

Arco de Almonte

Autovía de la Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres

Almonte Arch

La Plata dual carriageway. Hinojal-Cáceres stretch



Guillermo Siegrist Ridruejo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Siegrist y Moreno, S.L.

1. RESUMEN

En este artículo se describe la tipología y proceso de construcción del Puente sobre el Río Almonte, en el Tramo Hinojal – Cáceres, de la Autovía de la Plata N-630, que une Gijón con

Sevilla, terminado de construir en el año 2005. Los arcos se construyeron combinando el avance por voladizos sucesivos con una potente triangulación de perfilería rígida de acero que permitía el tesado de perfiles convencionales. El tablero se ejecutó con autocimbra

1. SUMMARY

This article describes the type and construction process involved in the Bridge over the River Almonte, on the Hinojal – Cáceres Stretch of La Plata N-630 dual carriageway joining Gijón



Fig.1. Viaducto de Almonte.
Fig. 1. Almonte Viaduct.

and Seville, whose construction concluded in 2005. The arches were built by combining the cantilever method with a powerful rigid rolled steel section triangulation which allowed for the tensioning of conventional rolled sections. The deck was built using scaffolding trusses from both ends and everything was real time monitored by efficient instrumentation that made use of state-of-the-art technology.



Fig.2. Embalse de Alcántara en el cruce con la Vía de la Plata.
Fig.2. Alcántara Reservoir at the crossing with the Silver Route.

2. INTRODUCTION

The bridge over the river Almonte (Figure 1) stands out as a unique structure in the Hinojal Junction-North Cáceres stretch of the historic Roman Silver Route (Ruta de la Plata).

Crossing the river in this area is influenced by Alcántara Reservoir, which generates a flood area which may vary between 150 metres of channel at level 210 to about 170 metres at level 218, which is that of maximum storage, depending on the water level (Figure 2).

The Dual Carriageway's grade height above the maximum storage level is about 47 metres, and the plan alignment runs in a straight line and in a concave transition with a 10,500 parameter in elevation.

One of the most emblematic Roman bridges on Mainland Iberia, Alcantará Bridge is located downstream from the reservoir and presented an attractive challenge to the bridge's blending and aesthetics (Figure 3).

A fundamental conditioning factor for studying possible solutions to be

Arco de Almonte. Autovía de la Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres
Almonte Arch. La Plata dual carriageway. Hinojal-Cáceres stretch

adopted for resolving the dual carriageway's crossing was the possibility of placing supports in the water, or not, since the bathymetric surveys obtained showed that the ground slope at flood level is quite steep, reaching ten metres depth fifteen metres from the shore, with respect to the maximum storage level.

Moreover, the decision was made not to place the bottom footing level below level 210, so as not to have problems with building these footings and to ensure the performance term's fulfilment.

The foregoing led to a large span being designed over the reservoir, varying between levels 210 and 218, depending on the level at which the footings were built, making it imperative to consider the cost of protection measures to prevent the work area from being flooded.

desde ambos extremos, y todo ello fue controlado en tiempo real por una eficaz instrumentación que hacía uso de la más moderna tecnología.

2. INTRODUCCIÓN

En el tramo Enlace de Hinojal-Cáceres Norte, de la histórica Ruta de la Plata romana destaca, como estructura singular, el puente sobre el río Almonte (Figura 1).

En esta zona, el paso sobre el río se ve influenciado por la existencia del Embalse de Alcántara, que genera una zona inundada que, dependiendo del nivel del agua, puede oscilar entre unos 150 metros de cauce a la cota 210, hasta unos 170 metros a la cota 218, que es de máximo embalse (Figura 2).

La altura de la rasante de la Autovía sobre la cota de máximo embalse es de unos 47 metros, desarrollándose el trazado en planta en recta, y en alzado en acuerdo cóncavo de parámetro 10.500.

Aguas abajo del embalse se encuentra uno de los puentes romanos más emblemáticos de la Península, el Puente de Alcántara, lo cual presentaba un sugerente reto hacia la integración y la estética del puente (Figura 3).



Fig.3. Puente Romano de Alcántara
Fig.3. Alcántara Roman Bridge



Fig.4. Máximo nivel del embalse, en construcción.
Fig.4. Maximum level of the reservoir, under construction.

Un condicionante fundamental para estudiar las posibles soluciones a adoptar para resolver el paso de la autovía, era la posibilidad o no de disponer apoyos dentro del agua, ya que, las batimétricas obtenidas indicaban que la pendiente del terreno en la cota de inundación es bastante pronunciada, alcanzando diez metros de profundidad a quince metros de la orilla, respecto a la cota de máximo embalse.

Por otro lado se adoptó la decisión de no poner la cota inferior de zapatas por debajo de la cota 210, para no tener dificultades en cuanto a la ejecución de estos elementos, y asegurar los plazos de ejecución.

Todo lo anterior condujo a disponer una luz importante en el vano sobre el embalse, variable, dependiendo de la cota a que se dispusiesen las zapatas, entre la 210 y la 218, haciendo imprescindible considerar el costo de las medidas de protección para impedir la inundación de la zona de trabajo.

Como consecuencia del estudio de soluciones realizado (véase apartado 3), se decidió adoptar una solución en puente arco de tablero superior, cimentando las zapatas del arco a la cota 214,00, siendo la de máximo embalse la 218,00, con lo que la cota mínima del arco en el arranque es la 220,934, muy por encima de la cota de máximo embalse, asegurando de esta forma la

posibilidad de construir el arco aún en el caso de niveles altos del agua (Figuras 4 y 5).

3. SOLUCIONES ESTUDIADAS

3.1. Descripción de las Soluciones Estudiadas

Una vez definido el orden de magnitud de la luz principal y tratando de

As a result of the study carried out on solutions (see section 3), it was decided to adopt a deck arch bridge solution, with the arch footing foundations at level 214.00, with maximum storage level being 218.00, with which the minimum level of the arch at the springing is 220.934, far above the maximum storage level, thus ensuring the possibility of building the arch even in the event of high water levels (Figures 4 and 5).

3. SOLUTIONS STUDIED

3.1. Description of the Solutions Studied

Once the order of magnitude of the main span had been defined and in an endeavour to make the construction of the deck independent of the bottom ground, 8 possible solutions which can be grouped into the following types were studied:

- A. Deck arch bridge, built with the cantilever method.
- B. Frame bridge or straight span built by the cantilever method.
- c. Stayed bridge, built by the cantilever method.

Four (4) alternatives were studied for the deck arch bridge (solution A), with one structure for each carriageway. It



Fig.5. Máximo nivel del embalse, en construcción.
Fig.5. Maximum level of the reservoir, under construction.

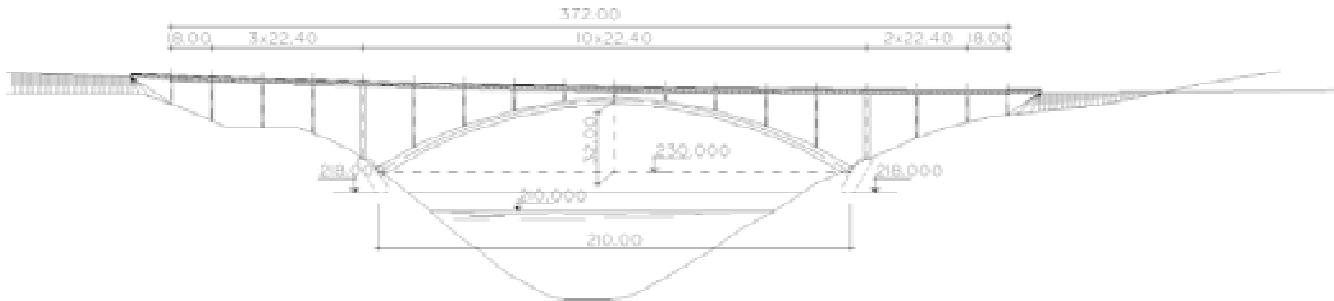


Fig.6. Arco tablero superior. Solución A: Variante de arco en cajón de hormigón armado con luz máxima.
Fig.6. Deck arch bridge. Solution A: Variant of a reinforced concrete box arch with maximum span.

was estimated that when circumstances as occurred in this case concur, with a steep sided V shaped valley site in rocky ground with good characteristics for foundations, this was the most suitable solution both structurally and aesthetically (Figure 6).

Solutions were discussed in the first three for the reinforced concrete box arch for different arch footing foundation levels, between 210 and 218 of maximum storage, which lead to spans between 170 and 210 metres. The arch thickness varied in them all, whilst each arch had a constant width, the same as the bottom width of the decks.

A fourth variant was also studied with mixed arches, with a steel U section, that served as an outside formwork for the concrete poured once the metal arch had been built (Figure 7). The arch's

outside dimensions were the same as in the reinforced concrete, 184 metres span variant, and inside, expanded polystyrene weight relieving cylinders were placed.

It was planned to build the arch in the four variants by the cantilever system, staying from two towers built on the piers located at the arch springings, with their relevant retaining cables, in order to balance the horizontal loads on the provisional towers. These retaining cables were anchored in the access pier and abutment footings. The provisional towers were transversally guyed to ensure their stability in this direction.

Once the arches had been built and the provisional stayings had been removed, the piers were constructed with climbing formwork and the deck span by span using advance carriages

independizar la construcción del tablero del terreno inferior, se estudiaron 8 posibles soluciones, que pueden agruparse en las tres tipologías siguientes:

- A. Puente arco, de tablero superior, construido por avance en voladizo sucesivo.
- B. Puente pórtico o tramo recto construido por avance en voladizo sucesivo.
- C. Puente atirantado, construido por avance en voladizo sucesivo.

Se estudiaron 4 variantes correspondientes al puente arco de tablero superior (solución A), con una estructura para cada calzada. Se estimó que, cuando concurren las circunstancias que se dieron en este caso, de una cerrada en V con laderas escarpadas, en un terreno rocoso de buenas características para cimentaciones, era la solución más adecuada, tanto estructural como estéticamente (Figura 6).

En las tres primeras se barajaron soluciones para el arco en cajón de hormigón armado para diferentes cotas de cimentación de las zapatas del arco, entre la 210 y la 218 de máximo embalse, que obligaban a unas luces comprendidas entre los 170 y los 210 metros. En todas ellas el canto del arco era variable, mientras que cada arco tenía una anchura constante, la misma que la anchura inferior de los tableros.

Se estudió asimismo una cuarta variante con arcos mixtos, con sección en U de acero que servían de encofrado exterior al hormigón que se vertía una vez construido el arco metálico (Figura 7). Las dimensiones exteriores del arco eran las mismas que en la variante de 184 metros de luz de hormigón armado,

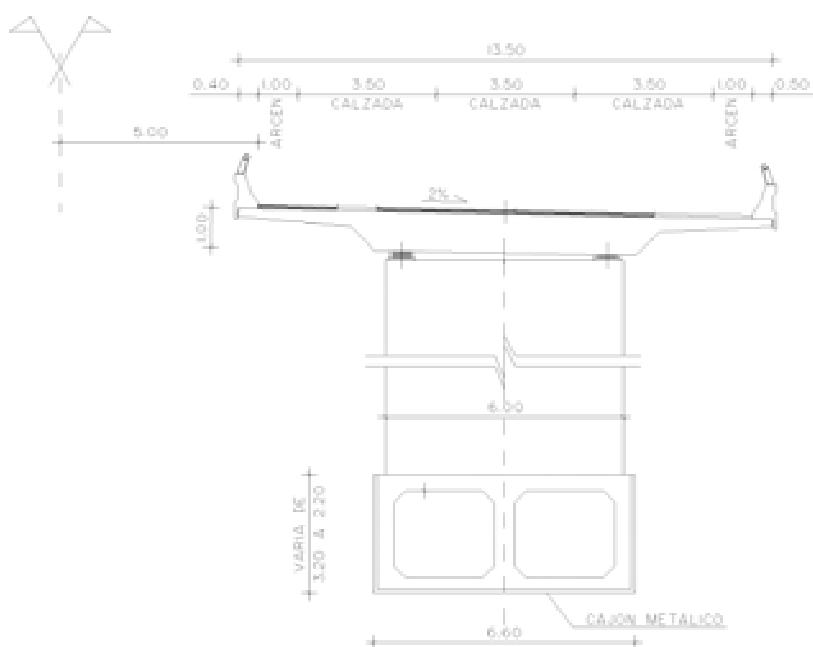


Fig.7. Solución A: variante de arco mixto de tablero superior.
Fig.7. Solution A: mixed deck arch variant.

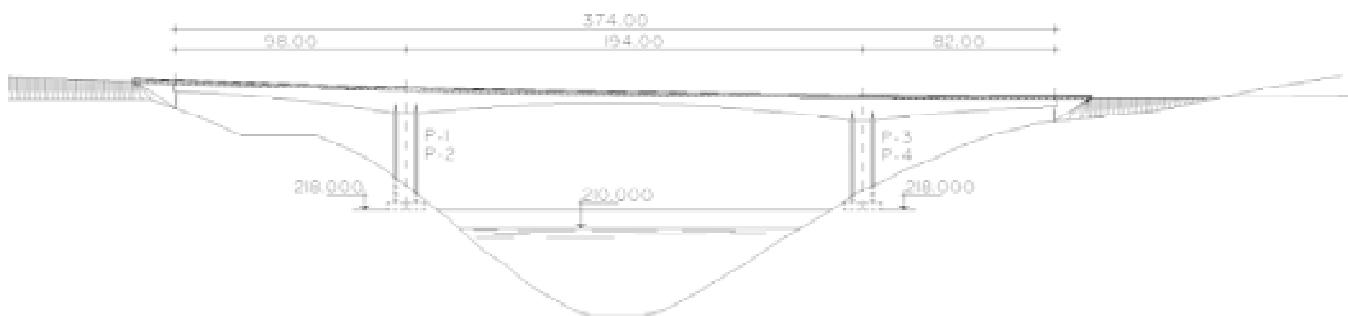


Fig.8. Solución B: variante en puente pórtico de máxima luz.
 Fig.8. Solution B: maximum span frame bridge variant.

y se disponían aligeramientos interiores de poliestireno expandido.

En las cuatro variantes se previó la construcción del arco en voladizo sucesivo, atirantando desde dos torres instaladas sobre las pilas situadas en los arranques del arco, con sus correspondientes cables de retenida, para equilibrar las cargas horizontales sobre las torres provisionales. Estos cables de retenida se anclaban en las zapatas de las pilas de los accesos y de los estribos. Los pilones provisionales se venteaban transversalmente para asegurar su estabilidad en esta dirección.

Una vez construidos los arcos y suprimidos los atirantamientos provisionales, se construían las pilas con encofrados trepantes, y el tablero vano a vano mediante carros de avance que llevan incorporados cerchas de lanzamiento de unos 45 metros de longitud.

En cuanto a la tipología de puente pórtico construido por avance en voladizo sucesivo (solución B), se estudiaron tres variantes.

Esta solución, dependiendo de que las zapatas de las pilas se dispusiesen a las cotas 218, 214 ó 210, y suficientemente empotradas en el terreno para admitir cargas de cimentación elevadas, daba lugar a luces de 194, 182 y 172 metros respectivamente, con tableros de sección cajón de hormigón pretensado de canto variable parabólicamente, según las diversas luces (Figura 8).

La construcción de las pilas se efectuaba mediante encofrados trepantes, de unos 5 metros de altura y los tableros se construían por avance en voladizo sucesivo, hormigonando sobre cimbra una zona de 13 metros sobre las pilas tabique, y avanzando mediante dovelas hormigonadas sobre carro de avance.

Finalmente se estudió una quinta y última variante de la solución A correspondiente a un puente arco único, habiendo reducido la anchura de media en las dos calzadas, de forma que quedaba una estructura de 26.50 metros de anchura total, correspondientes, en primera y segunda fase, a una distribución de calzadas, arcenes, cebreados y apoyos de barreras exteriores igual a las de las soluciones de estructura doble, y dejando 0,50 metros en el centro para disponer una barrera rígida doble entre ambas circulaciones.

Se estudió el caso de disponer las zapatas del arco a la cota 214, para compararlo con las variantes de arco doble y de puente en estructura pórtico que tenían las cotas de zapatas a la misma altura, con la misma luz que en la solución A – variante 2 y una sección para el arco, en hormigón armado, en cajón monocelular (Figura 9).

El tablero era un cajón, también monocelular, de hormigón pretensado,

which have launching frames incorporated about 45 metres long.

Three variants were examined for the type of frame bridge built by the cantilever system (solution B).

Depending on whether the pier footings were built at levels 218, 214 or 210, sufficiently embedded in the ground to take heavy foundation loads, this solution gave rise to spans of respectively 194, 182 and 172 metres, with prestressed concrete box section decks, parabolically varying in thickness, according to the various spans (Figure 8).

The piers were built using climbing formwork, about 5 metres high, and the decks were built by the cantilever method, concreting an area of 13 metres on centring on the partition piers, and advancing by means of segments concreted on the advance carriage.

Finally, a fifth and last variant of solution A was studied, a single arch

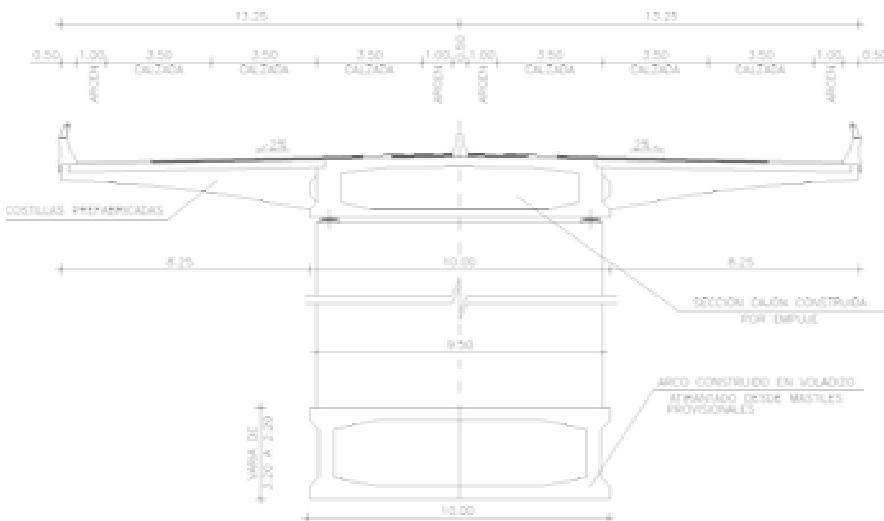


Fig.9. Solución A: variante en arco único de tablero superior.
 Fig.9. Solution A: single deck arch.

bridge, having reduced the middle reservation width in the two carriageways so that a structure 26.50 m overall width remained, with a distribution of carriageways, hard shoulders, road markings and outside barrier supports in a first and second phase the same as those of the double structure solution and leaving 0.50 metres in the centre for fitting a rigid, double barrier between both traffic carriageways.

The case of building the arch footings at level 214 was studied, so as to compare it with the double arch and frame structure bridge variants which had the footing levels at the same height, with the same span as in solution A – variant 2 - and a section for the arch in reinforced concrete in a single cell box (Figure 9).

The deck was also a single cell box, in prestressed concrete, continuous and aided by precast side ribs serving to complete the 26.50 metres top width.

In the designers' opinion, the stayed solution (solution C) was not the most suitable for this range of spans since it was clearly more expensive than the foregoing two and, moreover, did not fit in well with very rough ground and steep sides as happened in this case, but on the other hand, would have been better on flat ground and a low grade height over the ground as this would enable the thickness of the deck in the frame or straight span solution to be reduced.

3.2. Comparative Analysis of the Solutions

The least expensive solution as regards the financial aspect was the double structure in a 170 metre span concrete arch bridge with footings at level 210, followed by the single bridge solution in a 180 metres span concrete arch, with foundations at level 214, with the concrete arch solutions becoming more expensive as the span increases when raising the foundation level of the footings. The mixed arch was, in turn, a little more expensive than the concrete arch, 3.5% difference between the two double arches with 180 metres span, with foundations at level 214.

The frame bridge solutions, building the deck by the cantilever system, proved more expensive than arch

bridges with foundations at the same levels, with the percentage difference increasing as the span diminished, from 4.3% for structures with foundations at level 218, to 8.3% for structures at level 210. This is due to the fact that the whole deck is expensive in these solutions, since long spans are maintained over the whole length and in arch bridge solutions, decks are much less expensive and their importance in the total cost increases as the arch span decreases.

In any event, the differences do not prove to be very large, with a 14.8% difference between the most expensive solution, which is the two frame structures of 194 metres span, and the least expensive, which is the 2 concrete arch structures with 170 metres span. The difference was really small and, at those values, it could not be ensured that the order in which the eight structures were placed was right, since it would depend a lot on the equipment the construction company had.

In the construction aspect, the solutions of a frame bridge built with the cantilever method was simpler to build than the solutions of an arch bridge with staying from provisional towers, that brought with it a series of quite delicate tensioning and detensioning operations, calling for highly skilled labour. However, it must not be forgotten that the straight span bridge with the longest span built in Spain by the cantilever system was Almaraz over the river Tagus on the Navalmaral-Jaraicejo stretch of the A-5 Madrid to Badajoz dual carriageway with a 175 metres central span, and, therefore, two of the solutions would be a record in Spain. Furthermore, the density of steel, both prestressed and passive, is very important in these decks, making their construction very difficult. In their favour was the fact that this is a construction method very well known to Spanish construction firms which have built quite a few bridges of this type.

The advantage of frame solutions over arch bridge solutions was greater as regards the performance term, although the total term for the arch solutions when a double viaduct is involved could be reduced by removing the self-bearing trusses whilst the arch of the first structure is being built, in order to build the access spans of the

continuo ayudado por costillas laterales prefabricadas que servían para completar los 26,50 metros de ancho superior.

En cuanto a la solución atrapada (solución C) se consideró, en opinión de los proyectistas, que no era la más adecuada para este rango de luces, ya que era claramente más cara que las dos anteriores y por otra parte no encajaba muy bien en un terreno muy accidentado, con laderas escarpadas como ocurría en este caso, y sí, en cambio, hubiera quedado mejor en un terreno llano y con altura de rasante reducida sobre el terreno, ya que permitía disminuir mucho el canto del tablero de la solución de pórtico o tramo recto.

3.2. Análisis Comparativo de las Soluciones

En cuanto al aspecto económico se refiere, la solución más económica era la estructura doble, en puente arco de hormigón, de 170 metros de luz, con zapatas a la cota 210, seguida de la solución en puente único, en arco de hormigón de 180 metros de luz, cimentado a la cota 214, encareciéndose las soluciones arco de hormigón a medida que, al subir la cota de cimentación de las zapatas aumenta la luz. A su vez, el arco mixto era un poco más caro que el arco de hormigón, un 3,5% de diferencia entre los dos arcos dobles de 180 metros de luz, cimentados a la cota 214.

Las soluciones de puente pórtico, construyendo el tablero por voladizos sucesivos, resultaron más caras que las correspondientes a puentes arco cimentadas a los mismos niveles, aumentando la diferencia porcentual a medida que disminuye la luz, pasando de un 4,3% para estructuras cimentadas a la cota 218, al 8,3% para estructuras cimentadas a la cota 210. Y ello es debido a que en estas soluciones, todo el tablero es caro, pues se mantienen luces importantes en toda la longitud, y en las soluciones de puente arco, los tableros son mucho más baratos, y su importancia en la composición del costo total aumenta a medida que disminuye la luz del arco.

En cualquier caso, las diferencias no resultaron muy importantes, habiendo una diferencia del 14,8% entre la solución más cara, que es la de dos estructuras en pórtico de 194 metros de luz, y la más barata, que es la de 2 estructuras en

arco de hormigón de 170 metros de luz. Realmente la diferencia era pequeña y, en esos valores, no podía asegurarse que el orden dado a las ocho estructuras fuese el verdadero, ya que dependería mucho de los medios con que contase la empresa constructora.

En el aspecto constructivo, las soluciones de puente pórtico construido por voladizos sucesivos, eran más simples de construcción que las soluciones de puente arco, con atirantamientos desde pilones provisionales, que conllevaban una serie de operaciones de tesado y destesado bastante delicadas, y que exigían una mano de obra muy especializada. Ahora bien, no hay que olvidar que el puente de tramo recto de vano más largo construido en España por avance en voladizo sucesivo, era el de Almaraz, sobre el río Tajo, en el tramo Naval-moral-Jaraicejo, de la Autovía A-5, de Madrid a Badajoz, con un vano central de 175 metros de luz, por lo que dos de las soluciones serían récord en España. Además, la densidad de acero, tanto de pretensado como pasivo, es muy importante en estos tableros, dificultando mucho la ejecución de los mismos. Tenían en su favor que es un método constructivo muy conocido por las empresas constructoras españolas, que han realizado bastantes puentes de esta tipología.

En lo que se refiere al plazo de ejecución, la ventaja de las soluciones pórtico frente a las de puente arco era mayor, si bien el plazo total de las soluciones arco cuando se trata de un viaducto doble se podría reducir desmontando las cerchas autoportantes mientras se está construyendo el arco de la primera estructura, para construir los vanos de acceso de la segunda estructura, con lo que la diferencia con las soluciones pórtico sería muy pequeña o nula.

Atendiendo al aspecto estético, las soluciones en puente arco eran, en principio, superiores a las de tipo pórtico, aunque estas últimas, con las dimensiones indicadas, tenían una gran diafanidad (Figura 10).

De todas formas, la expresividad de aquéllas, resultaba superior a la de estas últimas, con la idea de salto que lleva implícito el arco, aunque, en este caso, la longitud de los accesos, en especial el de la margen izquierda, disminuía la superioridad estética de estas soluciones (Figura 11).

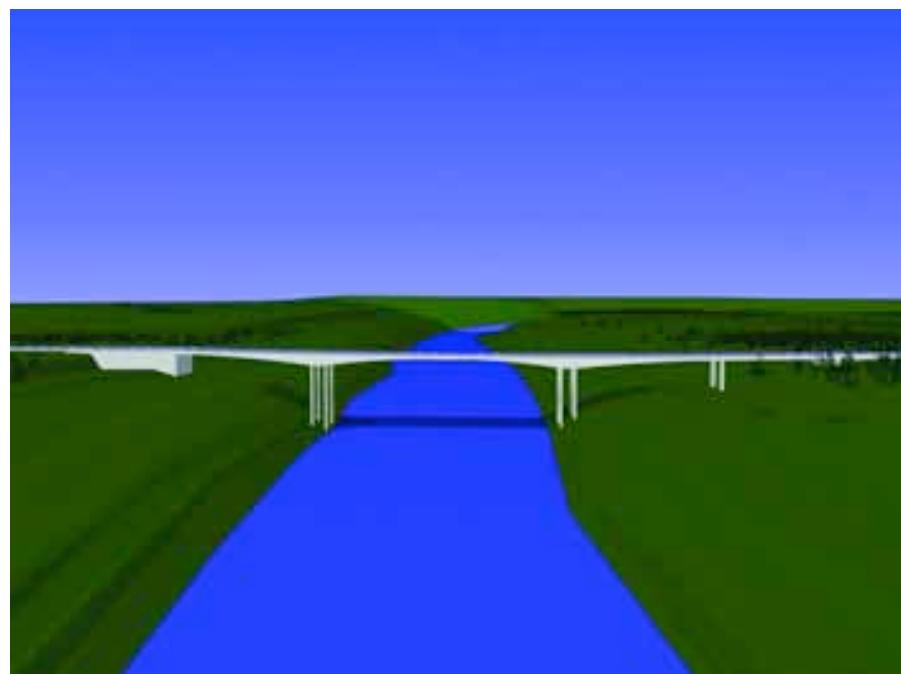


Fig.10. La solución en voladizos aportaba gran diafanidad.
Fig. 10. The cantilever solution provided great transparency.

3.3. Solución Elegida

Aunque en principio, la solución de puente arco único cimentado a la cota 214, parece muy atractiva, con un presupuesto igual, prácticamente, al de la solución en doble arco de 170 metros de luz que es la más barata, y con un riesgo de inundación de las cimentaciones bastante reducido, pues esta cota sólo estaba cuatro metros por debajo de la de máximo embalse, se desechó ya que tenía dos inconvenientes importantes, como son la reducción de mediana, que obligaba a hacer unas transiciones del ancho de la misma antes y después del viaducto y, sobre todo, el no poder dar

second structure, with which the difference with frame solutions would be very small or nil.

As regards the aesthetic aspect, arch solutions were initially superior to the frame type although the latter was greatly diaphanous with the dimensions given (Figure 10).

In any event, the expressivity of the former proved far superior to the latter's, with the idea of a leap the arch bears implicit with it, although, in this case, the access lengths reduced the aesthetic superiority of these solutions, particularly the left hand side's (Figure 11).

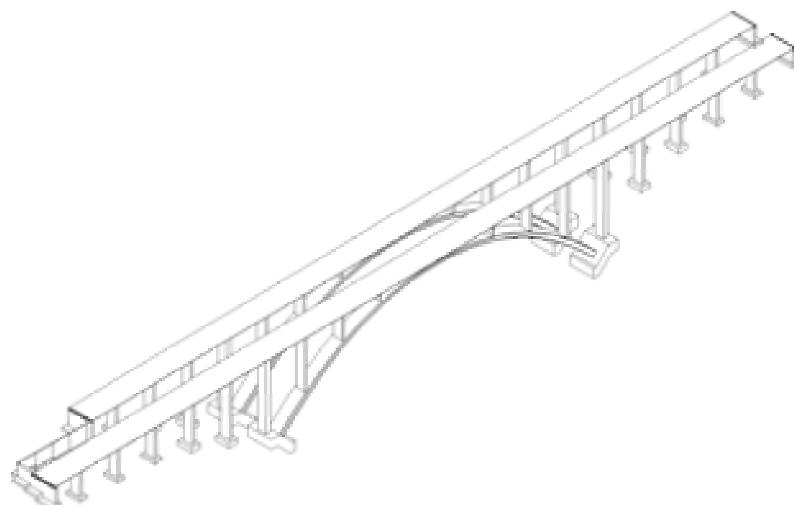


Fig.11. Solución en Arco escogida
Fig.11. Arch solution chosen.

3.3. Solution Chosen

Although, initially, the single arch solution with foundations at level 214 would seem most attractive, with an estimated cost practically the same as the double arch with 170 metres span which is the least expensive and with a quite low foundation flooding risk since this level was only four metres below the maximum storage's, it was rejected since it had two major problems, the reduction in the middle reservation, which forced transitions of its width to be made before and after the viaduct and, particularly, not being able to allow site traffic to travel on it until it were completely concluded, as against the two structure solutions, where they could be opened to site traffic as soon as the first was finished, with the advantage of having the two parts of the span connected to expedite its construction. Likewise, there was the possibility of bringing one carriageway into service, without the complete span being finished.

The two concrete arch structures with a 180 metres span and foundations at level 214 were thus proposed as the solution to be undertaken, with much less risk of flooding than that with foundations at level 210, which was the least expensive, and only 2.6% more expensive than the latter. In addition, it had the advantage over the mixed, concrete arch variant of requiring less upkeep and blending better into the surrounding landscape, as a totally stone solution.

4. SOLUTION DESIGNED

Two structures were designed, one for each carriageway, with a width of 13.50 metres, with two 3.50 metre lanes, right shoulder of 2.50 and left of 1.00 metres, with a road marked area of 2.00 metres and two end areas of 0.50 metres for locating the rigid barriers. Thus, in a future extension to three lanes, there will be three 3.50 metre lanes and two 1.00 metre shoulders.

4.1. Arch

The arches for both carriageways are identical, with 184 metres span and 42 metres deflection, and, therefore, the sag/span ratio is 1/4.38, very suitable for an arch of this size (Figures 12 and 13).

The section is a single cell box with a thickness varying linearly between 3.00 metres at springings and 1.80 metres at the crown, with slenderness ratios of 1/61.33 and 1/102.22. The width is kept constant at 6.00 metres, with 0.35 metre web and top and bottom slab thicknesses, and tapered beams in the slabs 0.50 metres long and 0.30 metres thick inside and, 0.30x0.30 outside, with which the overall width of the slabs is 6.60 metres (Figure 14). Thus, two lines are drawn delimiting the arch's thickness. The section becomes solid in the initial metre of both springings and in the areas where the piers that load directly onto the arch, are embedded, leaving circular

paso al tráfico de obra por el viaducto hasta que no estuviese completamente terminado, frente a las soluciones de dos estructuras, en las que se podía abrir al tráfico de obra en cuanto estuviese acabada la primera, con la ventaja que supone el tener conectadas las dos partes del tramo para agilizar la construcción del mismo. Asimismo, cabía la posibilidad de poner en servicio una calzada, sin tener finalizado el tramo completo.

Por todo ello se propuso como solución a desarrollar, la de dos estructuras en arco de hormigón de 180 metros de luz, cimentados a la cota 214, con mucho menor riesgo de inundación que la cimentada a la cota 210, que era la más barata, y sólo un 2,6% más cara que ésta. Además, tenía la ventaja sobre la variante en arco mixto de hormigón, de exigir menos conservación y quedar mejor integrada en el paisaje circundante como solución totalmente pétrea.

4. SOLUCION PROYECTADA

Se proyectaron dos estructuras, una para cada calzada, con una anchura de 13,50 metros, correspondientes a dos carriles de 3,50 metros, arcén derecho de 2,50 e izquierdo de 1,00 metro, con una zona cebreada de 2,00 metros y dos zonas extremas de 0,50 metros para ubicación de las barreras rígidas. De esta forma, en una futura ampliación a tres carriles, quedarán tres carriles de 3,50 metros y dos arcenes de 1,00 metro.

4.1. Arco

Los arcos para ambas calzadas son idénticos, de 184 metros de luz y 42 metros de flecha, por lo que queda una relación de rebajamiento de 1/4,38, muy adecuada para un arco de esta envergadura (Figuras 12 y 13).

La sección es en cajón monocelular, con canto variable linealmente entre 3,00 metros en arranques y 1,80 metros en clave, con relaciones de esbeltez de 1/61,33 y 1/102,22. El ancho se mantiene constante, de 6,00 metros, con espesores de almas y losas superior e inferior de 0,35 metros, y unas cartelas en estas últimas de 0,50 metros de longitud y 0,30 metros de espesor en el interior, que en el exterior son de 0,30x0,30, con lo que el ancho total de las losas es de

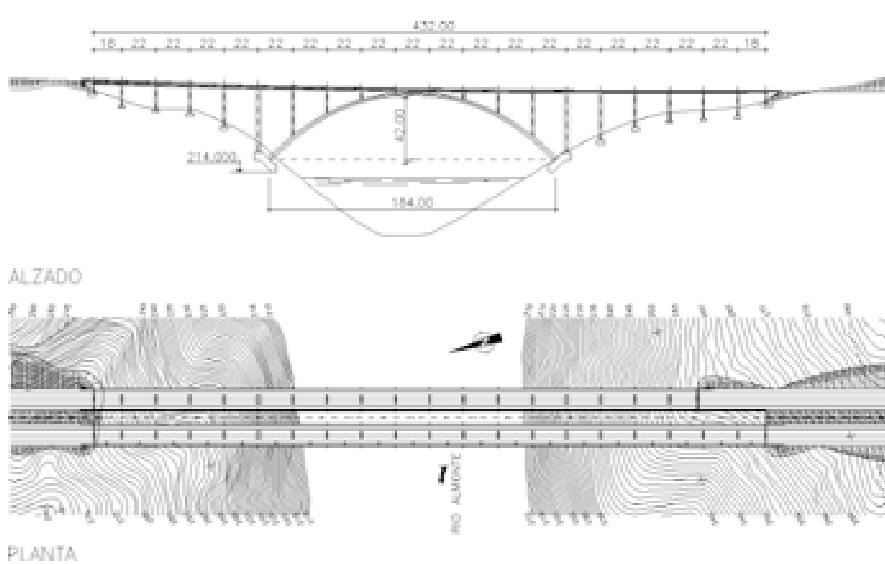


Fig.12. Solución Proyectada: Planta y Alzado generales.
Fig.12. Solution Designed: General Plan and Elevation.

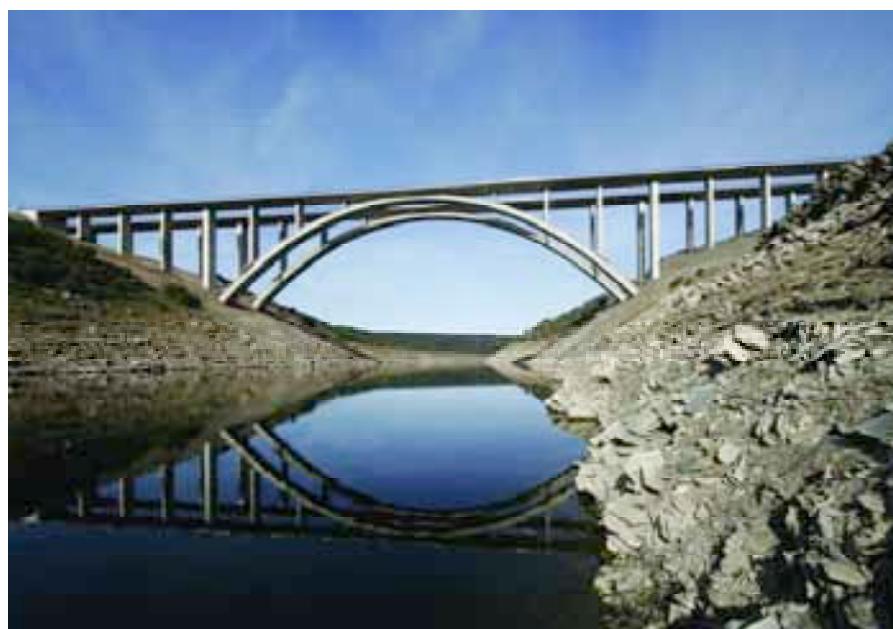


Fig.13. Solución Construida: Vista general.
 Fig.13. Solution Built: General view.

6,60 metros (Figura 14). De esta forma se materializan dos líneas que delimitan el canto del arco. La sección se maciza en el metro inicial de ambos arranques, y en las zonas de empotramiento de las pilas que cargan directamente sobre el arco, dejando unos huecos circulares de 80 cm. de diámetro para paso de hombre y otros huecos del mismo diámetro en la losa inferior, a 1,70 metros de los arranques, para acceso al interior del arco.

Las zapatas de los arcos, escalonadas para adaptarse a la topografía de las laderas y ofrecer una superficie de apoyo prácticamente normal a la directriz del arco, tienen una dimensión transversal de 14 metros y una proyección horizontal, en dirección longitudinal, de 14,20 metros. El canto medio es de 5 metros, y transmiten una carga máxima de punta al terreno de 0,88 N/mm² y media de unos 0,50 N/mm².

4.2. Tablero

Los tableros se resuelven a base de losas aligeradas postesadas, con vanos intermedios de 22

gaps 80 cm in diameter for a man-pass and other gaps of the same diameter in the bottom slab 1.70 metres from the springings, for accessing the inside of the arch.

The arch footings, stepped to match the hillsides' topography and offer a support area practically perpendicular to the arch's directrix, are transversally 14 metres in dimension and project horizontally 14.20 metres in a longitudinal direction. The average thickness is 5 metres, and they transmit a maximum tip load of 0.88 N/mm² and average of about 0.50 N/mm² to the ground.

4.2. Deck

Decks are made of lightweight, postensioned slabs with intermediate spans of 22 metres and end spans of 18 metres. In keeping with the existing topography, especially on the river's left bank, the left hand carriageway has 18 spans, with a length of 388 metres, and the right one 20 spans, with an overall length of 432 metres. The additional two spans in the latter are for the left hand bank, with the abutments of both carriageways being dorsal aligned.

The section is a slab, weight relieved by five circular, 75 cm diameter holes, with a constant thickness of 1.10 metres in the 6.40 central metres, inclined side facings with a horizontal projection of 0.70 metres and 2.85 metre overhangs,

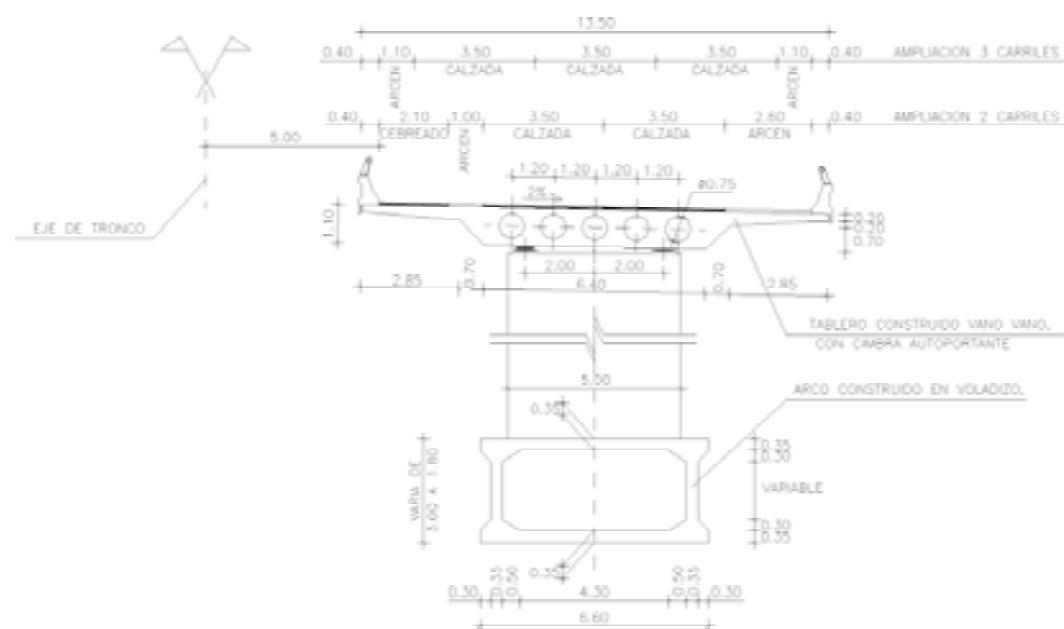


Fig.14. Sección tipo.
 Fig.14. Typical section.



Fig.15. Vista tablero en construcción.
Fig. 15. View of deck under construction.

until completing the overall width of 13.50 metres. The overhang thicknesses vary linearly between 0.40 and 0.20 metres at the end. The section becomes solid along 1.50 metres above abutments, and along 5.40 metres above piers, corresponding to the 4.40 metres of the span by span construction cantilever and one metre of the previous span (Figures 15 to 17).

The deck rests on neoprene bearings bound into the piers, which emerge from the arch, embeds into the piers framing the arch and is supported on neoprene-teflon bearings on the piers with foundations in the natural ground and in the abutments.

In accordance with construction requirements, the deck is built with self-bearing centring advancing from both abutments simultaneously, to symmetrically gravitate on the arch in the different construction phases (Figure 18).



Fig.16. Tablero listo para hormigonar.
Fig. 16. Deck ready for concreting.

metros centrales, paramentos laterales inclinados con proyección horizontal de 0,70 metros y unos voladizos de 2,85 metros, hasta completar la anchura total de 13,50 metros. El canto de los voladizos varía linealmente entre 0,40 y 0,20 metros en el extremo. La sección se maciza en 1,50 metros sobre estribos, y sobre pilas en 5,40 metros, correspondientes a los 4,40 metros de voladizo de la construcción vano a vano, y un metro del vano anterior (Figuras 15 a 17).

El tablero se apoya sobre aparatos de neopreno zunchado en las pilas que salen del arco, se empotra en las pilas que enmarcan el arco, y se apoya sobre aparatos de neopreno-teflón sobre las pilas cimentadas en el terreno natural y en los estribos.

De acuerdo con las exigencias constructivas, el tablero se ejecuta mediante cimbra autoportante avanzando desde ambos estribos simultáneamente, para llegar a gravitar de manera simétrica sobre el arco en las diferentes fases constructivas (Figura 18). El último vano que se hormigona y tesa es el que está sobre la clave del arco.

Los tres vanos centrados sobre el arco se encofran con cimbra apoyada directamente sobre el arco por problemas de espacio para poder ubicar la autocimbra.

Para poder ejecutar el vano central de cierre, se procede a prolongar la mitad



Fig.17. Detalles frente de fase del tablero.
Fig. 17. Details, front of deck phase.



Fig.18. Ejecución del tablero mediante autocimbra.
 Fig.18. Building the deck with scaffolding truss.

de los cables de pretensado que vienen de cada uno de los dos lados, a modo de trenzado, dejando unas vainas en el vano opuesto por las que se enfilan los cables de pretensado y anclando los

mismos en unos alojamientos dejados a tal fin en la cara superior de la sección ejecutada (Figura 19). De esta manera se procede a tensar la mitad de los cables desde cada extremo, y la ley de esfuer-

The last span to be concreted and tensioned is the one over the arch crown.

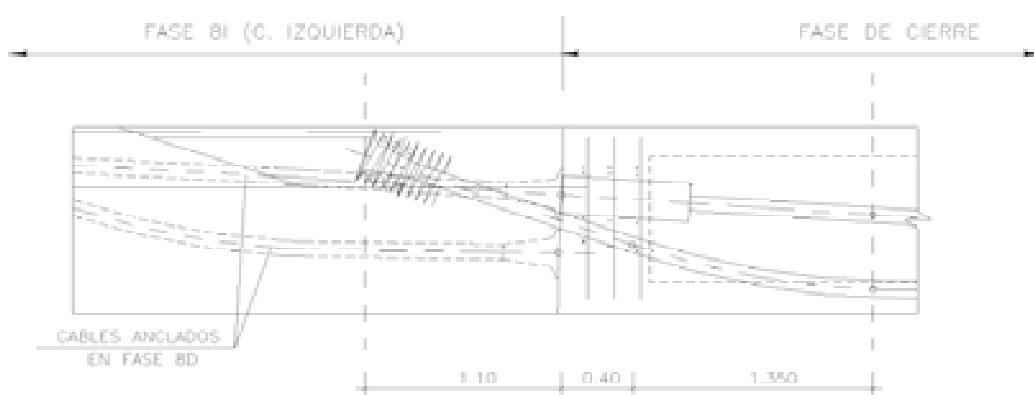
The three spans centred over the arch are shuttered with centring directly supported on the arch because of problems of space for locating the scaffolding truss.

In order to build the central closing span, half of the prestressing cables coming from each of the two sides is prolonged as braiding, leaving sheaths in the opposite span through which the prestressing cables are threaded, and anchoring them in housings left for such purpose in the top side of the section built (Figure 19). Thus half the cables are tensioned from each end and the law of prestressing stresses is symmetrical at all times.

4.3. Piers and Abutments

The piers are prism shaped, 5 metres in the cross direction, and those with direct foundations in the ground, 1.50 metres in the longitudinal direction, 2.50 metres those with foundations on the arch footings, and those supported directly on the arch, 1.50, 1.20 and 0.80 metres, with the first dimension corresponding to the first piers, the second to the second piers and the third to the four centre piers.

Except for the 0.80 metre piers, which are solid, all the rest have a box section, with 0.25 metre walls. The height of the 2.50 metre piers is 41.11 and 37.95 metres, the same on both carriageways, the 1.50 metre piers are 32.45 and 29.99 metres high in those supported on



DETALLE DE CRUCE DEL PRETENSADO

Fig.19. Detalle de cruce del pretensado en la última fase del tablero.
 Fig.19. Detail of the prestressing crossing in the deck's last phase.



Fig.20. Alzado general en construcción.
Fig.20. General elevation under construction.

the arch, and varies between 14.75 and 33.25 metres for those supported on the ground in the left hand carriageway, and between 12.84 and 30.55 metres for those of the right hand carriageway. Likewise, the 1.20 metre piers are 17.58 and 15.82 metres high and the 0.80 metre piers, 8.20, 3.90, 3.55 and 7.14 metres.

The piers supported on the ground have footing foundations, the dimensions of which are 7x4x1.50 metres and 8x5x2.00 metres, depending on the height and the loads on them.

The abutments are reinforced, 1.35 m thick concrete walls, with the footprint corresponding to the deck's perimeter in order to achieve a twin effect of the latter in the former, with a toe wall thickness of 0.30 metres. The latter thickens along the top 25 cm to 0.60 metres, with the purpose of laying the expansion joint which is the reinforced neoprene type for 230 mm. run. The abutment wall height is 8.95 metres at abutment 1; 7.75 metres at abutment 2; 8.34 metres at abutment 3 and 7.80 metres at abutment 4 on average and their foundations are footings of 5.35 metres and 1.50 metres thick, except at abutment 2, where the footing measures 4.85 metres. Abutment 3 and 4 footings are stepped

to adapt to the ground's configuration, and a longitudinal wall is built between them both, at the edge of the left hand carriageway, 43.45 metres long, with joints every 10 metres. Wing walls are designed at the outside edges of these abutments and at all edges of abutments 1 and 2, over the length of the front wall footings, with wings 5 metres in length (Figure 21).

zos de pretensado permanece simétrica en todo momento.

4.3. Pilas y Estripos

Las pilas son prismáticas, de 5 metros en dirección transversal, de 1,50 metros en dirección longitudinal las que van cimentadas directamente en el terreno, de 2,50 metros las cimentadas sobre las zapatas de los arcos, y de 1,50, 1,20 y 0,80 metros las apoyadas directamente en los arcos, correspondiendo la primera dimensión a las primeras, la segunda a las segundas pilas y la tercera a las cuatro pilas centrales.

Excepto las de 0,80 metros, que son macizas, todas las demás son de sección cajón, con paredes de 0,25 metros. La altura de las pilas de 2,50 metros es de 41,11 y 37,95 metros, iguales en ambas calzadas, la de las de 1,50 metros es de 32,45 y 29,99 metros en las que apoyan sobre el arco, y oscila entre 14,75 y 33,25 metros en las que apoyan sobre el terreno en la calzada izquierda, y entre 12,84 y 30,55 metros en las de la calzada derecha. Asimismo, la altura de las pilas de 1,20 metros es de 17,58 y 15,82 metros y la de las pilas de 0,80 metros de 8,20, 3,90, 3,55 y 7,14 metros.

Las pilas apoyadas sobre el terreno se cimentan mediante zapatas, cuyas dimensiones son de 7x4x1,50 metros y de 8x5x2,00 metros, según la altura y las cargas sobre las mismas.



Fig.21. Alzado del Estripo 2.
Fig.21. Elevation of Abutment 2.



Fig.22. Viaducto de Almonte. Proceso constructivo por triangulación.

Fig.22. Almonte Viaduct. Triangulation construction process.

Los estribos son muros de hormigón armado, con un espesor de 1,35 metros, con la huella correspondiente al contorno del tablero para obtener un efecto de macla de éste en aquél, quedando un espesor de murete de 0,30 metros. Éste se regresa en los 25 cm. superiores hasta 0,60 metros, con objeto de poder colocar la junta de dilatación, que es del tipo de neopreno armado para 230 mm. de recorrido. La altura de los muros de estribo es de 8,95 metros en el estribo 1; 7,75 metros en el estribo 2; 8,34 metros en el estribo 3, y 7,80 metros en el estribo 4, de media, y se cimentan sobre zapatas de 5,35 metros y 1,50 metros de canto, excepto en el estribo 2, en el que la dimensión de la zapata es de 4,85 metros. Las zapatas de los estribos 3 y 4 se escalonan para adaptarse a la configuración del terreno, y entre ambos se dispone un muro longitudinal, al borde de la calzada izquierda, de 43,45 metros de longitud, con juntas cada 10 metros. En los bordes exteriores de estos estribos y en todos los de los estribos 1 y 2, se diseñan muros en vuelta en la longitud de las zapatas de los muros frontales, con aletas voladas de 5 metros de longitud (Figura 21).

la estructura del Viaducto sobre el río Almonte, tanto lo que se estudió en el proyecto original, como lo que finalmente se construyó de acuerdo con las propuestas y sugerencias de ACCIONA Infraestructuras, la Empresa Constructora (Figura 22).

(a) *Proceso constructivo mediante atirantamiento desde mástiles provisionales*

La construcción de los arcos se previó en principio en el proyecto original, avanzando en voladizo sucesivo, atirantando provisionalmente desde unos mástiles de hormigón armado, en prolongación de las pilas que enmarcan el

4.4. Construction Process

The work necessary for building the Viaduct structure over the river Almonte is described below, both as studied in the original design and as finally built, according to the estimates and suggestions of ACCIONA Infraestructuras, the Construction Company (Figure 22).

(a) Construction process by staying from provisional towers

It was initially planned to build the arches in the original design by the cantilever system, provisionally staying from concrete towers in a prolongation of the piers framing the arch, with 14 segments projecting 5.50 metres horizontally, and one of 4.50 metres for each semi-arch, having concreted the first 9.50 metres on centring (Figure 23). Finally, a closing segment 2 metres long was concreted at the crown.

The deck was built span by span from both abutments until the arch framing piers into which it was embedded had been passed. As from then, the arch was built and, once finished, the stay cables were removed and the provisional towers were demolished and the deck's construction continued span by span symmetrically to the arch, closing at the centre span with a 13.20 metre segment.

(b) Rigid triangulation construction method

A cantilever vault and final piers construction process was finally adopted for building the vaults of the arch over the river Almonte, modified in comparison with the aforescribed,

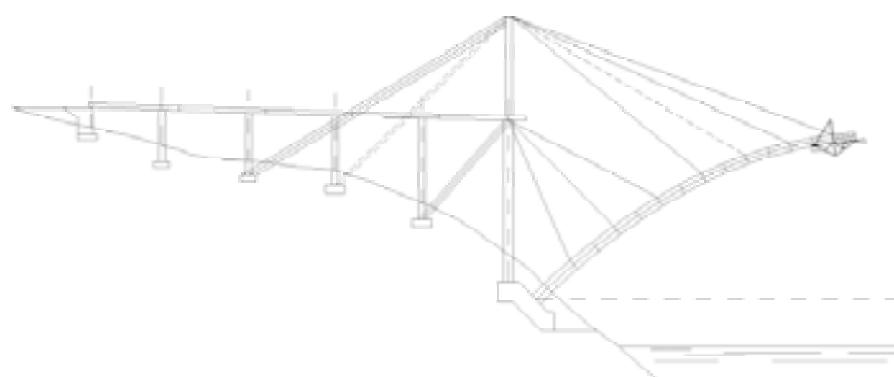


Fig.23. Viaducto de Almonte. Proceso constructivo del proyecto inicial.
Fig.23. Almonte Viaduct. Initial design's construction process

4.4. Proceso Constructivo

A continuación se describen los trabajos necesarios para la realización de



Fig.24. Viaducto de Almonte. Proceso constructivo desarollo llado para ACCIONA Infraestructuras.
Fig.24. Almonte Viaduct. Construction process developed by ACCIONA Infraestructuras.

forming a triangulated structure with a top flange and provisional metal diagonals, formed by conventional rolled sections of S-355 steel, except in the case of the last quadrant where the diagonals are prestressed cable (Figures 20, 22 and 24).

The arch construction sequence was as follows (Figure 29):

- Construction of foundations of arches and adjacent piers, anchoring the latter to the ground.

- Building up piers located on the foundations of the arch and construction of its segment 1 using conventional centring.
- Advancing the arch by means of provisional staying and retaining cables until passing the first pier located on it (Figure 25).
- Placing and tensioning rigid diagonals up to the foregoing pier and removing the auxiliary stays.



Fig.25. Trabajos simultáneos en pilas, arcos y tablero.
Fig.25. Simultaneous work on piers, arches and deck.

arco, con 14 dovelas de 5,50 metros de proyección horizontal, y una de 4,50 metros por cada semi-arco, habiendo hormigonado sobre cimbra los 9,50 metros primeros (Figura 23). Por último se hormigonaba una dovela de cierre en clave de 2 metros de longitud.

El tablero se construía vano a vano, desde ambos estribos, hasta sobrepasar las pilas que enmarcan el arco, en las que estaba empotrado. A partir de este momento, se procedía a la construcción del arco y, finalizada ésta, se desmontaban los cables de atirantamiento y se demolían los pilones provisionales, continuando con la construcción vano a vano del tablero, de forma simétrica respecto al arco, cerrando en el vano central con una dovela de 13,20 metros.

(b) Proceso constructivo mediante triangulación rígida

Para la construcción de las bóvedas del arco sobre el Río Almonte finalmente se adoptó un proceso constructivo de avance en voladizo de la bóveda y de las pilas definitivas modificado respecto al anteriormente descrito, formando una estructura triangulada, con un cordón superior y diagonales provisionales metálicas, formadas por perfiles laminados convencionales de acero S-355, salvo en el caso del último cuadrante, donde las diagonales son de cable pre-tensado (Figuras 20, 22 y 24).

La secuencia constructiva del arco era la siguiente (Figura 29):

- Ejecución de cimentaciones del arco y pilas adyacentes con anclajes al terreno en estas últimas.
- Trepa de las pilas situadas sobre las cimentaciones del arco, y ejecución de la dovela 1 del mismo mediante cimbra convencional.
- Avance del arco mediante atirantamiento provisional y retenidas hasta pasar la primera pila situada sobre él (Figura 25).
- Colocación y tesado de diagonales rígidas hasta la pila anterior y eliminación de los tirantes auxiliares.
- Construcción de la primera pila sobre el arco.



Fig.26. Avance del arco. Trabajos nocturnos.
 Fig.26. Arch advance. Night work.



Fig.27. Carros de avance en posición final.
 Fig.27. Advancing carriages in the final position.

- Montaje de un dintel metálico provisional entre las dos pilas construidas que actúe como cordón de tracción.
- Continuación de la ejecución del arco avanzando por triangulación según el método descrito en los puntos anteriores (Figura 26).
- Ejecución simultánea de estribos, pilas y vanos de acceso del tablero mediante avances con cimbra autoportante.
- Para terminar la construcción de cada arco se ejecuta una apertura en clave, introduciendo un esfuerzo axial de 6000 kN mediante gatos entre los dos semiarcos. Con los

- Construction of the first pier on the arch.
- Erecting a provisional metal lintel beam between the two piers built, which will act as a traction flange (Figure 26).
- Simultaneous construction of the abutments, piers and deck access spans by advances with self-bearing centring.
- An opening is made in the crown to finish the construction of each arch, putting in an axial stress of 6000 kN with jacks between the two semi-arches. With relative movements between them prevented, the crown is concreted and then the auxiliary equipment used is removed (Figures 27, 28 and 29).

Finally, the deck spans located over the arch are built, as will be explained later.

The great advantage of this construction process over that initially proposed in the design is the greater overall rigidity which enabled the movements expected to be controlled at all times with errors under 10 mm. This effect is not only achieved with the use of metal rolled sections instead of pre-stressing cables but also because a flexible element like the staying tower is eliminated.

In addition, the performance terms were considerably reduced by making the



Fig.28. Desmontaje de los carros de avance
 Fig.28. Removing the advancing carriages.

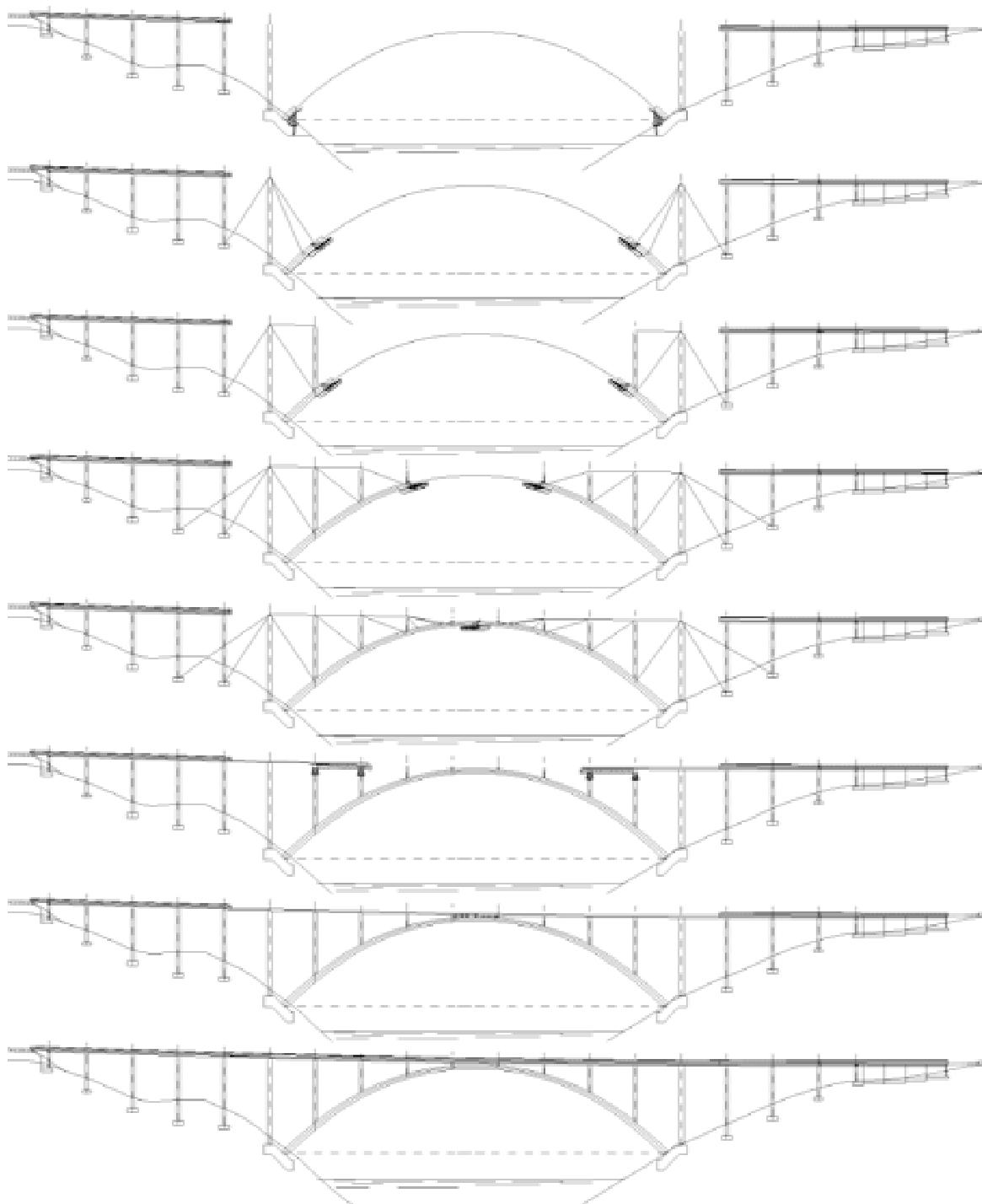


Fig.29. Esquema del proceso constructivo por triangulación.
Fig.29. Diagram of the triangulation construction process.

arch construction independent of the access decks' since it is not necessary to have the staying tower embedded in the deck and in the bottom pier built in order to commence building the arch, which always forms part of the critical path.

Each semi-arch was divided into 18 segments plus a crown segment. The segments were 5.85 metres long in the axis except the first one, 7.9 metres long, which was built on conventional centring, the second segment of 5.45

metres, and segment number 18, 1.925 metres long. The closing segment was a total of 2 metres in length.

The balance of each cantilever defining a semi-arch is obtained by means of stays anchored from the top end of the end pier to the foundations of the two adjacent hillside piers.

These latter items' traction is balanced by 12 prior prestressing cables of the footings to the ground so that it

movimientos relativos entre ellos impeditidos se procede al hormigonado de la clave y posteriormente al desmontaje de los medios auxiliares utilizados (Figuras 27, 28 y 29).

Por último se ejecutan los tramos de tablero situados sobre el arco, como se explicará posteriormente.

La gran ventaja de este proceso constructivo frente al propuesto inicialmente en el proyecto es la mayor rigidez del

conjunto, que permitió controlar en todo momento los movimientos esperados con errores inferiores a los 10 mm. Este efecto no sólo se produce por el empleo de perfiles metálicos en lugar de cables de pretensado, sino también porque se elimina un elemento flexible como es la torre de atirantamiento.

Además se redujeron considerablemente los plazos de ejecución, al independizar la ejecución del arco de la de los tableros de acceso puesto que no es necesario tener construido el mástil de atirantamiento empotrado al tablero y a la pila inferior para poder comenzar con la construcción del arco, que siempre forma parte del camino crítico.

Cada semiarco se dividió en 18 dovelas más una dovela de clave. Las longitudes de las dovelas eran de 5,85 metros en el eje, salvo la dovela primera, de 7,9 metros de longitud, que se construyó sobre cimbra convencional, la segunda dovela de 5,45 metros, y la dovela número 18, de 1,925 metros de longitud. La dovela de cierre tuvo una longitud total de 2 metros.

El equilibrio de cada voladizo que define un semiarco se obtiene por medio de tirantes anclados desde el extremo superior de la pila extrema a las cimentaciones de las dos pilas de la ladera adyacentes.

La tracción de estos últimos elementos se equilibra por medio de 12 cables



Fig.30. Carros enfrentados para la ejecución de la apertura en clave.
Fig.30. Carriages facing each other for the crown opening's construction.

de pretensado previo de las zapatas al terreno, de modo que en el caso de máxima solicitud, no se produzca la decompresión del mismo. Cuando finaliza la construcción del arco del viaducto se destesan 8 de los anclajes, habiendo de dejar 4 de ellos como definitivos por imposibilidad de destesado de los mismos, al estar hormigonadas sobre ellos cuñas de hormigón que recogen los cables de retenida del proceso (Figura 31).

Son necesarios además cables diagonales provisionales que se colocan durante el avance del voladizo, para limitar los esfuerzos de flexión al rango de valores permitido para evitar una fisuración significativa de los hormigones de pilas y bóveda, que se retiran al

is not decompressed in the case of maximum stressing. When the viaduct arch's construction ended, 8 of the anchorings were detensioned, and 4 of them had to be left as final as it was not possible to detension them, as concrete wedges which collected the process retaining cables were concreted on them (Figure 31).

Provisional diagonal cables are also necessary, to be fitted during the cantilever's advance, in order to limit bending stresses to the range of values allowed to prevent significant cracking of the pier and vault concrete, and are removed when reaching the next rigid diagonal, having a further fixed triangular module (quadrant) (see Figures 29 – phases 2 and 3 -, 33 and 34).

Once the situation of maximum overhang had been reached, an opening is made in the crown, whilst awaiting the closing segment's concreting, by introducing self-balancing forces into the cantilever's ends (Figure 32). Part of the deformations and stresses which rheological effects will bring in after closing are thus offset.

4.5. The Calculation Model

Checks were made on two flat linear bar element models, both for forces in the plane and for the perpendicular wind forces. This model corresponds to the structure's actual geometry and is highly evolutionary, both in the longitudinal direction, where bars are appearing and disappearing according to the configuration of each instant, and in the cross direction, since the section is con-



Fig.31. Anclaje de pila 8 al terreno.
Fig.31. Anchoring of pier 8 to the ground.



Fig.32. Apertura en clave.
Fig.32. Crown opening.

creted in three phases, according to the possibilities of the cantilever advance carriage used on the site and of the available auxiliary equipment.

In a first phase, the arch box's bottom slab is concreted after placing the bottom U's reinforcement on the perfectly

levelled outside formworks. Once hardened, the inside formworks are moved over the bottom slab and the section's side walls are concreted (Figure 33). Finally, the carriage advances to the next position to build the next bottom slab and the top slab of the previous segment is concreted using separate formwork.

alcanzar la siguiente diagonal rígida, teniendo un módulo triangular fijo más (cuadrante) (véanse Figuras 29 – fases 2 y 3 -, 33 y 34).

Una vez alcanzada la situación de máximo voladizo, a falta de hormigonado de la dovela de cierre, se procede a efectuar una apertura de clave, por medio de la introducción de fuerzas autoequilibradas en los extremos del voladizo (Figura 32). Con ello se compensan parte de las deformaciones y esfuerzos que los efectos reológicos introducirán después del cierre.

4.5. El Modelo de Cálculo

Las comprobaciones se han realizado sobre dos modelos lineales planos de elementos barra, tanto para las acciones en el plano como para las normales del viento. Este modelo corresponde a la geometría real de la estructura, y es altamente evolutivo, tanto en sentido longitudinal, donde van apareciendo y desapareciendo barras según la configuración de cada instante, como en sentido transversal, ya que la sección se



Fig.33. Carro de avance en voladizo para el arco, con tirantes auxiliares.
Fig.33. Cantilever advancing carriage for the arch, with auxiliary stays.

hormigona en tres fases, de acuerdo con las posibilidades del carro de avance en voladizo empleado en la obra, y de los medios auxiliares disponibles.

En una primera fase se hormigona la losa inferior del cajón del arco tras colocar la ferralla de la U inferior sobre los encofrados exteriores perfectamente nivelados. Una vez endurecida, se desplazan los encofrados interiores sobre la losa inferior, y se hormigonan los hastiales de la sección (Figura 33). Por último se avanza el carro hasta la siguiente posición para ejecutar la próxima losa inferior y se hormigona la losa superior de la dovela anterior mediante un encofrado independiente.

Cuando se llega a uno de los macizados del arco que sirven de diafragma o riostra de las pilas que empotran en él, es necesario aumentar el desfase de hormigonado de la losa superior hasta dos dovelas para evitar interferencias con el carro empleado, reflejándose cada una de estas fases en el modelo de cálculo desarrollado.

La sección de las barras representativas de las diagonales provisionales, cables de retenida y cordón superior de tracción ha sido estimada a partir de cálculos previos de situaciones del montaje en la que tales elementos se consideran infinitamente rígidos, para así reducir al máximo los esfuerzos de flexión en tales configuraciones. Estas situaciones corresponden a los voladizos definidos por recuadros completos.

En primer lugar se calcula la situación pésima para los tirantes de retenida, y seguidamente cuatro situaciones intermedias auxiliares.

A lo largo de las comprobaciones de todas las situaciones de montaje se han tenido que variar algunas secciones de los elementos provisionales para limitar las tensiones sobre los mismos.

En cuanto a las acciones, para la comprobación de los cables de retenida se consideró la coexistencia del peso propio con una sobrecarga accidental de 6000 kN/m extendida en todo el cordón principal superior, (equivalente a 1 kN/m²) y un carro de hormigonado de 350 kN. El peso real del carro y sus encofrados era de 280 kN.

El peso de los elementos metálicos se incrementó entre un 25 y 30% para

tener en cuenta el sobrepeso de posibles rigidizadores, y para evaluar los efectos de las deformaciones por retracción y fluencia se adoptaron los criterios de la Instrucción EHE

Para reducir la incertidumbre de los efectos que intervienen en los desplazamientos del sistema durante la construcción, se limitaron las tensiones de tracción sobre la bóveda, durante las etapas de montaje y bajo las acciones sin ponderar, de forma que no se sobreponga la resistencia media, definida en el artículo 39 EHE. Este valor, aplicando la expresión de la instrucción, es de 3,5 N/mm².

Este criterio tiene la finalidad de garantizar que durante el montaje no se producirá una degradación de las rigideces de los elementos, de difícil evaluación, que altere los desplazamientos previstos y plantee problemas de decisión sobre la idoneidad de las situaciones del montaje.

También se limitaron los valores de las tensiones de los cables diagonales al 65% de la de rotura. Esta cifra es superior a la permitida en situaciones permanentes de servicio, pero dada la provisionalidad de los elementos y a las pocas veces que se alcanza durante el montaje, no eran de temer problemas de fatiga.

(a) Estudio de las fases de Construcción

Para analizar la estructura durante su proceso constructivo se definieron más de 200 etapas diferentes, en cada una de

When one of the arch's solid parts acting as a diaphragm or brace of the piers embedding into it is reached, the lag between the top slab's concreting must be increased to two segments so as to prevent interference with the carriage used and each of these phases is reflected in the calculation model developed.

The section of the bars representative of the provisional diagonals, retaining cable and top traction flange was estimated from prior calculations of erection situations in which such elements are deemed to be infinitely rigid, to thus reduce the bending stresses as much as possible in such configurations. These situations relate to cantilevers defined by complete boxes.

Firstly, the worst situation for the retaining stays is calculated and then four intermediate auxiliary situations.

Some sections of the provisional elements had to be varied throughout the checks on all erection situations in order to limit the tensions on them.

With regard to forces, the coexistence of dead weight with a chance weight of 6000 kN/m extended over the whole of the main top flange (equivalent to 1 kN/m²) and a concreting carriage of 350 kN was considered in order to check the retaining cables. The actual weight of the carriage and its formworks was 280 kN.

The weight of the metal elements was increased between 25 and 30% in order to take into account the additional weight of possible stiffeners, and the criteria of the EHE Instruction were

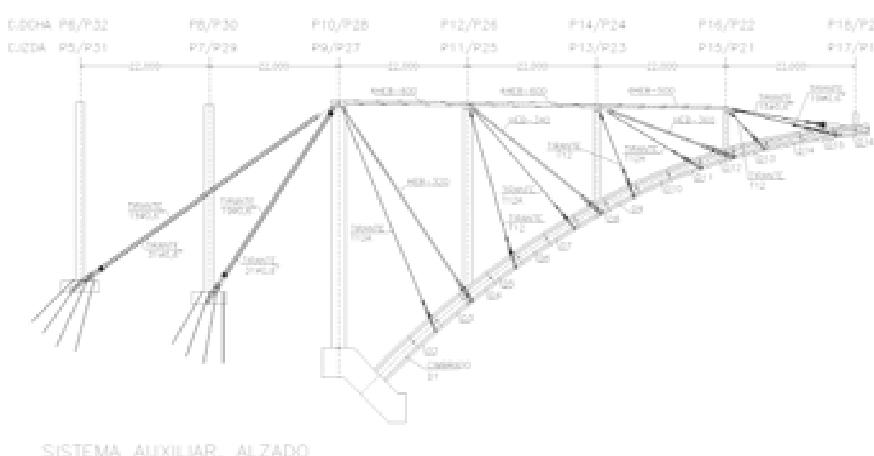


Fig.34. Sistema auxiliar. Alzado general.
Fig.34. Auxiliary system. General elevation.



Fig.35. Detalle de nudo sobre las pilas principales.
Fig.35. Detail of the node on the main piers.

adopted to assess the effects of shrinkage and creep deformations.

Tensile stresses on the vault were limited during the erection stages and under unweighted forces, in order to reduce the uncertainty of the effects involved in the system's movements during construction, so that the average resistance as defined in article 39 EHE were not exceeded. By applying the instruction's expression, this value is 3.5 N/mm².

The purpose of this criterion is to guarantee that the rigidities of the elements will not degrade during erection, something difficult to assess, which will in turn alter the movements expected and raise decision making problems on the suitability of the erection situations.

Stresses in diagonal cables were also limited to 65% of the ultimate tensile strength. This figure is higher than that allowed in permanent service situations, but in view of the provisional nature of the elements and the few times it is reached during erection, problems of fatigue were not to be feared.

(a) Study of the Construction Phases

More than 200 different stages were defined in order to analyse the structure during the construction process, in each

of which an operation was carried out that resulted in a change in the static scheme of the structure or in its tension status.

Out of the final stages, those involving placing of provisional diagonals that triangulate the boxes defined by the spans of the deck and of the vault between each two piers are worthy of note. The stresses in the said elements were entered into the latter so that the distance between the points they join, one in the deck and the other in the vault, resulted the same as that existing in the geometry of the model without stresses. This reduced the bending stresses of the elements defining each box and the movements of their nodes.

The first enables the cracking stresses on the vault not to be exceeded and reduces the importance of the increases in movement caused by creep which are thus basically a consequence only of the axial shortening of the sections and not of their rotations. The reduction in node movements facilitates prior levelling of formworks, and reduces the importance of possible differences between the theoretical values of the cambers and those entered into the work.

The remaining stages relate to the concreting of vault segments, pier shafts, placing metal decks and carriage and crane movements. During the

las cuales se realizó una operación que resulta en un cambio del esquema estático de la estructura o en el estado tensional de la misma.

De entre las etapas definitivas caben destacar las etapas de colocación de las diagonales provisionales que triangulan los recuadros definidos por los vanos del tablero y de la bóveda entre cada dos pilas. En éstas se introdujeron los esfuerzos en dichos elementos de forma que la distancia entre los puntos que unen, uno del tablero y otro de la bóveda, resultase igual a la existente en la geometría del modelo sin esfuerzos. Con ello se redujeron las flexiones de los elementos que definen cada recuadro, y los desplazamientos de sus nudos.

Lo primero permite que no se superen las tensiones de fisuración sobre la bóveda, y reduce la importancia de los incrementos de desplazamiento producidos por la fluencia que son así básicamente consecuencia tan solo del acortamiento axil de las secciones y no de sus giros. La reducción de los desplazamientos de los nudos facilita las operaciones de nivelación previa de los encorados, y disminuye la importancia de las posibles diferencias entre los valores teóricos de las contraflechas y los introducidos en la obra.

Las demás etapas corresponden al hormigonado de las dovelas de la bóveda, fustes de pilas, colocación de tableros metálicos, y movimientos de carros y grúas. Durante el avance de las dovelas de la bóveda de un recuadro es necesario ayudar a dichos elementos atirantándolos provisionalmente al tablero. Estas diagonales “auxiliares”, de menor importancia que las de triangulación del recuadro, se eliminan al final de cada una de las etapas de regulación de diagonales principales, por lo que no influyen en el posterior avance.

Los enlaces entre las nuevas barras que se van colocando y la parte ya construida, no cambian de configuración a lo largo de la obra, excepto en algunas que corresponden al cordón superior. Estos tramos se montan apoyándolos sobre el extremo ya construido; después se elimina la articulación y pasan a tener continuidad total con el resto del cordón de tracción.

Los cables de retenida van retesándose de forma activa para reducir los des-

plazamientos del voladizo, y conseguir los mismos fines ya indicados.

(b) Comprobaciones.

Se comprobaron en todo momento las tensiones en bóveda durante el proceso constructivo.

Las tensiones se componen de dos sumandos. En primer lugar las correspondientes a la situación de la secciones sin la fase 3, que es la losa superior, situación que se denomina en artesa. Para los frentes del voladizo esta situación es la pésima en muchos casos, de modo que ha sido preciso realizar un pretensado con barras Diwidag entre las dovelas 2 y 3, 5 y 6, 9 y 10, 13 y 14, para mantener las cabezas de la artesa dentro de los límites previstos, inferiores a la tensión de fisuración (Figura 36).

En las últimas dovelas, números 17, la configuración en artesa produce tracciones del orden de 5 N/mm^2 . Sin embargo dado que la influencia de esta pequeña zona fisurada en el desplazamiento del sistema será despreciable, al estar en el borde del voladizo máximo, se ha optado por reforzar la armadura pasiva de modo que se reduzca el tamaño de las fisuras.

En segundo lugar aparecen los incrementos de esfuerzos sobre la sección

completa que producen tensiones a sumar a las que existían en la artesa después de endurecer la fase 3. Los máximos permiten dentro del rango previsto.

Por último, se procede a la retirada del sistema de tablero y diagonales provisionales, llegándose a la situación de bóveda exenta. En esta configuración todas las tensiones se reducen.

4.6. Sistemas Auxiliares Metálicos y Auscultación en tiempo real

Dos de las aportaciones más importantes de estos puentes son el cuidado diseño y ejecución de toda la perfilería metálica auxiliar, así como la efectiva instrumentación que se hizo de los principales elementos de la estructura, con un tratamiento de datos posterior que permitió controlar en tiempo real los esfuerzos sobre cada uno de los elementos resistentes. Se instrumentaron los tirantes superiores, cables de retenida, diagonales rígidas, secciones de arranque y riñones de los arcos con sus correspondientes gradientes térmicos y temperatura ambiente. Asimismo se controlaron en todo momento el movimiento longitudinal en la cabeza de las pilas de retenida, y la velocidad y dirección del viento.

El sistema de monitorización controlado por ordenador tenía 120 canales de

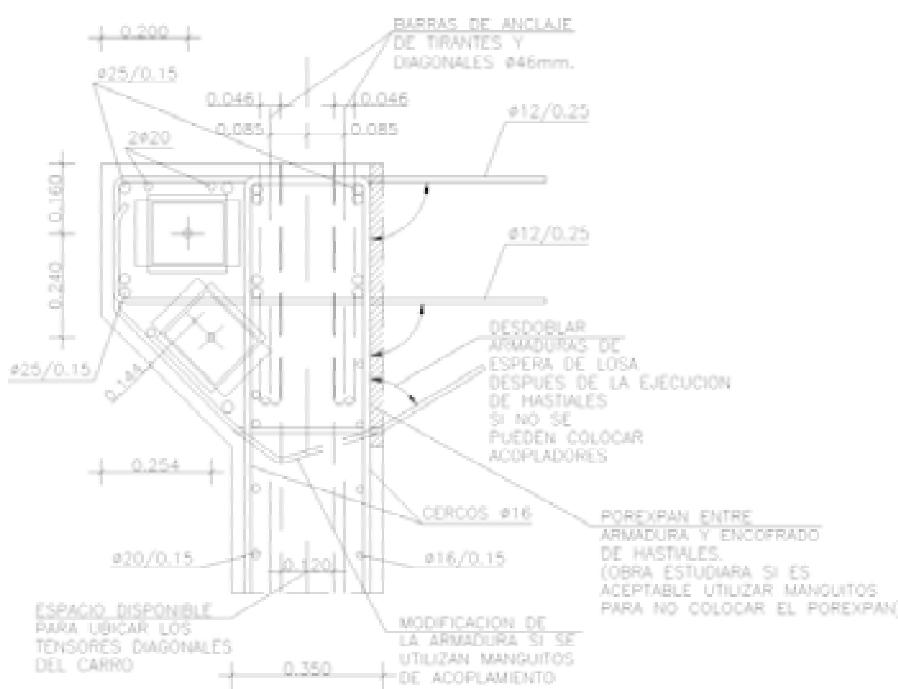


Fig.36. Detalle de ejecución del pretensado local del arco.
Fig.36. Detail of the arch's local prestressing.

advance of the segments of a vault of one box, these elements must be helped by provisionally staying them to the deck. These "auxiliary" diagonals, less important than the box triangulation's, are removed at the end of each of the main diagonals' regulation stages and do not, therefore, influence the subsequent advance.

The links between the new bars which are being placed and the part already built do not change in configuration throughout the work, except in some relating to the top flange. These stretches are mounted by supporting them on the end already built; then the linkage is removed and they are totally continuous with the rest of the traction flange.

The retaining cables are actively retensioned to reduce the cantilever's movements and achieve the same ends as already indicated.

(b) Checks

The vault tensions were checked at all times during the construction process.

The tensions are made up of two addends. Firstly, those relating to the situation of the sections without phase 3, which is the top slab, which situation is called trough. This situation is the worst in many cases for the cantilever fronts so that it was necessary to carry out prestressing with Diwidag bars between segments 2 and 3, 5 and 6, 9 and 10 and 13 and 14 to keep the trough heads within the limits provided for, which are lower than the cracking tension (Figure 36).

The trough configuration in the last segments, numbers 17, produces tensile stresses in the order of 5 N/mm^2 . However, given that the influence of this small cracked area on the system's movement will be negligible, on being at the edge of the maximum overhang, it was decided to strengthen the passive reinforcement so that the size of the cracks diminishes.

Secondly, increases in stresses on the full section occur, producing tensions to be added to those that existed in the trough after phase 3 hardened. The maximums are within the range provided for.

Finally, the deck and provisional diagonals system is removed, reaching the sit-

uation of a self-standing vault. All tensions are reduced in this configuration.

4.6. Auxiliary Metal Systems and Real Time Auscultation

Two of the major contributions of these bridges are the careful design and construction of the auxiliary metal sections, as well as the effective instrumentation made on the main structure elements, with subsequent data processing that enabled the stresses on each of the resistant elements to be real time monitored. The top stays, retaining cables, rigid diagonals, springing sections and haunches of the arches with their pertinent heat gradients and ambient temperature were instrumented. Likewise, the longitudinal movement at the head of the retaining piers and wind direction and speed are monitored at all times.

The computer controlled monitoring system had 120 channels capacity (60 per semi-arch) and automatically recorded the state of the structure every 15 minutes. This interval was reduced to 2 minutes when a singular operation was being undertaken.

The sensors used in the instrumentation were the following types:

- Load cells to measure forces in retaining cables and flexible diagonals.
- Clinometers to measure turns and movements at the head of the piers located at the arch springings.
- Extensometers for measuring tensions in arch reinforcements (springing sections, haunches and crowns), in rigid diagonals and in traction flange beams.
- Thermometers for measuring gradients in concrete and steel.

The data base was real time updated after each measurement so that a possible electric supply failure would not lead to a loss of information.

The sensors were connected to the data gathering centre by means of shielded cable hoses reaching hundreds of metres in length. The system's design minimised electrical perturbations, compensated for signal drop in lines and allowed for reconnection without



Fig.37. Ejemplo de gráfico acumulado en tiempo real de uno de los sensores controlados.
Fig.37. Example of a real time accumulated graph of one of the monitored sensors.

throwing any sensor that had suffered a cable break out of adjustment.

The structure's state could be monitored at all times, with graphs like those in figure 37, as well as a pictogram like that shown in figure 38.

The system had a natural language based on variables enabling not only direct measurement values to be monitored and analysed, but also complex expressions (which may include structural concepts). The information process included statistical analysis and modelling, taking such to be the obtaining of the behavioural scheme of a variable as a weighted sum of others influencing it. The model was useful for making predictions of future behaviour and for discounting the influence of one or more variables, in a given phenomenon; for example, the dependence of the retaining force in connection with the arch's thermal gradient.

- The control software is the Kinesia developed MERLIN program which performs all the data gathering and analysis functions (statistical, frequential, structural), publication

capacidad (60 por semiarco) y realizaba un registro automático del estado estructural cada 15 minutos. Este intervalo se reducía a 2 minutos cuando se estaba llevando a cabo una operación singular.

Los sensores utilizados en la instrumentación eran de los tipos siguientes:

- Células de carga para medida de fuerzas en cables de retenida y diagonales flexibles.
- Clinómetros para medida de giros y desplazamientos en las cabezas de las pilas situadas en los arranques de los arcos.
- Extensómetros para medida de tensiones en armaduras de arcos (secciones de arranques, riñones y claves), en diagonales rígidas y en vigas del cordón de tracción.
- Termómetros para medida de gradientes en hormigón y acero.

Tras cada medida la base de datos se actualizaba en tiempo real, de forma

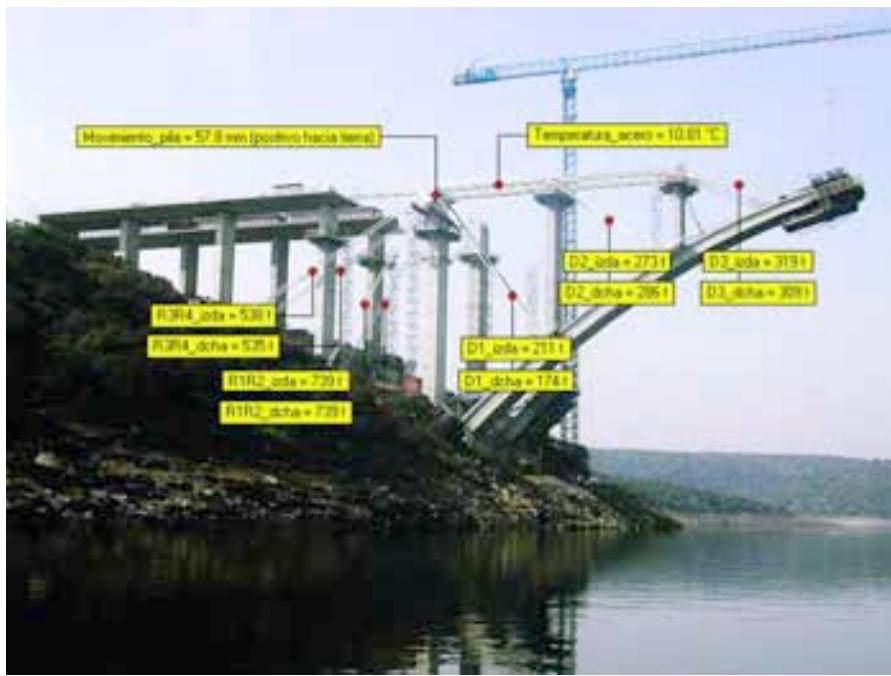


Fig.38. Pictograma en tiempo real de las principales magnitudes controladas.
 Fig.38. Real time pictogram of the main magnitudes monitored.

que un eventual fallo de alimentación eléctrica no diese lugar a una pérdida de información.

Los sensores se conectaban al centro de adquisición de datos mediante mangueras de cable apantallado que alcanzaban longitudes de centenares de metros. El diseño del sistema minimizó las perturbaciones eléctricas, compensaba las caídas de señal en las líneas y permitía la reconexión sin desajuste de cualquier sensor que hubiera sufrido una rotura de cableado.

En todo momento se pudo controlar el estado de la estructura, con gráficos como los de la Figura 37, así como con un pictograma como el que se muestra en la Figura 38.

El sistema disponía de un lenguaje natural basado en variables que permitía monitorizar y analizar no sólo valores de medida directos, sino, también, expresiones complejas (que pueden incluir conceptos estructurales). El proceso de la información incluía el análisis estadístico y la modelización, enten-

(vector graphs, layout), as well as all the support for remote control through a page in Internet, including a chat service.

Part of the instrumentation was left installed as final to thus be able to gather data, at the Owner's requirement, during the structure's whole lifetime. Specifically, all non auxiliary sensors were left (basically, those measuring stresses at arch springings, haunches and crowns) plus a set of additional temperature probes to characterise the action and thermal performance of the structures so that the concrete's rheological phenomena may be monitored at all times.

With regard to the auxiliary elements used in the staying and triangulation system, the materials employed in building the first carriageway were reused for the second arch. The structural system was perfectly two-hinged for the rigid diagonals and retaining cables, mounted with lugs and bolts, that allowed for a novel rolled steel section tensioning system, using prestressed steel bars, and the use of bolts housed in slit orifices and metal gauges, thus achieving precisions in the order of one millimetre in elongations (Figure 39).

All cables, both auxiliary and retaining, are tensioned from the bottom anchorings, the design of which was drawn up for using a single wire jack, with overall force monitoring through the instrumentation system (Figures 40 and 42).

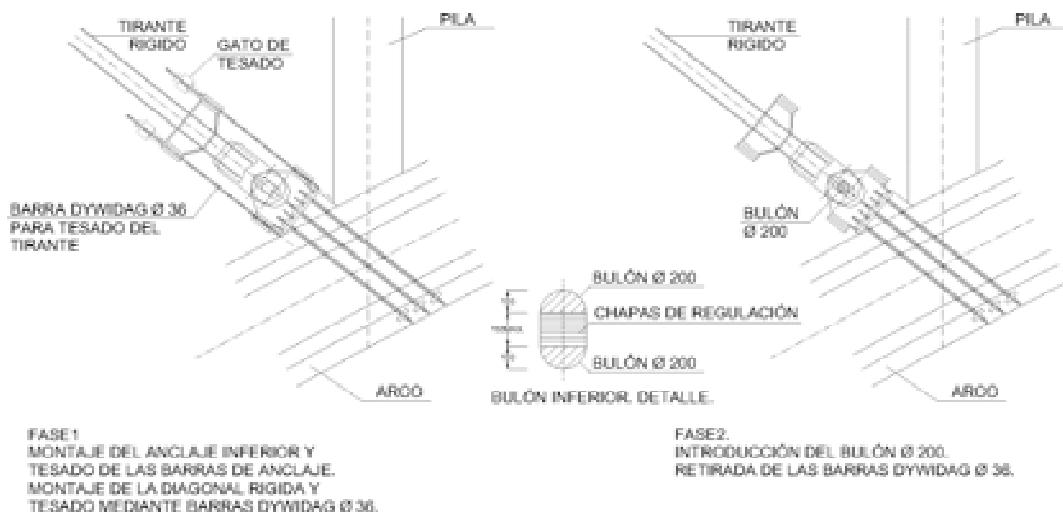


Fig.39. Esquema de tesado de las diagonales rígidas.
 Fig.39. Diagram of rigid diagonal tensioning.



Fig.40. Detalle de tesado de los cables de retenida.
Fig.40. Detail of retaining cable tensioning.

The top tensile stays are made with HEB sections with a cross section varying at the rate at which they need to resist less stress, and are joined by prestressed bolts to box section steel lintels anchored to the piers by means of Dwywidag bars. The lugs to which the various provisional staying, retaining and rigid diagonal cables arrive protrude from this lintel (Figures 35 and 41).

5. REFERENCES

A. Almonte Viaduct Construction. Natividad García Mayor. ACCIONA Infraestructuras. 3rd ACHE Congress. Zaragoza, 2005.

B. Almonte Viaduct Construction. E. Javier Ayala Luna. ACCIONA Infraestructuras. Spanish Road Association. Conference on Bridge Lifetimes. San Sebastián, 2005.

C. Concrete Arch Bridge Doctorate Notes. Carlos Siegrist Fernández. Civil Engineers University School. Madrid Polytechnic University



Fig.41. Detalle de nudo en pila sobre el arco.
Fig.41. Detail of a pier node on the arch.

diéndose por tal la deducción del esquema de comportamiento de una variable como suma ponderada de otras que le influyen. El modelo fue útil para hacer predicciones del comportamiento futuro y para descontar en un fenómeno dado la influencia de una o más variables; por ejemplo, la dependencia de la fuerza de retenida en relación con el gradiente térmico del arco.

- El software de control es el programa MERLIN, desarrollado por Kinesia, que realiza todas las funciones de adquisición y análisis de datos (estadístico, frecuencial, estructural), publicación (gráficos vectoriales, maquetación), así como todo el soporte para el control remoto a través de una página en Internet, incluso servicio de *chat*.

Parte de esta instrumentación quedó instalada como definitiva para así poder tener datos, a requerimiento de la Propiedad, durante todo el período de vida de la estructura. En concreto se dejaron todos los sensores que tenían carácter no auxiliar (básicamente, los que miden esfuerzos en arranques, riñones y claves de arcos), más un conjunto de sondas de temperatura adicionales destinadas a caracterizar la acción y el comportamiento térmico de las estructuras, de manera que pueda controlarse en todo momento los fenómenos reológicos del hormigón.

En cuanto a los elementos auxiliares empleados en el sistema de atrantamiento y triangulación, los materiales empleados en la construcción de la primera calzada fueron reutilizados para el segundo arco. El sistema estructural era perfectamente biarticulado para las dia-

gonales rígidas y cables de retenida, montados con orejetas y bulones, que permitían un novedoso sistema de tesado de los perfiles de acero, mediante barras de acero pretensado, y el empleo de bulones alojados en orificios rasgados y galgas metálicas logrando así precisiones en los alargamientos del orden del milímetro (Figura 39).

Todos los cables son tesados desde los anclajes inferiores, tanto los auxiliares como los de retenida, cuyo diseño se previó para el empleo de gato unifilar, con control de fuerza global a través del sistema de instrumentación (Figuras 40 y 42).

Los tirantes superiores de tracción se materializan mediante perfiles HEB de sección variable conforme van precisando resistir menos esfuerzo, y se unen mediante tornillos pretensados a unos dinteles de acero de sección cajón anclados a las pilas mediante barras tipo Dywidag. De estos dinteles salen las

orejetas a las cuales llegan los diversos cables de atirantamiento provisional, retenidas y diagonales rígidas (Figuras 35 y 41).

5. REFERENCIAS

A. Construcción del Viaducto de Almonte. Natividad García Mayor. ACCIONA Infraestructuras. III Congreso de ACHE. Zaragoza, 2005.

B. Construcción del Viaducto de Almonte. E. Javier Ayala Luna. ACCIONA Infraestructuras. Asociación Española de la Carretera. Jornadas sobre la Vida de los Puentes. San Sebastián, 2005.

C. Apuntes de Doctorado de Puentes Arco de Hormigón. Carlos Siegrist Fernández. E.T.S.I Caminos Canales y Puertos, U.P.M



Fig.42. Detalle de tesado de diagonal rígida.
 Fig.42. Detail of rigid diagonal tensioning.

FICHA TÉCNICA (TECHNICAL INFORMATION)

Nombre de la obra (Name):

Propiedad de la obra (Owner):

Director de Obra (Manager):

Ayudante del Director de Obra (Assistant Manager):

Autores del Proyecto y Asistencia

Técnica a la Empresa constructora

(Designers and Technical Assistance to the Construction Company):

Empresa constructora (Construction Company):

Jefe de Obra (Manager):

Director Proyectos de Construcción (Construction Design Manager):

Estructuras auxiliares:

Director de Proyectos Especiales (Special Projects Manager):

Instrumentación (Instrumentation):

Asesoría geotécnica (Geotechnical Adviser):

Asistencia técnica a la Dirección de obra

(Technical Assistance to the Site Management):

Presupuesto viaductos completos

(Cost estimate, Complete viaducts):

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE (MAIN CHARACTERISTICS OF THE BRIDGE):

Luz de los arcos (Arch span):.....	184 m
Flecha de los arcos (Arch deflection):	42 m
Sección de los arcos (Arch section):	cájon de 6.60 m de ancho y canto variable entre 3,00 y 1,80 m
Hormigón en tablero (Deck concrete):.....	6720 m ³
Hormigón en arco (Arch concrete):	2749 m ³
Hormigón en pilas (Pier concrete):	2642 m ³
Acero de armazón B 500 S (Reinforcing steel):.....	1.937.924 kg
Acero en tirantes y retenidas (Stay and retaining cable steel):	65.477 kg
Acero en anclajes al terreno (Ground anchor steel):.....	75.520 kg
Acero estructural en medios auxiliares (Auxiliary equipment structural steel):	544.343 kg
Acero activo en tablero (Active deck steel):.....	181.830 kg

III CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI
Sostenibilidad, innovación y retos del futuro



Realizaciones



CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO ALMONTE

Natividad **GARCÍA MAYOR**¹

¹ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. NECSO

RESUMEN

El método constructivo desarrollado para la ejecución del Viaducto Almonte, combina, de forma práctica, los procedimientos habituales. Por un lado, consigue independizar la construcción del arco y los tableros de acceso, y por otro, permite un mayor control de esfuerzos y deformaciones. De este modo se reduce el tiempo de ejecución trabajando con mayor seguridad.

PALABRAS CLAVE

Triangulación, Retenida, Diagonal metálica, Dintel metálico, Instrumentación.

1. INTRODUCCIÓN

En Marzo de 2002 el Ministerio de Fomento adjudicó a Necso la ejecución de las obras del tramo Enlace de Hinojal-Cáceres de la Autovía de la Plata.

En dicho tramo se localiza el Viaducto de Almonte, proyectado por la consultora Siegrist y Moreno S.L., que permite el paso de la autovía sobre el embalse de Alcántara, a la altura del río Almonte.

Este paso se resuelve con arcos inferiores gemelos de 184 m de luz y 42 m de flecha, de hormigón armado, con sección en cajón (Fig. 1).

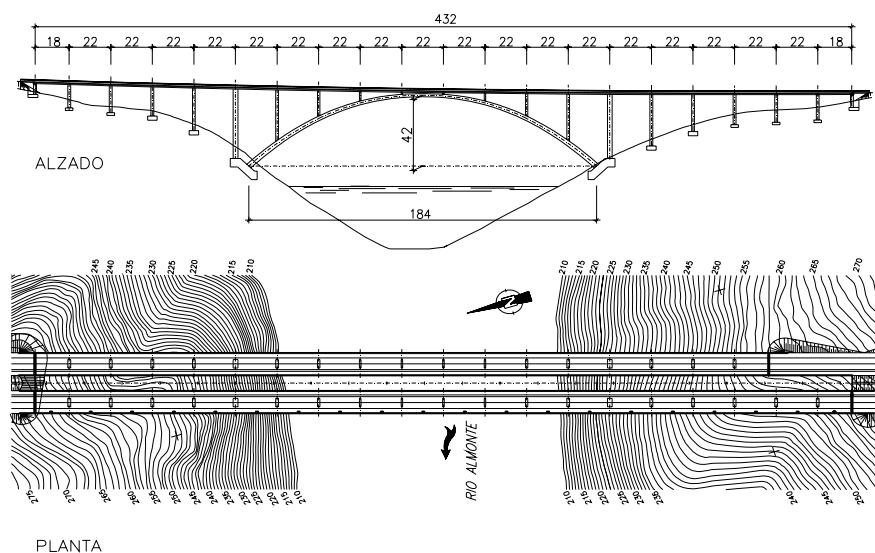


Figura 1. Planta y Alzado generales

El viaducto se completa con tableros en losa continua de hormigón postensado de 13,50 m de anchura (Fig. 2), apoyados en pilas cada 22 m sobre los arcos y ambas márgenes.

El siguiente documento describe, resumidamente, las operaciones a realizar durante el proceso constructivo del Viaducto Almonte, así como los medios auxiliares utilizados y los inherentes a la Instrumentación.

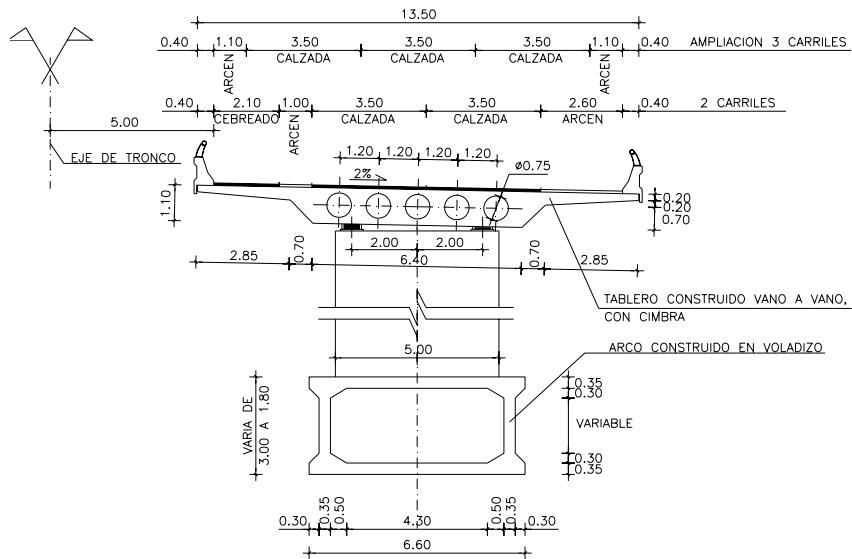


Figura 2. Secciones transversales

2. PROCESO CONSTRUCTIVO

2.1. Planteamiento inicial

En el planteamiento de la ejecución de la obra se analizaron diversos procedimientos constructivos.

El propuesto en proyecto consistía en atirantar cada una de las dovelas del arco mediante cables de pretensado que parten de un mástil provisional que al final del proceso debía demolerse.

Este método presentaba varios inconvenientes:

1. Era necesario ejecutar todos los vanos de acceso, así como cimentaciones y alzados de pilas y estribos y el mástil de atirantamiento para comenzar con la construcción del arco.

2. Las pilas sobre arco se levantaban después de cerrar el arco, ya que interferían con la trayectoria de los cables de atirantamiento.
3. La construcción y posterior demolición de un elemento provisional (mástil de hormigón).
4. Mayor número de retenidas y tirantes.
5. El difícil seguimiento tanto geométrico como de esfuerzos. Los movimientos del arco y el mástil cambiarían el estado de cargas y deformaciones en cada una de las fases, sin tener en cuenta los problemas que podrían ocasionar los efectos de temperatura.

2.2. Solución Final

Descartado el proceso constructivo de proyecto se eligió un proceso constructivo novedoso que independizaba la ejecución del arco de los tableros de acceso, permitiendo avanzar en ambos simultáneamente para reducir el plazo de ejecución.

Este proceso se basaba en iniciar la construcción del arco, que forma siempre parte del camino crítico, lo antes posible, no teniendo que esperar a que estuviesen construidos los tableros de accesos.

Una vez construidas las cimentaciones del arco y sus pilas, así como las de las pilas adyacentes con sus anclajes al terreno, se comienza el ciclo de avance, cuya secuencia se repite. (Fig. 3)

1. Avance en voladizo del arco, obteniendo su equilibrio mediante atirantamientos provisionales y retenidas, hasta superar la pila de arco correspondiente.
2. Se sustituye el atirantamiento provisional por una diagonal metálica anclada en la base de la pila.
3. Una vez construida la pila, para cerrar un cuadrante, se monta un dintel metálico que actúa como cordón de tracción

Al mismo tiempo se ejecutan el resto de cimentaciones, pilas y tableros correspondientes a los accesos.

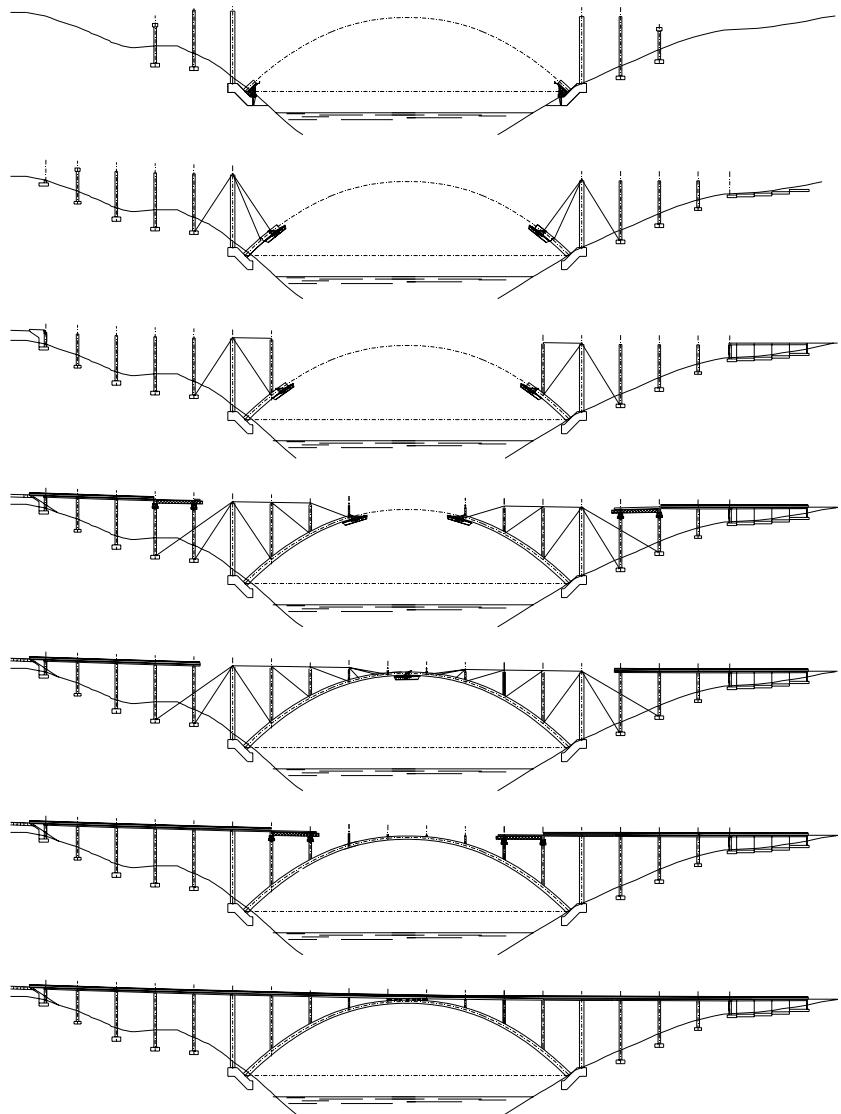


Figura 3. Proceso Constructivo

Al alcanzar la situación de máximo voladizo, se introdujo un esfuerzo axil de 600 Tn mediante gatos entre los dos semiarcos. Con los movimientos relativos entre ellos impedidos se procedió al hormigonado de la clave y posteriormente al desmontaje de los medios auxiliares utilizados, para terminar con la ejecución de los tramos de tablero situados sobre el arco.

3. ELEMENTOS AUXILIARES

El proceso adoptado para la construcción del puente precisaba de una serie de elementos auxiliares, que se describen a continuación.

Su disposición general se muestra en la figura 4.

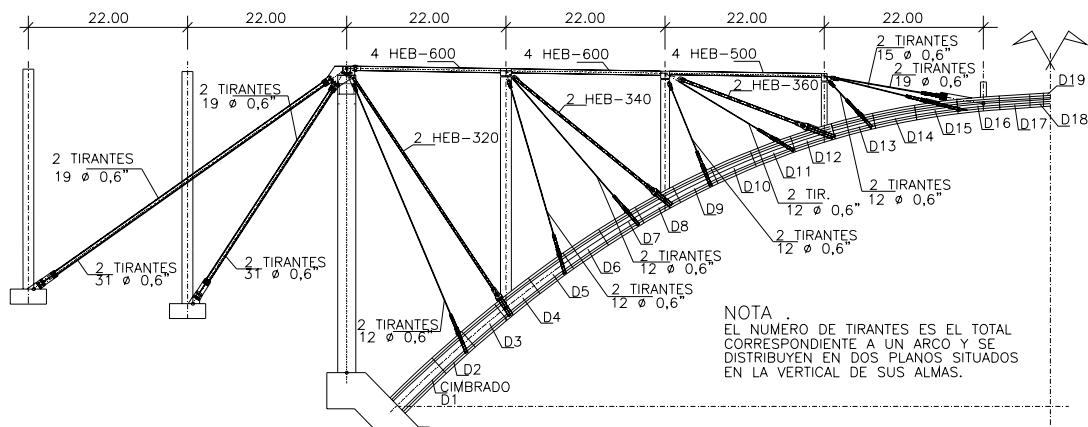


Figura 4. Sistema de triangulación y atirantamiento

3.1 Sistema de triangulación y atirantamiento

El esquema estructural de triangulación para el avance del arco en voladizo se consigue a través de dinteles y diagonales metálicas y el atirantamiento por medio de cables de retención y cables provisionales.

3.1.1 Dinteles y diagonales metálicas

El empleo de perfiles metálicos para estos elementos aporta ventajas de rigidez frente al uso de cables, por su menor tensión de trabajo.

La puesta en carga de las diagonales se realiza en las fases descritas a continuación (Fig.5):

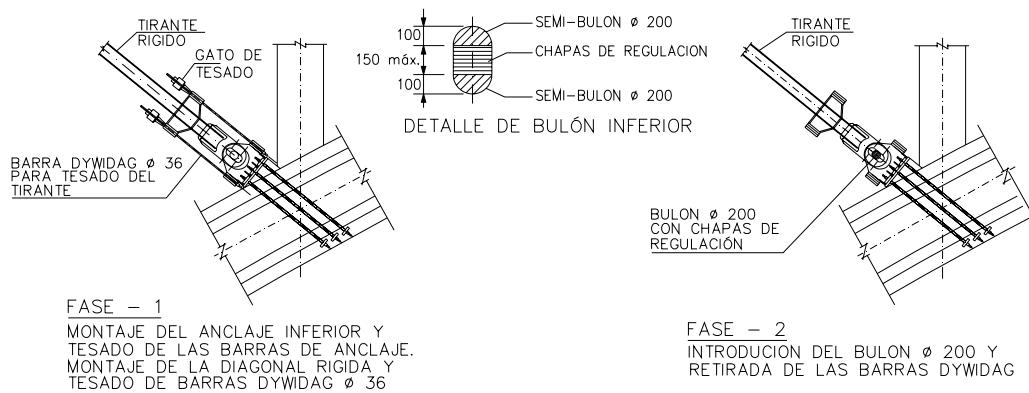


Figura 5. Puesta en carga

El cordón de tracción se consigue gracias a perfiles que son atornillados frontalmente a unos dinteles metálicos, formados por chapas soldadas, que se fijan a las pilas mediante apoyos de neopreno y barras dywidag. (Fig. 6)

La mayor dificultad de este sistema es el propio montaje. Se coloca por topografía el anclaje inferior, que debe estar perfectamente alineado con el superior y a una distancia igual a la longitud del perfil, ya que la holgura del “ojal”, en el anclaje inferior, es de sólo 7 cm.

Una vez posicionada la diagonal se procede al tesado. Es muy importante que las dos barras Dywidag entren en carga simultáneamente, ya que si no se hace así, el perfil puede llegar a retorcerse.

A lo largo del proceso, las diagonales van ganando carga de forma pasiva y tras el cierre en clave y la retirada de todos los elementos auxiliares la pierden.

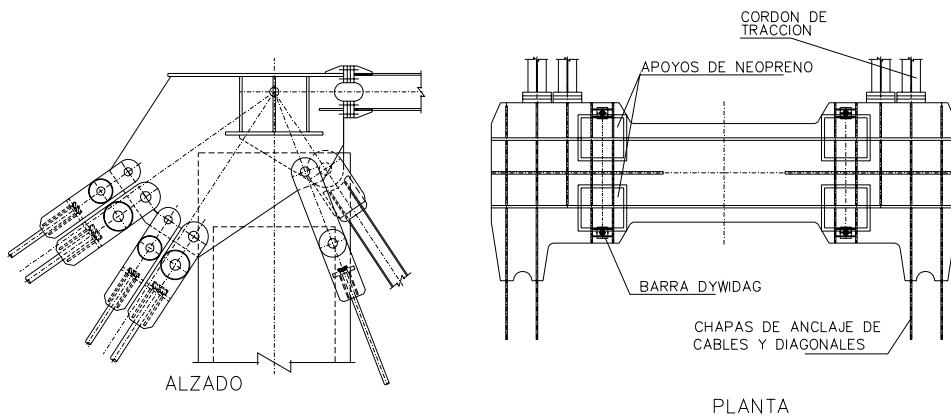


Figura 6. Dintel sobre pila en arranque de arco

3.1.2 Cables de retenida y cables provisionales

Para conseguir el equilibrio de cada semi-estructura en los avances del voladizo y evitar la excesiva flexión de la primera pila de arco se colocan unos cables de retenida que se ponen en carga de forma progresiva según avanza el semiarco. La conexión de todos los cables y diagonales a los dinteles y zapatas se realiza mediante orejeta y bulón.

Los cables son tesados desde los anclajes inferiores. Estos fueron dimensionados para que se pudiera introducir el gato unifilar, ya que de otra forma no sería operativo. Por tanto, el tesado se realiza cordón a cordón

garantizando una fuerza global, controlada mediante una célula de carga conectada al sistema de instrumentación



Figura 7. Arco en construcción

.La carga de cada cable se aumenta progresivamente, según indica el proceso constructivo, incrementando la fuerza de todos y cada uno de los cordones.

Los cables provisionales permiten el avance en voladizo del arco hasta alcanzar la diagonal rígida, retirándose una vez que ésta queda instalada. El extremo del arco, cerca de la clave, se sujeta mediante cables, ya que en esta zona la triangulación no sería eficaz.

3.2 Anclajes al terreno

Los cables de retenida en sus extremos inferiores se anclan a las cimentaciones de las dos pilas de la ladera adyacentes. Al no ser suficientes las cargas permanentes que gravitan sobre ellas para compensar las fuerzas que alcanzan dichos cables a lo largo del proceso constructivo, es necesario colocar anclajes al terreno. (Fig. 8)

Se disponen doce anclajes de 16 cordones cada uno por zapata, de los cuales cuatro se quedan como permanentes para mejorar la estabilidad de las laderas.

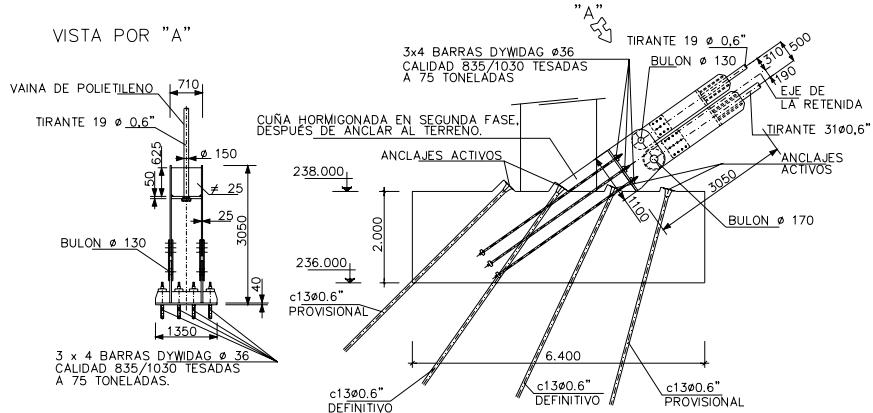


Figura 8. Anclajes al terreno

3.3 Carro de encofrado de arco

El arco se construye por avances sucesivos mediante carro autoportante. La primera dovela, de mayor dimensión, es necesario ejecutarla “in situ” mediante cimbra para que sirva de anclaje para el carro.

Se moduló el arco en dovelas de 5,5 m de longitud y se utilizó un carro de encofrado Doka de 30 Tn de peso (Fig. 9). Cada una de las dovelas se hormigona en tres fases para poder prefabricar la ferralla y evitar interferencias del encofrado con los diafragmas.

El ciclo de avance es el siguiente: Con el carro en su posición más avanzada se coloca a cota, se introduce la ferralla de la losa inferior y de hastiales y se hormigona la losa inferior. Sobre ésta se desplaza otro carro del que cuelga el encofrado interior de hastiales, se ajusta, se hormigonan éstos y se avanza el carro.

Con un desfase de una dovela, se hormigona la losa superior mediante un encofrado independiente. Cuando se alcanza un diafragma, es necesario aumentar este desfase a dos dovelas para evitar interferencias con el carro Doka.

3.4 Cimbra del tablero

El tablero se construye mediante una cimbra mixta, en parte autolanzable (alas) y en parte móvil mediante el auxilio de una grúa.

Esta constituida por celosías metálicas y vigas soporte. Las celosías forman diversos bloques. Los situados bajo las alas se lanzan con la ayuda de trácteles y el resto se ripan transversalmente y se colocan dos vanos más adelante mediante grúa. (Fig. 10)

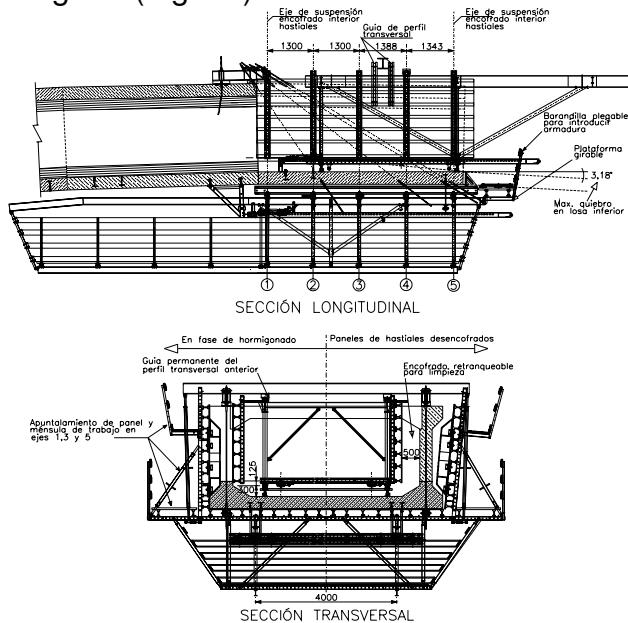


Figura 9. Carro De encofrado arco

Una vez hormigonado, se desencofra y se avanza a la posición siguiente.

Los tres vanos centrales se ejecutaron mediante una cimbra apoyada directamente sobre el arco debido a que, en esa zona, el espacio es muy reducido y es imposible implantar el otro sistema.



Figura 11. Dovela en ejecución



Figura 12. Cimbrado de tablero

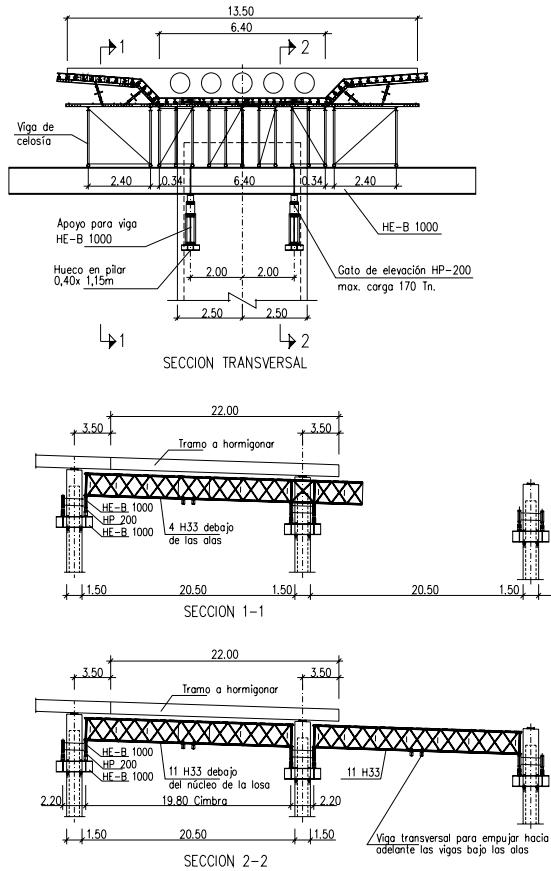


Figura 10. Cimbra tablero

4. CANTIDADES DE MATERIAL EMPLEADO

Dadas las características del proceso constructivo fue necesario emplear una gran cantidad de acero en el sistema de atirantamiento y triangulación. Las cantidades aparecen reflejadas en la Tabla 1.

5. INSTRUMENTOS DE CONTROL

Para poder realizar un seguimiento en tiempo real de las operaciones en marcha y de la respuesta de la estructura durante todo el proceso de ejecución del arco, se han implementado una serie de dispositivos tecnológicos que se describen a continuación:

- Se instaló una cámara de TV accesible vía satélite por internet, operable con dos movimientos y zoom, que permitía observar la operación en marcha en cada momento.

- Se dispuso una instrumentación extensiva, compuesta en cada semiarco por 14 extensómetros de armadura en el hormigón, 9 bandas extensométricas en cordón de tracción, 6 bandas extensométricas en diagonal rígida, 4 termómetros de hormigón, 8 células de carga en los cables de retenida, 4 bandas extensométricas en barras dywidag y un clinómetro en la cabeza de la pila situada sobre la cimentación del arco. Se colocó también un termómetro de ambiente y un anemómetro para medir la velocidad y dirección del viento.

Tabla 1. Cantidades de acero empleadas

	Tipo de material	Cantidad (Kg)	
Materiales auxiliares utilizados durante la construcción	Acero estructura auxiliar metálica	544.343	
	Acero de pretensado cables de atirantamiento	65.477	
	Acero en barras Dywidag	241.479	
Materiales permanentes utilizados durante la construcción	Acero de pretensado anclajes al terreno	75.520	
	Acero de pretensado tablero	181.830	
	Acero en armadura pasiva	Tablero	834.607
		Arco	549.810
		Pilas	553.507

- Los sensores enumerados en el punto anterior se conectaron a un sistema informático que almacenaba sus resultados en una base de datos. Por medio de un software específico desarrollado por KINESIA y una conexión vía satélite por internet, podían ser visualizados estos resultados desde oficina en tiempo real.

- Se llevó un control topográfico con lecturas a primera hora de la mañana para confrontar los datos obtenidos de los sensores con las deformaciones medidas.

Parte de la instrumentación utilizada durante la construcción quedará instalada y conectada al sistema informático definitivamente, proporcionando datos durante la prueba de carga y con el puente en servicio