3
Hormigón HA-30 en estribos *Concrete C30 for the abutments*	933 m^3
Hormigón ligero HL-35 en ampliación de losa superior *Lightweight concrete C35 for widening the upper slabr*	3.026 m^3
Microhormigón de recrecido de la losa superior *Concrete made with microaggregates for increasing the depth of the upper slab*	365 m^3
Acero S-355 en perfiles y chapas *Structural steel S-355 (laminated profiles and plates)*	1.502.294 kg
Acero B-500 S *Reinforcing steel B-500 S*	937.092 kg
Acero activo Y1860 para pretensado longitudinal *Prestressing steel Y1860 (longitudinal external prestressing)*	273.543 kg
Acero activo Y1860 para pretensado transversal *Prestressing steel Y1860 (transverse prestressing)*	49.659 kg
Barras de pretensado de alta resistencia *High strength steel bars*	190.461 kg
Taladros en hormigón armado *Drillings on the concrete*	4.968 ud
Hidrodemolición de la losa superior *Demolition of the upper slab (hydrodemolition)*	383 m^3
Carro nº1 *Movable scaffolding n. 1*	68.000 kg
Carro nº2 (2 ud) *Movable scaffolding n. 2 (2 ud)*	6.000 kg (cada uno) *(each one)*
Carro nº3 (2 ud) *Movable scaffolding n. 3 (2 ud)*	60.000 kg (cada uno) *(each one)*

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *TECHNICAL DATA*

- **Propiedad y Dirección de Obra / *Owner and Direction of the Works*:**
  Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.
  D. Jesús Villameriel Fernández (Ingeniero de Caminos)
- **Proyecto de Construcción del puente original / *Detailed Design of the existing bridge***
  D. Manuel Juliá Vilardell (Dr. Ingeniero de Caminos)
- **Proyecto de Ampliación y Asistencia Técnica durante la ejecución de la ampliación / *Detailed Design and Technical Assistance Turing the Construction of the wideming of the bridge:***
  Torroja Ingeniería S.L.
  D. José A. Torroja Cavanillas (Dr. Ingeniero de Caminos)
  D. José M. Simón-Talero Muñoz (Ingeniero de Caminos)
  D. Alejandro Hernández Gayo (Ingeniero de Caminos)
- **Empresa Constructora / *Contractor:***
  UTE Cudillero (Puentes y Calzadas, Infraestructuras, S.L.U.-Peninsular de Contratas, S.A.-Expromar, Obras y Proyectos, S.A.).
  D. Arturo Bahamonde Gutiérrez (Ingeniero de Caminos)
  D. Antonio Navarro Manso (Ingeniero de Caminos)
- **Control y Vigilancia durante la construcción / *Supervision of the construction***
  Aepo, S.A.

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