Estudios, inspección especial y proyecto de rehabilitación del puente de Amposta

Studies, special inspection work and design for rehabilitating Amposta bridge

Florencio del Pozo Vindel
Dr. Ingeniero de Caminos

José María Arrieta Torrealba
Dr. Ingeniero de Caminos e Ingeniero Industrial

Jorge Alberto Cerezo Macías
Ingeniero de Caminos

Concepción Velando Cabañas
Ingeniera de Caminos

PROES consultores

RESUMEN

En este artículo se describe el estudio y análisis de una de las obras más especiales de José Eugenio Ribera, el puente colgante de Amposta. Conjugando su proyecto original, su azarosa historia y una inspección especial que ha permitido conocer el estado de sus elementos, con los nuevos métodos de cálculo y el conocimiento de los materiales, se plantea un proyecto de rehabilitación acorde con la tecnología actual, que respeta sustancialmente el brillante planteamiento estructural de Ribera.

1. INTRODUCCIÓN

El puente de Amposta se podría clasificar como una obra maestra de la ingeniería española. Varios factores avalan esta afirmación: su fecha de construcción, su autor, su tipología, su cimentación y su historia (Figura 1).

Fue diseñado por José Eugenio Ribera a principios del siglo XX (1912) para vadear el río Ebro a su paso por la villa de Amposta. La profundidad del cauce, junto con la luz a salvar, fueron los factores decisivos en la elección de la tipología: puente colgante.

En cuanto a su historia, hay que destacar su destrucción en la Guerra Civil Española y su posterior reconstrucción siguiendo el mismo patrón.

En fechas más recientes, el interés de la Administración en la conservación de esta singular estructura se tradujo en varias reparaciones localizadas y, más recientemente, en la Inspección Especial y el Proyecto de Rehabilitación, cuya ejecución contrató la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento a **PROES consultores.**

2. EL PUENTE ORIGINAL

2.1. Eugenio Ribera y su obra

José Eugenio Ribera y Dutaste (1864-1936) es, sin duda, uno de los más notables ingenieros de principios del siglo XX.

Tras finalizar sus estudios en 1887, ejerció durante doce años como ingeniero al servicio del Estado en Oviedo.

SUMMARY

This article describes the study and analysis of one of the most special works of José Eugenio Ribera, the Amposta suspension bridge. In combining its original design, its eventful history and special inspection work enabling the status of its elements to be known, using new calculation methods and knowledge of materials, a rehabilitation design is proposed, in keeping with current technology, which will substantially respect Ribera's brilliant structural approach.

1. INTRODUCTION

Amposta bridge could be classed as a master work of Spanish engineering. Several factors back up this statement: its construction date, its designer, its type, its foundations and its history (Figure 1).

Designed by José Eugenio Ribera at the beginning of the 20th century (1912) to cross the river Ebro where it flows through the town of Amposta, the channel depth, together with the span to be

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



Figura 1. Vista general del puente.
Figure 1. General view of the bridge.

crossed, were decisive factors in choosing the type: a suspension bridge.

Its history includes its destruction during the Spanish civil war and its subsequent rebuilding following the same pattern.

In more recent times, the Administration's interest in preserving this unique structure turned into several localised repairs and, more recently, in Special Inspection Work and the Rehabilitation Design, the performance of which was contracted out by the Ministry of Development's Directorate General of Roads to PROES consultores.

2. THE ORIGINAL BRIDGE

2.1. Eugenio Ribera and his work

José Eugenio Ribera y Dutaste (1864-1936) is undoubtedly one of the most notable engineers of the early 20th century.

When he finished his studies in 1887, he practised for twelve years as an engineer in the State's service in Oviedo. In his own words, there is where he learned to be an engineer and he worked intensely on drafting designs and liquidations for bridges, roads and ports whilst travelling to numerous places in Spain and abroad representing the State.

In 1898, aware that a new construction material was starting to be used abroad, he journeyed to France and Switzerland, where he took up relations with the builder, Hennebique, who showed him his first reinforced concrete works. Excited by his discovery, he returned to Spain, left his post with the State and began his own activity as a constructor, setting up a company called "Compañía de Construcciones Hidráulicas y Civiles". As head of this firm, he rapidly extended the reinforced concrete technique in Spain and managed to win numerous tenders in order to develop his designs. He practised as a constructor for 32 years and participated in innumerable projects: more than 500 bridges, the Tánger to Fez railway, the Sosa siphon, etc.

He developed his own system in the world of reinforced concrete bridges, which he included in official arch road bridge models. The system consisted in arranging steel lattice works embedded in the arches, which enabled costly centering to be eliminated and the danger of being destroyed in freshets.

Ribera was also the first engineer in Spain to replace wooden or steel piles by reinforced concrete ones, using them

Según sus propias palabras, allí aprendió el oficio y desarrolló un intenso trabajo, redactando proyectos y liquidaciones de puentes, carreteras y puertos, y viajando a numerosos lugares de España y del extranjero en representación del Estado.

En 1898, enterado de que en el extranjero se estaba empezando a emplear un nuevo material de construcción, se traslada a Francia y Suiza, donde entabla relaciones con el constructor Hennebique, quien le muestra sus primeras obras de hormigón armado. Animado por su descubrimiento, regresa a España, abandona su trabajo en el Estado e inicia su actividad como constructor, creando la sociedad "Compañía de Construcciones Hidráulicas y Civiles". Al frente de esta sociedad, extiende rápidamente la técnica del hormigón armado en España y consigue ganar numerosos concursos para poder desarrollar sus proyectos. Durante los 32 años que ejerció como constructor, participó en innumerables proyectos: más de quinientos puentes, el ferrocarril de Tánger a Fez, el sifón de Sosa, etc.

En cuanto a los puentes de hormigón armado, desarrolló su propio sistema, que se incluyó en los modelos oficiales de puentes arco para carreteras. Consistía en disponer celosías metálicas embebidas en los arcos, lo que permitía suprimir las costosas cimbras y eliminar

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

el peligro de destrucción de las mismas en las crecidas.

Fue también Ribera el primer ingeniero que sustituyó en España los pilotes de madera o metálicos por los de hormigón armado, utilizándolos en el puente de María Cristina de San Sebastián, y el primero del mundo que, en el año 1905, empleó el hormigón armado en cajones hincados, en el puente de Amposta (Figura 2).

En 1918 ingresa como profesor en la Escuela de Caminos de Madrid, cargo que, según dijo, es el que con mayor gusto e interés desarrolló. Permaneció en él hasta su jubilación, en 1931, llevando a cabo una intensa actividad docente y escribiendo numerosos libros, colecciones, artículos, apuntes, etc.

En el artículo que escribió para sus alumnos en el momento de su jubilación, *"En mi última lección, establezco mi balance profesional"* [1], manifestaba claramente las conclusiones de su azarosa vida profesional, con sus aciertos y sus errores:

"Aunque sepáis mucha matemática, no incurráis en pedantería, pues más que problemas científicos, tendréis que poner a contribución el buen sentido. Más que sabios, deberéis ser gerentes.

Sed valerosos, cívica y profesionalmente, pues un ingeniero no debe ser nunca pusilánime; no temáis, pues, las responsabilidades, cuando están fortalecidas por honradas convicciones y el austero cumplimiento de vuestros deberes, ya que no sólo es punible el delito, sino la pereza o la cobardía que lo consiente.

Antes que ingenieros y antes que funcionarios, habréis de ser hombres y ciudadanos."

2.2. El concurso del puente de Amposta. Los puentes colgantes de la época

Las bases del Concurso que se convocó en 1908 para el proyecto y construcción de un puente sobre el río Ebro en Amposta autorizaban al concursante a elegir libremente los tipos de materiales, la forma y el sistema que considerase preferibles para solucionar el problema, así como el procedimiento de cimentación más conveniente.



Figura 2. Vista del puente desde una de sus pilas.
Figure 2. View of the bridge from one of its piers.

Ribera, tras un examen del terreno y teniendo en cuenta la gran profundidad del cauce, propuso desde el primer momento un puente colgante. En aquella época los puentes colgantes estaban en retroceso en Europa; se les acusaba de falta de rigidez, con los problemas de vibraciones y deformaciones que esto conlleva. Para solucionar este problema, el ingeniero proponía un tablero de hormigón armado, un atirantamiento que unía las pilas a las zonas extremas del tablero y una barandilla rígida como viga de rigidez, disposiciones que según sus palabras "*aumentan tan sensiblemente la rigidez, que no se nota más oscilación en estos puentes, al paso de carros y peatones, que en los demás sistemas de puentes metálicos*" [2] (Figura 3).

Además, Ribera referenció los puentes colgantes construidos en aquella época

in the Maria Cristina bridge in San Sebastián, and the first in the world in 1905 when he used reinforced concrete in sunken caissons in Amposta bridge (Figure 2).

In 1918, he started work as a teacher in Madrid Civil Engineers' School, a post which, as he said, was that which he had liked most and was the most interesting. He stayed there until retiring in 1931, carrying on an intense teaching activity and writing numerous books, collections, articles, notes, etc.

He clearly demonstrated the conclusions of his eventful professional life, with its successes and mistakes, in the article he wrote for his students when retiring "En mi última lección, establezco mi balance profesional" (In my last class, I set forth my professional balance) [1].

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

"Even though you may all know a lot of mathematics, do not incur in pedantry, since, more than scientific problems, you will have to put good sense to use. Rather than wise men, you should be managers.

Be brave, civilly and professionally, since an engineer must never be pusilanimous; so do not shrink from responsibilities when they are strengthened by honest convictions and the strict fulfilment of your duties, since not only is crime punishable, but also the sloth or cowardice consenting it.

Before being engineers and before being civil servants, you have to be men and citizens."

2.2. *The Amposta Bridge tender. Suspension bridges of the time*

The conditions of the Tender called for in 1908 for the construction design of a bridge over the river Ebro at Amposta authorised the bidder to freely choose the types of materials, the shape and the system he reckoned were preferable to overcome the problem, as well as the most suitable foundation procedure.

After examining the ground and bearing in mind the great depth of the channel, Ribera proposed a suspension bridge right from the beginning. At that time, suspension bridges in Europe were on the back pedal; they were accused of lacking stiffness, with vibration and deformation problems that this brings with it. The engineer proposed a reinforced concrete deck, staying that joined the piers to the deck's end areas and a rigid railing area as a stiffening beam, which arrangements, in his own words "so noticeably increase rigidity that no more oscillation is noted in these bridges when carriages and pedestrians cross than in other steel bridge systems" [2] (Figure 3).

Ribera also made reference to the suspension bridges built at that time by the engineer Mr. Arnodin and the Brooklyn suspension bridge in New York, a world length record at that time.

2.3. *Ribera's original design*

Ribera's design was chosen from amongst the twelve submitted and, once he had been awarded the tender, Ribera finished the design in 1913. The bridge had a span of 134 m, a roadway of 4.50 m for wheeled traffic and two platforms or sidewalks measuring 0.75 m each.

The right hand bank presented no problems for the foundations as it was compact siliceous conglomerate ground where direct foundations could be built. On the other hand, the ground on the left hand bank was black, slimy sand and compact gravel was located 30 m deep. In the original design, Ribera had a 10 m deep compressed air caisson which, in the end, he had to change and increase to 30 m, in view of the ground's low bearing capacity. The overall span of the suspended stretch (134 m) was divided into three parts: central, of 86 m, sustained by the main cables through suspenders, and two end ones, each of which was 24 m long and was supported by six stays on each side. The sus-

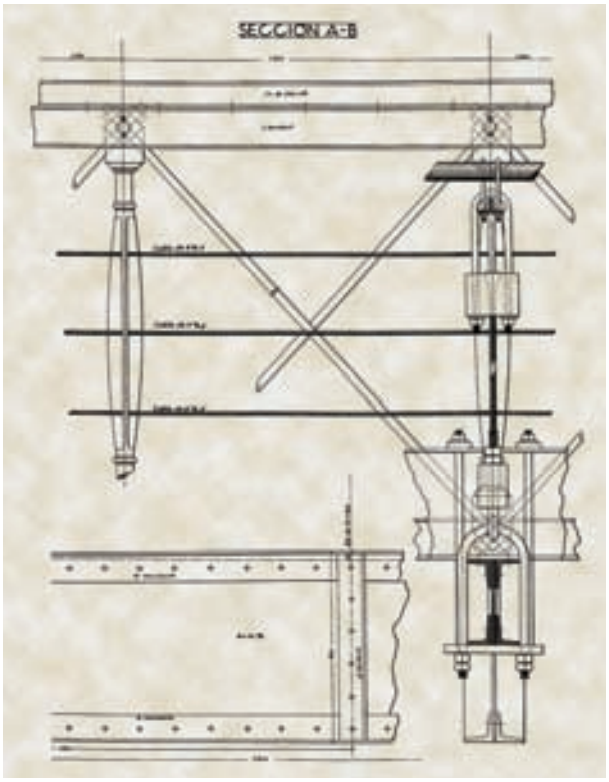


Figura 3. Plano original de la viga de rigidez.
Figure 3. Original plan of the stiffening beam.

por el ingeniero Arnodin y el puente colgante de Brooklyn en Nueva York, récord mundial de longitud en ese momento.

2.3. El proyecto original de Ribera

El proyecto de Ribera fue seleccionado entre las doce soluciones presentadas y, una vez ganado el concurso, Ribera terminó el proyecto en el año 1913. El puente tenía una luz de 134 m, una plataforma de 4,50 m para la circulación rodada y dos andenes o paseos de 0,75 m cada uno.

Respecto a la cimentación, la margen derecha no ofrecía ningún problema, por tratarse de un terreno compacto de conglomerado silíceo, donde se podía utilizar cimentación directa. En cambio, en la margen izquierda, el terreno es de arena negra legamosa y la grava compacta se encuentra a 30 m de profundidad. En el proyecto original, Ribera proyectó un cajón de aire comprimido de 10 m de profundidad, que finalmente tuvo que cambiar y aumentar hasta 30 m, dada la baja capacidad portante del terreno. La luz total del tramo colgado (134 m) se dividía en tres partes: una central, de 86 m, sustentada por los cables principales a través de péndolas, y dos extremas, cada una de las cuales tenía 24 m de longitud y estaba sustentada por seis tirantes a cada lado. Los cables de suspensión (seis por cada lado) pasaban libremente por la cabeza de las pilas, sobre un carro de dilatación o silla, y se amarraban a los macizos de anclaje. Su flecha máxima era 13,80 m. Para compensar el esfuerzo horizontal de los cables oblicuos y el desequilibrio de los cables principales, Ribera dispuso dos cables de retención por cada lado, que también se anclaban en los macizos de amarre (Figura 4).

La calzada para el paso de dos carros (4,50 m) estaba formada por un forjado de hormigón armado de 12 cm de canto, sobre el que se disponían losas de asfalto comprimido de 4 cm de espesor. Los andenes (0,75 m cada uno) eran de chapa estriada de 7 mm de espesor (Figura 5).

El forjado se apoyaba sobre viguetas armadas de acero (vigas transversales) separadas 1,25 m entre sí. La celosía articulada, que formaba además la barandilla (viga de rigidez), tenía 1,40 m de altura y estaba formada por montantes de hierro fundido de sección circu-

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

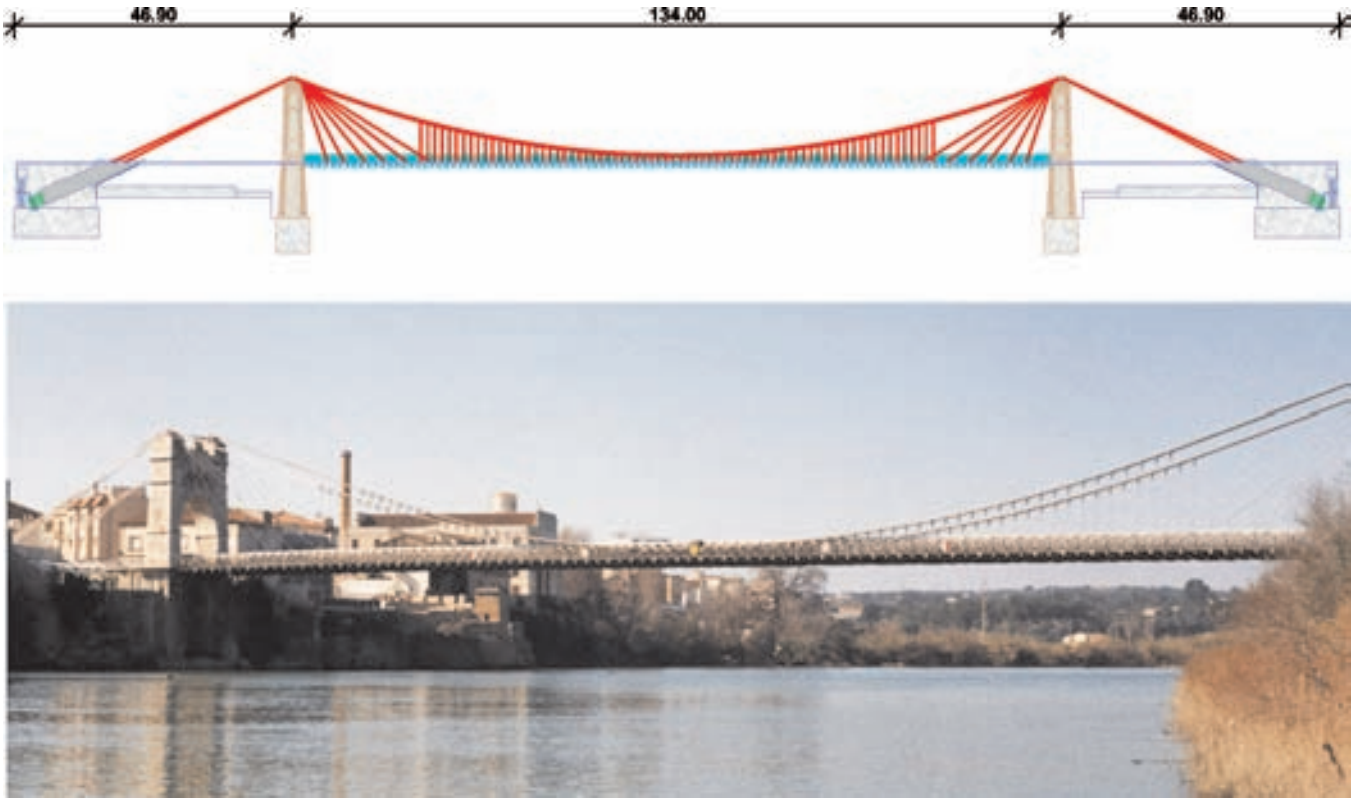


Figura 4.Esquema y foto del alzado.
Figure 4. Elevation view and scheme.

lar, separados 1,25 m entre sí, y por diagonales de acero dulce. El tablero, además del forjado de hormigón, tenía un arriostramiento inferior en cruz de San Andrés constituido por perfiles en U (Figuras 6 y 21).

Las pilas se proyectaron con dimensiones parecidas a las del resto de los puentes colgantes de la época, cuidando especialmente los acabados y los detalles, según justifica el propio Ribera: "*Como esta obra se encuentra a la entrada de un pueblo que está llamado a un gran porvenir y como esta importante villa contribuye con 200.000 pesetas a la construcción de la obra, creemos justo que se procure dar a estas pilas el mayor grado de belleza posible*" [2] (Figura 7).

En agosto de 1915, tras algunas modificaciones en el proyecto, las obras son adjudicadas a la empresa constructora de Eugenio Ribera y, después de numerosas vicisitudes y cambios, el puente se inaugura en 1919.

2.4. La memoria justificativa

El profesor Ribera realiza la descripción detallada y el cálculo del puente, incluidas pilas y cimientos, en dieciséis hojas mecanografiadas [2]. ¡Un ejemplo de concisión que, hoy en día, desgraciadamente, el empleo de ordenadores ha hecho desaparecer! A continuación se realiza un breve resumen de dicho documento, siguiendo la ordenación, la terminología y, en lo posible, el sistema de unidades del mismo.

La memoria comienza con tres hojas dedicadas a la justificación de la solución y del cumplimiento de los condicionantes del concurso de la obra, tras lo cual se pasa a la descripción pormenorizada de los distintos elementos y a su cálculo.

– *Sobrecargas del cálculo*

Además de los pesos propios, las sobrecargas de uso consideradas, de acuerdo con la Instrucción para la Redacción de Proyectos de Puentes Metálicos de 1902, son: sobrecarga uniformemente repartida de 300 Kgs por m^2 (por ser un puente alejado de centros importantes de población) y sobrecarga dinámica producida por dos carros de frente, de 6 toneladas sobre un eje cada uno, ocupando una anchura total de 4,50 m (Figura 8).

– *Viguetas del tablero (vigas transversales)*

Se ha tenido en cuenta el peso del tablero de hormigón (350 Kgs por m^2), la

pension cables (six on each side) passed unhindered through the head of the piers, on an expansion carriage or saddle, and were moored to the anchor blocks. Their maximum deflection was 13.80 m. In order to offset the horizontal stress of the oblique cables and the imbalance of the main cables, Ribera arranged two guy cables on each side, which were also anchored into the mooring blocks (Figure 4).

The roadway for two carriages to pass each other (4.50 m) was formed by a 12 cm thick reinforced concrete slab floor on which 4 cm thick compressed asphalt slabs were laid. The sidewalks (0.75 m each) were 7 mm thick fluted plate (Figure 5).

The slab floor rested on steel reinforced joists (cross beams) 1.25 m between each other. The linked latticework which also formed the railing (stiffening beam), was 1.40 m high and was formed by circular section, cast iron uprights 1.25 m from each other, and by mild steel diagonal braces. Apart from the concrete slab floor, the deck had a bottom diagonal strut staying made up of channel sections (Figures 6 and 21).

The piers were designed with dimensions similar to other suspension bridges of the time, taking particular

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

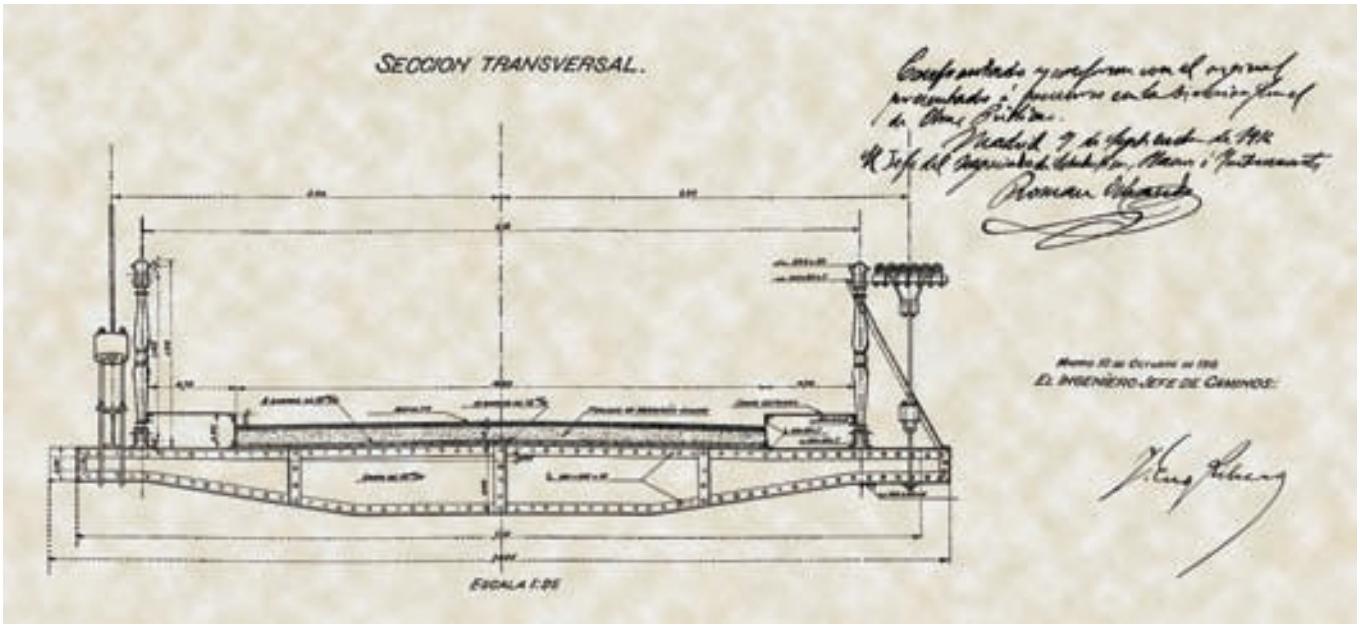


Figura 5. Plano original de la sección transversal del tablero.
Figure 5. Original plan of the deck's cross section.

care with finishes and details, as Ribera himself justified "Since this work is located at the entrance to a town that is destined to have a great future and as this important place contributes 200,000 pesetas towards building the construction, we think it fair that endeavour should be made so that these piers be made as beautiful as possible" [2] (Figure 7).

In August, 1915, after somewhat altering the project, the works were awarded to Eugenio Ribera's construction company and, after many vicissitudes and changes, the bridge was opened in 1919.

2.4. The justifying descriptive report

Professor Ribera made a detailed description and calculated the stayed bridge, including piers and foundations, on sixteen typed pages [2], an example of conciseness that unfortunately, nowadays, the use of computers has forced into retirement!. A brief summary of that document is given hereafter, following the order, terminology and, as far as possible, the system of units thereof.

The document commences with three pages dedicated to the justification of the solution and of compliance with the work tender's conditioning factors, after which, it gives a detailed description of the different elements and their calculation.

– Design live loads

Apart from own or dead weights, the usual live loads considered, in according to the 1902 steel bridge design drafting Instruction are: evenly distributed live load of 300 Kgs per m² (for being a bridge far from major population centres) and a dynamic live load produced by two carts travelling in opposite directions with 6 tonnes on each axle, occupying a total width of 4.50 m (Figure 8).

– Deck joists (cross beams)

The weight of the concrete deck (350 Kgs per m²), the evenly distributed live load (300 Kgs per m²) and the two 6,000 Kgs carts were taken into account, assuming they are distributed over one joist only, which results as very unfavourable, since, in the designer's own words "... the rigidity of the reinforced concrete deck allows it to be assured that the weight of the carts is distributed over several of the joists and over several of the railings' articulated stretches". Bending moments and shear forces were determined graphically (Figure 9).

This item was elastically dimensioned as from the bending moment. It was made up by a 10 mm thick, 600 mm edge steel plate web, with four angle bars measuring 100x100x10 forming the heads. The admissible stresses as adopted in the sizing is 7.5 Kgs/mm².

sobrecarga uniformemente repartida (300 Kgs por m²) y los dos carros de 6.000 Kgs, suponiendo que se reparten únicamente sobre una vigueta, lo que resulta muy desfavorable, ya que, según palabras del propio autor, "*... la rigidez del tablero de hormigón armado permite asegurar que el peso de los carros se reparte sobre varias de las viguetas y sobre varios de los tramos articulados de las barandillas*". La determinación de los esfuerzos de flexión y cortante sobre la vigueta se realiza gráficamente (Figura 9).

A partir del momento flector, se dimensiona elásticamente este elemento, que queda constituido por un alma de chapa de acero de 10 mm de espesor y 600 mm de canto, con cuatro angulares de 100x100x10 que constituyen las cabezas. La tensión admisible adoptada en el dimensionamiento es 7,5 Kgs/mm². En cuanto al esfuerzo cortante, el autor indica que "*... no es preciso comprobarlo, pues a simple vista se comprende que lo resiste con creces la vigueta proyectada*".

– *Cables de suspensión (cables principales)*

En primer lugar, se determina la carga uniforme que servirá para el dimensionamiento de los cables de suspensión y que incluye el peso propio del tablero, las péndolas, los propios cables de suspensión y la sobrecarga de 300 Kgs/m². El valor obtenido para el ancho comple-

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

to del puente es 4.800 Kgs por metro lineal. Como se puede observar, a estos efectos se desprecian los 12.000 Kgs de los carros, lo que resulta perfectamente razonable.

La parte central del vano (86,00 m) está soportada por las péndolas, que transmiten la carga a los cables de suspensión, mientras que las partes laterales del mismo (2x24,00 m) están atirantadas. Por tanto, la parte central de los cables está sometida a una carga aproximadamente uniforme, adoptando forma parabólica por funicularidad, y las laterales, si se desprecia su peso propio, no tienen cargas, por lo que permanecen rectas (Figura 10). La forma parabólica es la que el autor adopta en los cálculos, aunque a veces la denomina catenaria. Partiendo de la flecha total de los cables F=13,80 m, y por consideraciones geométricas, determina la flecha de la parte central parabólica, que resulta f=6,52 m.

A continuación, en palabras del autor, determina la fuerza horizontal en los cables por dos métodos: la fórmula propuesta por Resal y la fórmula práctica utilizada por las casas constructoras, quedándose con la mayor de ellas. En realidad, ambas fórmulas corresponden a la solución exacta de la parábola, aunque la primera de ellas proporciona la tensión máxima T en la parte superior del cable (tramo A-B), mientras la segunda proporciona realmente la fuerza horizontal H (punto C). La diferencia entre ambos valores es aproximadamente 30.100 Kgs, frente a un total de 710.712 Kgs (4,2%). Sin embargo, el valor exacto que se obtiene con esta fórmula, como hoy en día puede comprobarse fácilmente, es 711.221 Kgs. El motivo de esta diferencia está originado por los métodos de cálculo numérico de la época y, probablemente, por la evaluación de la raíz cuadrada que aparece en la fórmula, pues en el resto de las operaciones que realiza no se obtienen diferencias apreciables.

Finalmente, calcula la fuerza máxima (T) en el cable proyectando, probablemente de forma gráfica, la fuerza horizontal anteriormente obtenida. Adopta 12 cables (6 a cada lado) de 65 mm de diámetro global, compuestos por 127 alambres estirados de 5 mm de diámetro y con una resistencia de 110 Kgs/mm^2. La carga de rotura adoptada es 260.000 Kgs, lo

With respect to the shear force, the designer points out that "... there is no need to check it as at a first glance is can be seen that the joist designed can by far withstand it".

– Suspension cables (main cables)

First of all, the even load which would be used to size the suspension cables was determined, which included the deck's own weight, the suspenders and the live load of 300 Kgs/m^2. The figure obtained for the bridge's overall width was 4,800 Kgs per linear metre. As can be seen, the 12,000 Kgs of carts were neglected, which proved perfectly reasonable.

The centre of the span (86.00 m) was supported by the suspenders transmitting the load to the suspension cables whilst its sides (2x24.00 m) were stayed. Therefore, the centre of the cables was subjected to an approximately uniform load, taking up a parabolic shape through funicularity and if the own weight of the sides was neglected, they had no loads and so remained straight (Figure 10). The parabolic

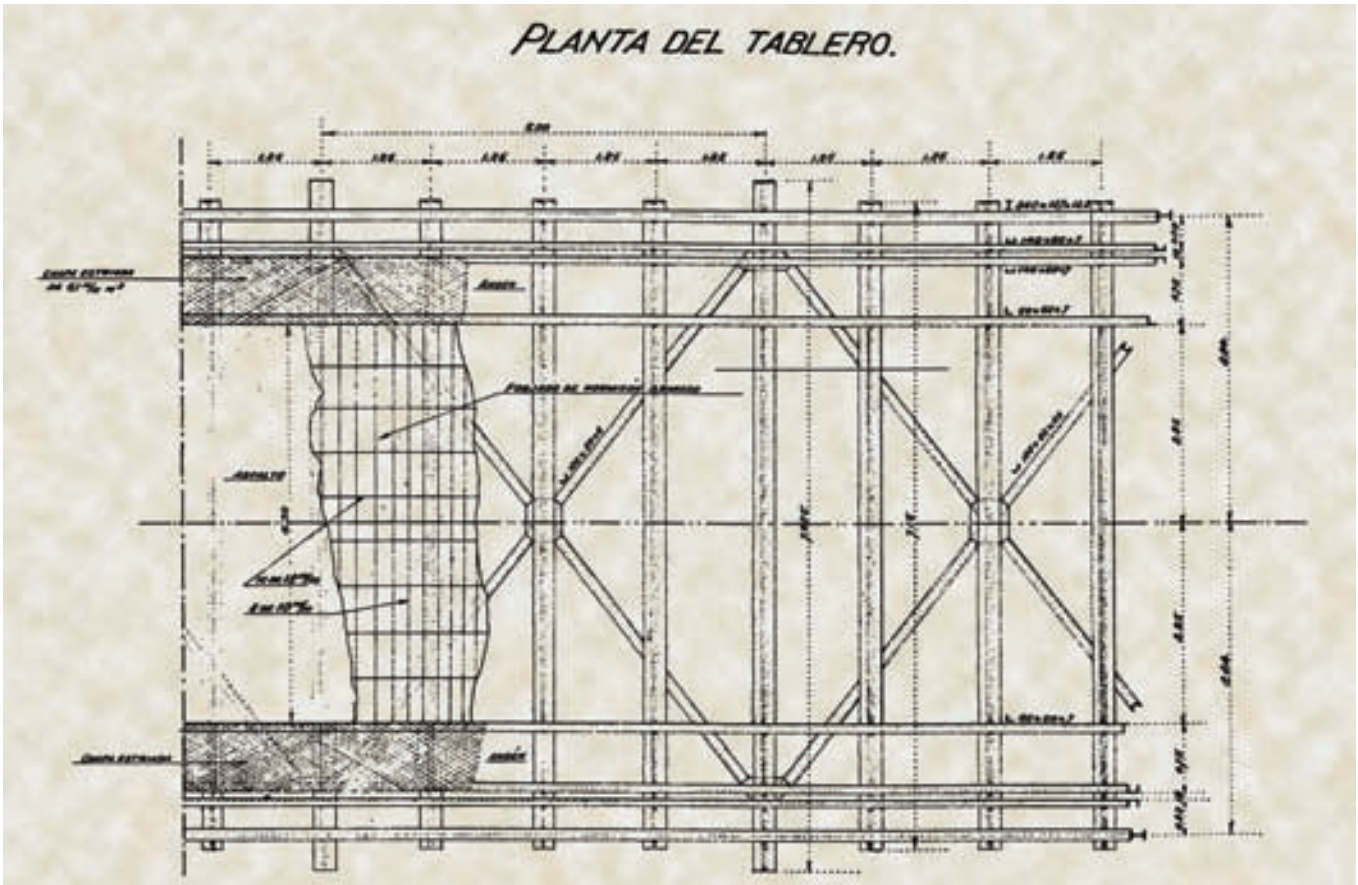


Figura 6. Plano original de la planta del tablero.
Figure 6. Original plan of the deck's floor.

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

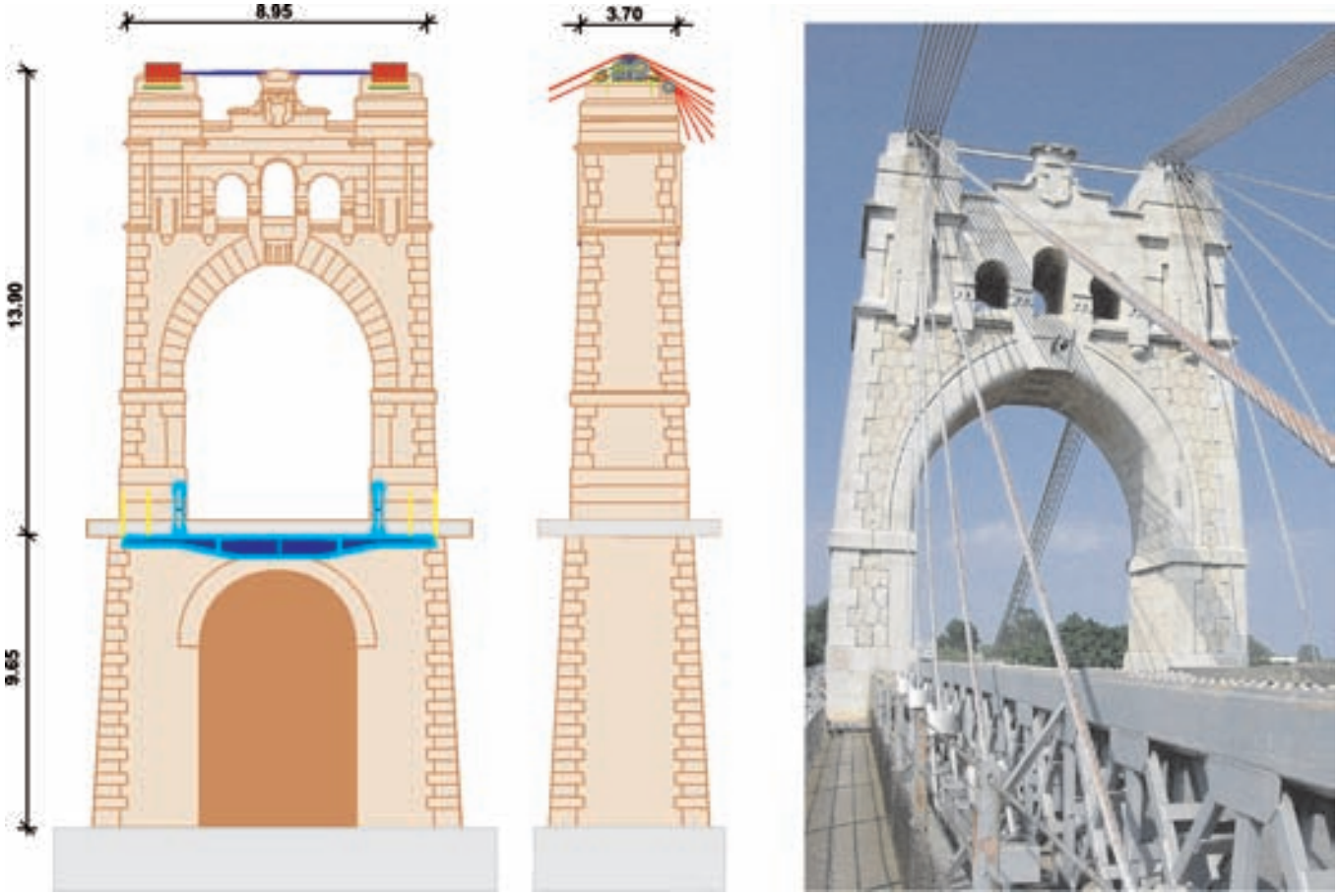


Figura 7. Esquema y foto de la pila.
Figure 7. Pier view and scheme.

shape was what the designer adopted in calculations, although he sometimes called it a catenary. Starting from the total cable deflection F=13.80 m, and through geometric considerations, he determined the deflection of the parabolic centre, resulting in f=6.52 m.

Then, in the designer's words, he determined the horizontal force in the cables by two methods: the equation proposed by Resal and the practical equation used by construction firms, and he used the largest. In fact, both equations related to the exact solution of the parabola, although the first provided the maximum force T at the top of the cable (stretch A-B), whilst the second actually provided the horizontal force H (point C). The difference between them was approximately 30,100 Kgs as against a total of 710,712 Kgs (4.2%). However, the exact value obtained with this equation, which can be easily checked today, was 711,221 Kgs. The reason behind this difference was originated by the numerical calculation methods of the time and, probably, by the square root evaluation appearing in the equation, since appreciable differences were not obtained in the remaining calculations he performed.

Finally, he calculated the maximum force (T) in the cable by projecting the previously obtained horizontal force, probably in a graphic fashion. He adopted 12 cables (6 on each side) with 65 mm overall diameter, made up of 127 stretched wires of 5 mm diameter and a strength of 110 Kgs/mm^2. The breaking load adopted was 260,000 Kgs, which meant that a 0.95 coefficient of reduction per braid was used. The factor of safety obtained was 4.2, higher than the 4.0 which was that used at the time for suspension bridges.

– Oblique cables (side stays)

It is assumed that each oblique cable supports a 3.80 m deck length. According to the designer, the worst situation occurs when two carts are moving towards each other in the area supported by one cable. In this case, he did include the carts' load, although subtracting the 300 Kgs/m^2 live load in the roadway area they occupied. As in the que supone la utilización de un coeficiente de reducción por trenzado de 0,95. El coeficiente de seguridad que se obtiene es 4,2, superior a 4,0, que es el adoptado en la época para puentes colgantes.

– *Cables oblicuos (tirantes laterales)*

Se supone que cada cable oblicuo soporta una longitud de tablero de 3,80 m. Según el autor, la situación más desfavorable resulta cuando actúan los dos carros de frente en la zona soportada por un cable. En este caso, sí incluye la carga de los carros, aunque descontando la sobrecarga de 300 Kgs/m^2 en la zona de la calzada ocupada por los mismos. No supone, al igual que en el caso de las viguetas transversales, ningún tipo de reparto entre los cables adyacentes. De acuerdo con su cálculo, cada cable debe soportar una carga vertical de 11.985 Kgs. Posteriormente, mediante un cálculo gráfico, determina las fuerzas en cada uno de los seis tirantes, para tener en cuenta su diferente inclinación. Los valores obtenidos varían entre 12.650 Kgs y 21.275 Kgs. Por uniformidad constructiva, decide disponer para todos los tirantes cables

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

de 40 mm de diámetro global, compuestos por 7 cordones de 19 hilos de 2,7 mm de diámetro, con una resistencia de rotura de 95.000 Kgs. Se obtiene, por lo tanto, un coeficiente de seguridad mínimo de 4,4 en el cable más desfavorable.

– *Cables de retenida*

Estos cables (Figura 11), que forman con la horizontal un ángulo de unos 25º, deben absorber la fuerza horizontal desequilibrada de los cables de suspensión y de los oblicuos, que ha sido determinada en el cálculo gráfico anterior. Mediante proyección de las fuerzas, cuyos valores se han calculado previamente, se obtiene una fuerza sobre los cables de retenida de 180.679 Kgs. De acuerdo con ello, se disponen 4 cables de 55 mm de diámetro global, formados por 91 alambres de 5 mm de diámetro, con una resistencia a rotura de 190.000 Kgs, obteniéndose un coeficiente de seguridad de 4,2.

– *Péndolas*

Están constituidas por cables que se unen, en un extremo, a los cables de suspensión y, en el otro, a las viguetas del tablero, mediante horquillas de acero dulce; se disponen a una separación de 1,25 m, en concordancia con dichas viguetas. El dimensionamiento es coherente con el de estos elementos, considerándose la sobrecarga dinámica de los carros sin ningún tipo de reparto longitudinal, aunque el autor comenta que dicha suposición queda del lado de la seguridad, pues su peso se repartirá entre varias péndolas. La carga que se obtiene en cada péndola con estas hipótesis es 7.968 Kgs. En función de ello, se utiliza un cable de 25 mm de diámetro global, compuesto por 37 alambres de 3,6 mm, que proporciona una resistencia a rotura de 40.000 Kgs, resultando un coeficiente de seguridad de 5,0. El apartado finaliza con el dimensionamiento de las horquillas de acero dulce de unión a la vigueta y a los cables de suspensión, utilizando una tensión de trabajo de 7,0 Kgs/mm^2.

– *Viga articulada en barandilla (viga de rigidez)*

Para el cálculo de los montantes y diagonales de la viga articulada, el autor adopta la hipótesis de que la carga transmitida por cada vigueta al nudo del cordón inferior de la celosía es 7.968 Kgs, que coincide con la carga adoptada en el dimensionamiento de las péndolas (Figura 12). Esto supone duplicar el mecanismo de soporte de dichas cargas, lo que resulta muy del lado de la seguridad. Dado el elevado grado de hiperestatismo de la celosía adoptada, con montantes, diagonales y contradiagonales, el profesor Ribera parece suponer que sólo trabajan las diagonales sometidas a tracción y los montantes en compresión. Aún así el cálculo, por lo que respecta a los montantes, resulta incomprensible, dado que supone que soportan una compresión de 5.384 Kgs, cuando el valor que se deduciría en dicha hipótesis es 3.984 Kgs. Todo lo anterior hace que el dimensionamiento que se realiza de dichos elementos resulte excesivo.

Para el cálculo de los cordones de la viga, el autor se apoya en los tratados de puentes de Resal y Lery en los que se indica que, en las vigas metálicas auxiliares de puentes colgantes sostenidas por cables oblicuos, el momento de flexión es la tercera parte del resultante como viga simplemente apoyada. Dado que, en palabras del autor, *"la fórmula de Resal es muy complicada"*, utiliza la fórmula práctica aplicada por las casas

case of the cross joists, this did not involve any kind of share out between adjacent cables. According to his calculation each cable should support a vertical load of 11,985 Kgs. Subsequently, by means of a graph calculation, he determined the forces in each of the six stays in order to take their different slope into account. The figures obtained varied between 12,650 Kgs and 21,275 Kgs. Because of construction uniformity, he decided on cables with a 40 mm overall diameter for all stays, made up of 7 strands with 19 wires 2.7 mm in diameter, and a breaking strength of 95,000 Kgs. A minimum 4.4. factor of safety is therefore obtained in the worst cable.

– Guy cables

Forming an angle of about 25º with the horizon, these cables (Figure 11) have to absorb the unbalanced horizontal force of the suspension cables and of the oblique cables, which had been determined in the foregoing graph calculation. A force of 180,679 Kgs on the guy cables was obtained by projection of the forces whose values had been calculated previously. According to this, 4 cables of 55 mm overall diameter were arranged, formed by 91 wires 5 mm in diameter, with a breaking strength of 190,000 Kgs, and a 4.2 safety factor was obtained.

– Suspenders

These were formed by cables joined at one end to the suspension cables and, at the other, to the deck's joists by means of mild steel clevises; they were arranged 1.25 m from each other in concordance with the said joists. Sizing was coherent with that of these elements, and the carts' dynamic live load was considered without any kind of lon-

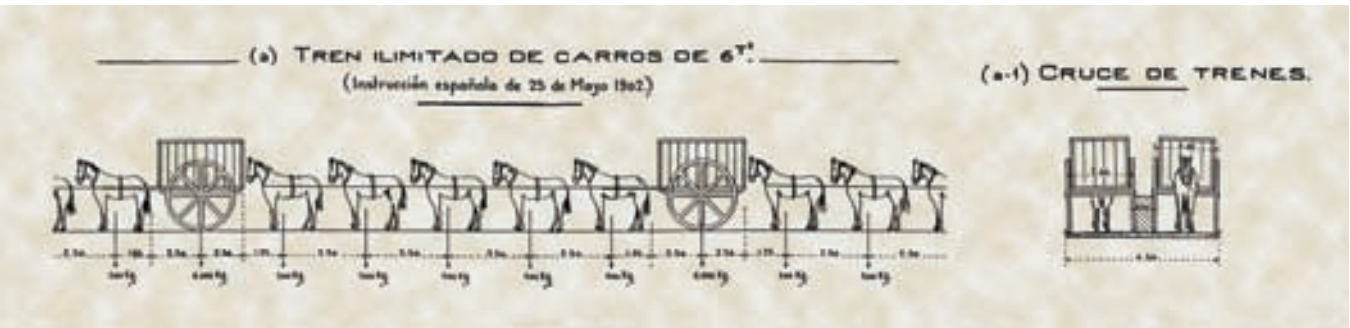


Figura 8. Tren de cargas original.
Figure 8. Original truck loads.

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

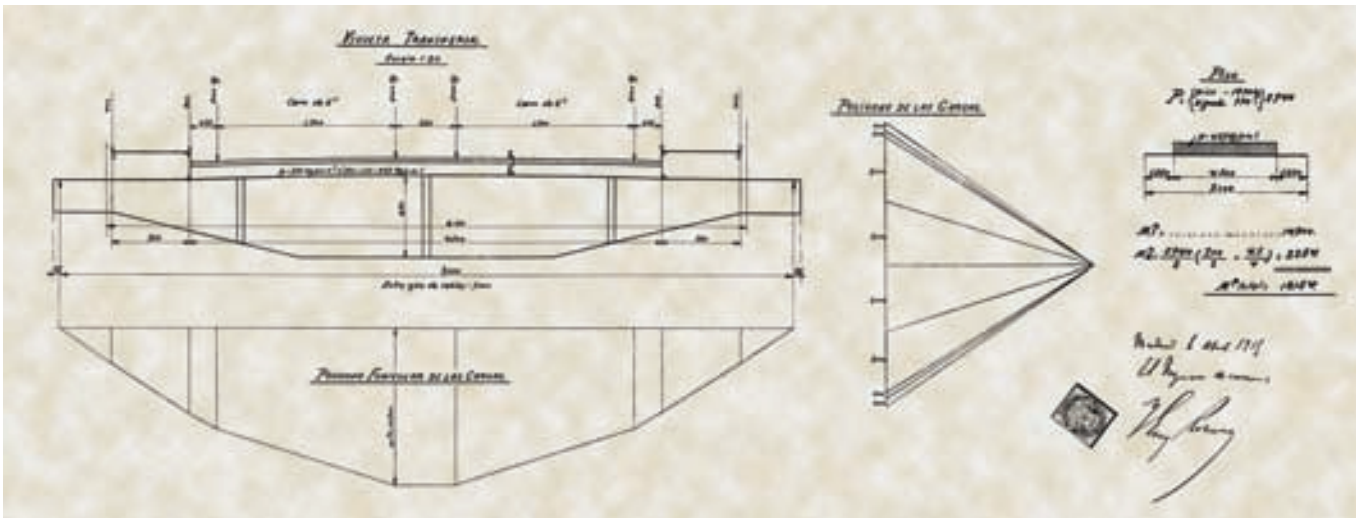


Figura 9. Cálculo gráfico original de la vigueta.
Figure 9. Original graphic joist calculation.

gitudinal distribution, although the designer commented that such supposition was on the side of safety, as its weight would be shared between several suspenders. The load obtained in each suspender with these hypotheses was 7,968 Kgs. As a function thereof, a 25 mm overall diameter cable was used, formed by 37 wires of 3.6 mm that provided a breaking strength of 40,000 Kgs, with a resulting safety factor of 5.0. The section ended with the sizing of the joist and suspension cable connecting mild steel clevises, using a working stress of 7.0 Kgs/mm^2.

– Articulated girder in railing (stiffening girder)

In order to calculate the articulated girder's uprights and diagonals, the designer adopted the hypothesis that the load transmitted by each joist to the node of the lattice's bottom chord was 7,968 Kgs which coincided with the load as adopted in sizing the suspenders (Figure 12). This meant doubling these loads' support mechanisms, which proved to be far on the side of safety. In view of the high degree of frame redundancy of the lattice adopted, with uprights, diagonals and counter-diagonals, Professor Ribera seemed to assume that only diagonals subject to tension and uprights in compression worked. Even so, the calculation as far as uprights were concerned, proved incomprehensible, since it meant they supported a 5,384 Kg compression, when the value that would have been worked out in that hypothesis is 3,984 Kgs. The foregoing made the sizing carried out for those elements excessive.

For calculating the beam chords, the designer based himself on the Resal and Lery bridge treatises in which it was indicated that the bending moment in steel auxiliary girders of oblique cable supported suspension bridges was one third of that resulting as a simply supported girder. Since, in the designer's words, Resal's equation was highly complicated, he used the practical equation applied by construction companies. This equation presupposed that distributed loads do not produce a moment and only the carts' is assessed, as one third of that for the girder supported at two points. A span of 86.00 m (centre) and a girder thickness of 1.40 m was assumed. With this hypothesis, the force in the chords was 30,714 Kgs per chord (tension in the bottom and compression in the top one). The chords were made up of two 140 mm rolled U sections, with an area of 4,080 mm^2 each and a handrail of an appreciable area on the top one, which was dispensed with. It would seem to have been assumed in evaluating the stress to which these elements were subjected, apart from a small numerical mistake (the operation gave 3.76 instead of 3.35 kg/mm^2), that the foregoing force was for the overall two girders and, therefore, the stress calculated should have been doubled.

– Horizontal deck bracing

Although the designer did not reckon bracing was necessary in view of the small wind exposed area and the high horizontal stiffness provided by the con-

constructoras. Esta fórmula presupone que las cargas repartidas no producen momento y únicamente se evalúa el correspondiente a los carros, como un tercio del correspondiente a la viga biapoyada. Se supone una luz de 86,00 m (parte central) y un canto de la viga de 1,40 m. Con esta hipótesis, la fuerza en los cordones resulta de 30.714 Kgs por cordón (tracción en el inferior y compresión en el superior). Los cordones están constituidos por dos perfiles U de 140 mm, con un área de 4.080 mm^2 cada uno y un pasamanos, de área apreciable en el superior, del que se prescinde. En la evaluación de la tensión a la que están sometidos estos elementos, aparte de un pequeño error numérico (la operación da 3,76 en lugar de 3,35 kg/mm^2), parece suponerse que la fuerza anterior corresponde al conjunto de las dos vigas por lo que la tensión calculada debería duplicarse.

– *Arriostramiento horizontal del tablero*

Aunque el autor considera innecesario el arriostramiento, dada la poca superficie expuesta al viento y la gran rigidez horizontal conferida por la losa de hormigón, dispone, siguiendo el ejemplo de Arnodin, cruces de San Andrés horizontales abarcando cuatro tramos de 1,25 m.

Las presiones de viento prescritas por la Instrucción son 170 Kgs/m^2 con estructura cargada y 270 Kgs/m^2 con estructura descargada. El arriostramiento se dimensiona para una presión de viento de 170 Kgs/m^2, suponiendo la viga en

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

celosía a barlovento como opaca (por la presencia de la sobrecarga) y la de sotavento como diáfana, lo que supone una fuerza de 1.800 Kgs para el módulo de 5,00 m. El cálculo se realiza gráficamente y el autor argumenta que *"Cuando el viento alcance a los 270 Kgs/m², como el tramo no estará cargado, pues con tal huracán no hay quien se atreva a pasar por el puente, la superficie resistente disminuye de tal manera que el esfuerzo sobre el módulo resultará inferior a los 1.800 Kgs, según es fácil comprobar".*

– *Largueros de los cables oblicuos (vigas horizontales o secundarias)*

Estos largueros están sustentados por los tirantes cada 3,80 m y de ellos se cuelgan las viguetas transversales de las zonas extremas del tablero. De acuerdo con la memoria, el mayor esfuerzo lo produce la sobrecarga dinámica de los carros en el centro del vano, estando los andenes cargados. Para este cálculo se prescinde de las acciones de peso propio, que efectivamente son despreciables, y se determina el momento máximo suponiendo que se trata de una viga simplemente apoyada de 3,80 m de luz, sin considerar la continuidad de la misma. Con las viguetas de acero en doble T de 340 mm adoptadas, resulta una tensión de trabajo de 9,3 Kgs/mm².

– *Horquillas de amarre de los cables oblicuos*

El dimensionamiento de estas horquillas se realiza para la fuerza máxima del tirante pésimo, adoptando una tensión de trabajo de 7,0 Kgs/mm², lo que exige disponer un redondo de acero de 51 mm de diámetro.

– *Cámara de mina*

Las prescripciones del concurso exigían habilitar en el puente cámaras de mina, por si en caso de guerra se consideraba necesario destruirlo rápidamente mediante la colocación de explosivos. Según palabras de Ribera, *"Para el caso de puente colgado, consideramos completamente inútil toda cámara de mina, pues para destruir el puente basta cortar los cables, operación que puede efectuarse con algunos cartuchos de dinamita en algunos minutos. Pero en último caso, si los ingenieros militares desearan disponer alguna cámara especial, deberán proyectarla sobre nuestros planos y fácil será dejar en los macizos de pilas o amarres los huecos necesarios al efecto"*. Así pues, no se dispusieron cámaras de mina.

– *Macizos de amarre o anclaje*

De acuerdo con el documento, la fuerza de los cables suspensores y de retención es 923.523 Kgs, que proyectada con el ángulo de 25º produce una componente vertical hacia arriba de 390.650 Kgs y una horizontal de 836.712 Kgs. El macizo de amarre adoptado tiene un volumen de 1.487,5 m³ que, con la densidad considerada de 2.200 Kgs/m³, proporciona un peso de 3.272.500 Kgs, por lo que el coeficiente de rozamiento necesario es inferior al 0,40 considerado.

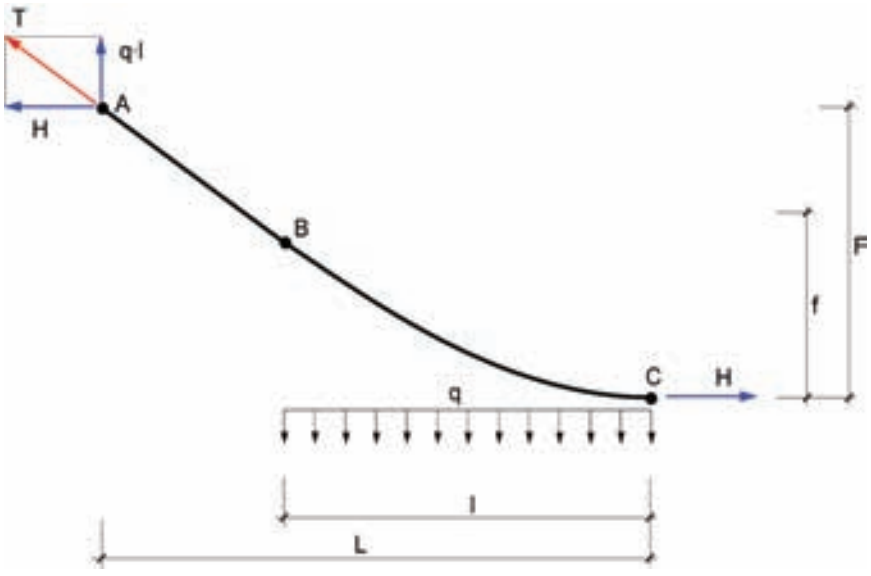


Figura 10. Tensiones en el cable principal.
Figure 10. Main cable's forces.

crete slab, he gave the bridge horizontal struts covering four stretches of 1.25 m, following Arnodin's example.

The wind pressures prescribed by the Instruction were 170 Kgs/m² with a loaded structure and 270 Kgs/m² with a non-loaded structure. The bracing was sized for a wind pressure of 170 Kgs/m², taking the lattice girder as opaque to windward (because of the presence of the live load) and the leeward as diaphanous, which meant a force of 1,800 Kgs for the 5.00 m module. The calculation was graph made and the designer argued that "When the wind reaches 270 Kgs/m², as the span will not be loaded, since, with such a hurricane no one will dare to cross the bridge, the resistant area diminishes in such a way that the force on the module will prove to be less than 1,800 Kgs, as is easy to check".

– Oblique cable longitudinal members (horizontal or secondary girders)

These long members are held up by the suspenders every 3.80 m and the cross joists of the deck's end areas hang from them. According to the descriptive report, the greatest stress is caused by the dynamic live load of the carts in the span's centre, with the sidewalks loaded. Own weight forces, which were in fact negligible, were discarded for this calculation and the maximum moment was determined assuming it was a simply supported, 3.80 m span girder without considering its continuity. A working stress of 9.3 Kgs/mm² resulted with the 340 mm steel I beams adopted.

– Oblique cable mooring clevises

These clevises were sized for the maximum force of the worst stay, taking a working stress of 7.0 Kgs/mm², which called for a 51 mm diameter steel round to be used.

– Mine chamber

The tender's specifications required mine chambers to be provided in the bridge such that if, in the case of war, it were considered necessary to quickly destroy it by placing explosives. In Ribera's words "We considered any mine chamber to be completely useless

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

in the case of a suspension bridge, since it suffices to cut the cables to destroy the bridge, which can be done with a few cartridges of dynamite in a few minutes. But, in the ultimate case, if the military engineers were to want to have a special chamber available, they should design it on our drawings and it will be easy to leave the hollows necessary to this effect in the pier or mooring blocks". Thus, no mine chambers were made.

– Mooring or anchorage blocks

According to the document, the suspender and guy cable force was 923,523 Kgs, which, designed with a 25º angle, produced a vertical component upwards of 390,650 Kgs and horizontal of 836,712 Kgs. The mooring block adopted had a volume of 1487.5 m^3 which, with the density of 2,200 Kgs/m^3 considered, provided a weight of 3,272,500 Kgs and, therefore, the coefficient of friction was less than the 0.40 considered.

– Anchor ties

Each suspender and guy cable has 4 anchor ties, for which the designer used 50 mm rounds, sizing them at a working stress of 7 Kgs/mm^2.

– Description of the reinforced concrete deck

According to the descriptive report, an arrangement "applied by Mr Arnodin in the latest suspension bridges built by him" was used in the deck. The deck was made up of a 4.50 m wide, 12 cm thick reinforced concrete slab floor which housed the roadway and was supported on the cross joists. 0.007 m thick fluted plate was used in the sidewalks.

According to the designer, the solution adopted gave the following advantages:

1. "The reinforced concrete slab floor is the best, most perfect bracing for the deck and for the whole bridge.

2. It will not require paintwork maintenance which, in a tidal river, is not lacking in importance.

3. With a relatively low weight, this reinforced concrete slab floor enables asphalt paving to be used on the roadway which, in turn, prevents the tremors that any other paving system causes in steel bridges.

With respect to the sidewalks, we preferred to use 0.007 metre thick fluted plates. These plates also contribute towards providing the deck with rigidity and are lighter than any other paving system".

– Distribution steel (concrete slab floor transversal reinforcements)

According to the designer, the worst load for slab floors is the moving cart load and he thus calculated them discarding the slab's own weight, the paving and the uniform live load of 300 Kgs/m^2, whose influence is, in fact, much less. The maximum bending moment situation will arise when the two carts pass each other in the entry of the span between cross joists. Firstly, he determined what width of slab would cooperate in withstanding the bending moment, bearing in mind that here was a cross reinforcement of eight 10 mm rods. The designer therefore considered the inside wheels of the carts, whose load opens at 45º when passing over the 4 cm of asphalt, which meant an overall width of 0.73 m (Figure 13). He equalled the moment produced in cross sections A and B to the moment withstood in order to determine the width of slab floor that would cooperate.

The moment as withstood by the concrete, with the aforesaid reinforcement, was calculated assuming linear

– *Barras de anclaje*

Cada cable suspensor y de retención tiene 4 barras de anclaje, para las que el autor adopta redondos de 50 mm, dimensionándolos a una tensión de trabajo de 7,0 Kgs/mm^2.

– *Descripción del tablero de hormigón armado*

De acuerdo con la memoria, en el tablero se utiliza una disposición "*aplicada por Mr. Arnodin en los últimos puentes colgados por él construidos*". El tablero está constituido por un forjado de hormigón armado de 4,50 m de ancho y 12 cm de canto que aloja la calzada y se apoya en las viguetas transversa-

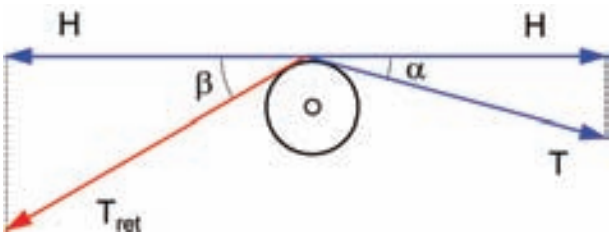


Figura 11. Tensión en el cable de retenida.
Figure 11. Guy cables' force.

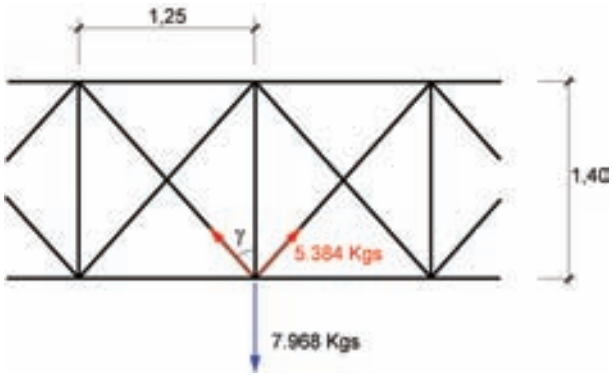


Figura 12. Viga de rigidez.
Figure 12. Stiffening beam.

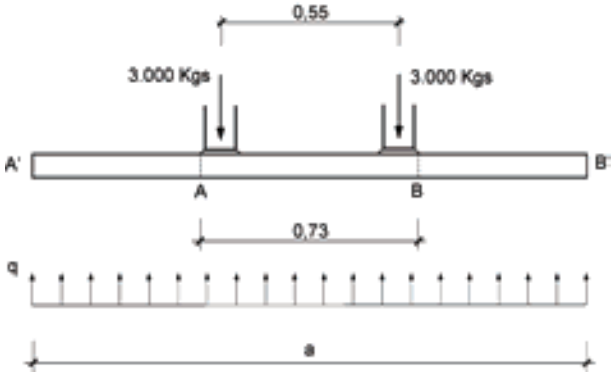


Figura 13. Reparto de cargas en el forjado.
Figure 13. Load distribution in the slab floor.

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

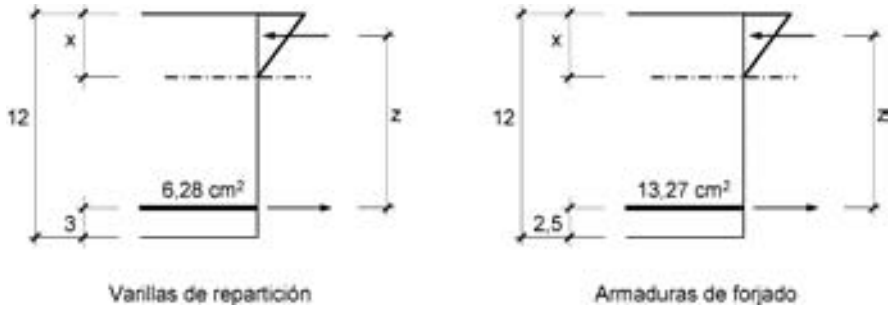


Figura 14. Diagramas de cálculo.
Figure 14. Calculation diagrams.

les. En los andenes se emplea chapa estriada de 0,007 m de grueso.

Según el autor, la solución adoptada presenta las siguientes ventajas:

"1. El forjado de hormigón armado constituye el mejor y más perfecto arriostramiento para el tablero y para todo el puente.

2. No exigirá conservación de pintura, lo que en un río influido por las mareas no deja de tener importancia.

3. Este forjado de hormigón armado, con un peso relativamente reducido, permite el empleo en la calzada, del pavimento de asfalto, que a su vez evita las trepidaciones que cualquier otro sistema de pavimento produce en los puentes metálicos.

Respecto a los andenes, hemos preferido emplear chapas estriadas de 0,007 metros de grueso. Estas chapas contribuyen también a dar rigidez al tablero y son más ligeras que cualquier otro sistema de andén".

– *Varillas de repartición (armaduras transversales del forjado de hormigón)*

De acuerdo con el autor, la carga más desfavorable para los forjados es la carga móvil de los carros y así los calcula, prescindiendo del peso propio de la losa, el pavimento y la sobrecarga uniforme de 300 Kgs/m^2, cuya influencia es, efectivamente, mucho menor. La situación de máximo momento flector tendrá lugar cuando los dos carros se crucen en el centro de la luz entre viguetas transversales. En primer lugar, determina qué anchura de losa colabora a resistir el momento flector, teniendo en cuenta que se dispone una armadura transversal de 8 varillas de 10 mm. Para ello, el autor considera las ruedas interiores de los carros, cuya carga abre a 45º a su paso por los 4 cm de asfalto, lo que supone una anchura total de 0,73 m (Figura 13). Para determinar la anchura de forjado que colabora, iguala el momento producido en las secciones A y B con el momento resistido.

El momento resistido por el hormigón, con la armadura anteriormente indicada, se calcula suponiendo comportamiento elástico lineal con fisuración para el hormigón y adoptando una tensión de trabajo en el acero de 1.000 Kgs/cm^2 (Figura 14). Para el cálculo de la posición de la línea neutra determina el centro de gravedad de la sección homogeneizada, utilizando para el acero un coeficiente de equivalencia de 15. Este cálculo le permite finalmente concluir que el ancho de losa que colabora a resistir las dos ruedas es 1,83 m.

– *Armadura de forjado (armaduras longitudinales del forjado de hormigón)*

El forjado apoya en las viguetas cada 1,25 m y está sometido a su peso propio (350 Kgs/m^2 incluido asfalto) y a la carga de los carros. En el cálculo del momento máximo, el autor considera una cierta continuidad en la losa para la carga uniformemente repartida ($q \cdot l^2/10$), pero no para la puntual ($P \cdot l/4$).

El dimensionamiento de la armadura se realiza, como en el caso anterior, suponiendo comportamiento elástico lineal con fisuración (Figura 14). Se dispone una armadura compuesta por 10 varillas de 13 mm. La tensión obtenida en la misma es 11,1 Kgs/mm^2, que considera dentro de los límites admitidos. Por lo que respecta al hormigón, la tensión máxima resulta 45,2 Kgs/cm^2 que *elastic behaviour with cracking for the concrete and adopting a working stress in the steel of 1,000 Kgs/cm^2 (Figure 14). He determined the centre of gravity of the homogenised cross section for calculating the position of the neutral axis, using a coefficient of equivalence of 15 for steel. This calculation enabled him to finally conclude that the width of slab cooperating in withstanding the two wheels was 1.83 m.*

– Slab floor reinforcement (longitudinal concrete slab floor reinforcements)

The slab floor rested on the joists every 1.25 m and was subjected to its own weight (350 Kgs/m^2 including asphalt) and the load of the carts. In calculating the maximum moment, the designer considered certain continuity in the slab for the evenly distributed load ($q \cdot l^2/10$), but not for the concentrated load ($P \cdot l/4$).

As in the previous case, the reinforcement was sized in assuming linear elastic behaviour with cracking (Figure 14). Reinforcement made up of ten 13 mm bars was used. The stress obtained therein was 11.1 Kgs/mm^2, which he deemed was within accepted limits. As regards concrete, the maximum stress proved to be 45.2 Kgs/cm^2 which " ...is less than the 28% of breaking load after 90 days of concrete made with 350 Kgs of cement per m^3, that is 180 Kgs/cm^2 and, therefore, perfectly admissible".

With respect to shear stress, he checked that the maximum shear stress in the reinforcement bars was 2.6 Kgs/mm^2, without taking into account the concrete's work at all, which he took as good with no further comment.

– Pier

The vertical load on each pier was 390,650 Kgs and the expansion saddle weighted 2,650 Kgs, giving a total of 393,300 Kgs. The designer assumed that the vertical component of the suspension cables on the guy side was equal to the span side when, in fact, it was more, given that the angles are not the same. Nevertheless, this appraisal was on the side of safety.

He assumed a maximum stress in the diametric plane of 60 Kgs/cm^2 for sizing the rollers; therefore, on using 70 mm diameter, 1.00 long rollers, this

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

condition called for 10 rollers. The load was transmitted to the masonry through a cast iron plate measuring 125x130 cm, and, therefore, the pressure would be 24.2 Kgs/cm^2.

The designer concluded by arguing that the pier's stability did not need to be checked as its proportions were similar to those of other piers.

– Foundations

Professor Ribera adopted 4 Kgs/cm^2 as the maximum ground working pressure, which was what he used for the caissons sunk 18 m into the mud of Carraca wet dock. He calculated a horizontal thrust of 20,600 Kgs per linear metre of caisson 10 m high in order to take friction on the caisson walls into account, assuming a 30º internal angle of friction for this silty sand. Adopting a 0.40 coefficient of friction between concrete and sand and taking into account that the caisson's perimeter was 46 m, the friction force he obtained was 436,264 Kgs. There was a numerical mistake is this evaluation since the figure really obtained was 379,040 Kgs. Subtracting this figure from the sum of the weight of the pier, the foundations, the vertical component of the cables and the weight of a wall supported on the caisson, a vertical load of 4,676,724 Kgs was obtained producing a pressure on the ground at the base of the foundations (15,0 m x 8,0 m) of 3.89 Kgs/cm^2, which proved lower than that admitted.

The last three pages of the document, dated 10 October, 1913, were dedicated to justify the characteristics of the most significant materials used in the project and the process for the different work units. The final estimate "adding the 17% of the contract, which comprised industrial accidents" came to 818,237.89 pesetas.

As a final reflection in this section, the extraordinary conciseness of the document which in no way diminishes its clarity even despite there being practically no clarifying figures or diagrams included therein since graphic static constructions made were given in the

"*...es menor del 28% de la carga de rotura, a los 90 días, de un hormigón de 350 Kgs de cemento por m^3 o sean 180 Kgs/cm^2, y por lo tanto perfectamente admisible".*

Por lo que respecta al esfuerzo cortante, comprueba que la máxima tensión tangencial en las barras de armadura, sin contar para nada el trabajo del hormigón, es 2,6 Kgs/mm^2, que da por buena sin mayores comentarios.

– *Pila*

La carga vertical sobre cada pila es 390.650 Kgs y el carro de dilatación pesa 2.650 Kgs, lo que hace un total de 393.300 Kgs. El autor ha supuesto que la componente vertical de los cables de suspensión del lado de la retenida es igual que del lado del vano, cuando en realidad es mayor, dado que los ángulos no son iguales. No obstante esta evaluación queda del lado de la seguridad.

Para dimensionar los rodillos, sobre los que apoyan las sillas, supone una ten-



Figura 15. El puente con su aspecto original.
Figure 15. The bridge with its original appearance.

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

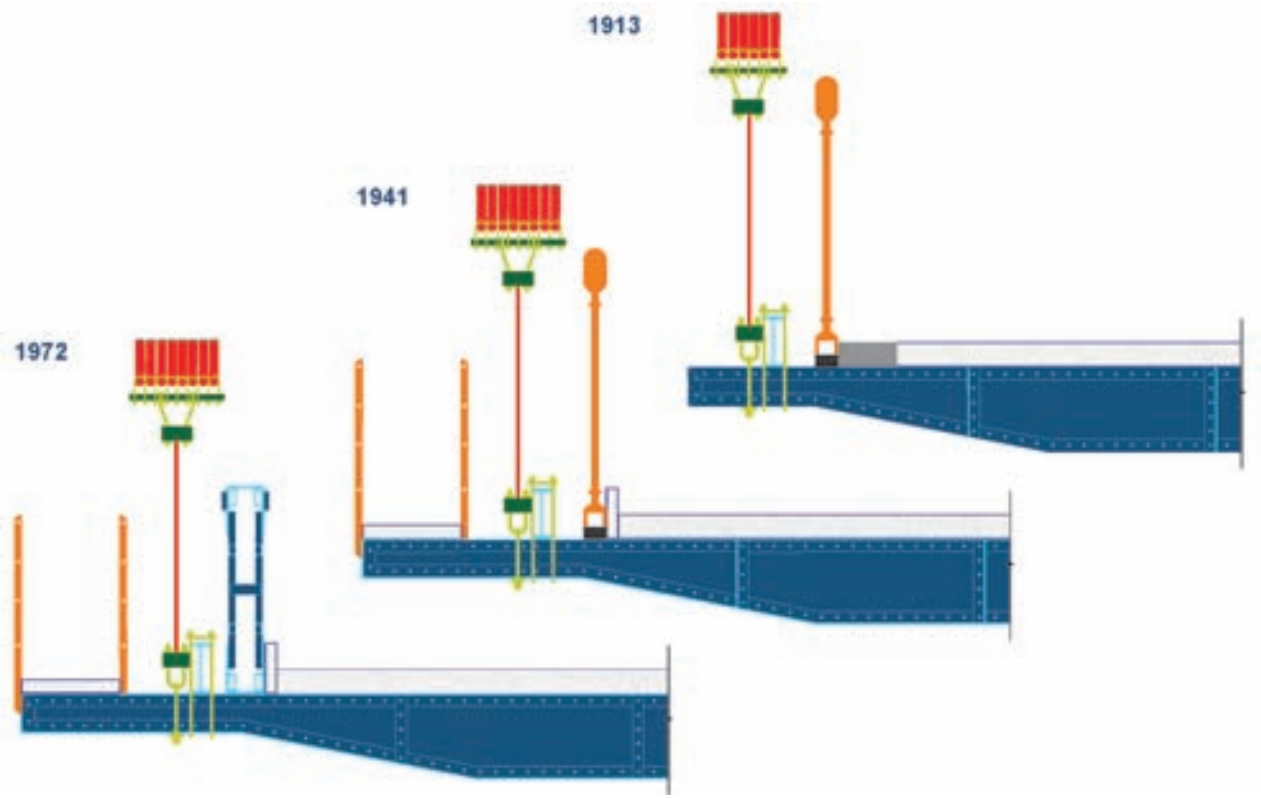


Figura 16. Semisecciones transversales de 1913, 1941 y 1972.
Figure 16. Drawing of the half cross sections in 1913, 1941 and 1972.

sión máxima en el plano diametral de 60 Kgs/cm^2, por tanto, al utilizar rodillos de 70 mm de diámetro y 1,00 m de longitud, esta condición exige 10 rodillos. La carga se transmite a la fábrica a través de una placa de fundición de 125x130 cm, por lo que la presión será 24,2 Kgs/cm^2.

Concluye el autor argumentando que la estabilidad de la pila no necesita comprobarse, por ser sus proporciones análogas a las de otras pilas.

– *Cimientos*

El Profesor Ribera adopta como tensión máxima de trabajo del terreno 4,0 Kgs/cm^2, que es la que utilizó para los cajones de 18 m de hinca en fango en el antedique de la Carraca. Para tener en cuenta el rozamiento en las paredes del cajón, calcula un empuje horizontal por metro lineal de cajón de 10 m de altura de 20.600 Kgs, suponiendo para esas arenas legamosas un ángulo de rozamiento interno de 30º. Adoptando un coeficiente de rozamiento entre el hormigón y la arena de 0,40 y teniendo en cuenta que el perímetro del cajón es 46 m, la fuerza de rozamiento que obtiene es 436.264 Kgs. En esta evaluación existe un error numérico, ya que el valor que se obtiene realmente es 379.040 Kgs. Descontando este valor de la suma del peso de la pila, de la cimentación, de la componente vertical de los cables y del peso de un muro que apoya en el cajón, se obtiene una carga vertical de 4.676.724 Kgs que produce una presión sobre el terreno en la base de la cimentación (15,0 mx8,0 m) de 3,89 Kgs/cm^2, que resulta inferior a la admitida.

Las últimas tres hojas del documento, fechado el 10 de octubre de 1913, se dedican a la justificación de las características de los materiales más significativos adoptados en el proyecto y a la justificación de los precios de las diferentes unidades de la obra. El presupuesto final *"añadiendo el 17% de contrata, que comprende los accidentes de trabajo"* asciende a 818.237,89 pesetas.

Como reflexión final de este apartado, cabe destacar la extraordinaria concisión del documento que no disminuye su claridad, aún a pesar de que en el mismo no se incluyen prácticamente figuras ni esquemas aclaratorios, ya que las construcciones de estática gráfica realizadas han sido recogidas en los planos del proyecto. También resulta admirable la erudición que el profesor Ribera demuestra sobre las últimas realizaciones y avances de la época, y la "modernidad" de algunos de sus planteamientos.

project's drawings. The erudition which Professor Ribera shows with regard to the latest constructions and advances of the age and the "modernity" of some of his approaches also prove admirable.

3. THE BRIDGE'S LIFETIME: EVENTS, RECONSTRUCTIONS AND REPAIRS

Unfortunately, in March, 1938, during the Spanish Civil War, the bridge was destroyed by an intense bombardment. In view of its vital importance as Demetrio Martín describes in the reconstruction project's descriptive report, "There is no bridge left standing on the river Ebro, from Zaragoza to the sea. Under these circumstances, the possibility of reconstructing Amposta bridge in a relatively short space of time, one or two months from when the materials are on site, and the importance of the road, a direct connection between Barcelona and Valencia, advise this department to speed up the works for drawing up this project... great difficulties were met because no design is preserved in liberated territory, and data taking on the ground became difficult as the site was being raked by every kind of firearm" (Figure 15).

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

Demetrio Martín's suspension bridge reconstruction design (1938) made justification once more of the advantage of a suspension bridge similar to that designed by Ribera, which thesis was also reinforced by the presence of the elements that had not been destroyed in the bombardment, i.e.: pylons, anchorage chambers, expansion saddles, etc. However, the large increase in traffic on this road as from 1914, and the gradual increase in the size of vehicles, with the increase in loads this involved, forced a series of alterations to be made in order to increase the bridge's capacity.

The main alteration consisted in devoting the 6 metres of roadway to wheeled traffic, bringing the sidewalks or pavements outside the cables in a cantilever over the piers. This is why the overall length of the deck's cross beams was increased by 2.20 m (1.10 m on each side) (Figure 16). The new live loads led to increasing the number of suspension cables (from 6 to 8 on each side of the bridge) and the floor slab's thickness to be increased, from 12 to 15 cm. The stiffening girder and the deck's bottom bracing were built as twins of those designed by Ribera and areas of reinforced concrete instead of the fluted plates the original bridge had were laid.

In October, 1941, the Ministry of Public Works opened the suspension bridge after its reconstruction.

During the 1950s, a number of reinforcements and repairs were made, all designed by Antonio Lluis Anchorena: painting of steel parts, repair of walls, construction of a new slab floor, repair and reinforcement of the stiffening girder, etc.

The enormous amount of traffic this road had always borne greatly increased in the 1960s. Combined with that undergone by loads per axle, this increase caused serious damage, both to the pavement and to some items of the bridge's structure.

In 1968, the Amposta bypass came into service, with a new bridge over the river Ebro which suggested the possibility of undertaking the maintenance work necessary on the suspension bridge.

In 1972, the Civil Engineer and teacher in the Madrid School, Juan Batanero García-Geraldo issued a report on the bridge's state of preservation at the request of the Directorate General of Roads. A thorough inspection was made, which included tests and numerical checks. The bridge's inspection enabled numerous broken elements to be observed: suspenders, uprights and diagonals of the stiffening girder, etc., as well as others seriously damaged, amongst which there were some of the main cables. The calculations made concluded that it was possible to preserve the bridge without having to make



Figura 17. Cables reparados en 1972.
Figure 17. Cables repaired in 1972.

3. LA VIDA DEL PUENTE: ACONTECIMIENTOS, RECONSTRUCCIONES Y REPARACIONES

Desgraciadamente, en marzo de 1938, durante la Guerra Civil Española, el puente es destruido a causa de un intenso bombardeo dada su vital importancia, tal y como describe Demetrio Martín en la memoria del proyecto de reconstrucción, "*Desde Zaragoza hasta el mar, no queda sobre el río Ebro, ningún puente sin destruir. En estas circunstancias, la posibilidad de reconstruir el puente de Amposta en un plazo relativamente corto, uno o dos meses desde que estén los materiales a pie de obra, y la importancia de la carretera, comunicación directa entre Barcelona y Valencia, aconsejan a esta jefatura acelerar los trabajos para la redacción de este proyecto... Se tropezó con grandes dificultades, porque no se conserva ningún proyecto en territorio liberado, y la toma de datos sobre el terreno se hizo difícil, por estar entonces batida la obra por todo género de fuegos.*" (Figura 15).

En el Proyecto de Reconstrucción del Puente Colgante de Demetrio Martín (1938), se justificaba una vez más la conveniencia de un puente colgante similar al proyectado por Ribera, tesis reforzada además por la presencia de los elementos que no habían sido destruidos por el bombardeo, a saber: pilonos, cámaras de anclaje, carros de dilatación, etc. Sin embargo, el importante aumento del tráfico en esta vía desde el año 1914 y el aumento progresivo del tamaño de los vehículos, con el incremento de cargas que ello supone, obligó a realizar una serie de modificaciones para aumentar la capacidad del puente.

La modificación principal consistió en dedicar los 6 metros de calzada al tráfico rodado, sacando los paseos o aceras por fuera de los cables, en voladizo por la pilas. Para ello se aumentó la longitud total de las vigas transversales del tablero en 2,20 m (1,10 m a cada lado) (Figura 16). Las nuevas sobrecargas provocaron el aumento del número de cables suspensores, de 6 a 8 en cada lado del puente, y el incremento del canto del forjado, de 12 cm a 15 cm. La viga de rigidez y el arriostramiento inferior del tablero se construyeron gemelos a los proyectados por Ribera y se

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

dispusieron aceras de hormigón armado, en vez de chapas estriadas que tenía el puente original.

En octubre de 1941, el ministro de Obras Públicas inaugura, tras la reconstrucción, el puente colgante.

Durante los años 50, se realizaron una serie de refuerzos y reparaciones, todos ellos proyectados por Antonio Lluis Anchorena: pintura de las partes metálicas, reparación de muros, construcción de un nuevo forjado, reparación y refuerzo de la viga de rigidez, etc.

El enorme tráfico que siempre había soportado esa carretera sufrió un gran incremento en la década de los 60. Este incremento, unido al experimentado por las cargas por eje, dio lugar a un serio deterioro, tanto del firme como de algunos elementos de la estructura del puente.

En 1968 entró en servicio la variante de Amposta, con un nuevo puente sobre el río Ebro, lo que permitió pensar en la posibilidad de llevar a cabo las obras de conservación necesarias en el puente colgante.

En 1972, el ingeniero de Caminos y profesor de la Escuela de Madrid Juan Batanero García-Geraldo emitió un dictamen sobre el estado de conservación del puente, a petición de la Dirección General de Carreteras. Para ello, se realizó una exhaustiva inspección de todos los elementos del puente, incluyendo ensayos y comprobaciones numéricas. La inspección del puente permitió observar numerosas roturas de elementos: péndolas, montantes y diagonales de la viga de rigidez, etc., así como la existencia de otros fuertemente dañados, entre los que se encontraban algunos de los cables principales. Los cálculos realizados concluyeron en la posibilidad de conservar el puente sin tener que efectuar refuerzos de gran importancia, a excepción de la viga de rigidez que, tanto en los cálculos como en la realidad (había sufrido numerosas y frecuentes roturas y reparaciones), resultó ser el elemento más comprometido del puente. A la vista de este dictamen, a finales de 1972, la Dirección General de Carreteras encargó la redacción del Proyecto de refuerzo del puente al profesor Batanero. Las principales actuaciones de reparación del puente fueron las siguientes:

• Sustitución de tres de los 16 cables suspensores y reparación, mediante zunchado, de algunos otros con alambres rotos. (Figura 17).



Figura 18. Percha.
Figure 18. Hanger.

• Sustitución de todos los tirantes por otros de igual diámetro, de alambre galvanizado.

• Sustitución de 70 péndolas en la parte central del tramo colgado.

• Modificación del sistema de unión de las péndolas a los cables principales. (Figura 18).

• Reforma de las vigas de rigidez. (Figura 19).

• Reparación del forjado de hormigón.

• Reparación de los aparatos de apoyo en pilas.

• Colocación de apoyos con placas elastoméricas en el eje del tablero, para atenuar los movimientos transversales debidos al viento.

major reinforcements, except for the stiffening girder which, both in calculations and in real life, proved to be the bridge's most compromised item (it had suffered numerous, frequent breakages and repairs). In the light of this report, the Directorate General of Roads commissioned a Design for the bridge's reinforcement to Professor Batanero at the end of 1972.

The main repair works on the bridge were:

• *Replacing three of the 16 suspender cables and the repair of some others with broken strands, by means of strapping. (Figure 17).*

• *Replacing all the stays by others with the same diameter made of galvanised strands.*

• *Replacing 70 suspenders at the centre of the suspended span.*

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



Figura 19. Viga de rigidez.
Figure 19. Stiffening beam.

• *Modifying the system connecting the suspenders to the main cables. (Figure 18).*

• *Reforming the stiffening girders. (Figure 19).*

• *Repairing the concrete slab floor.*

• *Repairing the bearings in piers.*

• *Placing bearings with elastomeric plates in the deck's axis to attenuate wind caused cross movements.*

• *Re-establishing drainage and airing of the anchorage block chambers.*

The work began at the end of 1975 and in February, 1977, the bridge was opened to traffic again.

In the 1990s, several inspections and local repairs were carried out due to the progressive deterioration of the structure: repair of abutments and bridge approach embankments on both banks, local repairs to the roadbed and sidewalks, etc.

In view of the need for a more in-depth study and repair, in November, 2002, the Ministry of Development brought out to tender the "Technical assistance for making a special inspection and design for the rehabilitation of the suspension bridge over the old N-340 road, P.K. 1.082, in Amposta. Province of Tarragona", which was awarded to PROES consultores, S.A in February, 2004.

4. THE BRIDGE TODAY

4.1. Description of the structure

Amposta bridge is a 134 m clear, single span structure which is suspended from a cable system.

The deck is formed by two longitudinal girders (stiffening girders), right and left, made up of steel lattices, 105 steel cross girders varying in depth, approximately 1.25 m from each other, a central reinforced concrete slab for traffic and, at the cantilevers, slabs for pedestrians. The slab in the traffic area (main roadway) is 21 cm thick, and is less thick in the cantilevers.

The structure's platform is made up of a main carriageway for vehicle traffic, approximately 5.35 m wide, and two sidewalks on both sides, each 0.75 m wide (Figure 20).

The structure is braced at the bottom by angular, strut sections covering 5 cross beams. These braces adapt in their oblique trajectory to the different depths of these joists (Figure 21).

The deck's suspension system combines the techniques used in stayed bridges with those used in suspension bridges.

The main support system is made up of a total of 16 cables (main cables), 8

• Restablecimiento del drenaje y aireación de las cámaras de los macizos de anclaje

Las obras comenzaron a finales de 1975 y el puente se abrió de nuevo al tráfico en febrero de 1977.

Ya en la década de los 90 y debido al progresivo deterioro de la estructura, se realizaron varias inspecciones y reparaciones locales: reparación de los estribos y terraplenes de acceso al puente en ambas márgenes, reparaciones locales del firme y de las aceras, etc.

Ante la necesidad de un estudio y una reparación más profunda, en noviembre de 2002, el Ministerio de Fomento sacó a concurso la "Asistencia técnica para la realización de la inspección especial y la redacción de proyecto de rehabilitación del puente colgante sobre el Ebro en la antigua N-340, P.K. 1.082, en Amposta. Provincia de Tarragona", que fue adjudicada a **PROES consultores, S.A.** en febrero de 2004.

4. EL PUENTE HOY

4.1. Descripción de la estructura

El puente de Amposta es una estructura de un solo vano de 134 m de luz que se encuentra suspendido de un sistema de cables.

El tablero está formado por dos vigas longitudinales (vigas de rigidez), derecha e izquierda, constituidas por celosías metálicas, 105 vigas metálicas transversales de canto variable, separadas aproximadamente 1,25 m, una losa central de hormigón armado destinada al paso de vehículos y, en los voladizos, sendas losas destinadas al paso de peatones. El espesor de la losa de la zona destinada al paso de vehículos (calzada principal) es 21 cm, siendo más reducido en los voladizos.

La plataforma de la estructura está constituida por una calzada principal destinada al tránsito de vehículos, de aproximadamente 5,35 m de anchura, y dos aceras a ambos lados de la misma, con un ancho de 0,75 m cada una (Figura 20).

La estructura se arriostra en su parte inferior mediante unos perfiles angulares en Cruz de San Andrés que abarcan 5 vigas transversales. Estos arriostramientos se adaptan en su trayectoria

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

oblicua a los diferentes cantos de dichas viguetas (Figura 21).

El sistema de suspensión del tablero combina las técnicas empleadas en los puentes atirantados con las utilizadas en los puentes colgantes.

El sistema de sustentación principal está constituido por un total 16 cables (cables principales), 8 de los cuales discurren por el lado derecho y 8 por el lado izquierdo. Los cables principales recorren toda la estructura, pasan por encima de los pilonos por medio de unos carros o sillas y se anclan al terreno en los macizos de anclaje. No todos los cables principales son de la misma época; únicamente tres cables corresponden a la reparación efectuada en el año 1972 (acero galvanizado), siendo el resto más antiguos.

Los cables principales tienen un diámetro de 65 mm y están constituidos por alambres de 5,0 mm de diámetro (Figura 22).

La parte central del tablero cuelga de 146 péndolas, 73 a cada lado, que transmiten la carga recibida a los cables principales. Existen tres tipos de péndolas (Figura 23):

Tipo I: Péndolas nuevas con cable, de la reparación de 1972. Hay 26 a cada lado.

Tipo II: Péndolas nuevas con barra, de la reparación de 1972. Hay 9 a cada lado.

Tipo III: Péndolas antiguas con cable, de la reconstrucción de 1941. Hay 38 a cada lado.

Las péndolas están conectadas a los cables principales a través de las perchas. Estas perchas son iguales para todos los tipos de péndolas (Figuras 23 y 34).

Las zonas del tablero más próximas a los pilonos están suspendidas de un total de 24 tirantes, 6 a cada lado y extremo del puente (tirantes inclinados), que transmiten la carga del tablero a los pilonos por medio de la silla. Los 24 tirantes son en realidad 12 cables cuya trayectoria es la siguiente: un extremo se ancla en el tablero, sube hasta el pilono donde rodea una polea, para volver a descender hasta el tablero y anclarse al mismo en su otro extremo (Figuras 24, 26, 33 y 36).

Los cables que forman los tirantes inclinados son de acero galvanizado (año 1972), tienen un diámetro de 40 mm y están compuestos por alambres de 3 mm de diámetro.

Estos tirantes inclinados no se encuentran anclados directamente a las viguetas del tablero, sino a la denominada viga secundaria, que a su vez está unida a las vigas transversales. Existen cuatro vigas secundarias en la estructura, dos a cada lado, situadas en los extremos del puente (Figuras 24 y 33).

Las dos vigas secundarias de cada lado están unidas por un cable, llamado



Figura 20. Acera.
Figure 20. Sidewalk.

of which run on the right hand side and 8 on the left. The main cables run along the whole structure, pass over the pylons via saddles and are anchored into the ground in anchorage blocks. Not all the main cables date from the same age; only three are from the repair carried out in 1972 (galvanised steel), whilst the rest are older.

The main cables have a diameter of 65 mm and are formed by strands 5.0 mm in diameter (Figure 22).

The centre of the deck hangs from 146 suspenders, 73 on each side, which transmit the load received to the main cables. There are three types of suspender (Figure 23):

Type I: New suspenders with a cable, from the 1972 repair. There are 26 on each side.

Type II: New suspenders with a bar, from the 1972 repair. There are 9 on each side.

Type III: Old suspenders with a cable, from the 1941 reconstruction. There are 38 on each side.

The suspenders are connected to the main cables through hangers. These hangers are the same for all types of suspenders (Figures 23 and 34).

The deck areas closest to the pylons are suspended from a total of 24 stays, 6 on each side and end of the bridge (inclined stays), which transmit the deck's load to the pylons through the saddle. The 24 stays are, in fact, 12 cables whose trajectory is as follows: one end is anchored in the deck, rises to the pylon where it goes round a pulley to then descend to the deck and anchor thereto at its other end (Figures 24, 26, 33 and 36).

The cables forming the inclined stays are galvanised steel (1972), have a diameter of 40 mm and are made up of 3 mm diameter strands.

These inclined stays are not directly anchored to the deck's joists but what is called the secondary girder which, in turn, is joined to the cross girders. There are four secondary girders in the structure, two on each side, located at the ends of the bridge (Figures 24 and 33).

The two secondary girders of each side are joined by a cable, called the

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

horizontal cable. The non-galvanised steel cable is 55 mm in diameter and is formed by strands 5 mm in diameter (Figures 24 and 35).

A further four stays (guy cables) start from each pylon towards the anchorage block; their mission is to compensate for the horizontal forces that the inclined stays and the different angle of departure of the main cables put into the saddle.

These are non galvanised steel, 55 mm diameter cables with strands of approximately 5 mm in diameter. These guy cables are anchored in the anchorage blocks, in a similar fashion as the main cables.

The main and guy cables anchoring in the anchorage block is formed by a grillage of I beams (Figure 25).

There are towers built with ashlar and stone masonry on both sides of the bridge, with historicist ornamentation. These pylons are organised round a large, slightly ogival gate on which the shields of Spain and Amposta are sculptured.

Four in all, the saddles are arranged on these pylons. The two saddles of one and the same pylon are joined by means of a steel section (Figures 26 and 36).

The foundations of the left hand bank's pier (Aldea side) are made of a pneumatic caisson measuring 8x15 metres base, reaching a depth of 30 metres. It has two 20x50 cm reinforced, knife shaped braces at the bottom. The anchorage block on this bank has foundations at an average depth of 5 m.

The pylon and anchorage block foundations on the right hand bank (Amposta side) are an average 5 m deep.

4.2. Special inspection

4.2.1. Recovery and Study of Documentary Information

The uniqueness of the bridge and its designer, as well as its busy and complicated history provided us with an arduous task in gathering documents. The search, compilation, study and systematisation of the existing information, both on the original design and on the successive reinforcement designs, proved laborious but most interesting.

For example, Ribera's original design is dispersed over several sites: drawings in the Alcalá de Henares Administration's General Archives, the Descriptive Report and Conditions Document in the Roads Demarcation in Tarragona, a technical summary of the project made by Ribera himself in the 1914 Public Works Magazine, etc.

The design and reconstruction drawings of the bridge during the war (1938)



Figura 21. Parte inferior del tablero.
Figure 21. Deck bottom.

cable horizontal. Este cable, de acero no galvanizado, tiene 55 mm de diámetro y está formado por alambres de 5 mm de diámetro (Figuras 24 y 35).

Otros cuatro tirantes (cables de retenida) parten de cada pilono hacia el macizo de anclaje; su misión es compensar los esfuerzos horizontales que introducen en la silla los tirantes inclinados y el diferente ángulo de salida de los cables principales. Son cables de acero no galvanizado de 55 mm de diámetro, con alambres de 5 mm de diámetro aproximado. Estos tirantes de retenida se anclan en el macizo de anclaje, de una manera similar a la de los cables principales.

El anclaje de los cables principales y de retenida en el macizo de anclaje está constituido por un emparrillado de vigas en I (Figura 25).

A ambos lados del puente se encuentran sendas torres, construidas con sillería y mampostería, con decorados historicistas. Estos pilonos están organizados alrededor de una gran puerta ligeramente ojival, sobre la que se hallan esculpidos los escudos de España y de Amposta.

Sobre estos pilonos están dispuestas las sillas, cuatro en total. Las dos sillas de un mismo pilono están unidas mediante un perfil metálico (Figuras 26 y 36).

La cimentación de la pila de la margen izquierda (lado de la Aldea) está constituida por un cajón hincado de aire comprimido, de 8x15 m de base, que alcanza una profundidad de 30 m. En la parte inferior del mismo se disponen dos riostras de hormigón armado de 20x50 cm, en forma de cuchillo. El macizo de anclaje de esta margen se cimenta a una profundidad media de 5 m.

En la margen derecha (lado de Amposta) las cimentaciones del pilono y del macizo de anclaje tienen una profundidad media de 5 m.

4.2. Inspección especial

4.2.1. Recuperación y estudio de la información documental

La singularidad del puente y de su autor, así como su ajetreada y complicada historia, requirieron una ardua tarea de documentación. La búsqueda, recopilación, estudio y sistematización de la información existente, tanto del proyecto original como de los sucesivos proyec-

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

tos de refuerzo, resultó laboriosa y muy interesante.

Por ejemplo, el proyecto original de Ribera se encuentra disperso y archivado en distintos lugares: los planos en el Archivo General de la Administración de Alcalá de Henares, la Memoria y el Pliego de Condiciones en la Demarcación de Carreteras en Tarragona, un resumen técnico del proyecto realizado por el propio Ribera en la Revista de Obras Públicas del año 1914, etc.

El proyecto y los planos de reconstrucción del puente durante la guerra (1938) se encuentran también en el Archivo General de Alcalá de Henares, así como algunos de los diversos proyectos de reparación del puente entre 1953 y 1956. El resto de los proyectos de reparación se encuentran en la Demarcación de Carreteras de Tarragona, excepto el del profesor Batanero, de 1972, que se encuentra en el Archivo del Ministerio de Fomento en Madrid.

No queremos olvidar los diversos documentos (fotografías antiguas, detalles históricos, etc.) aportados por el Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo CEHOPU del CEDEX y por el Museu del Montsiá de Amposta, que nos ayudaron a conocer la azarosa vida del puente y a entender algunas de las fases y estados del mismo, hasta llegar a su estructura actual.

4.2.2. Inspección Especial

La Inspección Especial del puente colgante se llevó a cabo en el año 2004 y permitió conocer el estado real de sus principales elementos. Los trabajos llevados a cabo durante la misma se pueden agrupar en cuatro categorías:

Inspección visual y ensayos de distintos elementos, de cara a conocer el estado de conservación de los mismos: partículas magnéticas y ultrasonidos para detectar fisuras, medición de los espesores de recubrimiento, etc. (Figura 27).

Ensayos y análisis relacionados con la evaluación de los esfuerzos axiles en los cables que constituyen el sistema de sustentación del tablero: ensayos de cuerda vibrante y pesaje de cables (Figura 28).

En el ensayo de cuerda vibrante se ha realizado la estimación de los esfuerzos en los cables (cables principales, péndolas y tirantes) a través de la medida de sus frecuencias de vibración. Este ensayo se basa en la analogía que cabe establecer entre un cable y una cuerda vibrante, elemento teórico carente de rigidez a flexión, cuya frecuencia de vibración depende exclusivamente de la tracción a la que está sometido, de su peso y de su longitud.



Figura 22. Cables principales.
Figure 22. Main cables.

Ensayos de caracterización de materiales: dureza, análisis químico, ensayos de rotura a tracción de alambres, ensayos de rotura a compresión de probetas de hormigón del forjado, etc.

Trabajos topográficos: nivelación del tablero y las pilas.

Como principal conclusión obtenida de la inspección realizada, es de destacar el importante deterioro de algunos de los elementos metálicos del puente, especialmente del sistema de suspensión, que presenta numerosas zonas de corrosión, algunas de carácter grave. El principal motivo del estado actual del puente es el transcurso del tiempo, con los problemas de corrosión derivados (Figura 29).

El diseño de las uniones entre los elementos del sistema de suspensión, entre los cables y el tablero, o entre aquéllos y los macizos de anclaje, origina varios efectos perjudiciales, como concentraciones de tensiones, esfuerzos de fricción, pérdidas de forma, etc., que producen la aceleración de los procesos de corrosión (corrosión bajo tensión).

En los emparrillados de anclaje, los problemas son los mismos que los que

are also in the Alcalá de Henares General Archive, as well as some of the various bridge repair designs between 1953 and 1956. The remaining repair project documents are in the Tarragona Roads Demarcation, except for professor Batanero's, of 1972, which is in the Ministry of Development's Archive in Madrid.

We would not forget the diverse documents (old photographs, historical details, etc.) contributed by the Public Works and Urban Development Historic Studies Centre, CEHOPU, of the CEDEX and by the Amposta Museu del Montsiá, which aided us in finding out about the bridge's eventful life and in understanding some of its phases and conditions until arriving at its present day structure.

4.2.2. Special Inspection

The Special Inspection on the suspension bridge was carried out in 2004 and enabled the actual condition of its main elements to be known. The work undertaken during the inspection may be grouped into four categories:

***Visual inspection and tests** of different elements, with a view to knowing their condition of preservation: magnetic particles and ultrasonics to detect fissures, measurement of lining thicknesses, etc. (Figure 27).*

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



Figura 23. Péndolas tipo I, tipo II y tipo III.
Figure 23. Type I, type II and type III suspenders.

aparecen en la parte metálica del tablero: pérdida de protección y corrosión generalizada, acrecentados en este caso por la obturación parcial del sistema de evacuación de agua de las cámaras de anclaje.

Las sillas también presentan varios problemas: la superficie de contacto entre las mismas y los cables produce concentración de tensiones, la relación entre el radio de giro y el diámetro de los cables produce pérdida de forma, sobretensiones locales, etc.

Respecto a los elementos de hormigón o mampostería (pilas, muros y macizos de anclaje), su estado es aceptable, excepto en el caso del forjado del tablero, que se encuentra muy deteriorado.

También existe un problema con la vibración de los cables portantes en las zonas extremas del vano principal, originada por el viento; esto genera oscilaciones de esfuerzos en los cables, que pueden plantear problemas de fatiga en los mismos.

4.3. Evaluación estructural del puente

Debido a que se trata de una estructura existente, de una antigüedad considerable y que ha estado sometida a diversos procesos de reconstrucción, reparación y mantenimiento, es necesario tener en cuenta que el puente no fue proyectado para las acciones actuales. No obstante, debido al interés por evitar restricciones en su uso (actualmente tiene una limitación de carga de 10 t), en todos los cálculos que se realizaron se consideraron las acciones de la actual normativa de Acciones en Puentes de Carreteras I.A.P.

El estado de conservación del puente, junto con la evaluación estructural, permitió concluir de forma coherente sobre las necesidades de rehabilitación de la estructura, ya que hay elementos en los que es necesario actuar por su grado de deterioro, otros en los que es aconsejable hacerlo para mejorar el nivel de seguridad estructural y, finalmente, algunos que comparten ambas razones.

4.3.1. Comprobaciones realizadas

Dada la importancia del sistema de cables en el funcionamiento estructural,

Tests and analyses related to the assessment of the axial stresses in the cables *which make up the deck support system: vibrating chord tests and cable weighing (Figure 28).*

Cable forces (main cables, suspenders and stays) were estimated in the vibrating chord test through measuring their vibration frequencies. This test is based on the analogy that may be made between a cable and a vibrating chord, which is a theoretical element lacking bending rigidity, the vibration frequency of which solely depends on the stress to which it is subjected, on its weight and its length.

Material characterisation tests*: hardness, chemical analysis, strand tensile failure tests, slab floor concrete failure tests, etc.*

Topographical work*: levelling of the deck and the piers.*

As the main conclusion drawn from the inspection made, we would mention the major deterioration of some of the bridge's steel elements, especially in the suspension system, which displays numerous areas of corrosion, some of which are really serious. The main reason for the bridge's current condition is the passage of time with the corrosion problems this brings with it (Figure 29).

The design of connections between the suspension system's elements, between cables and deck or between the former and the anchorage blocks gives rise to several harmful effects, such as concentrations of stresses, friction stresses, loss of shape, etc. which speed up the corrosion process (stress corrosion).

The problems in the anchorage grillage are the same as appear in the deck's steel part: loss of protection and generalised corrosion, increased in this case by the partial blocking of the system draining water from the anchorage chambers.

The saddles also display several problems: the contact area between them and the cables produces stress concentrations, the ratio between the rotating radius and diameter of the cables causes loss of shape, local overstresses, etc.

With respect to concrete or masonry items (piers, walls and anchorage blocks), their condition is acceptable except in the case of the deck's floor slab, which has substantially deteriorated.

There is also a wind caused problem with bearing cable vibration in the end areas of the main span; this leads to stress oscillation in the cables, which may lead to their suffering fatigue problems.

4.3. Bridge structure assessment

Since this bridge is an existing structure of considerable age having under-

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

se consideró necesario realizar comprobaciones en cada uno de los elementos que lo constituyen. Se han realizado las comprobaciones sobre los elementos principales (cables) y no sobre el conjunto de piezas o elementos con que se materializan las uniones (mazarotas, horquillas, pernos, etc.), ya que en estos últimos la valoración estructural está fuertemente vinculada a la de los cables. Por otra parte, su reemplazo o mantenimiento depende básicamente de su estado, es decir, si el elemento presenta un grave deterioro, debe ser sustituido, independientemente de su capacidad estructural teórica.

También se han comprobado las vigas de rigidez y las vigas transversales metálicas que soportan el forjado.

El forjado de hormigón armado presentaba un grado de deterioro muy importante, incluso, en algunas zonas, se desprendían lajas dejando armaduras corroídas a la vista, por lo que se consideró innecesario realizar comprobaciones del mismo y se decidió proyectar su sustitución.

4.3.2. Modelo de cálculo

Todos los cálculos estructurales se realizaron mediante un programa desarrollado por **PROES** basado en teorías no lineales para grandes movimientos.

El esquema estructural del puente está compuesto por dos vigas longitudinales (en celosía) unidas por traviesas inferiores, sobre las que descansan la plataforma y las aceras. Todo este conjunto está colgado de los cables portantes, mediante péndolas que se unen a los extremos de las traviesas, y atirantado mediante otros cables a la cabeza de las pilas. El esquema resistente transversal está constituido fundamentalmente por las traviesas, lo que le confiere un importante grado de isostatismo. Por ello, teniendo en cuenta la complejidad inherente al modelo estructural y la necesidad de utilizarlo posteriormente como herramienta de cálculo, se optó por un modelo plano para el análisis global de la estructura, teniendo en cuenta las excentricidades de carga mediante la utilización de los oportunos coeficientes.

El análisis de un puente colgante puede realizarse por procedimientos manuales de una forma muy precisa en cuanto al cable portante, bastante aproximada para las péndolas y con dificultad e imprecisión para la viga de rigidez. Por otra parte, no es posible analizar la estructura en su conjunto mediante un modelo matricial lineal, porque la esencia del funcionamiento del cable portante es la modificación de su geometría, aspecto que no tiene en cuenta un cálculo de este tipo.

El puente de Amposta es todavía más complejo, puesto que se trata de un puente colgante y atirantado. Aparecen dos mecanismos resistentes diferenciados (cuelgue y atirantamiento), que funcionan de manera muy distinta e inter-



Figura 24. Anclajes del tirante inclinado y del cable horizontal.
Figure 24. Inclined stay and horizontal cable elements.

gone various processes of reconstruction, repair and maintenance, it must be borne in mind that it was not designed for the present forces it is undergoing. Nevertheless, due to the interest in avoiding restrictions on its use (its current load limit is 10 tonnes), all calculations performed took the forces in the Road Bridge Loads Standard (I.A.P.) into account.

Together with the structural assessment, the bridge's state of preservation enabled coherent conclusions to be drawn on the needs for rehabilitating the structure, since there are elements with regard to which actions must be taken because of their degree of deterioration, others where it is advisable in order to improve structural safety and, finally, some which share both reasons.

4.3.1. Checks made

In view of the importance of cables in structural working, it was deemed necessary to make checks on each of the items of which they are formed. Thus, checks were made on the main elements (cables) but not on the overall parts or elements with which connections are made (sockets, clevises, bolts, etc.), since structural evaluation in the latter is heavily linked to that of the cables. Furthermore, replacing or keeping them basically depends on their condition, i.e., if the element shows serious damage, it must be replaced, irrespective of its theoretical structural capacity.

Stiffening girders and steel cross girders supporting the slab floor were also checked.

The reinforced concrete slab floor displayed a major degree of deterioration, and, in some areas, spalling had occurred, leaving corroded reinforcements visible, and it was therefore deemed unnecessary to make checks thereon and it was decided to design their replacement.

4.3.2. Calculation model

*All structural calculations were made with a **PROES** developed program based on non linear theories for large displacements.*

The bridge's structural scheme is made up of two longitudinal (lattice)

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



Figura 25. Detalle del emparrillado de anclaje.
Figure 25. Detail of the anchorage grill.

beams joined at the bottom by cross beams on which the roadway and sidewalks rest. The whole of this unit hangs from suspension cables through suspenders which join at their ends to the cross beams, stayed by other cables to the pier heads. The cross resistant scheme is fundamentally formed by the cross beams, which provides it with a major degree of isostatism. Therefore, bearing in mind the complexity inherent to the structural model and the need to subsequently use it as a calculation tool, a plain model was chosen for making a global analysis of the structure, taking into account the load eccentricities by using the due coefficients.

A suspension bridge may be analysed by manual procedures in a very accurate fashion as regards the suspension cable, quite approximate for the suspenders and with difficulty and inaccuracy for the stiffening girder. Furthermore, the overall structure cannot be analysed by a linear matrix model, because the essence of the suspension cable's working is the modification of its geometry, which is an aspect that a calculation of this type does not take into account.

Amposta bridge is even more complex, since it is a suspension and stayed bridge. There appear two differentiated resistant mechanisms (hanging and staying) which work in a very different fashion and interact with each other. The only way to tackle an analysis of this type of structure reliably and in a general fashion as regards its elements and magnitudes is to use a calculation algorithm which takes into account geometric non-linearity (Figure 30).

A plain reticulated structure model in large displacements has been developed to solve this problem. The bars in this type of structure work in tension (axial force) and in bending (shear force and bending moment), although, unlike linear models, both ways of working are coupled even in the case of parts with a straight directrix.

4.3.3. Conclusions

The calculations made allowed us to draw the following conclusions, solely from a structural point of view, without

actúan entre sí. La única forma de abordar el análisis de este tipo de estructura, con fiabilidad y generalidad en cuanto a sus elementos y magnitudes, es la utilización de un algoritmo de cálculo que tenga en cuenta la no linealidad geométrica (Figura 30).

Para la resolución de este problema, se ha desarrollado un modelo de estructura reticulada plana en grandes movimientos. En este tipo de estructuras, las barras trabajan a extensión (esfuerzo axil) y a flexión (esfuerzo cortante y momento flector), aunque, a diferencia de los modelos lineales, ambas formas de trabajo se encuentran acopladas, incluso en el caso de piezas con directriz recta.

4.3.3. Conclusiones

Exclusivamente desde un punto de vista estructural, sin hacer referencia al estado de conservación de los diversos elementos, los cálculos realizados permitieron extraer las siguientes conclusiones:

• El cable portante es capaz de soportar los esfuerzos producidos por las acciones de la actual normativa vigente, con el adecuado nivel de seguridad.

• Frente a las mismas acciones, los tirantes inclinados no presentan un nivel de seguridad suficiente, excediéndose la capacidad de dichos elementos en un 49% aproximadamente. De una forma aproximada, podría afirmarse que, en la actualidad, el puente es capaz de soportar la carga permanente, las variaciones de temperatura pésimas y un vehículo de aproximadamente 37 t en cualquier posición del puente. Dado que el paso de un vehículo pesado no impide la existencia de otras sobrecargas más ligeras, una limitación de cargas razonable para la estructura sería impedir el paso de vehículos de peso superior a 15 t.

• Los cables de retenida presentan una seguridad suficiente, similar a la de los cables portantes. Lo mismo ocurre con los cables horizontales que unen las vigas secundarias.

• Las péndolas presentan un nivel de seguridad frente a las acciones de la normativa actual muy superior al del resto de los cables del sistema.

• Todas las conclusiones anteriores

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

relativas a los cables del sistema tienen en cuenta las sobretensiones originadas por las curvaturas en sillas y poleas, así como los problemas producidos por la fatiga frente a cargas repetidas.

• Respecto a los cordones de la viga de rigidez principal, se puede afirmar que, aunque no son capaces de soportar con la adecuada seguridad las acciones prescritas en la normativa vigente, superándose su capacidad en un 27% aproximadamente, resultan mucho menos limitativos que los tirantes, comentados anteriormente.

• El resto de los elementos metálicos del puente, formado por las vigas secundarias, las traviesas y el arriostramiento frente a viento, presentan niveles de seguridad superiores a los prescritos por la normativa.

• Los cálculos realizados permiten detectar que los apoyos extremos de las vigas secundarias en el interior de los pilonos están sometidos a acciones variables entre 51 t de compresión y 15 t de tracción (levantamiento). Aunque en la inspección realizada no ha sido posible observar estos elementos, pues hubiera sido necesario realizar una demolición en las cámaras de los pilonos, de la observación del comportamiento de la estructura al paso del tráfico puede deducirse que los mencionados aparatos de apoyo no están funcionando correctamente, probablemente porque se han desorganizado al producirse levantamientos para los que no estaban previstos.

De todo lo anteriormente indicado, resulta sorprendente la existencia de una serie de elementos cuyos niveles de seguridad son homogéneos y adecuados (cables portantes, cables de retenida, cables horizontales), otros que están sobredimensionados (péndolas) y finalmente un tercer grupo de elementos infradimensionados homogéneamente (tirantes y viga de rigidez). Independientemente de la variación de las cargas normativas a lo largo del tiempo, se puede afirmar que los elementos correctamente dimensionados corresponden a aquéllos cuyo nivel de esfuerzo depende exclusivamente de la sobrecarga total aplicada y cuya determinación puede realizarse de forma analítica mediante cálculos manuales sencillos.

Hay que tener en cuenta que en el año 1972, época de la reparación realizada por el profesor Batanero, no existían herramientas de cálculo por ordenador que permitieran realizar el tipo de cálculos imprescindibles para evaluar de forma correcta un esquema estructural tan complejo como el presente, por no hablar de la época en que se realizó el proyecto primitivo del puente por el profesor Ribera. Este es el motivo por el que elementos como las péndolas resultaron muy sobredimensionados, ya que el reparto de las cargas concentradas entre las mismas depende de la rigidez relativa entre la viga de rigidez y el conjunto de cable portante y elementos de cuelgue. En este caso, si se hace una hipótesis, razonable, de reparto de la carga concentrada entre las péndolas directamente afectadas por la misma, los esfuerzos obtenidos son muy superiores a los reales, lo que conduce a dicho sobredimensionamiento. El análisis resulta mucho más complejo en el caso de

making reference to the different elements' state of preservation:

• *The suspension cable is able to withstand stresses caused by loads in the current standards, with the proper level of safety.*

• *Against these same forces, inclined stays do not display a sufficient safety level, and the capacity of those elements is exceeded by approximately 49%. It could be almost claimed that the bridge is currently able to withstand the permanent load, the worst temperature variations and a vehicle of approximately 37 tonnes at any position on the bridge. Since a heavy vehicle travelling over the bridge does not prevent the existence of other lighter live loads, a reasonable load limitation for the structure would be to stop vehicles weighting more than 15 tonnes from travelling over it.*

• *The guy cables are sufficiently safe, similar to the suspension cables. The same occurs with the horizontal cables joining the secondary beams.*

• *The suspenders display a safety level to the loads in the current standards far superior to the remaining cables in the system.*

• *All the foregoing conclusions relating to the system's cables take into account the overstresses caused therein by the curvatures at saddles and pulleys, as well as the problems caused by fatigue to repeated loads.*

• *With respect to the chords of the stiffening girder, it may be claimed that,*



Figura 26. Detalle de elementos de las sillas.
Figure 26. Detail of saddle elements.

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

whilst they cannot withstand the loads as specified in current standards with suitable safety, with their capacity being exceeded by approximately 27%, they nevertheless prove far less limiting than the stays which were discussed earlier.

• *The remaining steel elements of the bridge, formed by secondary beams, the cross members and bracing against wind, display safety levels superior than those prescribed by standards.*

• *The calculations made show that the end supports of the secondary beams inside the pylons are subjected to forces varying between 51 tonnes compression and 15 tonnes tension (lifting). Although it was not possible to observe these elements on the inspection made, as it would have been necessary to demolish the pylon chambers, it can be seen from observing the way the structure behaves when traffic crosses that the said bearing elements are not working properly, in all likelihood because they have become disorganised with liftings for which they were not designed.*

It is surprising, from the foregoing, that there is a series of elements whose safety levels are homogeneous and suitable (suspension cables, guy cables, horizontal cables), others that are oversized (suspenders) and, finally, a third group of elements homogeneously undersized (stays and the stiffening girder). Irrespective of the variation in standard loads throughout time, it can be claimed that correctly sized elements are those whose stress level depends on the overall live load applied, the calculation of which can be made analytically by simple manual calculations. It must be borne in mind that in 1972, the time of the repair undertaken by professor Batanero, there were no computer calculation tools enabling the type of indispensable calculations to be carried out for correctly evaluating a structural scheme as complex as the one here in question, not to mention the time when the bridge's original design was drawn up by professor Ribera. This is why elements like suspenders were oversized since the distribution of concentrated loads between them depended on the relative stiffness between the stiffening girder and the overall suspension cable and hanging elements. In this case, if a reasonable hypothesis of concentrated load distribution between the suspenders directly affected thereby is made, the stresses obtained are far higher than the actual ones, which leads to the said oversizing. The analysis proves much more complex in the case of the stays since, to the effects discussed earlier, has to be added, on the one hand, the interaction of the two separate support systems (hanging and staying) in a deck area and, on the other, the connection of the suspension cable and stays through the saddles. In this second case, the simplified estimates must have been on the side of non safety, leading to an undersizing of these elements. Finally, the insufficiency of the main chords of the stiffening girders was due to the same problem of actual stress calculation, increased by the large increase in concentrated live loads from the standards. The quality of the design of this structure is surprising, in view of the complexity and modernity of its conception and the few analysis tools existing at the time it was built.

5. A BRIDGE FOR THE FUTURE

5.1. Considerations on rehabilitation alternatives

Since the Amposta suspension bridge may be considered as the best example of this type existing in Spain and one of the master works of the engineer, José

los tirantes, ya que a los efectos anteriormente comentados hay que añadir, por una parte, la interacción de los dos sistemas independientes de sustentación (cuelgue y atirantamiento) en una zona del tablero y, por otra, el acoplamiento del cable portante y los tirantes a través de las sillas. En este segundo caso, las estimaciones simplificadas debieron quedarse del lado de la inseguridad, conduciendo a un infradimensionamiento de estos elementos.

Finalmente, la insuficiencia de los cordones principales de las vigas de rigidez obedece al mismo problema de evaluación de esfuerzos reales, incrementado por el aumento importante de las sobrecargas concentradas de la normativa. Resulta, finalmente, sorprendente la calidad del proyecto de la presente estructura, dada la complejidad y modernidad de su concepción y las escasas herramientas de análisis existentes en la época en que se realizó.

5. EL PUENTE PARA EL FUTURO

5.1. Consideraciones sobre las alternativas de rehabilitación

Dado que el puente colgante de Amposta puede considerarse el mejor ejemplo de esta tipología existente en España y una de las obras maestras del ingeniero José Eugenio Ribera, todas las actuacio-



Figura 27. Extracción de testigos de la losa de hormigón y ensayo de partículas magnéticas.
Figure 27. Core extraction from the concrete slab and detail of the magnetic particle test.

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



Figura 28. Ensayos: pesaje de una péndola, inspección por ultrasonidos y ensayo de cuerda vibrante.
Figure 28. Tests: weighting a suspender, ultrasonic inspection and vibrating chord test.

nes en el puente, hasta la fecha, se han realizado conservando la esencia del proyecto original. Igualmente, en el presente caso, la filosofía que ha guiado el proyecto de rehabilitación ha sido conseguir una estructura fiel al proyecto original, capaz de soportar las solicitaciones que la normativa actual demanda con la fiabilidad requerida y cuya durabilidad esté garantizada para una vida útil similar a la prevista en las estructuras de nueva construcción.

Los condicionantes más importantes que se han tenido en cuenta a la hora de decidir las actuaciones son los siguientes:

Factores ambientales. El puente se sitúa sobre el río Ebro, en las cercanías de su desembocadura, por lo tanto, en un ambiente húmedo con vientos salinos procedentes del mar. Este hecho tiene una importancia decisiva desde el punto de vista de la conservación de sus elementos, la definición de las protecciones y el mantenimiento necesario.

Carácter monumental. Los factores históricos anteriormente mencionados, junto con otros aspectos, como la identificación de la ciudad de Amposta con su puente, han conducido a la decisión de mantener en todo lo posible el diseño general del puente, modificando únicamente aquellos elementos cuya respuesta, desde un punto de vista resistente, funcional o de durabilidad, se ha demostrado incorrecta. Incluso en estos casos, se ha tratado de adoptar soluciones que no contradigan el espíritu del diseño orig,inal.

Evolución de la tecnología. El proyecto original del puente responde a la tecnología existente a principios del siglo XX, por lo que los elementos utilizados en el mismo no se encuentran disponibles en la actualidad. Este hecho dificulta las operaciones de modificación o sustitución de elementos deteriorados y puede obligar a intervenir, modificando o sustituyendo otra serie de elementos relacionados con aquéllos.

Entorno físico. La situación del puente sobre el cauce del río Ebro impide la utilización de medios de acceso y apeo convencionales desde la parte inferior de la estructura. Esto obliga a diseñar la rehabilitación mediante un proceso constructivo en el que el acceso se produzca únicamente desde la propia estructura, para lo que resulta necesario el mantenimiento de la integridad resistente de la misma durante todas las fases de la obra.

Economía. Este condicionante resulta obvio en cualquier proyecto ingenieril y, por lo tanto, siempre ha estado presente durante el proceso de proyecto de la rehabilitación.

5.2. Descripción de la solución adoptada

Únicamente se ha intervenido en aquellos elementos dañados o que nece-

Eugenio Ribera, all work on the bridge up to now has been performed whilst preserving the essence of the original design. Likewise, in our case, the philosophy behind the rehabilitation project was to obtain a structure faithful to the original design, able to withstand the stresses as required by current standards with the required reliability, whose durability is guaranteed for a useful life similar to that provided for in newly built structures.

The major conditioning factors borne in mind when deciding on the work to be undertaken are as follows:

***Environmental factors**. The bridge crosses the river Ebro in the vicinity of its mouth and, therefore, in a wet environment with saline sea winds. This is a decisively important fact from the point of view of preserving its elements, defining protection and the necessary maintenance.*

***Monumental nature**. The historical factors as mentioned earlier, together with other aspects such as the town of Amposta's identifying with its bridge, led to the decision to keep to the original design as far as possible, only altering those elements whose behaviour from a strength, functional or durability point of view have proven to be inadequate. Even in these cases, endeavour has been made to adopt solutions which do not contradict the spirit of its original design.*

***Evolution of technology**. The bridge's original design was due to the technol-*

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

ogy existing at the beginning of the 20th century, which is why the elements used therein are no longer available. This makes it difficult to alter or replace damaged elements and may lead to another series of items related to them being brought in, involving their alteration or replacement.

***Physical surroundings**. The bridge's location on the river Ebro prevents the use of conventional means of access and propping from the bottom of the structure. This forces the rehabilitation to be designed using a construction process in which access can only be gained from the structure itself, for which its resistant integrity must be maintained during all work phases.*

***Economy**. This conditioning factor is obvious in any engineering project and, therefore, it has always been present during the whole rehabilitation design process.*

5.2. Description of the solution adopted

Only those elements damaged or which required reinforcing and those whose durability were not guaranteed or whose operativeness could be improved were involved (Figure 30).

The deck is kept almost in its entirety, with suitable cleaning and protection of the steel cross beams and a new concrete slab. The two end cross beams have to be replaced by new ones in view of the fact that their condition, through being at the side of the joint, is quite defective and, moreover, they must transmit the forces the new deck support beams produce, which will be discussed later. The main roadway slab will be replaced, in view of its bad preservation condition, by a longitudinally postensioned slab. It will be 14 cm thick, less than the 21 cm of the current slab, which reduces the structure's own weight and makes it possible to widen the sidewalks. A 4 cm thick paving will be laid on the slab and will be completed on the sides by two in situ cast concrete parapets to prevent vehicles colliding with the stiffening girders. In keeping with the foregoing, the area earmarked to vehicle traffic will be approximately 5.20 m wide (Figure 31).

The existing stiffening girders have been kept, reinforced in some areas by means of side cover plates welded to the top and bottom chords.

The current 75 cm wide sidewalks have been replaced by two cantilever sidewalks 1.50 m wide, to facilitate pedestrian traffic.

The structure formed by the cross beams and main beams is braced by joining the top flanges of the cross beams with diagonal UPN sections covering 4 modules. Similar to the original, this bracing was altered in position since its situation joining the bottom chords of the cross beams obliged breaking the parts because their thicknesses varied and this was not structurally or aesthetically the best thing to do.

The support system's main cables are heavily damaged and must be replaced. This operation involves construction problems since the old cables, or part of them, have to coexist with the new ones during this process. In order to avoid as much as possible the two cable systems interfering, it was decided to reduce the number of new cables to 4 on each side of the structure. This reduction makes it possible to transfer loads from one suspension system to the other by a process based on provisional transfer suspenders. The number of main cables can be reduced due to two factors. Firstly, the use of materials stronger than those originally used and, secondly, the remodelling of the radius of the saddle curvature,



Figura 29. Deterioros: cables principales, forjado de hormigón del tablero, mazarota de una péndola y rodillos y tope transversal de una silla.
Figure 29. Damage: main cables, deck's concrete slab floor, a suspender's head block and a saddle's rollers and cross stop.

sitaban refuerzo, y en aquéllos cuya durabilidad no estuviese garantizada o cuya funcionalidad pudiera mejorarse.

El tablero se mantiene en su práctica totalidad, con la adecuada limpieza y protección de las vigas transversales metálicas y una nueva losa de hormigón. Las dos vigas transversales extremas deben ser sustituidas por unas nuevas, dado que su estado de conservación, por hallarse al lado de la junta, es bastante deficiente y, por otra parte, deben transmitir las acciones que producen las nuevas vigas de apoyo del tablero, que se comentarán más adelante. La losa de la calzada principal se sustituirá, dado su mal estado de conservación, por una losa postesada longitudinalmente. El canto de la misma será 14 cm, inferior a los 21 cm de la losa existente en la actualidad, lo que reduce el peso propio de la estructura y posibilita la ampliación de las aceras. Sobre la losa se dispondrá un pavimento de 4 cm de espesor y se completará en los laterales mediante dos pretiles de hormigón "in situ" destinados a evitar la colisión de vehículos con las vigas de rigidez. De acuerdo con lo anterior, la zona destinada al tránsito de vehículos tendrá aproximadamente 5,20 m de anchura (Figura 31).

Por lo que respecta a las vigas de rigidez, se han mantenido las existentes, reforzadas en algunas zonas mediante platabandas laterales soldadas a los cordones superior e inferior.

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

Para facilitar el tránsito peatonal, las aceras actuales, de 75 cm de anchura, han sido sustituidas por dos aceras voladas de 1,50 m de ancho.

La estructura formada por las vigas transversales y las vigas principales se arriostra uniendo las alas superiores de las vigas transversales mediante unos perfiles UPN en cruz de San Andrés, que abarcan 4 módulos. Este arriostramiento, similar al original, ha sido modificado en su posición, ya que su situación, uniendo los cordones inferiores de las vigas transversales, obligaba a quebrar las piezas por la variación de canto de las mismas, lo que no era lo más adecuado ni estructural ni estéticamente.

Los cables principales del sistema de sustentación están muy deteriorados y deben ser sustituidos. Esta operación presenta dificultades constructivas, ya que durante dicho proceso deben coexistir los cables antiguos, o parte de ellos, con los nuevos. Para evitar al máximo las interferencias entre ambos sistemas de cables, se ha optado por reducir el número de cables nuevos a 4 a cada lado de la estructura. Esta disminución posibilita la transferencia de cargas de un sistema portante a otro, mediante un proceso basado en péndolas provisionales de transferencia. La disminución del número de cables principales puede realizarse debido a dos factores. En primer lugar, el empleo de materiales de mayor resistencia que los utilizados originalmente y, en segundo lugar, la remodelación del radio de curvatura de las sillas, que aumenta de 750 mm a 1.250 mm, lo que reduce la penalización por curvatura en dichos elementos, incrementando su capacidad. Los nuevos cables principales son de acero galvanizado, cerrados y flexibles, y tienen un diámetro de 72 mm.

El segundo sistema de sustentación se materializará mediante cinco parejas de tirantes inclinados en cada extremo del puente, una menos que en el puente actual (Figura 32 y 33). La eliminación de las parejas más cercanas a las pilas obedece a la necesidad de evitar el levantamiento de los apoyos del tablero en las mismas, que ha producido problemas en el sistema de apoyos del puente existente.

La parte central del tablero cuelga de 138 péndolas, 69 a cada lado, que transmiten las cargas a los cables principales. Se han eliminado las dos parejas de péndolas extremas a cada lado del conjunto, debido a que el solape de la zona soportada por las últimas parejas de tirantes y dichas péndolas hacía que las mismas trabajaran de forma inadecuada, pudiendo llegar a destesarse en situaciones de sobrecarga concretas. La eliminación de estas cuatro parejas de péndolas, así como la de los tirantes anteriormente mencionados, no modifica sustancialmente el aspecto ni la concepción de la estructura. (Figura 32 y 34).

En el proyecto se ha previsto la sustitución de todas las péndolas; las de tipo cable, por su precario estado de conservación, y las de tipo barra, formadas actualmente por pletinas metálicas, por no resultar compatibles con las perchas necesarias para los nuevos cables portantes.

Las dos vigas secundarias de cada lado del tablero están unidas por un cable horizontal. Dicho elemento, encargado de transmitir las tracciones producidas en el tablero por el anclaje de los tirantes, debe ser sustituido dado su mal estado de conservación (Figura 35).

También se sustituirán los cables de retenida, que se encuentran muy deteriorados; para ello se han proyectado cables cerrados de acero galvanizado de 41 mm de diámetro, que se anclarán en los macizos, al igual que los cables principales.

which increases from 750 mm to 1250 mm, reducing the curvature penalty in the said elements, whilst increasing their capacity. The new main cables are galvanised steel, locked coil and flexible with a diameter of 72 mm.

The second support system will be made with five pairs of inclined stays at each end of the bridge, one less than in the current bridge. Eliminating the pairs closest to the piers is due to the need to prevent the deck bearings lifting into them, which has caused problems in the existing bridge's support system (Figures 32 and 33).

The deck's centre hangs from 138 suspenders, 69 on each side, which transmit loads to the main cables. The two pairs of end suspenders on each side have been removed, due to the overlap of the area supported by the last two pairs of stays and these suspenders were making them work in an inadequate fashion, with the possibility of their becoming de-tensioned in specific live load situations. Removing these four pairs of suspenders as well as the pair of stays mentioned above does not substantially alter the structure's appearance or conception (Figures 32 and 34).

The design provided for replacing all suspenders; the cable type, because of their precarious state of preservation, and the bar type, currently formed by steel strips, because they do not prove compatible with the hangers necessary for the new suspension cables.

The two secondary beams on each side of the deck are joined by a horizontal cable. Commissioned with transmitting the tensile stresses produced in the deck by the stay anchorage, this item must be replaced because of its bad preservation status (Figure 35).

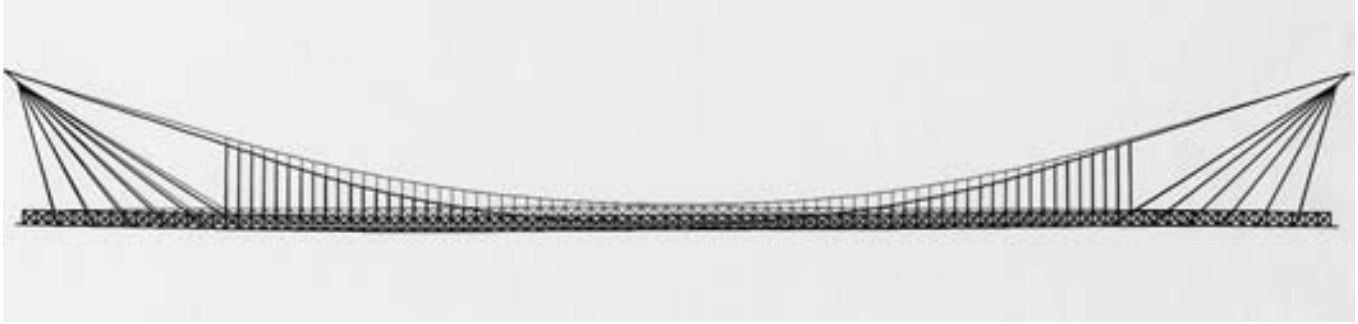


Figura 30. Deformada de la combinación de acciones que produce máximo axil en el cable horizontal.
Figure 30. Deformed structure from the combination of loads producing maximum axial force in the horizontal cable.

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

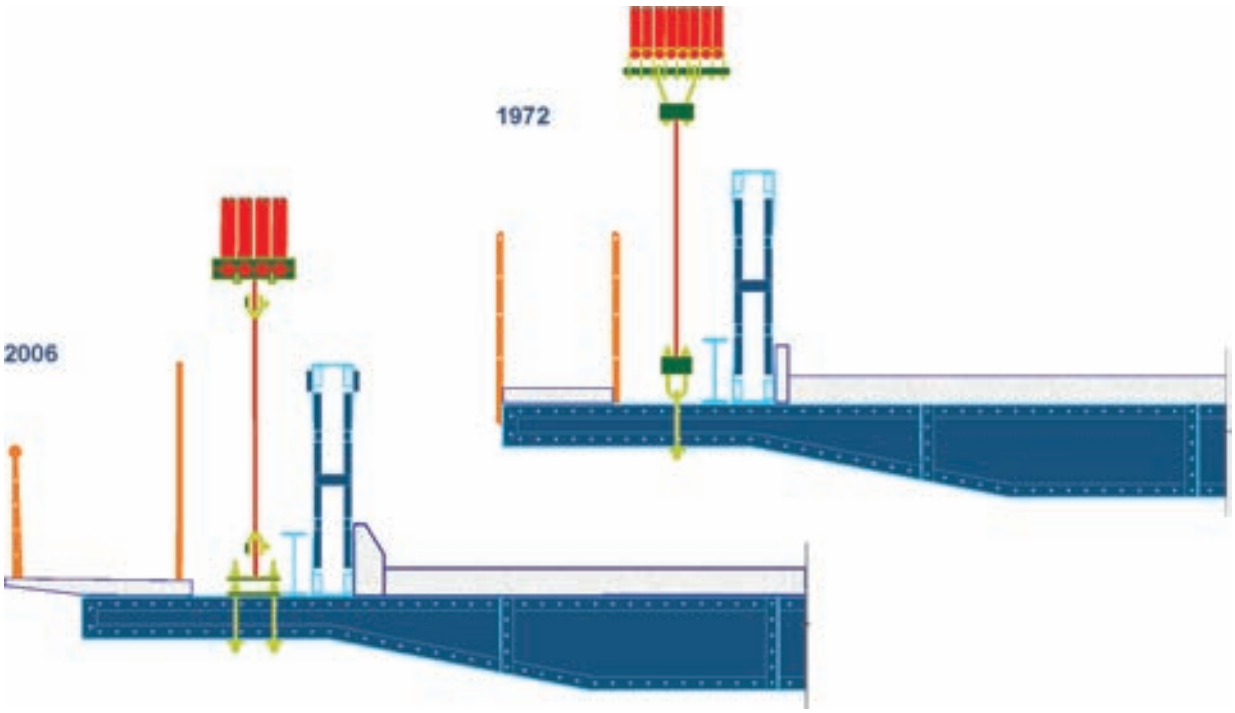


Figura 31. Secciones transversales del puente existente y del nuevo.
Figure 31. Cross sections of the existing and new bridges.

The guy cables will also be replaced as they are also substantially damaged; thus, 41 mm diameter, galvanised steel lock coiled cables have been designed and will be anchored in the blocks, as will the main cables. These anchorages are made of a grill of beams and steel plates.

The saddles, which allow the main cables to pass over the piers, will undergo some alterations to adapt them to the new cable configuration and improve their functionality (Figure 36). Firstly, the side bodies added into each saddle during the 1972 repair will be removed in order to house the two additional suspension cables, as they are no longer necessary, with which Ribera's original configuration is restored. A steel piece is added onto the original cradle supporting the six suspension cables, which will enable the four new cables to be supported and their curvature to be heavily reduced on the support surface, improving their behaviour to fatigue. The connections of the guy cables to the saddle which were made with padlocks, have also been altered so as to adapt them to the new cables and to the new connection technology. Unlike the original design, each stay has been separately anchored in rehabilitating the bridge, taking advantage of the original shaft of the pulleys and using a modern anchorage system. The guide pulleys have also been replaced by cradles with a radius of curvature ostensibly greater than the pulleys' in order to mitigate the harmful effects of that curvature.

The deck end supports which were provided beforehand through the secondary beams, have been transferred to the new support beams. These beams are joined to the new end cross beam and to the next three cross beams existing, being located in the hollow there is between the secondary beam and the sidewalk, and are extended at their ends by entering a support chamber made in the pylon. These chambers are accessible from the roadway through gates located in the sides of the entrance arches to the bridge, and allow man entry for carrying out inspection and maintenance work. A pot bearing guided according to the bridge's longitudinal direction has been fitted at the end of each girder with two locking devices preventing longitudinal movement caused by brusque loads, allowing that for slow loads; these devices will aid in reducing the deck's longitudinal swinging movement that currently occurs when traffic is crossing. The connection between pier and deck at the latter's axis whose mission is to transmit horizontal cross loads now resolved by the supports will be removed.

Light hanger like devices joining the four cables on each side will be fitted in the suspension cables in the stretch between the saddle and the first suspender

Estos anclajes están constituidos por un emparrillado de vigas y chapas.

Las sillas, que permiten el paso de los cables principales sobre las pilas, sufrirán algunas modificaciones para adaptarlas a la nueva configuración de cables y mejorar su funcionalidad (Figura 36). En primer lugar, se han eliminado los cuerpos laterales añadidos en cada silla durante la reparación de 1938 para albergar los dos cables portantes adicionales, dado que no resultan ya necesarios, con lo que se restituye la configuración original de Ribera. Sobre la cuna original de apoyo de los seis cables portantes, se añade una pieza metálica que permitirá el apoyo de los nuevos cuatro cables y reducirá de forma importante la curvatura de los mismos en la superficie de apoyo, mejorando su comportamiento a fatiga. Se han modificado también las uniones de los cables de retenida a la silla, que se realizaban mediante unos candados, para adaptarlas a los nuevos cables y a la nueva tecnología de uniones. En la rehabilitación del puente, a diferencia del proyecto original, se ha anclado cada tirante independientemente, aprovechando el eje original de las poleas y utilizando un sistema moderno de anclaje. También se han sustituido las poleas de desvío por unas cunas con un radio de curvatura ostensiblemente mayor que el de las poleas, a fin de aminorar los efectos nocivos de dicha curvatura.

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

Los apoyos extremos del tablero, que antes se realizaban a través de las vigas secundarias, se han trasladado a las nuevas vigas de apoyo. Dichas vigas se unen a la nueva viga transversal extrema y a las tres siguientes vigas transversales existentes, situándose en el hueco existente entre la viga secundaria y la acera, y se prolongan en sus extremos entrando en una cámara de apoyo que se realiza en el pilono. Dichas cámaras son accesibles desde la calzada, a través de unas puertas situadas en los laterales de los arcos de entrada al puente, y permiten la entrada para la realización de las labores de inspección y mantenimiento. En el extremo de cada viga se ha dispuesto un apoyo de neopreno confinado unidireccional, guiado según la dirección longitudinal del puente, con dos dispositivos bloqueadores que impiden el movimiento longitudinal originado por cargas bruscas, permitiendo el correspondiente a cargas lentas; mediante dichos dispositivos, se reducirá drásticamente el movimiento longitudinal de balanceo del tablero que se produce actualmente al paso del tráfico. Se eliminará la conexión existente entre pila y tablero en el eje de éste, cuya misión de transmisión de las cargas horizontales transversales ahora está resuelta por los apoyos.

En los cables portantes, en el tramo comprendido entre la silla y la primera péndola, se dispondrán unos dispositivos, a modo de perchas ligeras, que unan los cuatro cables de cada lado, para reducir las importantes vibraciones que actualmente se producen por efecto del viento.

5.3. Proceso constructivo

La obra de rehabilitación del puente requiere la realización de una serie de tareas, que deberán ser efectuadas de forma coordinada, dado que la sustitución del sistema de suspensión se realizará con el tablero del puente colgado.

5.3.1. Fases del proceso constructivo

De modo breve y agrupando operaciones, el proceso constructivo se divide en las siguientes fases:

– Demolición de las aceras y de la losa de calzada.

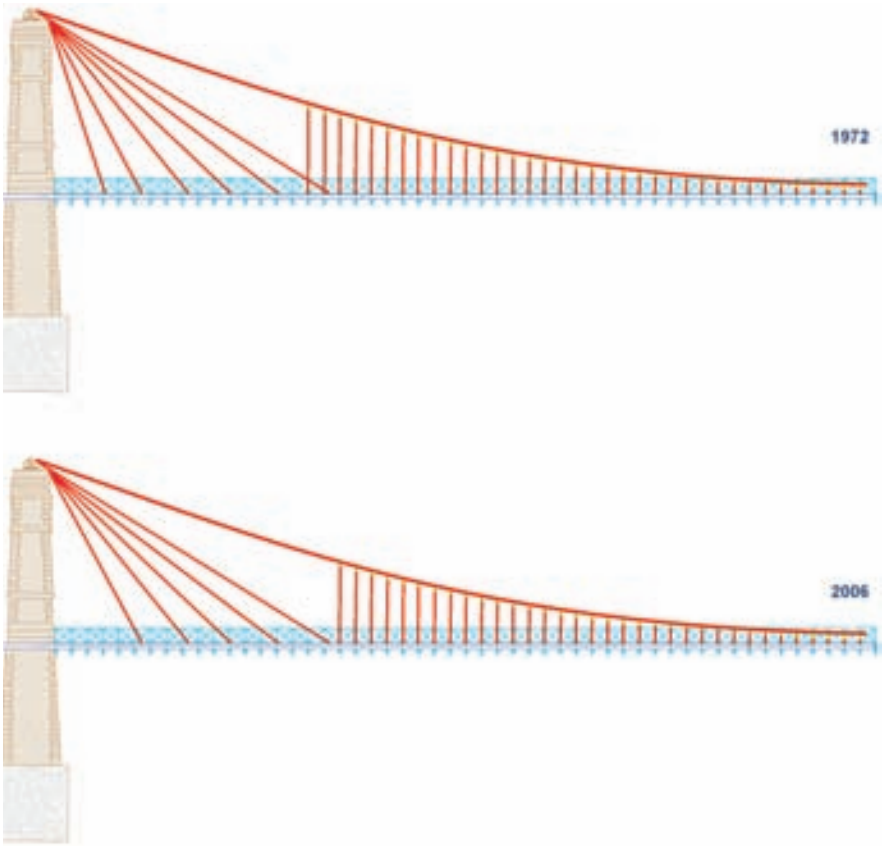


Figura 32. Alzados longitudinales del puente existente y del futuro.
Figure 32. Longitudinal elevations of the existing and future bridges.

in order to reduce their heavy vibrations currently caused by wind effects.

5.3. Construction process

The bridge's rehabilitation work calls for a series of coordinated tasks to be carried out since the suspension system will be replaced with the deck of the suspension bridge.

5.3.1. Construction process phases

In short, grouping operations together, the construction process is divided into the following phases:

– Demolition of the sidewalks and the roadway's slab.

– Rehabilitation of the deck's steel structure: sand blast cleaning, repair and reinforcement of local damage and protective painting. The two cross beams adjacent to the piers are replaced. Removal and replacement of bracing diagonals.

According to the design, demolition of the roadway and repair of the steel structure will be carried out in stretches of five metres, which are four modules between cross girders.

– Rehabilitation of the stiffening beam and the secondary beams: sand blast cleaning, repair of damage, local reinforcements and protection painting.

– Placing the new support beams: making niches in piers, placing support items (blocking devices and pot bearings) and placing the new beams.

– Rebuilding the roadway slab: placing the precast slabs (with sheaths for longitudinal post-tensioned cables), placing of sleeves between sheaths and the passive reinforcement, cast "in situ" between precast slabs and the slab's post-tensioning.

– Replacing the cable system.

– Rebuilding the sidewalks with precast slabs.

– Finishes: in situ kerb construction, placing sumps, deck water proofing, deck and sidewalk paving, placing antivandal fences and railings, cleaning and local repair of pier facings, improving anchorage chamber drainage, lighting, etc.

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

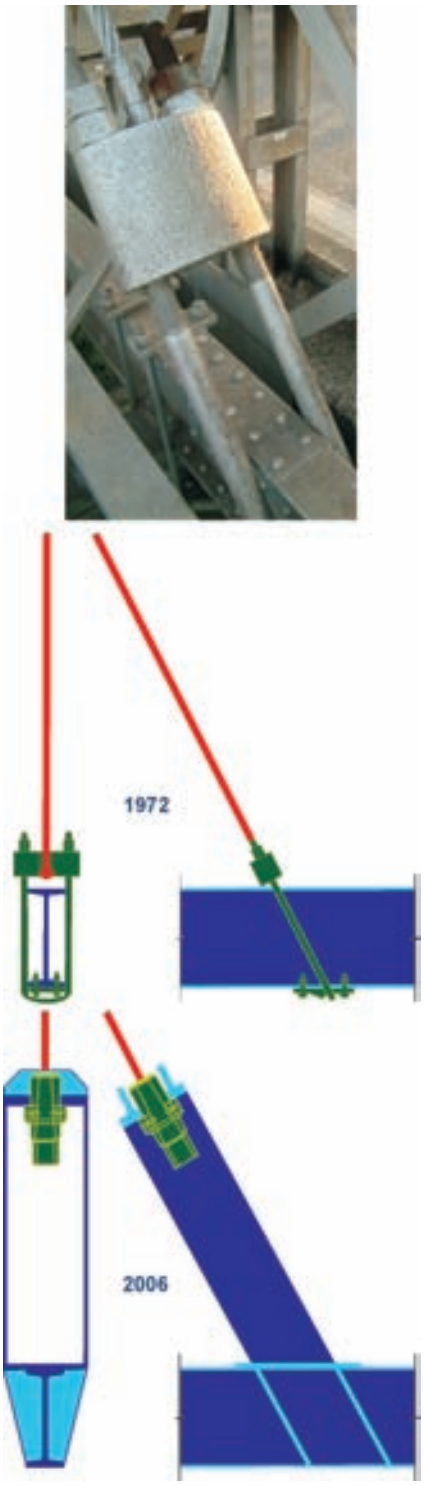


Figura 33. Tirantes antiguos y nuevos.
Figure 33. Old and new stays.

– Final work: deck jack hoisting, final placing of pot bearings and blocking devices, loading of bearings, placing joints and general final levelling.

– Load test.

– Protection of the structure's permanent instrumentation.

– Road marking and painting.

– Opening to traffic.

5.3.2. Cable system replacement

Because of its special interest, the cable system replacement phase is described more in depth.

a) Locking the saddle and placing provisional guys

A saddle locking system will be provided which will allow the saddles a certain amount of longitudinal movement and guys will be fitted, one at each corner of the deck, to immobilise the deck longitudinally and transversally during the cable replacement process.

b) Fitting the provisional support system (transfer suspenders) (Figure 37)

The stress and temperature monitoring instrumentation will first be fitted in the existing structure. It will be necessary to have six provisional support elements on each side of the deck, called transfer suspenders, in order to remove the present cable system. Each of these suspenders will be formed by two hangers that will each collect two cables (of the outermost), and will be connected via a steel structure to one cable that will be the one to enable the system to be operated on (shortening or elongating same). At its bottom end, this cable will be fixed to the deck by a steel structure made of rolled sections which will be supported between two steel cross beams. Strain gauges will be fitted in each of the transfer suspenders, as well as thermo-couples in two of them on each side of the bridge to allow gauge measured stresses to be corrected.

c) Hoisting the deck

The deck will first be freed by cutting the steel connecting structures between it and the piers.

Cable replacement commences by lifting the deck through the transfer suspenders. This work will be synchronised in order to raise the deck evenly on both sides and at both ends to thus avoid asymmetric situations.

– Rehabilitación de la estructura metálica del tablero: limpieza mediante chorro de arena, reparación y refuerzo de daños locales y aplicación de pintura de protección. Sustitución de las dos vigas transversales adyacentes a las pilas. Retirada y reposición de las diagonales de arriostramiento.

Según el proyecto, la demolición de la calzada y la reparación de la estructura metálica se realizarán en batachos de 5 m, que corresponden a cuatro módulos entre vigas transversales.

– Rehabilitación de la viga de rigidez y de las vigas secundarias: limpieza mediante chorro de arena, reparación de daños, refuerzos locales y aplicación de pintura de protección.

– Colocación de las nuevas vigas de apoyo: ejecución de nichos en pilas, colocación de los aparatos de apoyo (bloqueadores y apoyos tipo POT) y colocación de las nuevas vigas.

– Reconstrucción de la losa de calzada: colocación de losas prefabricadas (con vainas para cables postesados longitudinales), colocación de manguitos entre vainas y de la armadura pasiva, hormigonado "in situ" entre losas prefabricadas y postesado de la losa.

– Sustitución del sistema de cables.

– Reconstrucción de las aceras con losas prefabricadas.

– Acabados: construcción de bordillos "in situ", colocación de sumideros, impermeabilización del tablero, pavimentación del tablero y las aceras, colocación de vallas antivandálicas y barandillas, limpieza y reparación local de los paramentos de las pilas, mejora del drenaje de las cámaras de anclaje, iluminación, etc.

– Trabajos finales: izado con gatos del tablero, colocación definitiva de apoyos y amortiguadores, puesta en carga de apoyos, colocación de juntas y nivelación última general.

– Prueba de carga.

– Protección de la instrumentación permanente de la estructura.

– Señalización horizontal y pintura de viales.

– Apertura al tráfico.

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

5.3.2. Sustitución del sistema de cables

Dado su especial interés, se describe más en profundidad la fase de sustitución del sistema de cables.

a) Bloqueo de la silla y colocación de vientos provisionales

Se dispondrá un sistema de bloqueo de las sillas, el cual permitirá cierto movimiento longitudinal de las mismas, y se dispondrán vientos, uno en cada esquina del tablero, para inmovilizar en sentido longitudinal y transversal el tablero durante el proceso de sustitución de los cables.

b) Montaje del sistema de sustentación provisional (péndolas de transferencia)

Previamente se colocará la instrumentación de control de tensiones y temperaturas en la estructura existente. Para proceder a la retirada del sistema de cables actual, será necesario disponer seis elementos de sustentación provisional a cada lado del tablero, que se denominan péndolas de transferencia (Figura 37). Cada una de estas péndolas se materializará mediante dos perchas, que recogerá cada una dos cables (de los más externos), y se conectarán mediante una estructura metálica a un cable que será el que permita actuar sobre el sistema (acortando o alargando el mismo). Este cable, en su extremo inferior, estará fijo al tablero mediante una estructura metálica resuelta con perfiles laminados, que se apoyará entre dos vigas metálicas transversales. Se dispondrán bandas extensométricas en cada una de las péndolas de transferencia, así como termopares, en dos de ellas a cada lado del puente, para permitir corregir las tensiones medidas a través de las bandas.

c) Izado del tablero

En primer lugar, se procederá a liberar el tablero mediante el corte de las es-

It will be raised in such a way as to simultaneously control the state of the load of the transfer suspenders and existing cables, from which they hang, as well as the deck's movements.

The result of this lifting operation will be to completely remove loads from suspenders, stays and the horizontal cable of the existing cable system.

d) Removing existing main cables (1st phase), suspenders, stays and horizontal cable

The four main cables located in the centre saddle area will be freed in the anchorage chambers. Likewise, stays, horizontal cables and all suspenders will be removed.

e) Rehabilitation of the saddle and anchorage grids

Once the four existing cables have been removed (located in the saddle's

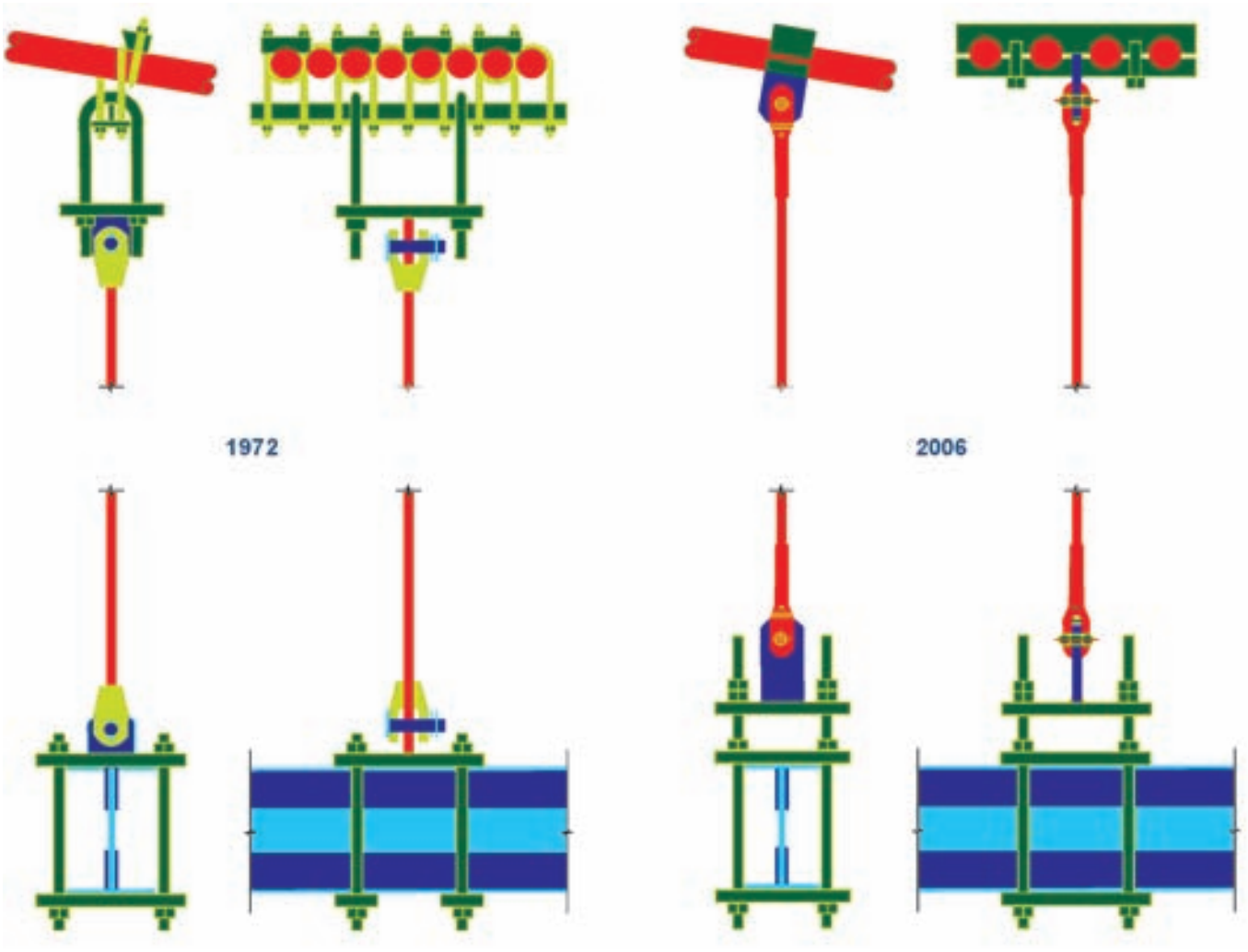


Figura 34. Péndolas antiguas y nuevas.
Figure 34. Old and new suspenders.

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

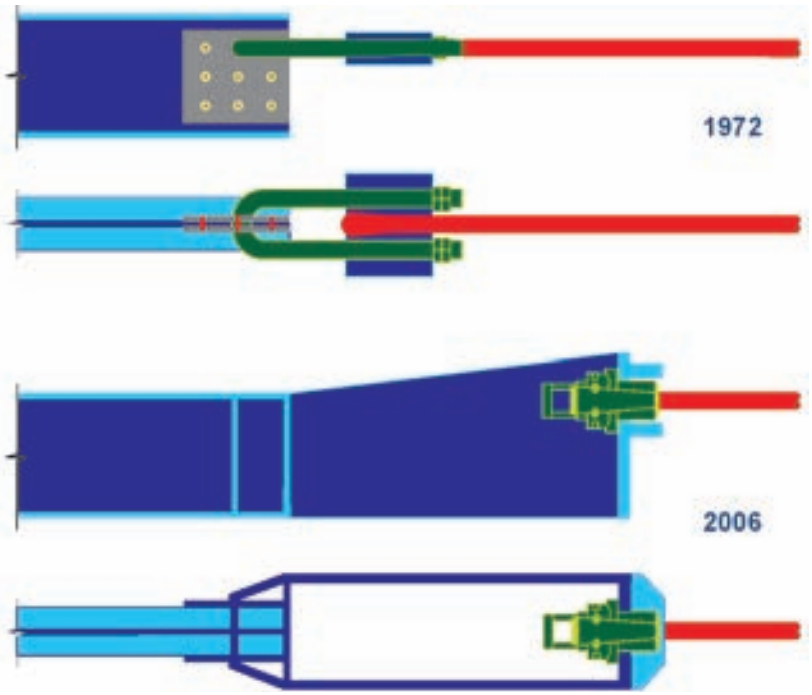


Figura 35. Cable horizontal existente y nuevo.
Figure 35. Existing and new horizontal cable.

tructuras metálicas de conexión entre el mismo y las pilas.

La sustitución de cables se iniciará con el levantamiento del tablero a través de las péndolas de transferencia. Se actuará de forma sincronizada, con objeto de lograr un levantamiento uniforme del tablero, a ambos lados y en ambos extremos, y así evitar situaciones asimétricas del mismo.

El levantamiento se realizará de forma tal que se controle simultáneamente el estado de carga de las péndolas de transferencia y de los cables existentes, de los que cuelgan las mismas, así como los movimientos del tablero.

El resultado de este levantamiento será la descarga total de las péndolas, los tirantes y el cable horizontal del sistema existente de cables.

centre area), the latter will be rehabilitated. The process consists in sand blast cleaning the accessible parts and filling the cradles of the cables removed with putty or epoxy mortar in order to shape a regular surface onto which the new cable support piece will be mounted.

The deflector sheaves will also be removed and replaced by a piece of galvanized machined steel.

f) Fitting the new cables

Once the saddle has been rehabilitated in its central area and the anchorage elements in the chambers, the four new cables will be fitted hoisting them onto the saddles and securing them through the anchor plate heads.

g) Placing the new suspenders, stays and horizontal cable

Once the new cables have been fitted, it will be necessary to adjust the deck's level in order to allow the support system's new elements to be fitted without it being necessary to load them for their placing.

Using the transfer suspender system, the deck can be hoisted up or down to enable the new elements to be fitted.

Strain gauges will be provided in the new elements (main cables, suspenders, stays and horizontal cable), as well as thermocouples in some of them to enable stresses measured through the gauges to be corrected.

h) Loading the new support system

Once the new stays and suspenders have been fitted and connected, loads will be transferred from the existing cables on which the transfer suspenders are supported to the new cables.

This transfer will be accomplished in a synchronised fashion with the purpose of both sides and end of the deck descending in a similar way.

The stresses in the elements and the deck's displacements will be monitored during the whole process enabling any modifications or corrections necessary to be made so as to avoid overloading any of the suspension system's or deck's elements.

i) Removing the main remaining cables existing (2nd phase)

j) Replacing the guy cables

k) Removing the provisional support system and unlocking the saddle

l) General system levelling

d) Retirada de cables principales existentes (1ª fase), péndolas, tirantes y cable horizontal

Se procederá a liberar en las cámaras de anclaje los cuatro cables principales que se sitúan en la zona central de las sillas. Asimismo, se desmontarán los tirantes, los cables horizontales y todas las péndolas.

e) Rehabilitación de la silla y emparrillados de anclaje

Una vez retirados los cuatro cables existentes (situados en la zona central de la silla), se procederá a rehabilitar la silla. El proceso consiste en la limpieza mediante chorro de arena de las partes accesibles y el relleno con una masilla o mortero epoxídico de las cunas de los cables retirados, para conformar una superficie regular sobre la cual disponer la nueva pieza de apoyo de los cables.

También se desmontarán las poleas desviadoras y se sustituirán por una pieza de acero mecanizado galvanizado.

f) Montaje de los nuevos cables

Una vez rehabilitada la silla, en su zona central, y los elementos de anclaje en las cámaras, se procederá a montar los cuatro cables nuevos, izándolos sobre las

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

sillas y fijándolos a través de las mazarotas a las placas de anclaje.

g) Colocación de las nuevas péndolas, tirantes y cable horizontal

Una vez montados los cables nuevos, será necesario realizar un ajuste de la cota del tablero para permitir la colocación de los nuevos elementos del sistema de sustentación, sin que sea necesario ponerlos en carga para su colocación.

Utilizando el sistema de péndolas de transferencia, se podrá alzar o bajar el tablero para permitir la operación de montaje de los nuevos elementos.

Se dispondrán bandas extensométricas en los elementos nuevos (cables principales, péndolas, tirantes y cable horizontal), así como termopares en algunos de ellos, para permitir corregir las tensiones medidas a través de las bandas.

h) Puesta en carga del nuevo sistema de sustentación

Una vez montados y conectados los nuevos tirantes y péndolas, se procederá a realizar la transferencia de las cargas desde los cables existentes en que se apoyan las péndolas de transferencia hacia los nuevos cables.

Esta transferencia se realizará de forma sincronizada, con el objeto de que ambos lados y extremos del tablero desciendan de forma similar.

Durante todo el proceso se controlarán las tensiones de los elementos y los movimientos del tablero; esto permitirá introducir las modificaciones o correcciones necesarias a fin de evitar sobrecargar cualquier elemento del sistema de suspensión o del tablero.

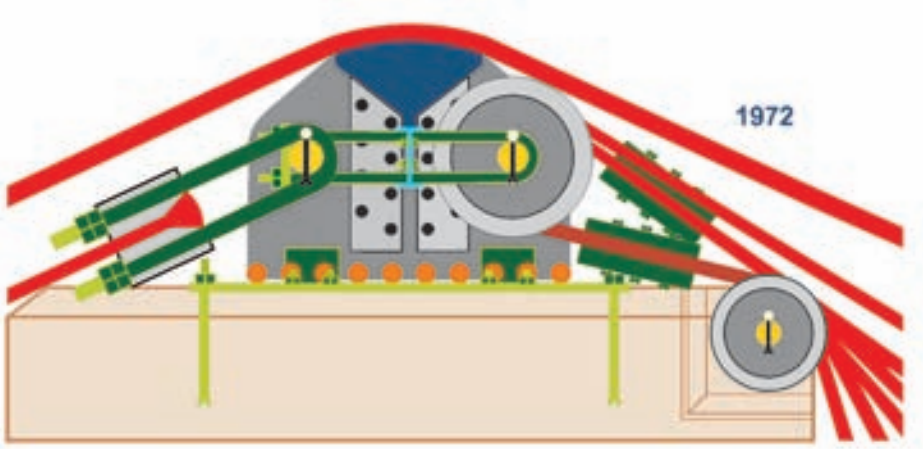
i) Retirada de los restantes cables principales existentes (2ª fase)

j) Sustitución de los cables de retenida

k) Retirada del sistema de sustentación provisional y desbloqueo de la silla

l) Nivelación general del sistema





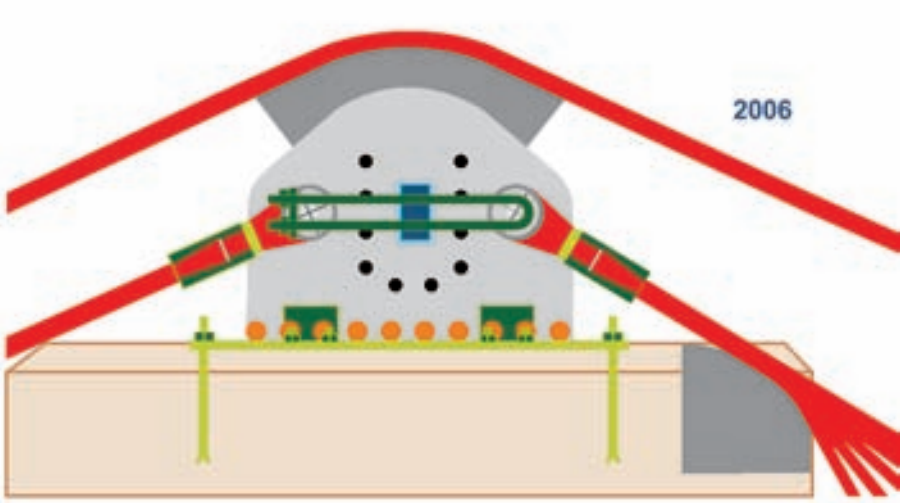


Figura 36. Silla existente y nueva.
Figure 36. Existing and new saddle.

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

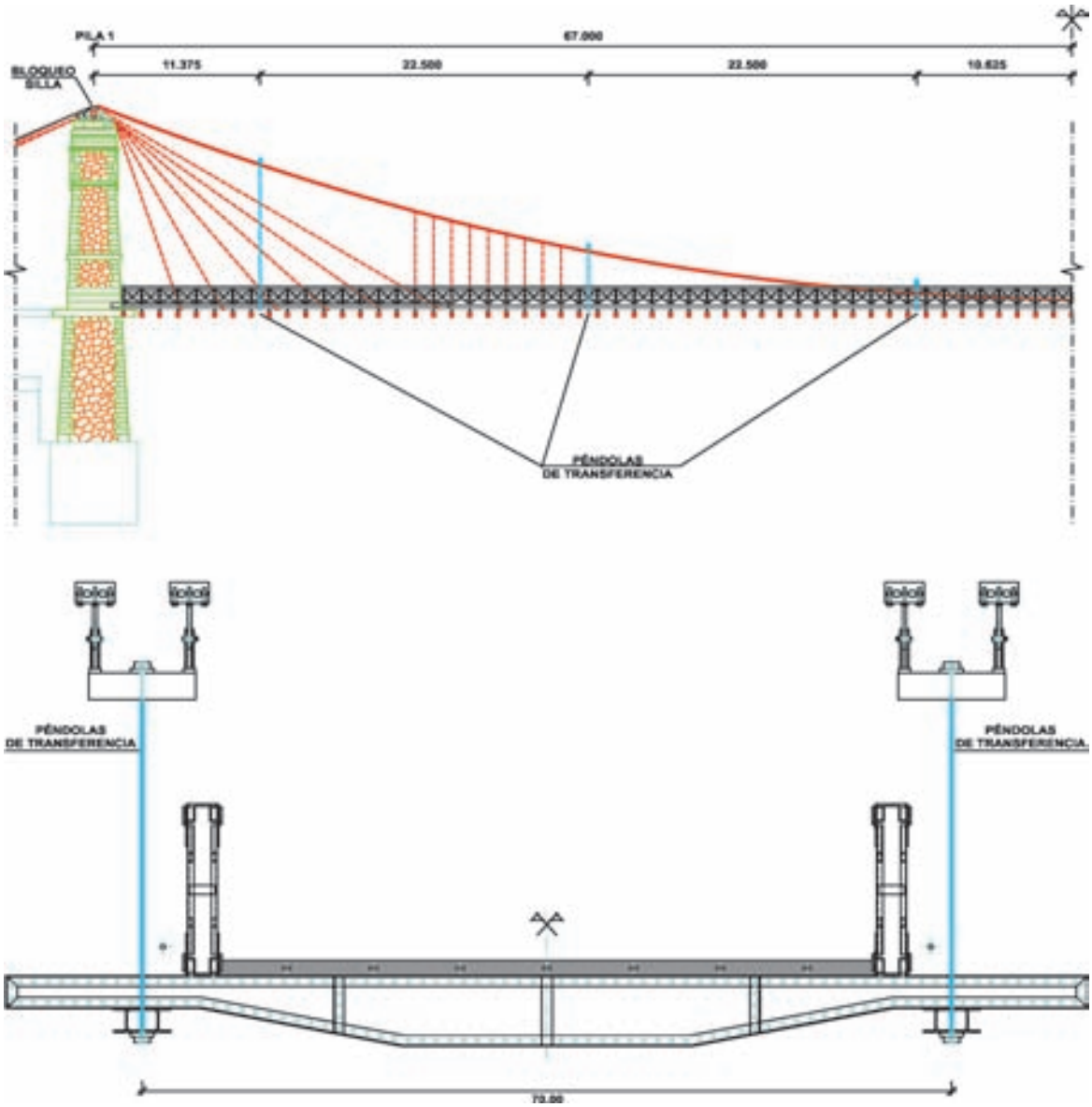


Figura 37. Péndolas de transferencia.
Figure 37. Transfer suspenders.

6. DOCUMENTATION SOURCES

Archive of the Ministry of Development. Paseo de la Castellana, 67. Madrid.

General Archive of the Administration. Puerta Aguadores, 2. Alcalá de Henares. Madrid.

Demarcation of Roads in Tarragona. General Directorate of Roads. Ministry of Development. Plaza de los Carros, 2. 43004 Tarragona.

Museu del Montsiá. C/ Gran Capitá 34. 43870 Amposta (Tarragona).

Centre for Historic Public Works and Urban Development Studies. CEHOPU. C/ Zurbano, 7 - 28010 Madrid.

We are grateful for the collaboration as provided by the foregoing agencies and their staff in searching for documents in order to perform this work.

7. REFERENCES

[1] Ribera Dutaste, José Eugenio. En mi última lección, establezco mi balance profesional. Revista de Obras Públicas – Public Works Magazine - ROP. 1931. Number: 2582.

[2] Ribera Dutaste, José Eugenio. Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona). Revista de Obras Públicas ROP. Public Works Magazine - ROP.- 1914. Numbers: 2039; 2040 and y 2041.

6. FUENTES DE DOCUMENTACIÓN

Archivo del Ministerio de Fomento. Paseo de la Castellana, 67. Madrid.

Archivo General de la Administración. Puerta Aguadores, 2. Alcalá de Henares. Madrid.

Demarcación de Carreteras de Tarragona. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento. Plaza de los Carros, 2. 43004 Tarragona.

Museu del Montsiá. C/ Gran Capitá 34. 43870 Amposta (Tarragona).

Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo. CEHOPU. C/ Zurbano, 7, 28010 Madrid.

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

Agradecemos la colaboración prestada por los citados organismos y su personal en la búsqueda de documentación para la realización de este trabajo.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Ribera Dutaste, José Eugenio. *En mi última lección, establezco mi balance profesional*. Revista de Obras Públicas ROP. Año 1931. Número: 2582.

[2] Ribera Dutaste, José Eugenio. *Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona)*. Revista de Obras Públicas ROP. Año 1914. Números: 2039; 2040 y 2041.

[3] Chías, Pilar; Abad, Tomás. *Puentes de España*. Edita: FCC Fomento de Construcciones y Contratas, S.A. Año 1994.

[4] *J. Eugenio Ribera: Ingeniero de Caminos 1864:1936*. Catalogo de la exposición celebrada en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, junio de 1982.

[5] Gimsing, Niels. *Cable Supported Bridges. Concept & Design*. J. John Wiley & Sons. 1998.

[6] Virlogeux, M., *Recent evolution of cable-stayed bridges*. Engineering Structures, 1999, 21, 737-755.

[7] Walther, R., *Ponts Haubanés*, Presses Polytechniques Romandes, 1988.

[3] Chías, Pilar; Abad, Tomás. Puentes de España. Published by: FCC Fomento de Construcciones y Contratas, S.A. 1994.

[4] J. Eugenio Ribera: Ingeniero de Caminos 1864:1936. Catalogue of the exposition held in the College of Civil Engineers. Madrid, June, 1982.

[5] Gimsing, Niels. Cable Supported Bridges. Concept & Design. J. John Wiley & Sons. 1998.

[6] Virlogeux, M., Recent evolution of cable-stayed bridges. Engineering Structures, 1999, 21, 737-755.

[7] Walther, R., Ponts Haubanés, Presses Polytechniques Romandes, 1988.

FICHA TÉCNICA

Propiedad:	Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. Demarcación de Carreteras de Cataluña
Ingeniero Director:	D. José María Larrea Barona
Inspección Especial:	PROES consultores, S.A. y Geocisa
Proyecto de Rehabilitación:	PROES consultores, S.A.

TECHNICAL INFORMATION

Owner:	*Ministry of Development. Directorate General of Roads Demarcation of Roads in Catalonia*
Managing Engineer:	*Mr. José María Larrea Barona*
Special Inspection:	*PROES consultores, S.A. and Geocisa*
Rehabilitation Design:	*PROES consultores, S.A.*

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






RECONOCIMIENTOS ESPECIALES EN PUENTES:

INSPECCIÓN
AUSCULTACIÓN
MONITORIZACIÓN

GEOCISA

OFICINAS CENTRALES

C/Los Llanos de Jerez 10 y 12 28820 Coslada (Madrid)
Tel. 91 660 30 33 - Fax. 91 671 64 60
www.geocisa.com

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