

El puente de Hispanoamérica sobre el río Pisuerga en Valladolid

Hispanoamérica bridge over the river Pisuerga in Valladolid (Spain)

Juan José Arenas de Pablo

Arenas & Asociados, Santander

RESUMEN

Este artículo describe en todos sus aspectos: de concepción básica, diseño, funcionamiento resistente, proceso constructivo en sus aspectos esenciales y valoraciones estéticas, el nuevo puente construido en Valladolid sobre el río Pisuerga para la Ronda Interior Sur de la ciudad que constituye una estructura nada convencional. No se habla en él de cálculo estructural pero sí se describen los principales mecanismos resistentes de la estructura. Se presta también atención al hormigón de altas prestaciones con el que se han ejecutado las partes esenciales. Un gran número de figuras permite seguir con precisión las ideas expuestas en el texto.

1. INTRODUCCIÓN

La Ronda Interior Sur de Valladolid es una vía urbana que ha llegado a hacerse esencial para aliviar la situación del tráfico en la capital regional de Castilla y León. Ciudad que, enmarcada por el cauce del río Pisuerga, ha crecido en dirección Norte-Sur, básicamente paralela al río, que es también la dirección en la que la red de carreteras y el mismo ferro-

carril se orientan. La vega del Pisuerga que se desarrolla entre Valladolid y Tordesillas compone un marco geográfico de gran belleza que está sufriendo un intenso proceso de urbanización, lo que no hace más que sobrecargar de tráfico la red viaria del sur de la ciudad.

La circunvalación construida por el Ministerio de Fomento consta de sendas rondas exteriores, al Este y al Oeste de Valladolid que sirven bien al tráfico de paso pero alivian poco al tráfico urbano. La Ronda Interior Sur es entonces una comunicación transversal que establece un circuito de cierre entre las vías, urbanas y periféricas, que se orientan hacia el Sur: Avenida de Salamanca, Camino Viejo de Simancas, Paseo de Zorrilla, y las carreteras de Rueda, Madrid y Segovia.

Es el Ayuntamiento de Valladolid el que encarga a un equipo de trazado y estructuras en el año 1990 el proyecto completo de la Ronda Interior Sur. Proyecto que entregamos en 1992 y cuya construcción no se activa hasta 1996. Tal proyecto se subdivide a efectos de construcción en dos partes, de las que la primera fase incluye el puente sobre el río Pisuerga. Y en esa fecha, la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León plantea un concurso con variantes en lo

SUMMARY

This paper describes the basic conception, the design, the structural behavior, the constructive process and the aesthetic results of the new bridge built at the Spanish city of Valladolid over the Pisuerga river for an urban ring-road that constitutes a rather special structure. The paper doesn't deal directly with structural analysis but the main resistant mechanisms of the bridge are carefully detailed. Attention is also paid to the high performance concrete that we have used for the main structural members. A large number of figures allow the reader to follow the ideas exposed in the text.

1. INTRODUCTION

The South urban Ring of Valladolid has become essential in order to alleviate traffic in the regional capital of Castilla-León. This is a city that has grown in direction North-South, parallel to the river. The valley of the Pisuerga River, between Valladolid and Tordesillas, composes a beautiful area undergoing a strong process of development with the corresponding increase of traffic in the south of the city.

The outer belt, built by the Spanish Public Works Ministry, includes two lateral highways that improve the circulation for long distance traffic, but not so much in terms of urban traffic. The internal South Ring constitutes then a transverse link, which connects all the North-South oriented streets and roads.

The Valladolid City Council commissioned the project of the South Ring, including the bridge over the Pisuerga River. We delivered it in 1992 and until 1996 its construction didn't begin. The regional Government of Castilla-León launched in this date a contest accepting alternative designs to the basic solution. But its final decision was to adjudicate the work, precisely the basic design of the bridge, to a team of contractors composed by Ferrovial and Zarzuela. At the same time, the Author of this paper was commissioned to act as Director of construction.

2. THE BUILT BRIDGE

With small changes that we will comment later, the built bridge is very close to the initial design. Figure 1 shows the elevation, the transverse cross-section and the plan of the bridge. As one may see, the bridge constitutes an asymmetrical cable stayed structure with a main span of 120 meter and a lateral span in the left bank of 36 m length that finishes

against a massive counterweight. We understand that this is not a classic stayed bridge, not only because its inclined masts but also because, instead of backstays, we have disposed inclined ties of prestressed concrete that, with the masts and the anchorage heads, compose true triangular frames that anchor the set of stays.

The asymmetry of the bridge arises from the topography of the site. In the left bank, where new urban development is taking place, the transverse slope of the valley is gentle and there is enough room for placing the counterweight and the lateral span. In the right bank, there is a stiff slope and the highway to Torredelcampo and Salamanca runs immediate to the river. So, we decided to place the system of counterweight and lateral frames in the left river bank, where they are comfortably installed and where the new urban districts will enjoy the aesthetic values of the new bridge.

The transverse cross-section shows the rather unusual width of this bridge: The deck's width of 31 meters include a double two-lane road, with a central separation band and two lateral pedestrian and cyclists walkways. We decided then to dispose two suspension planes of stays in the center of each lateral band that allowed us to physically separate the pedestrians from the cyclists.

que se refiere al puente, aunque obligando a todos los licitantes a ofrecer la solución base. Cuyo resultado es adjudicar la obra a la unión temporal formada por las empresas Ferrovial y Zarzuela y, precisamente, a la solución base.

En paralelo con ello, y rompiendo una norma habitual, esa Consejería encarga al autor de este artículo de la misma Dirección de Obra, que supone una responsabilidad muy superior a la mera asistencia técnica y que, por supuesto, permite una toma continua de decisiones que mejoran el Proyecto.

2. EL SENTIDO DE LA OBRA CONSTRUIDA

El puente realmente construido es casi el mismo que se proyectó en 1992. Con algunos cambios que se refieren tanto a la geometría de la obra como al proceso constructivo y que comentaremos al explicar el proyecto construido, aprovechando para reflexionar sobre lo que esos cambios significan.

La Figura 1 muestra el alzado, la sección transversal y la planta del puente. Como puede verse se trata de una estructura asimétrica, con un vano principal de 120 metros que salva el cauce y un vano lateral de 36 metros a levantar en la margen izquierda del río (para entendernos, lado ciudad) que se remata en un fuerte contrapeso final. Se

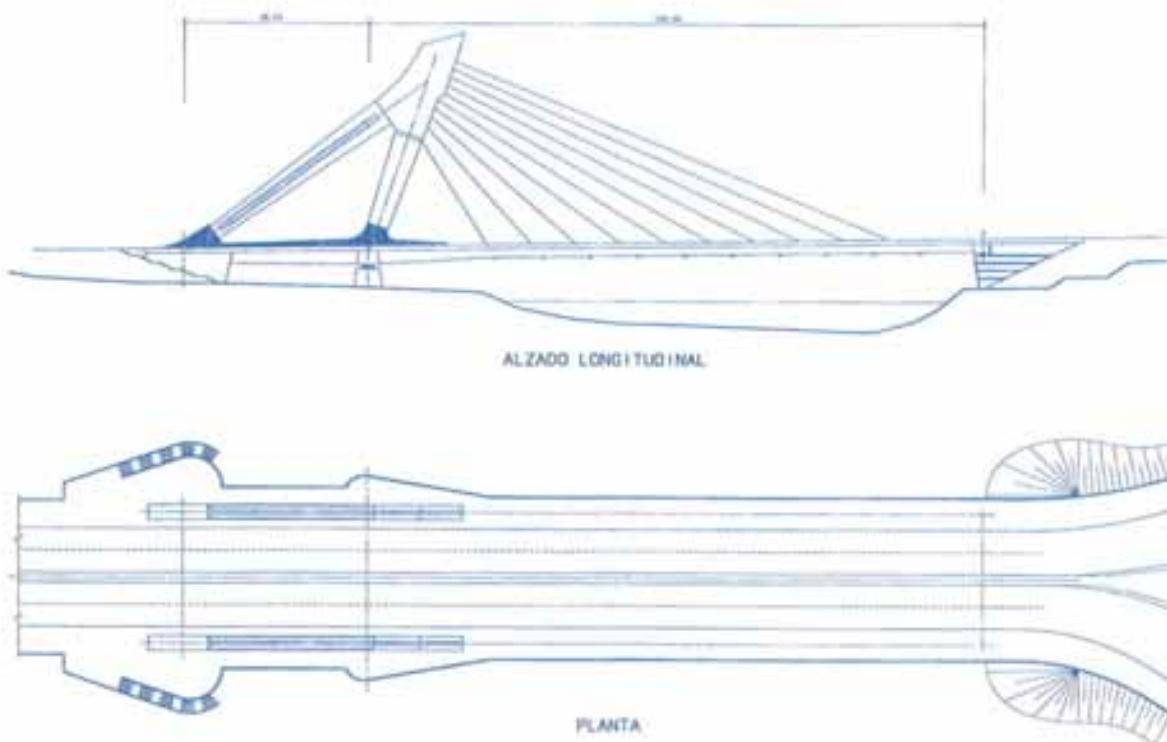


Figura 1: Geometría general del puente.
Figure 1.

descubre también que no estamos ante un atirantado clásico, no sólo por disponer de mástiles inclinados hacia el agua sino, sobre todo, porque en vez de tirantes de contrarresto, hemos planteado tirantes de hormigón pretensado que, junto al mástil y la cabeza configuran unos auténticos pórticos triangulares, como piezas de anclaje de cada mazo de tirantes.

La asimetría del puente viene obligada por la topografía y el uso del suelo. Así como en la margen izquierda del río, que es la propiamente urbanizada, existe una margen de suave pendiente y hay espacio sobrado para alojar el tramo lateral y el contrapeso, en la derecha, donde la antigua carretera a Tordesillas y Salamanca discurre inmediata al cauce, no es posible instalar más que un apoyo final de la estructura. Lo que nos lleva a concebir el contrapeso y todo el sistema de pórticos elevados en la margen donde el Valladolid Sur se está desarrollando, lo que desde el punto de vista de encaje urbanístico parece adecuado.

La sección transversal muestra que estamos ante un tablero que, tal como pidió el Ayuntamiento vallisoletano, ofrece una anchura poco usual (31 metros) que aloja una doble calzada de vehículos con mediana central, más bandas laterales que incluyen aceras peatonales y pistas de ciclistas. Lo que nos llevó a proponer sendos planos de atirantamiento colocados en el centro de cada banda peatonal.

En su conjunto, puede verse que estamos ante una concepción de puente que desea no pasar desapercibido, por no usar el calificativo emblemático. Tal fue, desde luego, el deseo del Ayuntamiento. Pero tengo la impresión de que, evitando escudarme en esa voluntad municipal, sería bueno reflexionar en voz alta como proyectista sobre el sentimiento global que me produce la obra terminada. Porque el del límite admisible en la monumentalidad de los puentes constituye un debate muy actual, al menos en las charlas de café entre ingenieros.

¡Qué duda cabe de que un tablero continuo, con un par de pilas en el agua, vanos de 40 metros, y, por ejemplo, solución mixta evitando cimbras, hubiera permitido resolver el problema a un costo inferior! En ese caso, Valladolid dispondría de una infraestructura de transporte que podría ofrecer total dignidad y limpieza estructural pero que no compondría una pieza urbana del porte y significado de la que se ha construido. Decidir si tal sobrecoste vale o no la pena no es tarea fácil. Porque ¿cuál es el valor intangible de una obra hermosa levantada en un

entorno urbano o en un paisaje abierto? ¿Cuánta riqueza puede esa obra producir en cuanto a integración cívica y en cuanto a elevación de la exigencia de calidad en todo lo que se construya en su entorno? ¿Y en valores educativos y culturales? Son cuestiones de imposible cuantificación, pero no por ello menos reales y ciertas. La decisión de embarcarse en una estructura singular, o no, es al final política y por ello es a las administraciones públicas a las que, representando los intereses de los ciudadanos, compete tomar en cada caso, como en el caso de este puente ha ocurrido, la decisión oportuna.

Sin embargo sí que hay algo que pienso que resulta de la total responsabilidad del ingeniero y es concebir puentes que, con mayor o menor porte, ofrezcan la máxima eficiencia estructural y la más completa limpieza geométrica y, resultado de todo ello, manifiesten con claridad al exterior su funcionamiento resistente. O sea, parece que nuestra obligación es plantear estructuras que huyan de barroquismos inútiles o que, simplemente, eviten la búsqueda del alarde por sí mismo. Con todo lo difícil que resulta dar normas generales, juzgar casos concretos no lo es tanto: La primera mirada a un proyecto nos descubre sin dificultad si estamos ante una estructura concebida con limpieza y eficiencia o si nos hallamos ante una construcción rebuscada, ante formas caprichosas y nada lógicas o, simplemente, ante una estructura en la que se han despreciado mecanismos resistentes de máxima eficiencia para apelar a otros más espectaculares, y, por ello, inútilmente costosos. Constataremos incluso si se trata de un puente que disimula o que no manifiesta con claridad su funcionamiento resistente.

La mejor y más general síntesis que el autor de este artículo es capaz de hacer sobre esta debatida cuestión es preguntarse siempre si la pretendida belleza de la construcción nace de su misma eficiencia resistente. O si, por el contrario, esos efectos estéticos se logran al margen de esa eficiencia o, incluso, en casos extremos, yendo descaradamente contra ella. Proyectos los últimos que pueden ser calificados de espectaculares y que hasta pueden resultar bellos pero que, al menos para quien escribe, no pueden ser considerados ingeniería, o al menos buena ingeniería.

Pues bien, el puente que voy a describir en este artículo ha tratado de mantenerse en la más pura ortodoxia de eficiencia resistente. Ejemplos de ello son:

- Los tirantes oblicuos de hormigón pretensado que reemplazan a los cables

One can see that this bridge has been designed with the aim of composing an outstanding urban construction. This was, of course, the will of the City Council. But, as a responsible designer, I should think aloud on the overall feeling that the finished bridge produces on me. Because the debate on the limits in the monumentality of bridges is now very live, at least as a private chat between engineers.

There is no doubt that a more elementary structure, with a couple of piers in the water, with a deck of perhaps composite construction, would solve the problem of crossing the river with a lower cost. In such a case, Valladolid would have a transport infrastructure, plenty of structural dignity, but without the visual and cultural values of the really built bridge. Deciding if the extra cost of the bridge is or not worthwhile is not an easy task. Because, which is the intangible value of a beautiful urban construction? How much richness can this construction create in the plane of civic integration and even in increasing the urban quality standards? What about if we look at education and cultural values? These are points of impossible numerical evaluation but, not for this, least true. One understands that the decision of building one or another type of bridge is finally a political one that must be taken by the political representatives.

But, in any case, the designer is fully responsible for conceiving a bridge that suppose maximum structural efficiency and the most absolute geometrical clarity. This will lead, as a result, to externally manifest its internal resistant mechanisms. It seems to me that we should not propose structures with any baroque ornaments or structures that, because are impressive, constitute a pure and straight show. General rules seem, of course, difficult to establish. But in particular cases, this principle allows us to distinguish easily among what is more or less acceptable and what, from the point of view of an engineer, constitute unacceptable solutions. Our first sight at a bridge project will tell us if we are in front of a structure of logical shapes or before a fancy bridge. We will distinguish between structures conceived with pureness and efficiency or before a bridge where the designer has rejected mechanisms of maximum efficiency in order to call for more flashy and outstanding shapes that, because of that, are unnecessary expen-

sive. We will also understand if this bridge disguises or hides its true internal mechanisms.

The best and most concise synthesis that the Author is able to propose about this debated question consists in asking us in front of a beautiful bridge if its beauty comes from its very structural efficiency. Or, in the contrary, if such quality of beauty is wholly independent of the structural quality. And there are extreme cases where the beauty of the bridge is derived from a blatant opposition to the structural efficiency. These constitute examples that, however spectacular can't be considered in the Author's opinion good bridges. Or, at least, good engineer's bridges.

We think that the bridge here described has tried to maintain the purest resistant orthodoxy. Because:

- The inclined concrete ties are more efficient than the set of backstays in order to horizontally tie the head of the pylon. As a result of its higher axial stiffness, the positive bending moment and the vertical movement of the main span girders under live load is reduced to 1/5 of its original values.

- The deck of the main span, which is the cause of the unbalance that demands an end counterweight, has been designed with a maximum lightness. This is done composing this deck with a system of border's girders, transverse steel truss and longitudinal and transverse steel girders that support precast concrete slabs with a thickness of only 180 mm.

- The transverse flexure between suspension plans placed 25,30 meter apart is really important. In front of this, transverse steel trusses compose the most economic solution.

- The transverse cross-sections of the pylons and inclined ties include deep grooves on its external faces that are fully adequate to the efforts they must resist. These are not fancy shapes however they can be agreeable to look.

- The counterweight includes external shapes carefully treated. But its volume respond to the necessary stability of the structure.

3 THE FOUNDATION GROUND

In the left bank of the river there is a first layer composed of fillers and clays of up to 2 meters in depth, another layer of gravels in a sandy matrix of about 5 meters and indefinite strata of compound miocene. Because there is freatic level at

a scarce depth, and because the importance of the vertical loads to be transmitted, as much at the intermediate piers as under the final counterweight, it has been necessary to rely on a deep foundation, with bored piles of 180 cm in diameter embedded in the miocene.

On the other hand, the foundation of the final abutment at the right riverbank, where the deck's loads are minimal, has been solved by means of a direct footing over the miocene strata.

4. THE STRUCTURAL IDEA OF THE BRIDGE

4.1. General Organization

Figure 2 shows a typical traverse cross-section of the bridge at the main span. Where we may see:

1. Both border-girders, with a trapezoidal box section, and wide lateral cantilevers. The transverse span between axial planes of such border girders reaches 25,30 meters.

2. On the left riverbank and under each border-girder there is a corresponding support pile. As it may be seen through the axial nerve, the axis of the piles (and of the two bearing plates) aren't coincident with that of the axis of the girders. Due to the torsional load that the girder transmits to the pier, we decided to center its global vertical reaction in the centerpoint between the two bearing plates. Achieving thus an equal reaction for both of them at the permanent state.

3. The width of the lateral cantilever, used as walkway, is not constant along the bridge, since it widens around the basement of the mast.

4. The traverse steel trusses, embedded in both border-girders, are separated 9 meters in the longitudinal direction. The border-girder torsional rotation at each node must be the same than the flexural rotation undergone by the end cross-section of the corresponding transverse truss. Obviously, because the girder is torsionally fixed at the pier and at the abutments, the flexural rotation of the traverse steel trusses is lesser the closer they are to such piers. Therefore, at mid-point of the longitudinal span, the rotation of the trusses is at its maximum.

5. Looking again at the cross-section of the deck, there is a longitudinal steel girder connected at each superior joint of the transverse truss, which constitute continuous beams with a typical span of

de contrarresto son mucho más eficaces que ellos a la hora de amarrar en horizontal a la cabeza del mástil. Como consecuencia de su mayor rigidez axial respecto de los cables desnudos, tanto los deflectores positivos como la flecha en el centro del vano central en la situación de máxima sobrecarga actuante se reducen a la quinta parte.

- La ligereza máxima que posee el vano principal, que es el que crea el desequilibrio que requiere la presencia de un contrapeso final, al plantearse un tablero muy estructurado con un sistema de nervios de borde, y cerchas, largueros y travesaños de acero, que dan apoyo a una losa de hormigón de sólo 18 cm. de grueso.

- La flexión transversal entre planos de suspensión, que distan entre sí 25 metros, adquiere una importancia considerable. Frente a ella, hemos planteado cerchas de acero de canto variable y gran ligereza que resisten esa flexión con notable economía.

- Las secciones transversales de más-tiles y tirantes oblicuos, con rebajados profundos en sus caras, resultan del todo adecuadas a los esfuerzos que han de resistir. No son, por tanto, formas caprichosas, aunque resulten gratas a la vista.

- La forma del contrapeso final con una volumetría muy cuidada responde en el fondo a la necesidad de asegurar con tal volumen, y el relleno de tierras que incluye, el necesario equilibrio estático de la estructura.

3. EL SUELO DE CIMENTACIÓN

En la margen izquierda del Pisuerga hemos encontrado un suelo compuesto por una primera capa de rellenos y arcillas de hasta 2 metros de espesor, otra de gravas en matriz arenosa de unos 5 metros y estratos indefinidos de mioceno compuestos por arenas cementadas. Dada la presencia de nivel freático a escasa profundidad y la importancia de las cargas a transmitir, para cimentar las pilas y el contrapeso final ha sido preciso recurrir a cimentación profunda, con pilotes excavados de 180 cm de diámetro, empotados en el mioceno.

En cambio, la cimentación del muro estribio de la margen derecha, cuyas cargas del tablero son mínimas, ha podido hacerse con ayuda de agotamiento mediante zapata directa en los estratos de mioceno.

4. LA IDEA ESTRUCTURAL DEL PUENTE

4.1. Organización general

La Figura 2 muestra la sección trans-

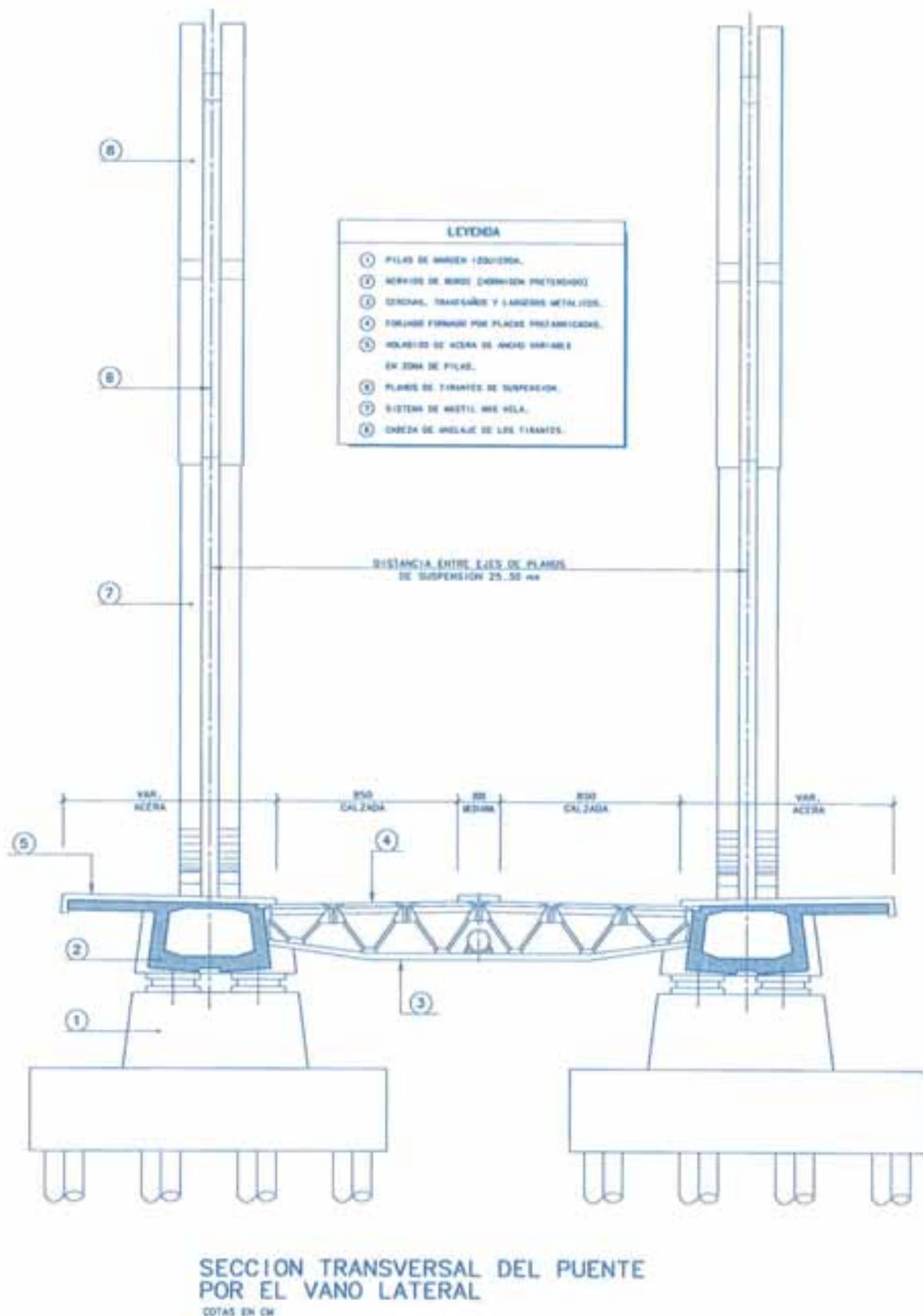


Figura 2: Sección transversal tipo.
Figure 2: Typical transverse cross-section.

versal tipo por el vano principal. En la que distinguimos:

1. Sendos nervios de borde de sección cajón trapecial, con voladizos monolíticos laterales. Los planos medios de los cuales, distanciados entre sí 25,30 metros, marcan la luz transversal del tablero.

2. Tras la sección de cada nervio de borde se muestra la correspondiente pila de apoyo en margen izquierda y se aprecia cómo el eje del nervio no coincide con el de las dos placas de apoyo en ella existentes. Tal descalaje transversal, de 30 centímetros, se plantea para,

9 meter. At the axis of the bridge, the void between the steel members of the truss is used to house a water supply pipe.

6. The axial planes of the border-girders are the suspension planes where the stays are located. These stays must

cross the whole depth of the box girder to be anchored under its soffit, requiring thus a local system of anchorage structure, inner to the hollow girder; that we will see further on.

4.2. The final counterweight

Figure 3 shows the geometry of the final counterweight located on the left bank. One of the aims of the bridge is to facilitate people's access to the margins of the river; which is achieved outlining curved plan stairways, contouring the walls of the counterweight. With some design principles, the shapes of the counterweight have been studied to avoid any apparent heaviness: First of all, imposing to the counterweight a wider than the deck length, with wide lateral curves that generate cylinder surfaces, what lead us to proclaim, rather than to hide, the presence and the structural need of such volume. Later; including an inclined plane under the width of the deck that improves the visual connection between it and the massive counterweight. Finally, disposing a series of horizontal deep grooves in the external surfaces of the counterweight walls that create a geometrical rythm and a textural effect that make it come alive. Furthermore, those niches contribute to accentuate the restful sensation and the sense of stability that the large volume conveys.

The counterweight is the sum of a foundation slab with a depth of 510 centimeters, where the heads of 15 bored piles of 180 cm. in diameter are embedded. A reinforced concrete system of vertical walls rises from this slab containing a granular infill sealed above by a concrete slab. Figure 4 shows a horizontal cross-section of that volume. The longitudinal walls being centered at the suspension planes. Steel inclined tendons run throughout the length of each wall, in order to allow the prestress of the corresponding external inclined concrete, that at this bridge we have named "sails".

The counterweight foundation piers undergo a maximum vertical load when the lateral span is built and the central one is yet to begin. It is clear that the larger is the tensional force in the external concrete sails, the smaller the compression load on those foundation piles will be. Therefore, their strict design corresponds to the construction state.

4.3. The left bank piers

Each intermediate pier receives from the deck a vertical reaction which reaches its pick load at a value of 120 MN, so that each one of its two bearing plates receives a load of about 60 MN. The pier, which is a solid plinth of reinforced concrete, sits on a square foundation slab, 16,70 m length, with a depth of 390 cm. Giving rise to a grid of 4x4 bored piles 180 cm diameter, spaced 450 cm along the axes (two diameters and a half). The maximum load resulting for each of them in the service conditions is about 11 MN. The required depth at which the piers are embedded in the miocene strata is of about 15 meters (8 diameters).

Figure 5 shows the above mentioned geometry. The unequal distance in the traverse direction of the bearing plates requires that the border girder is reinforced with a diaphragm projected toward the interior of the deck. This figure also shows the variable depth of the border-girder. Where a longitudinal groove at the soffit of the box girder has been provided by aesthetic reasons and in order to prepare the installation of the stay anchorages.

4.4. The triangular frames that provide the upper anchorages of the inclined stays.

As can be seen on figure 6, the frames, composed by the final counterweight, border-girder, mast and inclined concrete sail, show a formal integration which makes any attempted subdivision difficult. But, for argument sake, we will speak successively of the mast, the concrete tie (sail), the anchorage head, and the border girder. We should start by explaining why we have called "sail" to the inclined tie of prestressed concrete. This name is difficult to explain, but it comes from short of dreamt analogy between that piece and a boat sail. Once that is accepted, it simplifies the understanding of the piece.

Under the tension of the steel stays the operation of the frame is intuitive: Firstly, the horizontal component of the steel cables' pull force is balanced with a compressive force transmitted by the border girder. Under the pull force of the stays, the mast is compressed, the sail undergoes tensional internal force and the lateral border-girder of the lateral span transmits from the base of the mast to the counterweight

teniendo en cuenta la carga torsora (par de fuerzas de eje el longitudinal del puente) que el nervio transmite a la pila, centrar la reacción vertical global en el punto medio entre ambas placas y lograr que esa reacción se distribuya por igual entre ellas.

3. El ancho del voladizo lateral se acota como variable porque existe un importante sobreancho de acera en la zona del pie de mástil.

4. Las cerchas transversales empotradadas en ambos nervios de borde, que se disponen con espaciamiento longitudinal de 9 metros. Dependiendo del giro torsional que el nervio de borde tome a la altura de cada cercha, éstas se hallarán más o menos empotradadas a flexión en aquél. Lógicamente, las cerchas más próximas a la sección de apoyo en pila (en las que, por estar el nervio del todo empotrado a torsión, el giro torsional es nulo) se sienten más empotradadas en sus arranques que las situadas en la zona media del vano principal.

5. En cada nudo superior de la cercha aparece la sección de un larguero longitudinal que constituyen vigas mixtas continuas de vanos repetidos de 9 metros de luz. El triángulo central de la misma se aprovecha para alojar una tubería de abastecimiento de agua.

6. Los planos medios de los nervios de borde son los planos de suspensión donde se establecen los pórticos de amarre y donde se disponen los tirantes. Tirantes que para anclarse bajo los nervios han de atravesar su hueco interior y, por ello, van a requerir un sistema local de tabiques de anclaje que luego se verá.

4.2. El contrapeso final

La Figura 3 muestra la geometría del contrapeso final de margen izquierdo. Uno de los objetivos del puente es facilitar el acceso de la gente al borde del río, lo que se logra planteando escaleras de planta curva, contorneando las paredes del contrapeso. Las formas del contrapeso se han estudiado para evitar su pesadez aparente. Los recursos puestos en juego son una planta que desborda ampliamente al tablero (con lo que no sólo no se disimula el contrapeso sino que se pregonó su presencia), con amplias curvas laterales que generan superficies cilíndricas, un plano central bajo el ancho del tablero que se hace inclinado y en resalte y, muy importante, fuertes llagas horizontales en todas las superficies de hormigón, que les dan

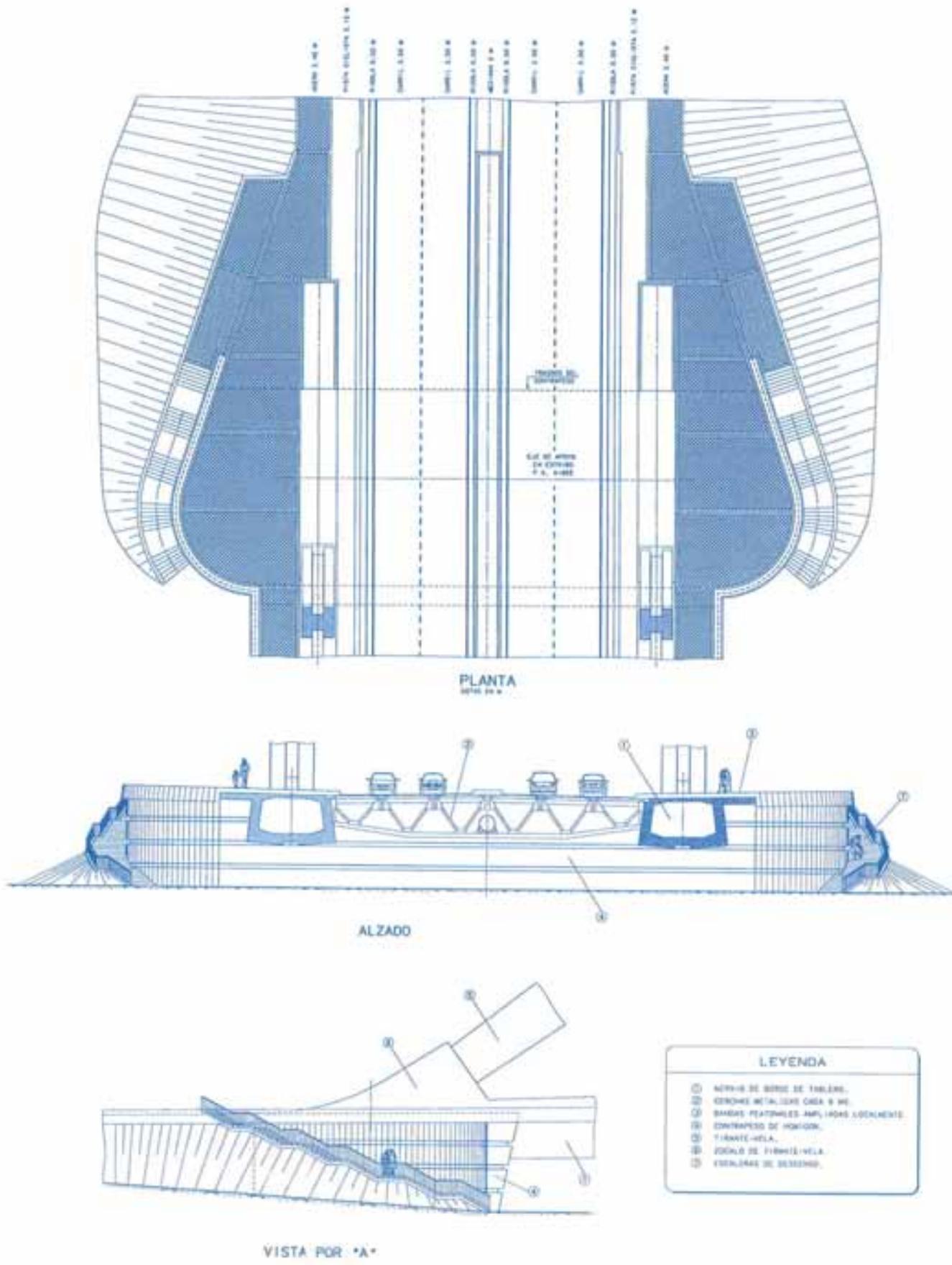


Figura 3: Planta, sección transversal y alzado del contrapeso final.
Figure 3: Plan, transverse cross-section and elevation of the concrete counterweight.

vida. Más aún: esos rebujidos contribuyen a acentuar la sensación de volumen reposado y estable que produce el contrapeso.

El contrapeso se constituye como suma de un encapado de 510 cm. de canto, que da origen a 15 pilotes de 180 cm de diámetro, del que arranca un sis-

a compressive force equal to the horizontal component of the axial load of the mast. Therefore, the compression of that girder (F_1 force, figure 7) is the

sum of the axial force that reach the cross-section over the pier plus the horizontal component of the mast. And, obviously, that accumulated compressive load must balance the horizontal projection of the tensile force, F_2 that is transmitted to the counterweight through the sail.

The equilibrium leads to the fact that, when the lateral girder and the sail melt inside the counterweight, the resulting horizontal component is nil. Thus, the vertical tensile component of the sail, F_3 , needs to be in equilibrium too. The reacting force from the counterweight, vertically transmitted in a downward direction, and by means of concrete tensile stresses, requires suspension bars of steel to balance it with the weight load of the counterweight at the bottom of that volume. It seems, at first, that the sail's prestressed cables work as suspension bars since they are prolonged through the volume of the concrete and reach the lower face of the counterweight. Those cables result in a final force of prestress, P , which is always greater than the external tension, F_2 . And, similarly, their vertical component is equally greater than F_3 . But the essential fact is that force P provides a compressive force in the concrete of the counterweight along an inclined axis, different from that of F_3 , and therefore, is not useful for resisting the vertical component F_3 . This is why we have provided in the vertical walls of the counterweight vertical steel bars calculated for the whole suspension force, carefully treating its final anchorages.

Looking at Figure 6 again, we should observe the geometry of the sail and the mast with more detail. The mast, with a slope of 3/1, offers a variable depth that grows with height. It springs from a rectangular section type with two wide grooves in the faces perpendicular to the suspension plane. This idea is repeated on the sail and, therefore, the section through the vertical medium plane shows an internal nucleus covered with external wider pieces. Such system of grooves in the anchorage head allow the ends of the cables to be clearly placed. And, looking at the main span, the groove help the stays to come out of the head with total cleanliness.

The sail's cross-section offers an H shape, with variable depth along it. At the upper and lower faces of the sail, the niches are deep and thin, inversely, they are smaller in depth and larger in

width for the lateral faces, with the result of an aesthetic improvement and, also, with an important reduction of selfweight. This lightness is important due to the 35 meters of horizontal projection of the sail. Which was designed with a slope 7/10 and, similarly to the mast, with a depth linearly growing with its height. It is from this increment in size that the top anchorage head is generated.

When looking at the anchorage head we see how the mast's nucleus expands to result in a solid curved volume whose borders can allocate, in one side, the anchorage plates of the sail's prestressing cables and, in the opposite border, the anchorages of the stays. The shape of the head is not a typical one by any standards and no rational explanation may suffice to explain those volumes. They are certainly functional to anchor the main stays that support the main span and their counteracting members, the sail's prestressing cables. But the final volume of the head arises from the search of a shape that, being fully functional, offers an harmonious shape, results beautiful by itself, and that, very important point, is perceived by the observer as the logical volume derived from the melting of the two inclined members of the triangular cell, mast and sail. We can explain that its dorsal curved profile has a direct connection with the fan of the anchorage plates of the successive stays. But for the acute corners included in the front faces we have no rational explanation. We think, and this is why they were included in design, that they are simply beautiful.

4.5. The deck's organization

Figure 8, shows a mirror plan of the deck, that offers an overall idea of the real proportions of the deck, the counterweight, the bearing plates of the piers, explaining the organization of the deck, as previously mentioned. Note that the traverse steel trusses arise from theoretical joints placed at the medium vertical planes of the border-girders, which at the same time are the theoretical points of anchorage to the stay cables. The resulting grid of the deck is covered with precast reinforced concrete slabs, already mentioned.

Figure 9 includes the detail of the cross-section type of the deck, with the organization of the border girders, transverse and longitudinal steel trusses

tema de muros de hormigón armado que contienen un relleno granular y que se cierra por arriba con una losa de hormigón. La Figura 4 es una sección horizontal de ese volumen, que permite apreciar los grandes muros longitudinales que se plantean centrados en los planos de suspensión y por los que van a discurrir los tendones que pretensan cada tirante oblicuo.

Los pilotes de cimentación del contrapeso experimentan su máxima solicitud de compresión cuando el vano lateral está construido y el vano central aún no se ha empezado. Es claro que cuanto mayor sea el axil de tracción en los tirantes de hormigón oblicuos menor será la compresión de esos pilotes. De modo que su dimensionamiento estricto corresponde al estado de construcción.

4.3. Las pilas de margen izquierda

Cada pila recibe del tablero una reacción vertical que alcanza con sobrecarga pésima un valor de 12.000 Mp (120 MN), de modo que cada uno de sus dos aparatos de apoyo ha de hacer frente a unos 6.000 Mp (60 MN) de carga máxima. La pila, que es un plinto macizo de hormigón armado, dispone en su base de un encepado cuadrado, de 16,70 m. de lado y una altura de 390 cm, que da origen a 4 filas de cuatro pilotes cada una espaciados 450 cm entre ejes (dos diámetros y medio). La carga máxima resultante por pilote es en servicio de unos 1.110 Mp, para lo que se requiere una longitud de empotramiento en el miocene de unos 15 metros (8 diámetros).

La Figura 5 muestra esa geometría y permite apreciar la disposición excéntrica en sentido transversal de las placas de apoyo, que han requerido la presencia de un diafragma volado hacia el interior del tablero. También se anuncia el canto variable que el nervio de borde del vano principal ofrece en la zona de pila y se ve cómo el fuerte rebundido longitudinal que incluye la sección tipo del nervio de borde permite alojar en él con limpieza las placas de anclajes inferiores de los tirantes.

4.4. Los pórticos triangulares de cuelgue de tirantes.

Como muestra la Figura 6, esos pórticos, compuestos por contrapeso final, nervio de borde, mástil y tirante oblicuo, muestran una integración formal que hace difícil cualquier subdivisión que se intente. Pero, a efectos explicativos, hablaremos sucesivamente del mástil, del tirante, de la cabeza de coronación y del nervio de borde del tablero. Y empezare-

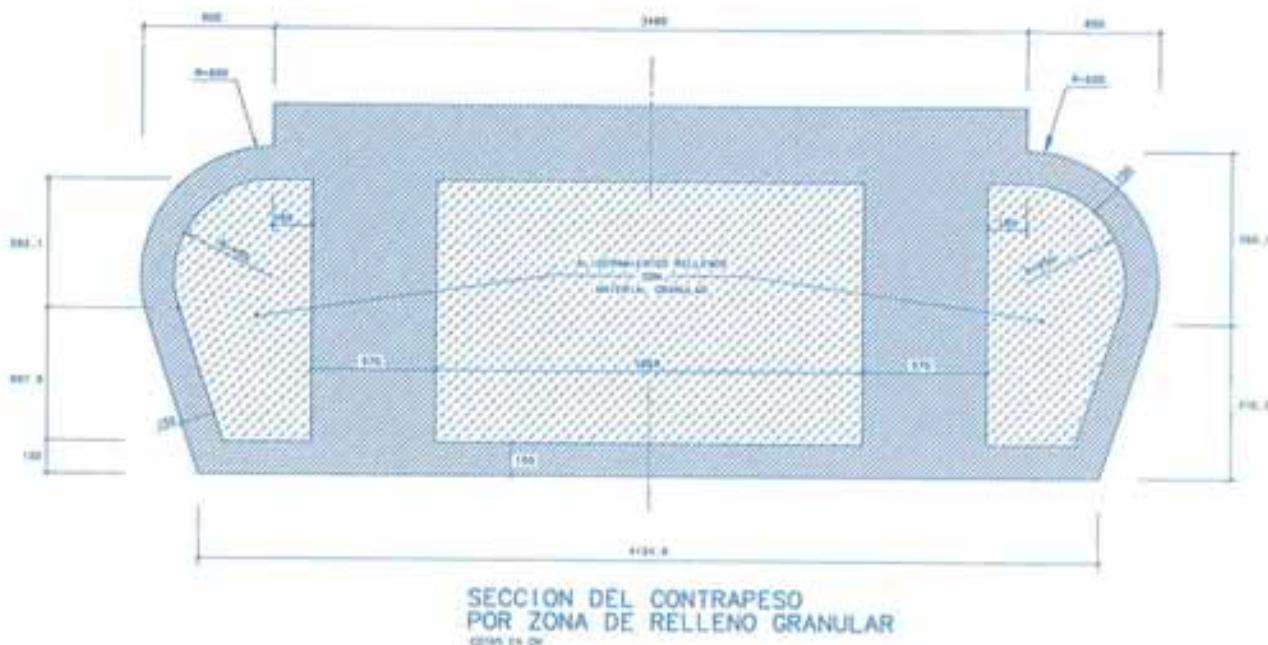


Figura 4. Sección horizontal del contrapeso.
 Figure 4. Counterweight's Horizontal Section.

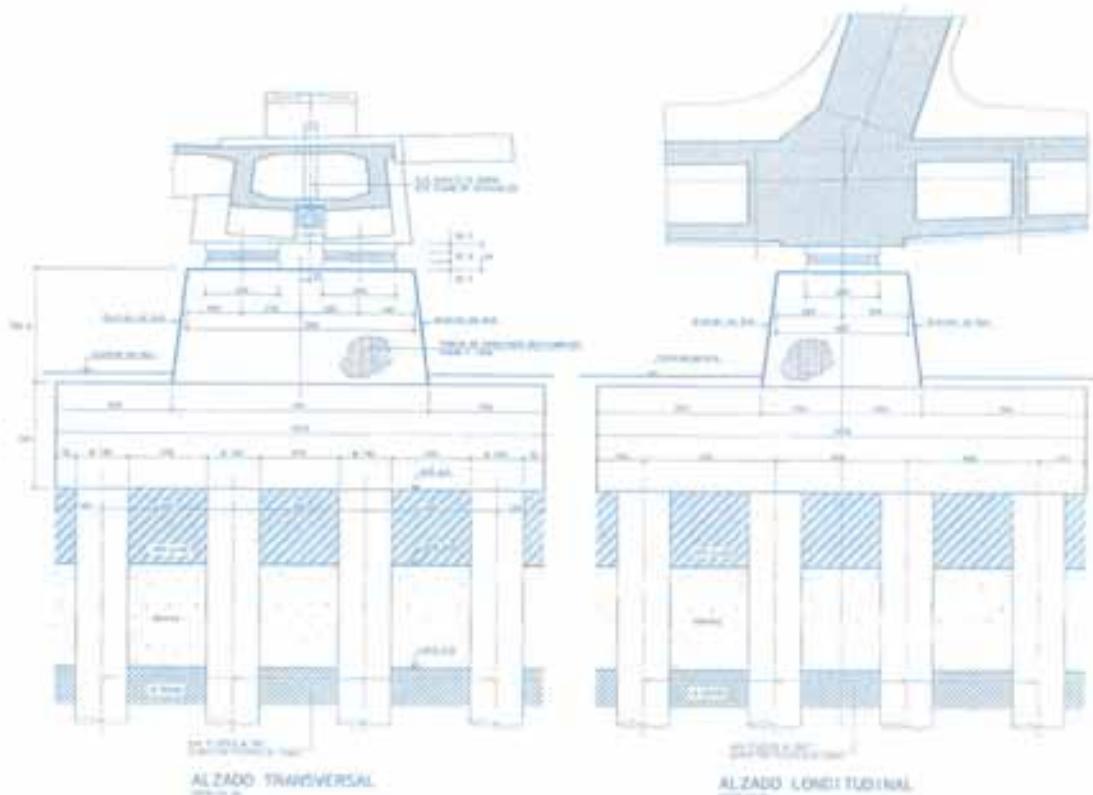


Figura 5: Pila y cimentación
 Figure 5: Geometry of Pier and Foundation

mos por denominar en lo sucesivo "vela" al tirante oblicuo de hormigón pretensado, como hemos hecho en el Proyecto y a lo largo de toda la obra. Nombre difícil de explicar, que nace de alguna analogía soñada entre esa pieza y una vela marina, pero que una vez aceptado simplifica mucho la exposición.

Bajo la tracción de los tirantes de acero el funcionamiento del pórtico resulta intuitivo: para empezar, la componente horizontal del tiro de los tirantes de acero se equilibra con la fuerza que, vía axil de compresión, llega a la pila a través del nervio de borde del tablero. Y además, a causa de esos tiros, el mástil se comprime

and girders and the precast slabs that are supported on a metallic beam frame system. After filling with concrete the continuity bands, the deck becomes a continuous bidirectional slab which, also, transforms the longitudinal trusses and traverse steel trusses beams in composite sections. They are slabs of

Realizaciones

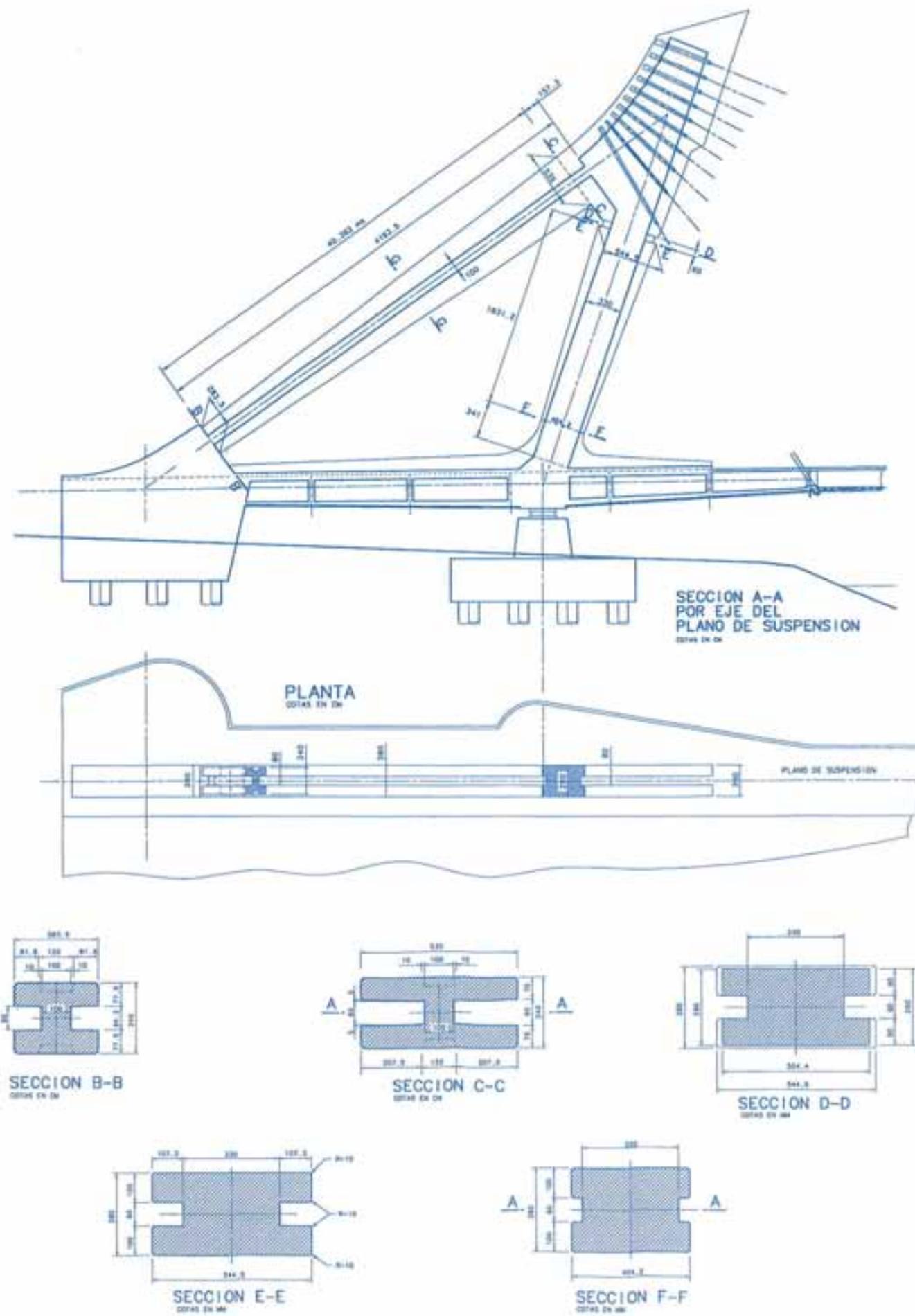


Figura 6: Geometría de un pórtico triangular.
Figure 6: Triangular frame geometry.

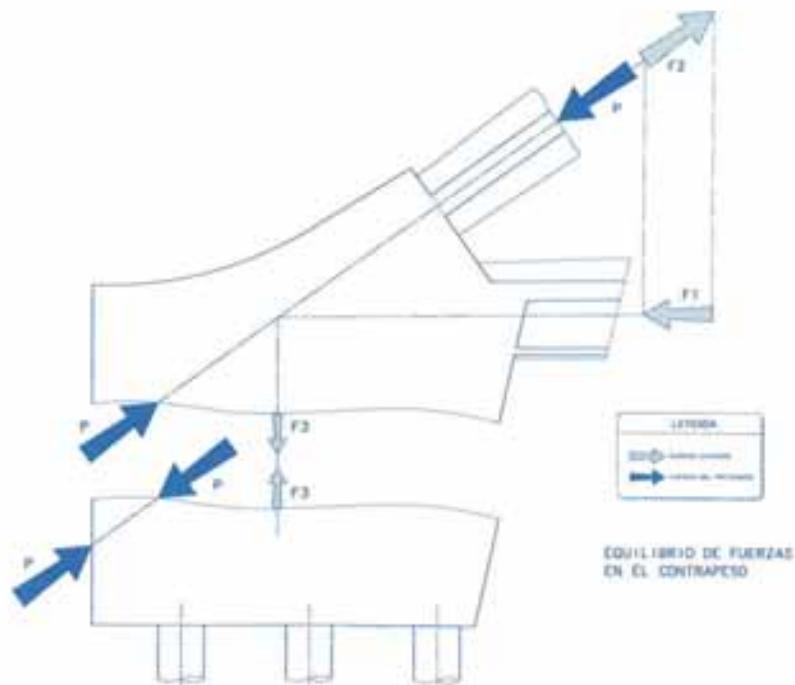


Figura 7: Equilibrio de fuerzas en el contrapeso.
Figure 7: Force equilibrium of the counterweight.

me, la vela se pone en tracción y el nervio de borde del vano lateral transmite desde el pie del mástil hasta el contrapeso una fuerza igual a la componente horizontal del axil del mástil. De modo que la compresión de ese nervio (fuerza F1, Figura 7) es la suma de la que llega a la sección de pila en el vano principal más esa componente horizontal. Y, por supuesto, ese axil de compresión acumulado ha de igualar a la proyección horizontal de la fuerza de tracción, F2, que se transmite por la vela.

Hasta tal punto que, al fundirse dentro del contrapeso el nervio lateral con la

vela, una y otra componente horizontal se contrarrestan, y nos queda, libre y pidiendo ser equilibrada, la componente vertical de la tracción de la vela, F3. Fuerza que se transmite en vertical y hacia abajo mediante tensiones de tracción en el hormigón y que, por ello, obliga a disponer una armadura de suspensión hasta equilibrarla con el peso propio del contrapeso en el fondo de ese volumen. Podría parecer a primera vista que los tendones de pretensado que discurren por la vela y que llegan hasta la parte inferior de la cara final del contrapeso pueden valer como armadura de suspensión. Esos tendones dan una

450x342x18cm, clipped at their borders to allow the upper reinforcing's continuity; overlapping the bars coming out of the slabs,

The cross-section of the border girder shows the V shaped internal walls that, like a local substructure, allow the anchorage of the external cables.

4.6. The deck's border girders

We have already seen the form of border girder's traverse cross-section. In Figure 10 a longitudinal section can be seen, which shows the distribution of the stays and the organization of their anchorage devices. The intersection between the girders' and cables' axis is spaced 9 meters apart. But, given the variable slope of the cables, the exit points through the soffit of the girder are not spaced equally. Therefore, its successive interior transitions through the border girder are always different.

An anchorage of a typical stay is included in figure 11. We have outlined a couple of V shaped walls inside the border girder which generate an inner to the girder, triangular system that allows the force of the cable to be decomposed in two which travel diagonally through these elements. When such travelling forces reach the intersecting edge between the upper flange and the web of the girder, a transverse tie must be provided in order that only the force component that is parallel to the vertical plane is derived. Therefore, tensile stresses run transversely

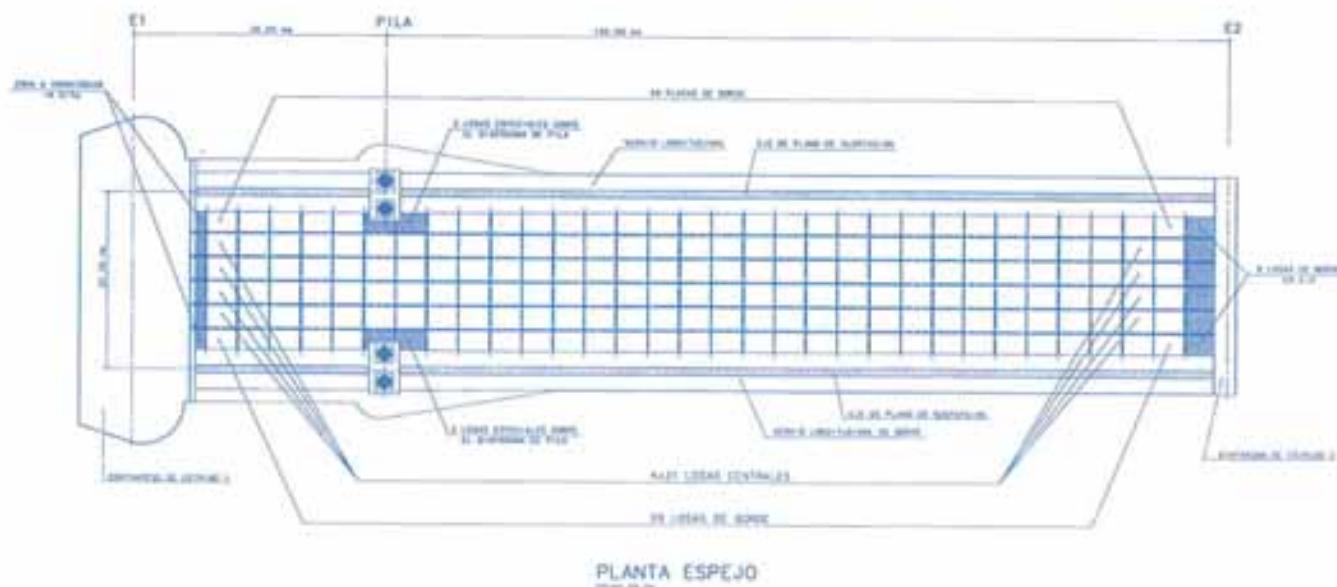


Figura 8: Planta espejo del tablero.
Figure 8: Mirror plan of the deck.

through the upper flange of the girder, where a system of transverse prestressed bars are placed as shown in the figure.

Figure 12 shows the ideal struts which indicate the resultant forces arisen in a typical anchorage of stay, looked at as a two-dimensional problem, i.e., looking at the girder in elevation. The stay force, T , is decomposed in a longitudinal force, placed in the lower flange of the girder (2D1) and an inclined strut (2D4) oriented along MN. When this force reaches the upper flange of the girder at point N, breaks down again into a vertical force (2V1) and a longitudinal component (2D2). It seems clear that the suspending force of the stay is precisely 2V1, while the longitudinal forces at both lower and upper flanges mean the compression force that each new anchorage builds up and constitutes the axial compressive force of the girder. We have used double values for the name of the forces in order to establish a good correspondence with the 3D struts that we are going to comment.

But, should we want to have a good comprehension of the thridimensional mechanism, figure 13 shows the spatial

scheme. We see how force T is broken down in two symmetrical forces, D_3 , opening the force in the transverse direction. Force D_3 is again decomposed into a longitudinal compression at the level of the lower flange of the girder, D_1 , and the oblique force D_4 , placed in the mean plane of each dihedral wall, plus a transverse tensional force, Z_1 .

The force $D4$ reaches the upper joint N , giving rise to three different and significant forces:

- Longitudinal compressive force at the upper flange, D_2 .
 - Transverse tensional force at the same level, Z_2 .
 - Vertical component at the mean plane of the web of the girder, V_1 .

Thus, the necessity of the traverse prestress bars at the upper flange becomes clear. And, in the same way, the detailed analysis (which, is based on such a basic rule to an engineer as vectorial addition is) allows us to see, how, with this device, the border girder is hung from its upper edges. What leads us to understand that we need suspension bars in the webs, allowing the vertical component force to be hung from the lower flange of the web, where such force remains after the theoretical Ritter-Mörsch truss has been formed in it.

fuerza final de pretensado, P , que es siempre mayor que la tracción exterior F_2 , de tal modo que su componente vertical es igualmente mayor que F_3 . Pero la cuestión esencial es que esa fuerza P comprime al hormigón del contrapeso según un eje inclinado y diferente del de la fuerza F_3 y por ello no puede equilibrarla.

Pero si volvemos a la Figura 6 podemos observar con más detalle la geometría de la vela y el mástil. Que, con una pendiente 3/1 y con canto creciente hacia arriba, nace de una sección tipo rectangular con dos amplios rebundidos en las caras perpendiculares al plano de suspensión. Idea que se repite también en la vela, de modo que la sección por el plano mismo de suspensión muestra un núcleo interior revestido externamente por el contorno de unos paramentos exteriores. Los huecos que esta disposición genera en la cabeza de anclaje permiten acoger a las piezas de anclaje de los tirantes y, por el lado del gran vano, facilitan una salida de máxima limpieza de los tirantes de acero al aire, en el que surgen como naciendo de las entrañas del pórtico.

Pero si nos fijamos en la vela comprobaremos que sus sección tipo tiene forma de H con profundos rebajados en las caras superior e inferior y rebajados de menor profundidad pero mayor anchura en las caras laterales. Que, ade-

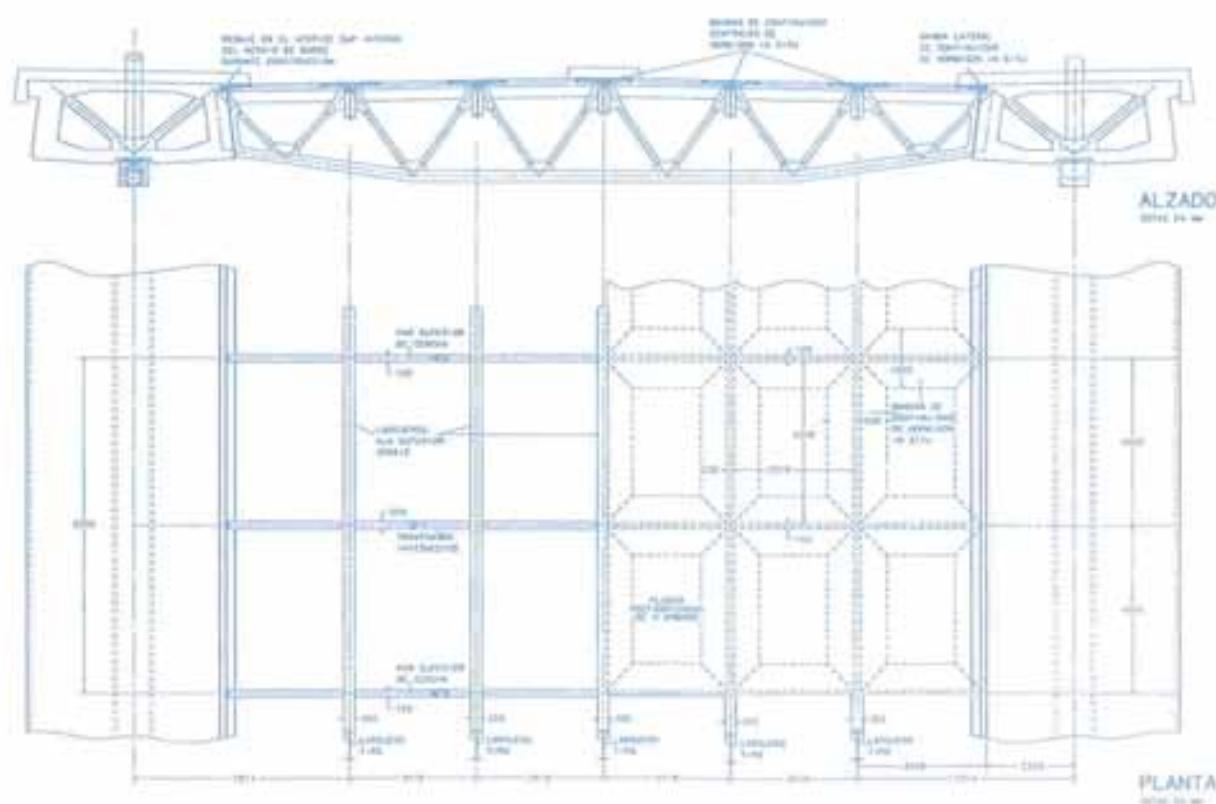


Figura 9: Detalles del tablero.
Figure 9: Deck's details.

más de mejorar su aspecto, suponen un importante aligeramiento de peso propio, reducción que resulta importante en una pieza que abarca unos 35 metros de proyección horizontal. La vela se ha planteado con una pendiente 7/10 y, al igual que el mástil, ofrece canto creciente a medida que sube. Cantos crecientes que no hacen otra cosa que preludiar la cabeza que, como coronación de ambos, allí va a surgir.

Al mirarla constatamos cómo el núcleo del mástil se expande para dar lugar a un macizo de formas curvas en cuyo borde dorsal pueden aplicarse sin problemas las fuerzas concentradas de los anclajes de tirantes. A la hora de explicar esas formas ningún planteamiento racional es suficiente: Desde luego que son funcionales para anclar tanto los tirantes desnudos que sostienen el vano central como los tendones internos de pretensado de la vela que se acaban en el borde opuesto. Pero, además, ha habido una denodada búsqueda para encontrar formas armoniosas, que rematen la vela y el mástil y que logren fundir sus extremos en un único cuerpo. De ahí el perfil curvo que conforma la cara dorsal de la vela, y, también, los picos que su cara frontal ofrece.

4.5. La organización del tablero

La Figura 8, planta espejo del tablero,

muestra sus proporciones reales, así como las del contrapeso, las placas de apoyo en pilas y explica su estructuración que ya hemos comentado antes. Vale la pena decir que las cerchas transversales acometen a nudos teóricos que son los de anclaje de cada tirante con el nervio de borde.

La Figura 9 muestra el detalle de la sección tipo del tablero, con la organización de nervios de borde, de cerchas y largueros, así como de las placas prefabricadas que apoyan en ese emparrillado de vigas metálicas y que, tras el llenado de las bandas de continuidad, se convierte en una losa bidireccional continua que, además, convierte a las vigas y cerchas de acero en secciones mixtas. Son placas con dimensiones nominales de 450 por 342 cm. y de 18 cm de canto, recortadas en sus bordes para poder alojar la armadura superior de continuidad, solapada a las barras vistas que salen de ellas.

La sección del nervio de borde muestra los tabiques en V que, como refuerzo local, se establecen en los puntos de anclaje de los tirantes exteriores. Detalle que comentaremos a continuación.

4.6. Los nervios de borde del tablero

Ya hemos visto la forma de su sección transversal. En la Figura 10 puede verse

Figure 14 shows a detail of the reinforcement bars in one of these special areas. In the border girder's cross-section the traverse prestressed bars may be seen as well as the cables of longitudinal pre-stressing and the suspension bars placed inside the webs.

4.7. The prestressing of the sail

It is vital to warrant the resistance and durability of these large tensile elements of concrete. For this reason, we have outlined a Class I prestressing, that is to say, without any tensile stress at any point under the service conditions.

There are two families of tendons, curved and straight. The layout of the curved tendons (fig 15.b) is parabolic upward. This layout has been calculated in order to compensate the normal component of the weight of the sail. There are 2 groups of 5 tendons (31 of 0.6") that transform the sail into an axially compressed piece. As seen in the traverse cross-sections, they move in the vertical planes located inside the sail.

The straight tendons (2 groups of 6 tendons of 31 of 0.6" located in external planes of the traverse cross-section, fig 15.a), describe straight trajectories

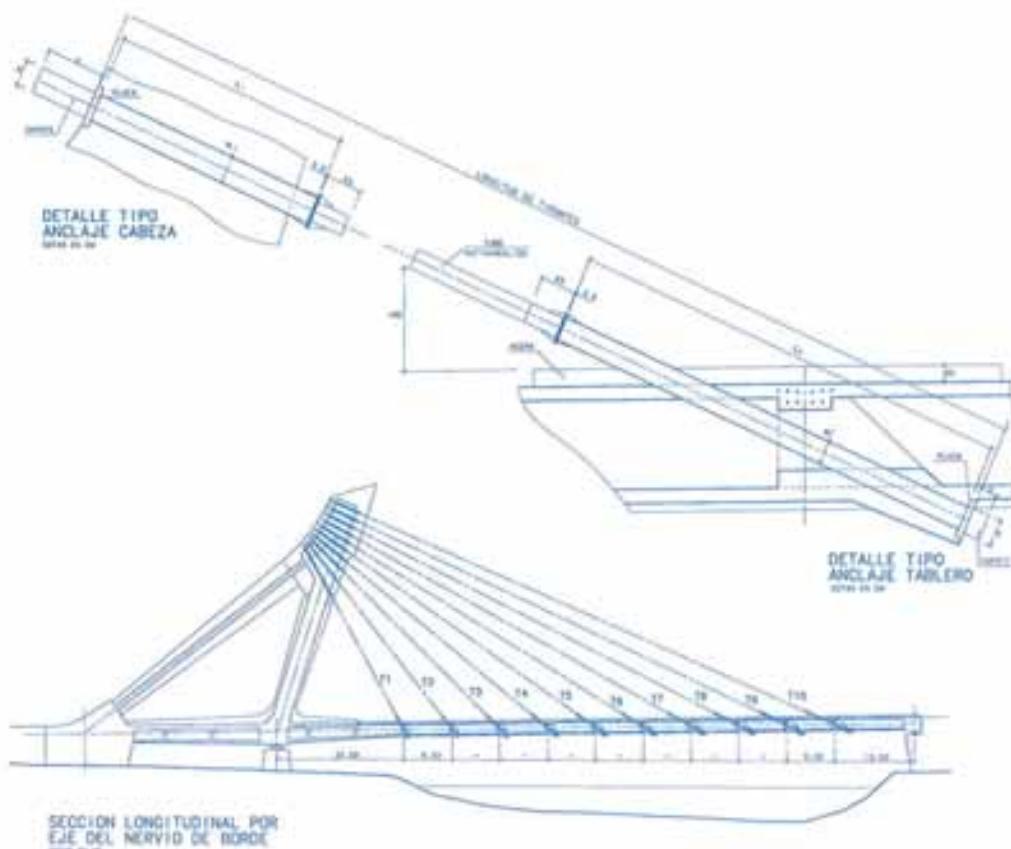


Figura 10: Organización y dispositivos de anclaje del nervio de borde.
Figure 10: Organization and border-girder devices of anchorage of the stays.

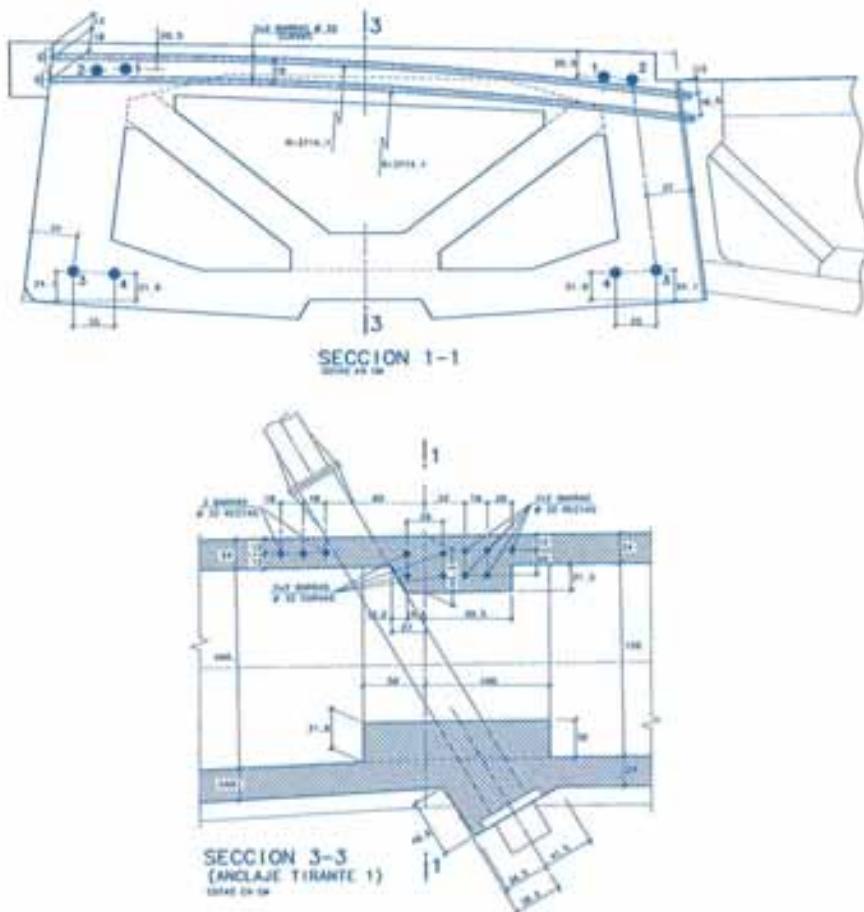


Figura 11: Detalles del diédro de anclaje de un tirante.
Figure 11: Detail of the concrete internal dihedral for the anchorage of the stay.

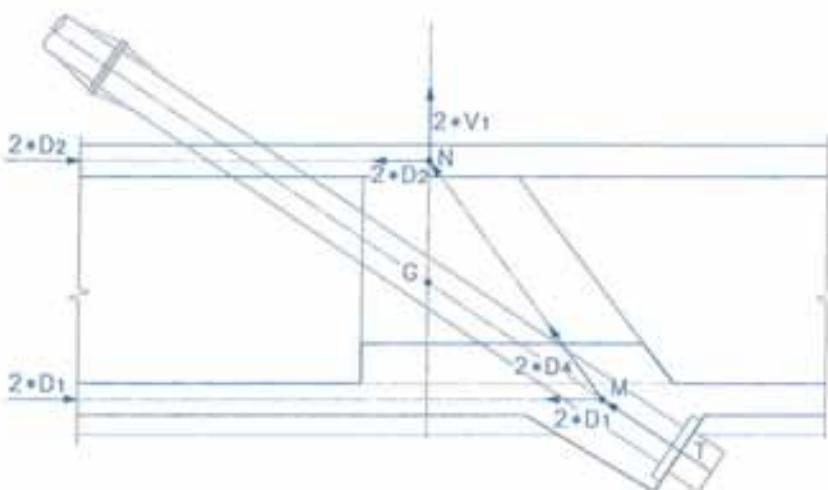


Figura 12: Esquema de las bielas de fuerzas en un anclaje de tirante vistas en Alzado (2D).
Figure 12: Ties and Struts of 2D forces in a typical anchorage of stay.

whose spatial geometrical center coincides with the axis of the sail, and results in a pure compressive stress of the concrete.

The prestressing tendons, both straight and curve, are anchored downwards at the external face of the counterweight. At their upper end, their

anchorage are distributed throughout the width of the head. With this disposition, their anchorage plates placed at the opposed face of the rear curved border where the stays are anchored, we have a favorable state of longitudinal compression in the concrete of the head of the mast and sail.

una sección longitudinal por su plano medio, que permite apreciar la distribución de tirantes y la organización de sus dispositivos de anclaje en el intradós del nervio. Buscamos que los ejes de los sucesivos tirantes corten a la directriz del nervio en puntos espaciados 9 metros entre sí. Pero, dada la pendiente variable de los cables, los puntos de salida de sus ejes por el intradós del nervio no quedan equidistantes. Y su paso por el interior del nervio de borde va dando lugar a figuras diferentes.

A la hora de suministrar anclaje a los tirantes, tal como muestra la Figura 11, hemos planteado un par de tabiques en V dentro del nervio de borde, que generan en su interior una triangulación local, de modo que la fuerza del tirante viaje, descompuesta, por ellos, y llegue a las aristas de corte del plano medio de cada alma con el eje de la tabla superior, con lo que, armando a tracción en sentido transversal ésta, habremos logrado introducir esa fuerza en las mismas aristas superiores de la sección cajón del nervio de borde.

La Figura 12 muestra las bielas ideales que indican las resultantes de las fuerzas transmitidas en un anclaje tipo de tirante, considerado como problema bidimensional, o sea, visto el nervio de borde en Alzado. La fuerza, T , del tirante se descompone en una componente longitudinal (2D1) alojada en la tabla inferior del nervio y en una biela oblicua (2D4) dirigida según MN. Que, cuando llega a la tabla superior, vuelve a descomponerse en la vertical (2V1) y la longitudinal (2D2). Es claro que la fuerza de cuelgue del tirante coincide con (2V1), mientras que las longitudinales de ambas tablas representan la fuerza que comprime al nervio y que incrementa en cada anclaje de tirante su esfuerzo interno de compresión. Donde hemos duplicado el valor de las fuerzas internas para hacerlas corresponder a las bielas espaciales que vamos a comentar.

Pero si queremos entender a fondo el mecanismo tridimensional, es preciso mirar a la Figura 13, que indica todo el juego de bielas internas, como resultantes de esfuerzos interiores de equilibrio. Vemos cómo la fuerza T que el anclaje del tirante envía al hormigón se descompone en dos vectores simétricos, D3, fuerza que a su vez se vuelve a descomponer en la compresión longitudinal, D1, alojada en la tabla inferior del nervio de borde y la fuerza, también de compresión, alojada en el tabique inclinado de apoyo del anclaje, D4, más una

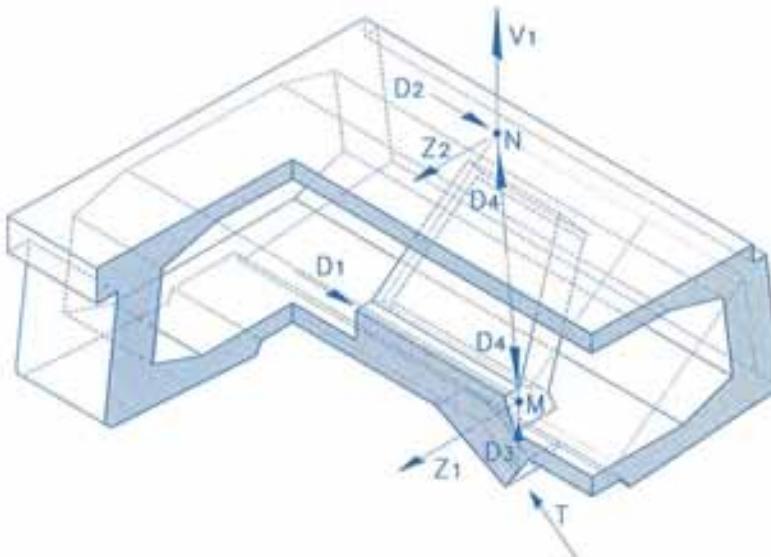


Figura 13: Esquema espacial de las bielas de fuerzas en un andaje de tirante (3D).
Figure 13: Ties and Struts of 3D forces in the same anchorage of stay.

tracción transversal interna Z1 necesaria para el equilibrio del nudo.

Al nudo superior N, termina llegando la fuerza oblicua D4 alojada en cada tabique inclinado, que va a equilibrarse con las fuerzas internas:

- Compresión longitudinal alojada en la tabla superior del nervio, D2.
- Tracción transversal también de tabla superior, Z2.
- Componente vertical de cuelgue del alma del nervio, V1.

De modo que queda patente la necesidad de ese pretensado transversal de la tabla superior. E, igualmente, ese análisis detallado (que, por cierto, se basa exclusivamente en un concepto tan manido, pero tan esencial para un ingeniero, como es la regla del paralelogramo) nos permite ver cómo, con este dispositivo, el nervio de borde queda "colgado" de sus aristas superiores. De tal modo que, otra vez, necesitamos disponer en sus almas armadura pasiva de suspensión que permita recoger la componente vertical de las fuerzas oblicuas que, por el interior de esas almas, se transmiten a modo de bielas comprimidas.

La Figura 14 muestra el detalle de la armadura dispuesta en una de estas zonas localizadas. Donde, en la sección del nervio se ven las barras de pretensado transversal, los tendones allí existentes de pretensado longitudinal y la armadura de suspensión, en forma de cercos-imperdible, garantizando al máximo la recogida de esas bielas comprimidas.

4.7. El pretensado de las velas

Resulta vital asegurar la resistencia y durabilidad de estos grandes elementos

traccionados. Para lo cual, hemos planteado un pretensado en Clase I, o sea sin tracciones en ninguna fibra en las condiciones de servicio.

Para lo cual existen dos familias de

4.8. The stability of the mast as an slender compressed member

The masts offer a height, from the deck to the tip of the head, of 42 meters, and of about 36 meters from the center of gravity of the loads transmitted by the stays, its traverse depth being of 280 cm. If we calculate its effective length for stability as the double of the physical length, we would have a geometric slenderness ratio of 26, which is a considerable value for such a strongly compressed piece. However, the same cables that unite the mast's head with the border girders act as transverse springs that react pushing the mast in the contrary direction to their traverse movement. Therefore, its real nature looking at instability is closer to a column with one end fixed and the other transversely supported by springs, with an effective length of about 70% of its physical height. To the extent that these members generate a visual impression of great slenderness, but behave in terms of great security regarding instability, as an accurate analysis

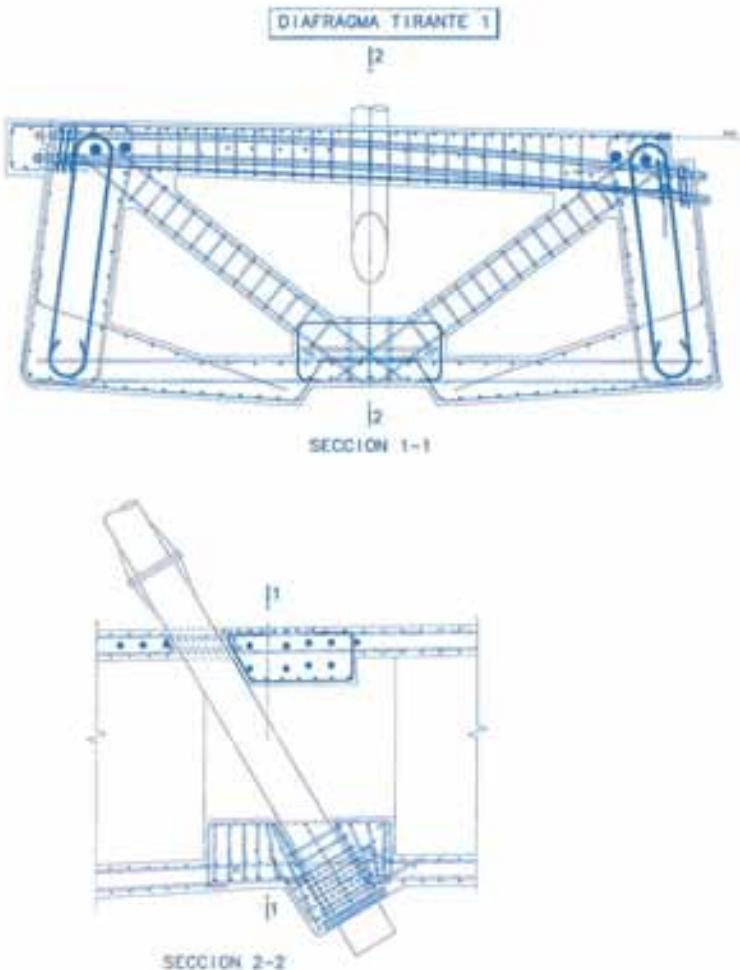


Figura 14: detalles de armadura de una zona de andaje de tirante.
Figure 14: Detail of the reinforcement bars of the cable's anchorage area.

Realizaciones

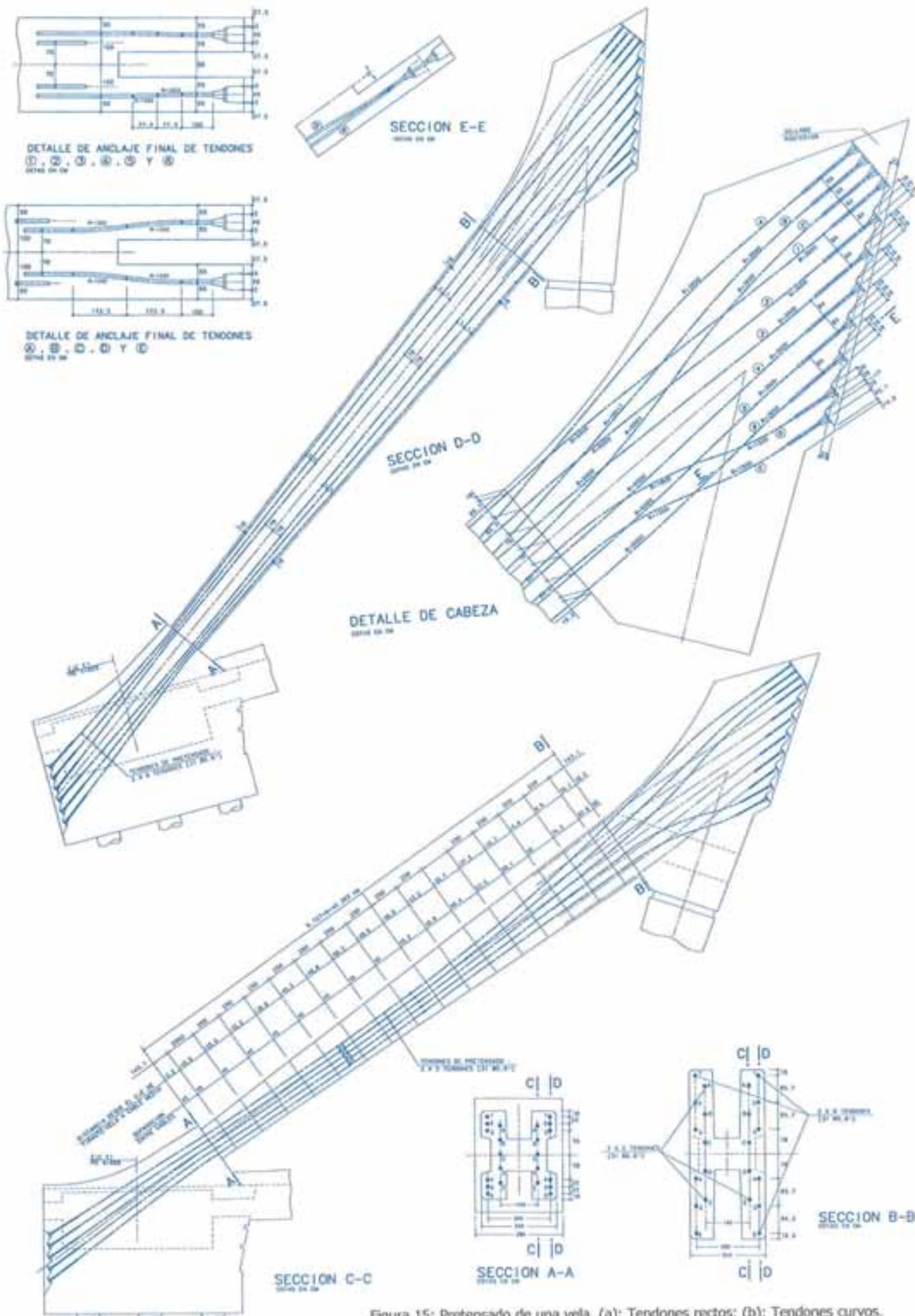


Figura 15: Pretensado de una vela. (a): Tendones rectos; (b): Tendones curvos.
Figure 15: Sail's pre-stressing. (a): Straight tendons; (b): Curved tendons.

tendones, curvos y rectos. Los curvos (fig 15.b) disponen de trazado parabólico ascendente, calculado para que sus fuerzas de desviación compensen la componente normal del peso propio. Son 2 grupos de 5 tendones (31 de 0.6") y, con ellos, la vela se convierte en una pieza comprimida axialmente. Como puede verse en las secciones transversales, discurren por planos verticales situados en el interior de la vela.

Las familias de tendones rectos (2 grupos de 6 tendones de 31 de 0.6" situados en planos exteriores de la sección transversal), Figura 15.a, describen trayectorias rectas cuyo cable medio coincide con el eje de la vela, produciendo en ella un esfuerzo axial de compresión pura.

Lado inferior, unos y otros tendones terminan en la cara exterior del contrapeso. Por arriba, sus anclajes se distribuyen a lo ancho de todo el contorno de la cabeza. El hecho de anclarlos en el borde opuesto a los tirantes exteriores no hace más que producir un estado de compresión longitudinal en aquélla.

4.8. La estabilidad del mástil como pieza comprimida

Nuestros mástiles ofrecen una altura desde el tablero hasta la punta de la cabeza de 42 metros, y de unos 36 metros hasta el centro de gravedad de las cargas de tirantes. El canto en sentido transversal es de 280 cm de modo que si tomamos como longitud de pandeo el doble de la física estaríamos en una esbeltez geométrica de 26, que para una pieza tan fuertemente comprimida empieza a ser considerable. Sin embargo, los mismos tirantes que unen la cabeza del mástil con el nervio de borde actúan como muelles que reaccionan empujando al primero en dirección contraria a su movimiento transversal, de modo que su situación real se approxima, en lo que a teoría de segundo orden se refiere, al caso de barra apoyada en un extremo y empotrada en el opuesto, con una longitud de pandeo del orden del 70% de su altura física. Hasta el punto de que unas piezas que transmiten una impresión óptica de gran esbeltez en el plano transversal al puente se comportan en cuanto a pandeo con una gran seguridad. Obsérvese de todos modos que esa esbeltez óptica se ve muy subrayada por el fuerte rebundido de su cara frontal.

4.9. La base del mástil

El mástil transmite al diafragma del tablero en que descansa una fuerza pró-

xima a los 11.000 Mp. Fuerza oblicua cuya componente horizontal es absorbida por el nervio de borde y transmitida al contrapeso, y cuya componente vertical va a la pila, pero no de modo directo sino a través de las placas separadas de neopreno confinado. Quiere ello decir que en sentido transversal aparece en la zona inferior de ese diafragma una fuerza muy importante de tracción que ha de ser resistida por un paquete de 45 barras pretensadas de 50 mm de diámetro, dispuestas en tres niveles consecutivos. Barras que han de ser puestas en carga cuando la carga que transmite el mástil alcanza un determinado nivel lo que ha obligados a tesarlas de un modo progresivo a medida que ha ido avanzando la obra.

4.10. La cabeza del pórtico triangular

Como se ha dicho, esta pieza funde los extremos del mástil y la vela y aloja los anclajes de los tirantes de acero y los de los tendones de pretensado de la última. El resultado es un estado de compresión biaxial en el hormigón, claramente favorable. Pero detrás de los anclajes hay que hacer frente a diferentes fuerzas de tracción de laja. La Figura 16 es muestra parte de la armadura pasiva dispuesta en esa zona.

4.11. El pretensado longitudinal del nervio de borde

El nervio se pretensa con un conjunto de tendones centrados en su sección transversal y que se prolongan dovela a dovela mediante acopladores. En la zona próxima al apoyo final, donde domina la flexión positiva de sobrecarga, establecemos un pretensado de refuerzo en la tabla inferior compuesto por tendones que se van anclando de modo escalonado en dovelas sucesivas y cuyos anclajes activos se establecen tras el diafragma final de apoyo en estribo. Este pretensado excéntrico produce, por fluencia, flechas diferidas ascendentes en los nudos del nervio, con la consiguiente pérdida de fuerza de tracción en los tirantes. Efectos que han sido tenidos en cuenta por el programa de cálculo utilizado.

4.12. Las cerchas transversales de acero

La Figura 17 da una idea de la geometría de las mismas y del sistema de empotramiento en los nervios de borde. Se ve cómo la triangulación de acero se prolonga por dentro del nervio con las diagonales de hormigón que, como aquí

of the compressed member taking account of the second order effects by means of (axial force-moment-curvature) relationships has shown. Note, nevertheless, that this visual slenderness is further underlined by the vertical deep grooves of the front faces.

4.9. The base of the mast

The mast transmits to the deck's diaphragm on which it rests an approximate force of 110 MN. The horizontal component of this oblique force is taken by the border-girder and transmitted to the counterweight. In turn, the vertical component goes to the pier; not in a direct way but through two separated bearing plates made of confined neoprene, and an upper layer of stainless steel and teflon allowing for horizontal movements. This implies that in the transverse direction an important tensile force acts in the lower part of that diaphragm, from plate to plate, that must be resisted by a group of 45 prestressed steel bars (50 mm in diameter), located in three successive levels. The process of pre-stressing these bars was done progressively as the mast's load was incrementally applied during construction.

4.10. The head of the triangular frame.

As previously stated, this concrete piece connects the mast's and the sail's ends, and houses the anchorages of the steel cables and the prestressed tendons. As already mentioned, the result is a state of the concrete's biaxial compression, clearly favorable. But behind the anchorage plates different tensile forces have to be resisted. Figure 16 shows part of the reinforced bars located in this area.

4.11. The longitudinal prestressing of the border-girders

The girders are pre-stressed with a group of tendons centered in their transverse cross-section. As the girder is built by successive steps with segments 9 meter length, they are prolonged step by step by means of connectors. At the zone close to the final abutment, where positive bending due to live load appears, we established an additional prestressing cables in the lower flange. These tendons were progressively anchored in successive segments, whose active anchorages were established

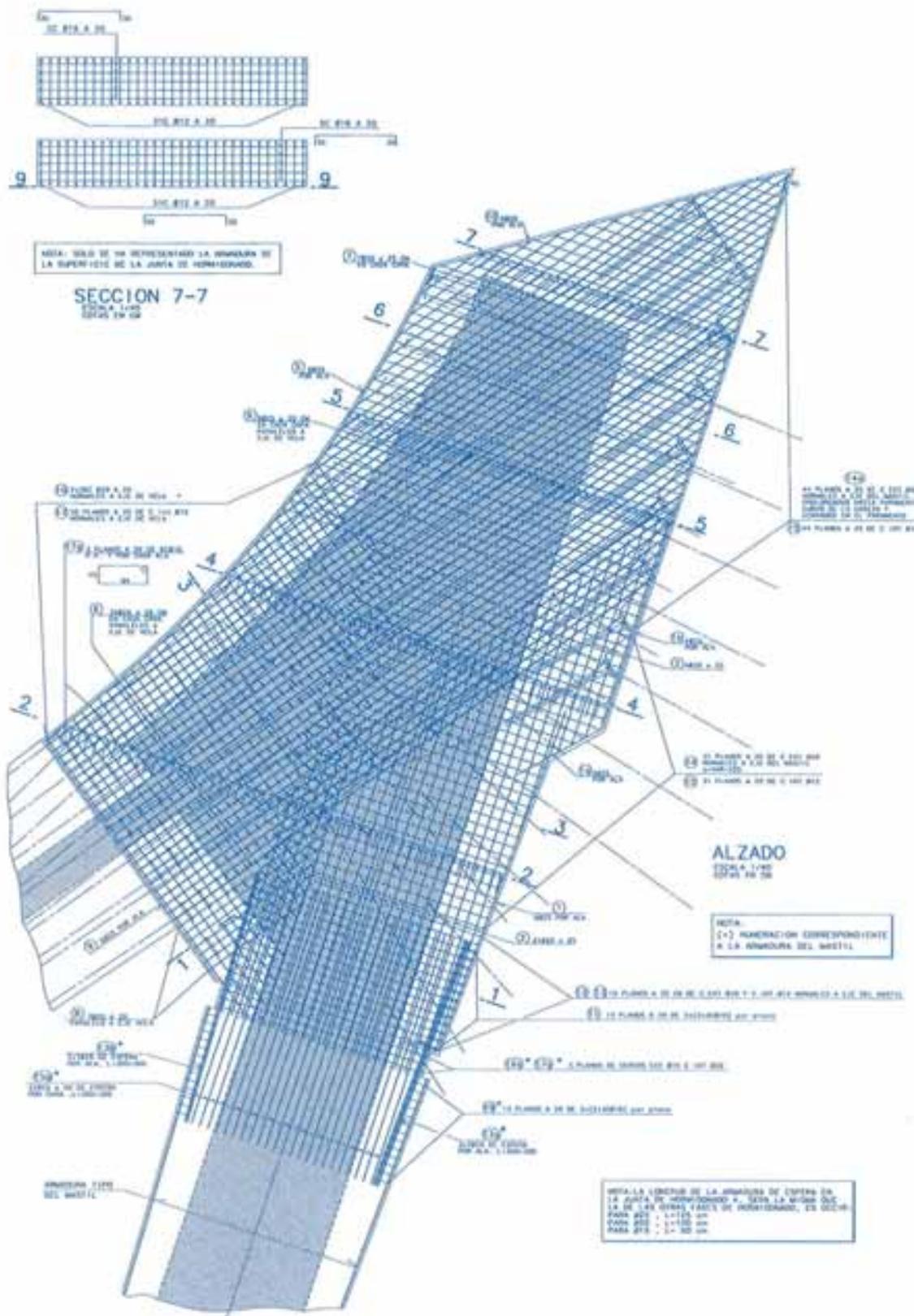


Figura 16: Armadura pasiva de la cabecera de anclaje.
Figure 16: Reinforced bars of the anchorage head.

after the support on the final abutment. This eccentric prestressing produce, due to creep of concrete, upward differed movements in the joints of the girders, resulting finally in a loss of tensile force in the stays. These effects have been

carefully considered by the analysis program used, which takes account of successive time intervals, with the corresponding theoretical shrinkage and creep of concrete in each of them, developing the real life of the structure.

se ha visto, conforman el diedro de anclaje de tirantes.

Las cerchas se sueldan a chapas de acero galvanizado embutidas en el alma de los nervios de borde y enlazadas a ellas con colectores. Para hacer fren-

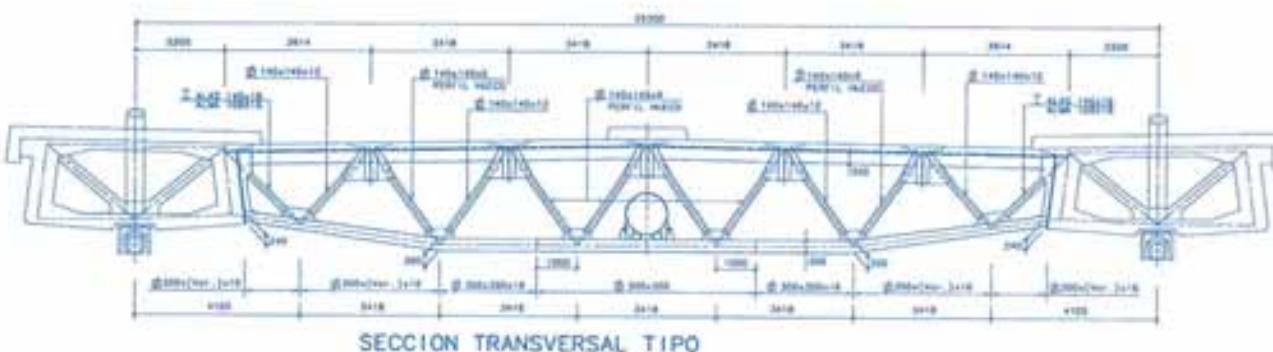


Figura 17: Geometria de cercha transversal.
Figure 17: Geometry of the traverse trusses

te a la flexión negativa de empotramiento existen barras superiores de pretensado transversal que se suman a las ya descritas del sistema de anclaje de los tirantes.

4.13. Los tirantes de suspensión.

Su fuerza máxima varía de modo considerable a lo largo del vano, por lo que su composición en cordones de 0.6 pulgadas es muy variable: Desde 31 de 0.6" en el tirante 2 hasta 71 de 0.6" en el tirante 9 (penúltimo). Esta composición variable se acusa perfectamente en el tamaño de los anclajes, recubiertos por capuchones de acero inoxidable, que asoman en la llaga dorsal de la cabeza de anclaje.

El dimensionamiento correcto de los tirantes se alcanza cuando la tensión máxima que ellos sufren en las peores condiciones de servicio es igual o inferior al 45% de su tensión de rotura garantizada. La única complicación para ello reside en que al modificar la sección de los tirantes (y aumentar o disminuir su rigidez axial) cambia la respuesta del modelo y los propios esfuerzos en ellos. Al final, se plantea un largo proceso iterativo que, teniendo en cuenta toda la historia del proceso constructivo, converge hacia las secciones deseadas.

El dimensionamiento de los tirantes admite numerosas soluciones diferentes, cargando algo más un tirante en detrimento de la fuerza de sus vecinos. Los criterios que nos guiaron en su elección fueron:

- No tener más que pequeñas tracciones en las fibras extremas de cada sección del nervio de borde en todas las etapas del proceso de carga.
 - Equilibrar sensiblemente el peso de cada nueva dovela con el tiro vertical del tirante que en ella se ancla, de modo que los movimientos resultantes en tales nudos, si no nulos, fueran muy reducidos.

- Establecer transiciones suaves y continuas entre la potencia de unos y otros tigantes.

- Alguna sección del nervio de borde, como la situada sobre pila, era especialmente sensible en su fibra inferior (fácilmente traccionada) a cualquier variación de las fuerzas en tirantes. Lo que se debe sin duda al acartelamiento local que, bajo el axil de compresión que el nervio soporta, lleva a engendrar una fuerza de desviación concentrada y ascendente en el punto de quiebro de la directriz. Situación que hubimos de compensar reduciendo las fuerzas de los primeros tirantes.

Tras numerosos tanteos, alcanzamos la distribución de cordones que en su conjunto nos pareció más conveniente. Claro que al no ser nulos los movimientos verticales de los nudos de amarre sabemos que va a haber redistribuciones de fuerzas en tirantes a causa de las deformaciones diferidas del tablero. Pero con movimientos pequeños, tales redistribuciones no pueden ser importantes y, aparte de que nuestro programa trata estos efectos con "exactitud", cuando menos conceptual, al terminar la estructura llevamos a cabo un retesado general de tirantes que dejó en ellos unas fuerzas coincidentes con las que según el modelo teórico debían en ese instante tener.

Los tirantes instalados, suministrados por la casa Freyssinet, son haces de monocordones autoprotegidos, que en caso necesario pueden ser reemplazados uno a uno. O sea, son cordones de acero galvanizado que salen de fábrica envueltos en una vaina de plástico (polietileno de alta densidad), con cera protectora llenando los intersticios que existen entre la funda y el cordón. No hemos dispuesto ninguna vaina general por el exterior, a la que no veremos ninguna ventaja y

4.12. The traverse steel trusses

Figure 17 gives an idea of the geometry of the trusses embedded into the border-girders' system. The steel trusses are prolonged inside of the girders with the concrete diagonal walls. In turn, as we have explained these concrete diagonal partitions make up the anchorage for the cables.

The trusses are welded to galvanized steel plates stiffened in the external face of the inner web of the border-girder, with connectors that join it to the concrete. To counteract the negative bending there are transverse upper prestressed bars added to the already described bars of the anchorages of the stays.

4.13. The suspension cables.

The maximum force of the suspension cables varies widely along the main span of the bridge. Therefore, their composition in 0.6" tendons is too variable: From (31 0.6") at the 2nd stay up to (71 0.6") in the 9th truss (the one before the last). This variable composition is clearly perceived through the size of the anchorage plates, which are capped with stainless steel pieces protruding from the anchorages niche.

The correct design of the cables is reached when its service stress reaches its maximum allowable value. Under the worst conditions of service they are equal or smaller than 45% of its guaranteed breaking stress. The only difficulty residing on the fact that the cross sectional area of the cables must be previously introduced in the model (increasing or diminishing their axial stiffness). The model's behaviour depends on such axial stiffness, and any changes in the area of the stays produces a different structural response. Following iterative

techniques and taking account of the constructive process, we reach the desired cross-sectional areas.

In any case, there are many different solutions for the dimensioning of the stays: We can load some of the cables more than others, with different responses. Our guidelines for this approach were:

- Obtaining small tensional stresses in the upper and lower fibers for every cross-section of the border-girders, throughout the construction process.

- Balancing the weight of every new girder's segment with the vertical force of the cable that is anchored on it. Thus, if the resulting vertical movements of such joints were not nil, they would be very small.

- Establishing soft and continuous transitions throughout the area of the successive cables.

- Certain cross-sections of the border's girders, such as the one located over the pier, were specially sensitive in their lower fibers (easily under tension) to any variation of the cable's forces. What is due without any doubt to the local depth's variation of the girder that, under the internal compressive force that it supports, gives rise to a vertical, deviation, upwards force in the point of the break of the soffit. Situation that we compensated reducing the pull forces of the first stays.

After numerous rough calculations, we obtained the number of cords in each cable. Undoubtedly, since the vertical movements of the anchorage joints were not nil, there will be a redistribution of the forces on the cables due to the differed deformations of the deck. But with small movements, such redistributions cannot be important. Even though our analysis program treated these movement effects with "accuracy", at a practical level, after the construction process, we carried out a general re-tensioning of the cables. This allowed us to see that the measured forces were very close to the values of the theoretical values of the analysis.

The installed cables, produced by Freyssinet, are sets of auto-protected monochords, which, should the need arise, can be replaced one by one. That is to say, they are cords of galvanized steel that are wrapped in a plastic sheath (polyethylene of high density) in the factory. There is also a filler of protective wax occupying the interstices that exist between the sheath and the cord.

We did not include any overall external sheath, since we don't see any advantages, but inconveniences on it. They are, that in the event of any cord's corrosion, their detection would be harder. The color of the cables becomes the white of the protective sheath's. Although, the exit of the cables from the deck was protected with stainless steel tubes to prevent any cases of vandalism.

Each cord is anchored in the final plate by means of a wedge system, but with a wax infill which protects its steel unprotected ends against corrosion.

We renounced to the usual over-tensioning of every stay during the construction process as well as to the detensioning of the same at the following stage. Such over-tensioning helps in compensating the maximum provisional negative moment during construction that arises at the end of the cantilever. We renounced to this process, since any de-tensioning of cables leaves dents on them produced by the wedges of the anchorage, thus, the cable risk fatigue-failure at those points of weakest section.

sí el inconveniente de que, en caso de corrosión de algún cordón, contribuiría a hacer más difícil su detección. El color del tirante es el de la vaina protectora de los monocordones, para el que elegimos el blanco. Aunque, desde luego, la salida de los cordones del tablero se ha protegido con tubos antivandálicos de acero inoxidable.

Cada cordón se ancla en la placa final de apoyo mediante un sistema de cuñas, pero la trompeta final está rellena de un compuesto de cera que protege sus extremos de acero visto contra la corrosión.

A causa del anclaje en cuña de cada cordón hubimos de renunciar en el proceso constructivo a sobreasar cada tirante en el instante de su instalación para destesarlo ligeramente en la etapa siguiente. Sobretesoado que apetece para hacer frente al pico de momento negativo que por el peso del carro de avance se produce en el extremo del voladizo. Pero hubo que renunciar a ello porque cualquier destesado supone dejar dentro del tirante útil las huellas de la cuña que lo ha anclado en la fase anterior, con el debilitamiento que, frente a un fallo por fatiga, tales marcas suponen.

4.14. The bearing plates

Since the bridge is embedded in the final counterweight, the longitudinal movements of the deck accumulate from this point. Therefore the bearing plates on each of the piers and over the final abutment must be sliding in the longitudinal direction. Furthermore, given the important traverse dimension of the bridge, the movement must be allowed in that direction too. And, since there are no supports located under the axis of the deck which could act as fixed points, all the bearing plates must be allowed to slide multidirectionally.

Each one of the plates located over the plinth-piers are designed for a maximum load of 60 MN under service conditions.

Then, considering the transverse wind that acts on the bridge, it is necessary to establish some sort of transverse support in the final abutment. It was solved with a downward extrusion from the support diaphragm, with two vertical neoprene-teflon plates which, allowing the free longitudinal movement of the deck, fix it, nevertheless, in the traverse direction.

4.15. Qualities of the concrete

The Project, conditioned by the important loads to be resisted by the

4.14. Los aparatos de apoyo

Al estar el puente empotrado en el contrapeso final, los movimientos longitudinales del tablero se acumulan a partir de este punto, por lo que las placas de apoyo sobre cada una de las pilas y sobre el estribo 2 han de ser deslizantes en tal dirección. Pero, además, dada la importante dimensión transversal del puente, hay que permitir también movimientos en esa dirección. Y, no habiendo ningún apoyo situado bajo el eje del tablero, que podría actuar como punto fijo, todas las placas han de ser deslizantes multidireccionales. Ocurriendo que cada una de las dispuestas sobre las pilas-plinto están dimensionados para una carga máxima de servicio de 6.000 Mp (60 MN).

Ocurre entonces que, frente al viento transversal al puente, hay que establecer algún apoyo en el estribo 2. Lo resolvimos con un tetón saliente hacia abajo del diafragma de apoyo que encaja en un cajeadillo del estribo con el que contacta mediante dos placas verticales de neopreno-teflon, que, permitiendo con libertad el movimiento longitudinal del tablero, lo amarran fijamente en sentido transversal.

4.15. Calidades del hormigón

El Proyecto, a la vista de los grandes esfuerzos que el mástil debía soportar se

planteó con hormigón de 60 Mpa de resistencia característica en mástil y vela y de 45 Mpa en los nervios de borde del tablero. Con la preocupación no sólo de disponer de seguridad estructural sino también de conseguir hormigones compactos que garantizaran una mejor durabilidad de la obra. Como veremos después, los hormigones realmente construidos superaron muy ampliamente estos requisitos mínimos.

5. LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

5.1. Células laterales

La obra se inició construyendo el contrapeso, las pilas de margen izquierda y, utilizando cimbra, los nervios de borde del vano lateral. Momento en que comienza la construcción del mástil inclinado mediante encofrados trepadores. Al tiempo que, usando una cimbra estructural, se encofra y se van llenando trozos sucesivos de la vela inclinada, tal como puede verse en la Figura 18.

La ejecución del mástil inclinado requiere emplear tirantes provisionales. Hemos proyectado la cimbra de la vela como una estructura aporticada. Obsérvese que el funcionamiento como pórtico de esa cimbra pone en tracción al nervio de borde que, en esos momentos, disponía ya de un pretensado longitudinal suficiente para resistirlo en combinación con la flexión de peso propio.

Es importante señalar que las fases de llenado del mástil, la vela y la cabeza se estudiaron con el mayor cuidado para establecer rebundidos superficiales en sus paramentos que ocultaran por completo las juntas de ejecución. Dibujo que se hizo aprovechando al máximo las dimensiones reales de las planchas de tablero fenólico que el constructor utilizó como encofrado. Ni que decir tiene que tanto el llenado de la vela (de sección complicada y con numerosas vainas de pretensado en su interior) requirió maestría constructiva. Al margen de que, al ser imposible establecer en ella ningún pretensado antirretracción en sus trozos sucesivos, hubimos de confiar en la adecuada dosificación del hormigón (con muy baja relación agua/cemento) para evitar una temperatura de fraguado excesiva y una fisuración prematura.

La cimbra de la vela planteó también el problema de su estabilidad frente al viento transversal, acción que sólo la vela y la cabeza terminadas estaban en condiciones de resistir. Para ello se dotó

a la estructura de cimbra de vientos transversales anclados a muertos de hormigón dispuestos sobre el suelo. Además, al encofrado situado sobre la cimbra de la vela se le dotó de contraflecha circular, de modo que esas piezas muestran una ligera contracurva ascendente que la vista agradece.

El llenado de los trozos de mástil tampoco resultó fácil. Con la dificultad añadida en la cabeza superior de orientar debidamente los tubos de acero de salida de los tirantes, en los que cualquier error de posición hubiera creado un problema serio. Que, gracias a la dedicación y experiencia del equipo de obra, no llegó a ocurrir.

5.2. Ejecución del vano principal

La Figura 20 muestra las fases iniciales de construcción del vano principal. Con un arranque de nervios de borde que se hace sobre cimbra apoyada en su borde frontal en pilotes provisionales que permite la instalación y el tesado del primer tirante. Puesta en carga que libera a ese apoyo provisional y que deja todo dispuesto para iniciar la construcción en voladizo. Incluso para recordatorio nuestro, el plano muestra con claridad cuál es la carga de gravedad que en cada etapa se introduce. En el recuadro de texto se definen con detalle todas las actividades que lleva consigo el proceso constructivo.

En un proceso de optimización que fue propuesto por los constructores, obsérvese cómo en la etapa 2, en la que se llena la dovela 2, se está ya utilizando un carro de avance que es la misma estructura de cimbra utilizada para la etapa 1, que a su vez proviene de la cimbra empleada para el llenado del vano lateral del nervio de borde. Las dovelas, de 9 metros de longitud, que es la separación entre amarras de tirantes, disponen de juntas finales situadas a 3,60 metros por delante de esos nudos. Distancia que nos ha permitido incluir dentro de cada dovela el diédro de anclaje de tirante correspondiente.

El carro se sustenta en el voladizo ya construido, con un cuelgue frontal a base de un pórtico transversal, situado por encima del tablero, que apoya sobre las almas del nervio de borde y que vuela más allá de ellas para suspender a la estructura móvil. En la parte trasera, la estructura del carro apoya hacia arriba presionando contra el intradós del nervio de borde, mediante ruedas que hacen posible el avance. Además, la concepción de ese carro tiene que hacer posible su avance en un movimiento de regla de cálculo salvando la presencia

compressed mast, asked for a characteristic resistance of the concrete of 60 Mpa. In the border-girders, 45 Mpa were allowed. There was a concern for structural security but also to get a concrete compact enough that would guarantee a longer durability of the material. The real material overcame these minimum requirements broadly.

5. THE CONSTRUCTION OF THE BRIDGE

5.1. Lateral Cells

The work begun by building the counterweight, the piers of the left riverbank and, using a temporal scaffold, the girders of the lateral span. At which point the construction of the inclined mast begins through climbing form-work. At the same time, using an important centering, we placed the form-work of the inclined sail and successive segments were concreted, as it is seen in figure 18.

The building of the inclined mast requires, due to its nature, the use of provisional supporting cables. We projected the centering of the sail as a framed structure. Note that, since it works as a frame, that auxiliary structure puts into tension the border-girder which, as such, is already pre-stressed with enough force to resist the combination of the tensile force and the bending of the self weight.

We should point out that the filling stages of the mast, the sail, and the upper head were studied with great care, establishing the surface grooves which hide the joints completely. The drawing was made taking advantage of the real dimensions of the shuttering panels that the contractor used for the formwork. Needless to say, the filling process of the sail (which has a complicated cross-section and numerous pre-stressed sheaths within it) required masterly construction. It was impossible to establish in the sail any kind of quick prestressing against shrinkage in their successive segments. We had to adjust the minimum possible amount of cement in the dosage of concrete (with a very low relation water/cement) to avoid excessive temperatures and premature cracking.

The auxiliary centering of the sail was due to face front by itself the transverse wind, an action which only the sail with the finished mast and head were conditioned to resist. Furthermore

Realizaciones

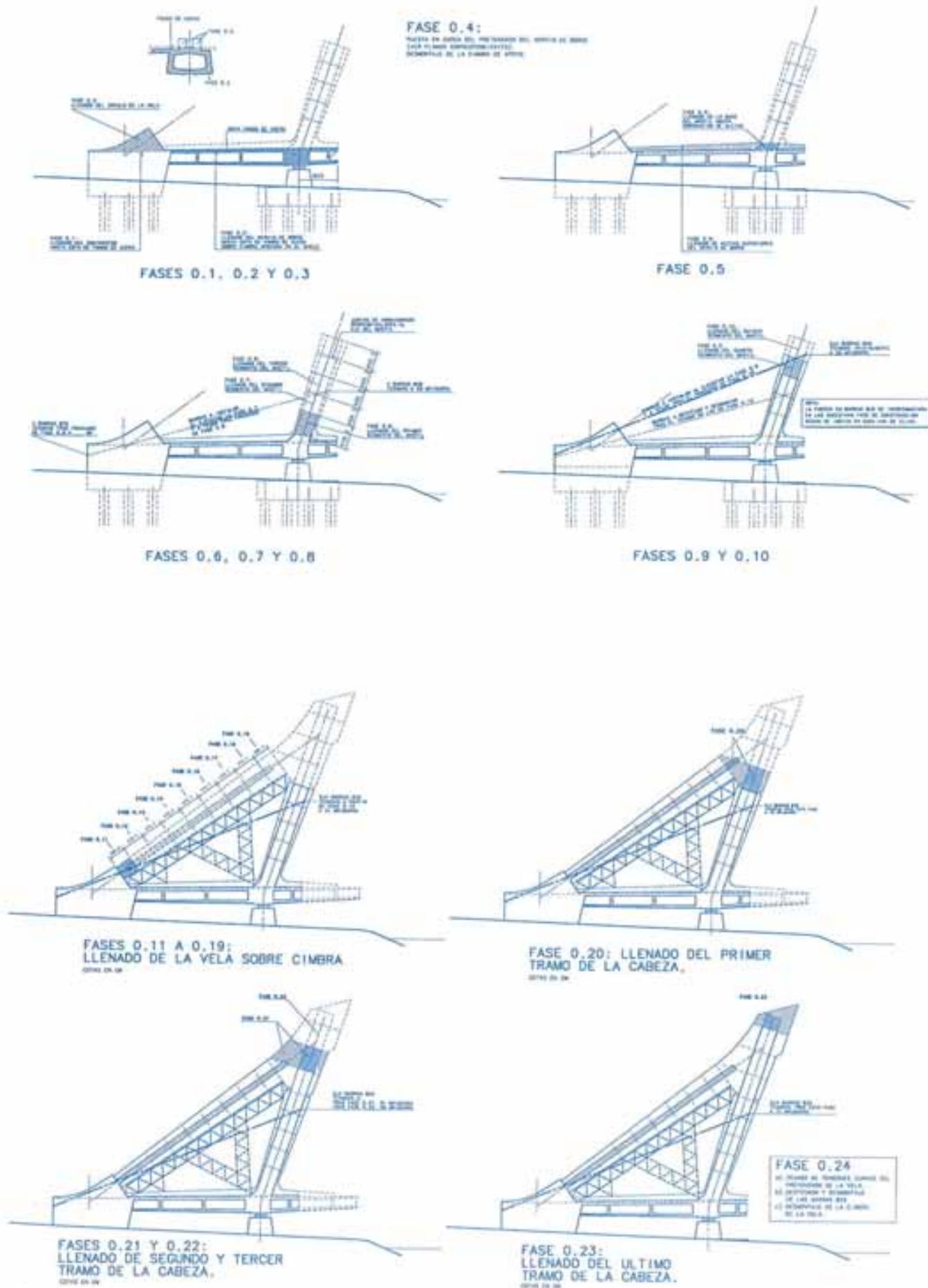


Figura 18: Proceso constructivo de las células laterales.
Figure 18: Constructive Process of the Lateral Cells.

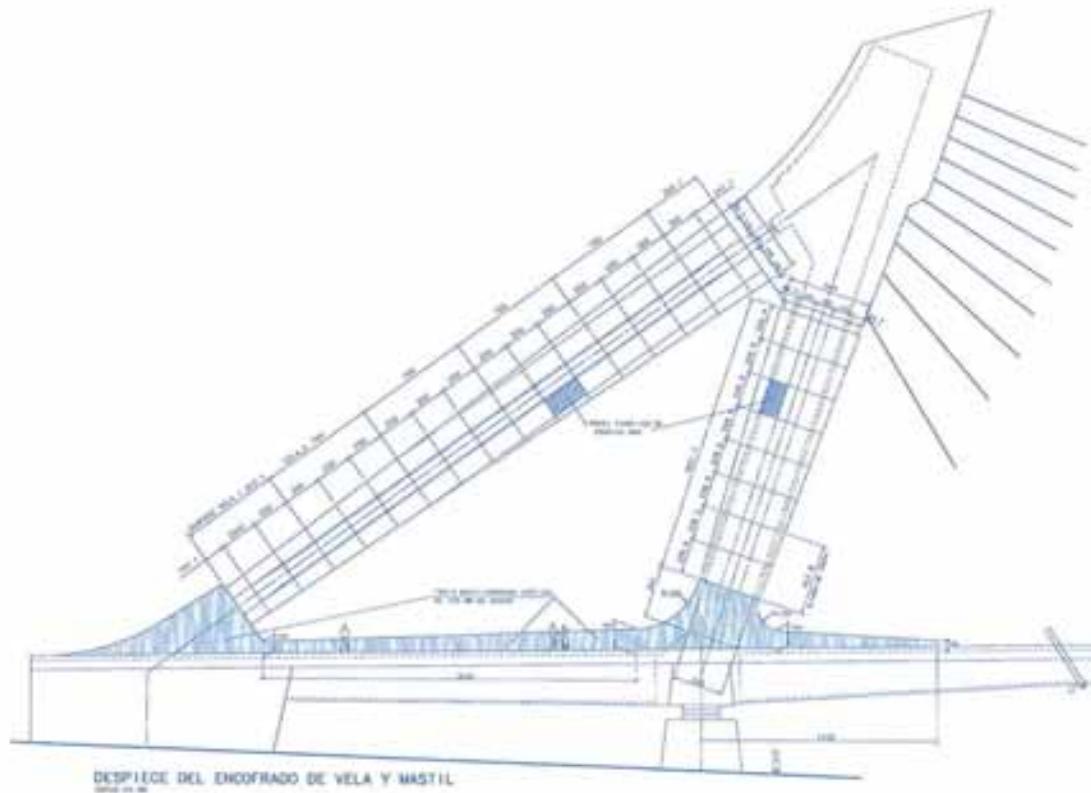


Figura 19: Despiece del encorado de la célula lateral.
Figure 19: Successive formwork of the lateral cell.

por arriba del tirante que se acaba de instalar y poner en carga para la última dovela ejecutada, lo que requiere un sistema de doble pórtico de cuelgue que se desmontan y montan sucesivamente.

Pero, además, al tratarse de dovelas de una longitud tan importante como 9 metros, aparecen cuestiones delicadas como:

- Llenado de volúmenes importantes de hormigón: cada dovela supone unos 50 m³ de este material, a colocar en dos fases: El fondo de la sección cajón primero y, en segunda fase, almud y tabla superior del nervio.

- Ejecución simultánea, en un espacio escaso y confinado, de los tabiques del diedro de anclaje del tirante frontal, cuyas paredes tienen un espesor de sólo 20 cm.

- Deformabilidad de la propia estructura del carro bajo la carga del peso propio de la dovela.

- Movimientos verticales importantes del nervio de borde ya construido, hacia abajo al llenar y hacia arriba al tensar el nuevo tirante que se ancla en la dovela.

- Disponiendo de los resultados de un programa con efectos reológicos del hormigón no resulta difícil dar al extremo del carro de cada dovela la contra-

flecha teórica precisa para que, al menos teóricamente, esa sección se halle a la cota deseada al final de la construcción. Valores teóricos que un seguimiento continuo de los movimientos verticales reales del voladizo ya construido nos ha permitido reajustar a lo largo de la obra actuando sobre los parámetros básicos del modelo.

- Más delicada resulta la instalación dentro de cada dovela a punto de llenado del tubo de acero de salida del tirante. En efecto, lo cómodo hubiera sido orientar ese tubo de modo que su eje coincida con el del tubo de salida de la cabeza del mástil. Pero igual que ocurre con los movimientos verticales sucede con los giros angulares: Por ello, haciendo un acto de fe, hay que disponer esos tubos con una orientación diferente, tal que sumada al giro acumulado, instantáneo y diferido, que esa sección sufra desde que se construye hasta el final de la obra, acabe llevando ese eje a coincidir con el del tubo de salida del tirante de la cabeza de anclaje. Nuestra fe ha sido recompensada porque con la obra acabada no se aprecia quiebre angular alguno en ningún tirante.

Para garantizar el plazo de la obra se hizo necesario minimizar en la medida

re, an upward curved form was given to the formwork of the sail, placed on the centering. The result is that such members are shaped under these guidelines, showing a slight upward slant, aesthetically pleasant to the eye.

The filling of the mast pieces was not easy either. With the added difficulty at the upper head of properly guiding the steel tubes from which the stays spring out, in which any positional error would have created a serious problem. Nevertheless, and due to the dedication and experience of the construction crew, nothing of this happened.

5.2. Main span construction

Figure 20 shows the initial phases of construction of the main span. With an outburst of the border-girder 28 meter length poured over a fixed centering, supported at the riverside by a provisional bored pile (stage 1). As soon as the first stay is installed and put under tension, the centering is hung from the concrete girder and the cantilever construction may begin (stages 2 and successive).

In an optimization process proposed by the contractors, one may see how in the stage 2, when the segment 2 of the

Realizaciones

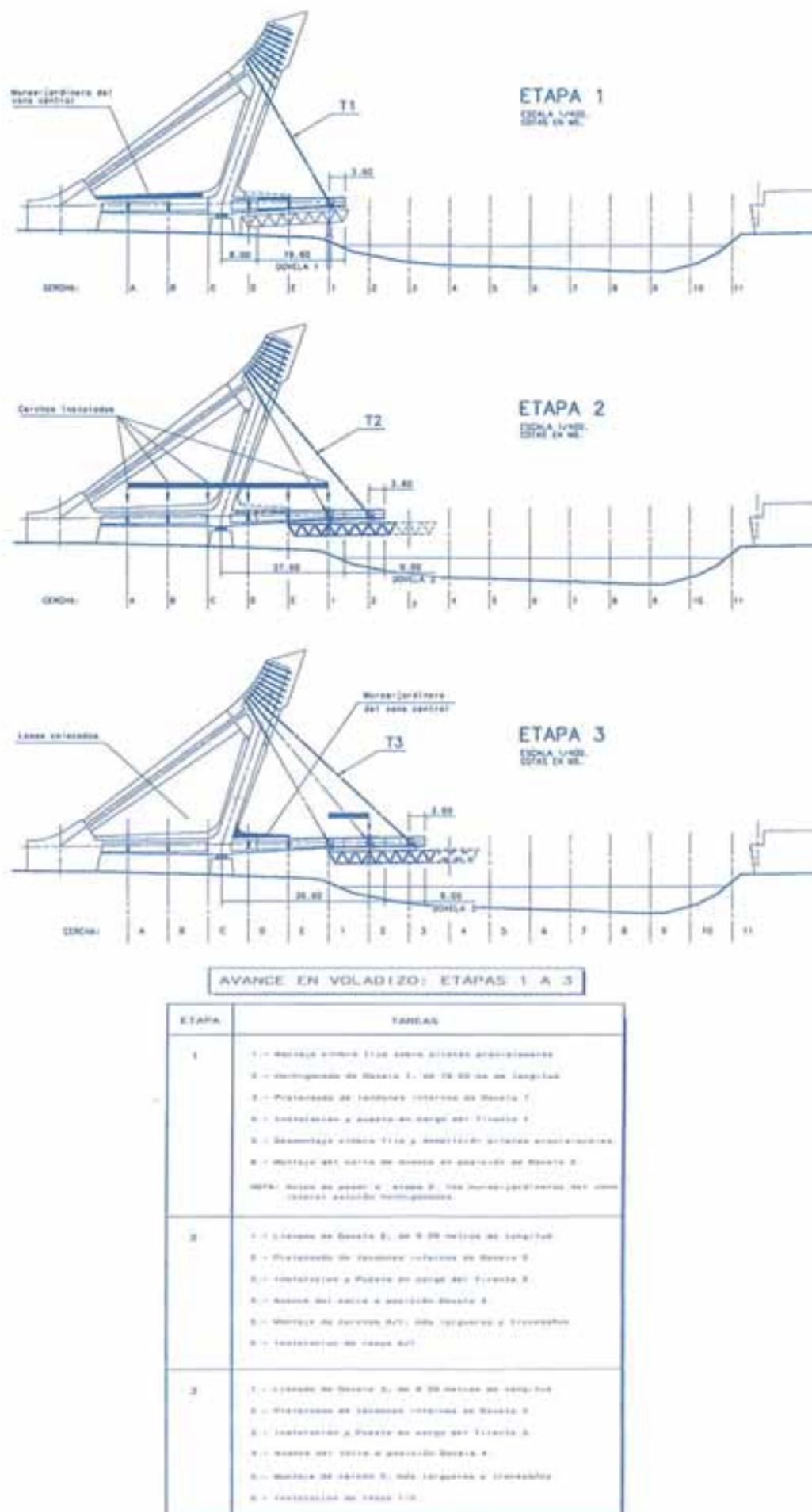


Figura 20: Arranque del vano principal.
Figure 20: Start up of the main span.

de lo posible el tiempo total de ejecución de cada una de las dovelas, ya que su construcción resultaba camino crítico de la estructura. Al inicio del avance, el ciclo de fabricación de una dovela era de 10 días, pero la habilidad que los equipos de operarios adquirieron permitió bajarlo a sólo 8 días. Por supuesto que el hormigonado de la segunda fase de la dovela terminaba al atardecer de un día y, tras una noche con temperaturas próximas a cero grados, los tendones de pretensado que se anclaban en la cara final de la misma se ponían en carga a las 8 de la mañana del día siguiente. Bien es cierto que ese hormigón se protegía con manta aislante, mientras se insuflaba aire caliente dentro del nervio. Como resultado, a la mañana siguiente el hormigón alcanzaba resistencias de 50 MPa.

El montaje de las cerchas transversales de acero no podía seguir de cerca al llenado de las dovelas porque el importante movimiento que su peso propio engendraba en la punta del voladizo sobrecargado por el nuevo hormigón hubieran creado unos esfuerzos temporales inadmisibles para el acero. Y ello a causa de que era imposible llenar en paralelo ambos nervios de borde y evitar la desnivelación transversal entre uno y otro arranque de la cercha. La forma de limitar esos esfuerzos es, obviamente, limitar el movimiento vertical de los arranques, lo que nos condujo a montar y soldar esas cerchas con un decalaje de 4 módulos con respecto al avance del voladizo.

6. EL HORMIGÓN DE LA OBRA

Los hormigones del Puente de Hispanoamérica en Valladolid tienen que cumplir una serie de condicionantes que los alejan de los métodos de diseño convencionales y nos acercan a los nuevos métodos de diseño del hormigón de altas prestaciones, donde uno de los parámetros principales de cálculo es la resistencia a tracción del material. En su formulación se utilizan ensayos y técnicas, algunas de ellas especiales, para determinar el mayor número de características del material en función de los condicionantes que imponga el proyectista.

El hormigón de este puente debía cumplir los siguientes condicionantes:

- Resistencia media a tracción directa del hormigón en mástil y vela del orden de 10 MPa.
- Que la relación entre la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad a tracción fuera lo más alta posible.

• Alta estabilidad de volumen, para evitar en la medida de lo posible la aparición de fisuras superficiales.

• Mínimo calor de hidratación, para evitar la presencia en superficie de fisuras de afogado.

• Mínima porosidad del hormigón, especialmente en superficie.

• Máxima durabilidad.

• Color uniforme y tan claro como fuera posible.

• Hormigón bombeable hasta 70 m de altura, con sistemas convencionales de bombeo.

• Tiempo mínimo de trabajabilidad del hormigón de hora y media, para cualquier condición ambiental.

• Que el hormigón dispusiera de una reserva de materiales anhidros, para poder reaccionar formando nuevos productos de hidratación ante cualquier proceso de fisuración que pudiera presentarse, en especial en las zonas solicitadas a tracción, evitando los procesos de corrosión de la armadura.

• Que la consistencia del hormigón en el momento de la puesta en obra fuese tal que permitiera hacer todos los remates constructivos necesarios.

En lo que a características del hormigón en estado fresco se refiere, hay que hacer las siguientes consideraciones:

Como todos los de altas prestaciones, la reología del hormigón del puente de Hispanoamérica es muy distinta de la de los hormigones convencionales. De hecho, aunque en el momento de la puesta en obra, y por necesidades del bombeo y armado, presenten una consistencia estática próxima a 20 cm., hay que aplicarle una energía de vibración superior a la que exigen los hormigones convencionales, principalmente cerca de los encofrados, para sacar las burbujas de aire que quedan atrapadas debido a la alta viscosidad del material. Con un tiempo de puesta en obra, vibrado y acabado que ha sido para todas las condiciones ambientales de la obra superior a noventa minutos.

Con respecto al comportamiento de la zona de transición entre árido y pasta, hay que mencionar que se estudió en laboratorio con técnicas de energía ultrasónica, confirmando estos resultados con microscopía electrónica de barrido y ensayos de tracción directa. Los resultados fueron excelentes, consiguiendo formar el tan ansiado "cordón de soldadura" entre el árido y la pasta y con ello, una muy buena continuidad estructural para una distribución lo más homogénea posible de los estados tensionales en el hormigón.

Hablando del hormigón endurecido, partímos de una resistencia caracterís-

girder is poured, the same centering used in stage 1 as a fixed structure is used like a movable carriage. The successive segments, 9 meters length, that it is the distance among theoretical joints of connection between the stays and the concrete girder, have meetings ends located 3,60 meters further these theoretical joints. Such a distance has allowed us to include inside each segment the dihedral of concrete walls that serves as anchorage for the corresponding stay.

The travelling carriage is sustained by the already built cantilever, suspended from a transverse steel frame that is supported on the webs of the hollow girder and that flies outside them in order to hang the movable structure. In the rear, the movable carriage is supported downwards against the soffit of the built concrete girder, with wheels that allow the longitudinal movements.

Further, the front support of the travelling carriage must be conceived in order to allow its onward movement: the existence of the last installed stay obliges to dispose two steel frames, in such a way that one after the other, in order to cross the stay, they are dismounted, and later mounted, thus avoiding the interference of the stay.

But, furthermore, with segments of 9 meter length, some delicate questions appear:

• The pouring of important volumes of concrete: Some 50 cubic meter per segment to be poured in two different stages. First, the lower flange of the box girder; later the webs and the upper flange.

• At the same time the dihedral walls for the internal anchorage of the stay must be made. Difficult task to be made in a very scarce space and with walls, only 20 cm thick.

• The important deformability of the movable carriage under such load must be taken into account.

• There are significant vertical movements at the tip of the built cantilever, downwards due to the weight of the concrete of each new segment , upwards due to the tensioning of the new stay.

• With an analysis program that takes account of the elastic and the differed movements of the structure, it is possible to predict the long term movements that each of the cross-sections of the girder is going to undergo at the successive stages after its construction. And, in this way, it is possible to dispose the tip of each new segment at the

theoretical level that guarantees that, after a long time, this cross-section will be placed at the desired level.

* There is a more delicate question: The angular orientation to give to the steel tubes that are placed inside each segment and that allow the installation of the new stay. It should be easy to orient each of them towards the axis of the tube placed in the head of the mast, but in the same way than the vertical movements, this particular orientation is the one we would like the stay to have when the bridge is finished and all the instantaneous and deferred movements due to the permanent loads have arisen. This is why, at the moment of the installation of the steel tube in the movable carriage, one can't orient directly its axis to the upper anchorage, but, instead, one must make a believing act and rotate it according a theoretical "counter-angle" derived from the analysis. It seems that our faith has been rewarded because there are no angular breaks at the points where the stays spring from the girder.

To guarantee the term of the work it became necessary to minimize the total time of construction, insofar as possible, of each of the segments that compose the border-girder, since their erection was a critical path of the structure. To the beginning of the advance, the cycle of erection of a segment was of 10 days, but the ability acquired by the teams of laborers allowed to reduce it to only 8 days. Of course that the pouring of the second phase of the typical segment finished at dusk of a day and, after one night with temperatures close to zero degrees, the prestressing tendons that were anchored at its end face were tensioned at 8 o'clock the following day. Of course, the hardening concrete was protected with an insulating blanket, while hot air was blown the whole night inside the nerve. As a result, after 12 hours of hardening the resistance of concrete reached a value of 50 Mpa.

The steel transverse trusses were later assembled by welding its ends to the steel plates embedded in the internal web of the concrete girders. But this connection could not be done too close to the tip of the existing border-girders. And this, because the important vertical movements undergone by the ends of the existing cantilever. Because it is impossible to pour both parallel segments with mathematical precision, one of the girders undergoes a relative vertical movement with regard to the other; when

corresponding internal bending arises in all the steel trusses already connected to the concrete girders. Of course, such bending is temporal and will fade out when the parallel segment of the other border is poured. But, in any case, those are bending moments that should be resisted without reaching the yield stress of the steel. When tensioning the new stays, the reasoning is the same: It is impossible to stress simultaneously both stays in order to avoid differential movements at the tip of the girders. As a result, in order to have internal stresses small enough, we decided to connect to the border girders the steel truss positioned 4 modules after the advancing segments of concrete.

6. CONCRETE FOR THE CONSTRUCTION

The concrete used for the Hispanoamérica Bridge in Valladolid had to meet a series of demands that separates it from the conventional design methods and that are closer to the new concrete design methods, leading to what we call high performance concrete. Where one of the main parameters of calculation is the tensile resistance of the material. For its formulation tests and techniques are used, some of them special, to determine the maximum types of material characteristics as a function of the conditions that the designer requires.

The concrete of this bridge had to meet the following requirements:

tica especificada en proyecto para el mástil y la vela de 60 Mpa a compresión. Para garantizar uniformidad de color se trabajó con los cementos grises más claros del mercado español. Y para lograr resistencias medias a tracción directa próximas a 10 Mpa se modificaron las dosificaciones iniciales, prácticamente sin aumento de costes, alcanzando finalmente una resistencia media de 90 Mpa a compresión.

Resumimos a continuación las características del hormigón endurecido del mástil y vela, que fue fabricado y suministrado por la empresa Hormigones Zarzuela:

Resistencia media a compresión (3 días)	71 Mpa.
Resistencia media a tracción directa (3 días)	6,5 Mpa
Resistencia media a compresión (28 días)	90 Mpa.
Resistencia media a tracción directa (28 días)	10 Mpa
Retracción (A/C * 0,27)	1,5 mm/m
Módulo de elasticidad medio a compresión (28 días)	480.000 kp/cm ²
Coeficiente de Poisson (28 días)	0,167

Otras características que distinguen a este hormigón son:

- La relación entre resistencia a compresión (expresada en kp/cm²) y contenido de cemento (en kg/m³) conseguida en el nervio de aguas abajo ha sido superior a 2,25, cuando es normal que este valor sea menor que uno.
- La temperatura del hormigón no



Foto 1. Cimentación del contrapeso y armadura de los pilotes de pilas en la margen izquierda del río.

Figure 1. Foundation of the counterweight and reinforcement of the piers at the left bank of the river.

superó en ningún elemento estructural los 62°, ni bajó durante el proceso de hidratación de 12°C.

– El color tan claro del hormigón y la falta de manchas, teniendo en cuenta que se utilizó un cemento gris.

– El hormigón ha sido diseñado para fijar los cloruros medioambientales y autoprotegerse de la carbonatación por el dióxido de carbono de la atmósfera, aumentando de forma significativa la durabilidad de la estructura.

– En su formulación se han evitado adiciones, salvo el 5% que puede incorporar el cemento. Y ello porque la resistencia especificada se podía conseguir con cantidades normales de un cemento de buena calidad, por el riesgo de manchas en el hormigón y el mayor coste, en el caso de haber empleado humo de silice. Y también por el aumento de la relación entre resistencia a tracción y módulo de elasticidad, respecto de la solución sin adiciones.

7. LA PRUEBA DE CARGA

El domingo 9 de Mayo de 1999 se efectuó la Prueba de Carga del Puente de Hispanoamérica. Consistió en someter a la estructura a siete hipótesis de carga distintas, todas ellas estáticas, para lo cual se cargó el puente con camiones de 30 toneladas, llegándose a emplear hasta 40 camiones en una de ellas.

Se registraron las cotas de 36 puntos de la estructura (12 de la mediana y 12 de cada una de las dos aceras laterales) en carga y descarga, empleándose el punto de mayor flecha para comprobar la estabilización tanto en carga como en descarga.

Para la hipótesis de máxima carga, concretamente 40 camiones, la flecha registrada en un punto situado a 42 metros del estribo 2 (margen derecha) fue de 75 mm, cuando nuestro modelo predecía 80 mm. Tal margen de acierto se consiguió gracias a la nivelación continuada de la estructura a lo largo de todo el proceso constructivo, lo que permitió ajustar en gran medida los parámetros básicos del modelo de cálculo.

8. LOS ACABADOS DEL PUENTE

Las fotografías que se acompañan muestran los detalles de acabado: Pavimentos de la acera peatonal y pista ciclista, los tubos antivandálicos de salida de cables de tirantes, las barandillas con montantes alojando tubos luminosos que de noche marcan la silueta del tablero, las conchas de protección de luminarias diseñadas como cápsulas de



Foto 2. El contrapeso, y los arranques de las células laterales, con la de aguas abajo en fase avanzada de construcción ya que sólo se empleó un equipo de cimbra y carro de mástil.
Figure 2. The counterweight and the beginning of the lateral cells. The downstream cell is more advanced than the upstream one, because only one equipment for centering was used.



Foto 3. La superficie del contrapeso con el nervio de borde del tablero y los arranques de velas inclinadas.
Figure 3. The counterweight's surface with the border girder of the deck and the springing of the inclined sail.



Foto 4. Vista de la cimbra de la vela inclinada.
Figure 4. View of the centering used for the construction of the inclined sail.

- Mean value of the tensile resistance of the concrete for masts and sails: 10 MPa.
- Maximum relation between the tensile resistance and the modulus of elasticity under tensile force.
- High volume stability and minimum heat of hydration, to avoid the surface cracks.
- Looking for the best durability, we looked for the minimum porosity in the concrete, specially in the close to surfaces zones.
- Color as uniform and clear as possible.
- Concrete that allowed to be pumped until 70 m of height, with conventional systems.
- Minimum workability time of concrete of one and a half hour, for any ambience condition.
- The concrete should have a reserve of anhydrous materials able to react along the time, in order that new hydration products are made before any possible cracking situation under internal tensile stresses, avoiding corrosion of the reinforcement.
- A consistency was looked for in concrete that would allow to make all the necessary finishing work.

Speaking now of the characteristics of the concrete in its fresh state, we will say that the rheology of a high performance concrete is very different from the one of the conventional concrete. In fact, even though at the time of pouring, and due to the needs of pumping and reinforcing, this concrete has a static consistency close to 20 cm., it needs a higher energy of vibration, specially near the shuttering, to take out the bubbles of air that are caught inside the material due to its high viscosity. With a time of pouring, vibration and finishing that has been in all the cases greater to ninety minutes.

With regard to the behavior of the transition area among aggregates and mortar paste, it was studied in laboratory by means of ultrasonic energy techniques, and later confirmation of results with sweeping electronic microscopy and test of direct tensile stress. The results were excellent, with the formation of the wished welding line between aggregates and mortar, getting though a good structural continuity for a homogeneous distribution of stresses in the mass of concrete.

Although the required characteristic compressive resistance of the concrete was 60 Mpa, the demand of a tensile



Foto 5. Construcción de nervios de borde por avance en voladizo sobre carros móviles, fabricando dovelas de 9 metros de longitud.

Figure 5. Erection of the girders by cantilevering on movable carriages, producing segments of 9 meters length.



Foto 6. Avance en voladizo con carros. Se aprecian los tubos dispuestos en las nuevas dovelas para la salida de los tirantes.

Figure 6. Centilevering construction of the girders of the main span. Inside the carriages the steel tubes for stays may be seen.



Foto 7. Carros de avance vistos desde la margen derecha.

Figure 7. Movable carriages seen from the right bank.



Figura 8. Llenado de la última dovela, que contacta con el diafragma de apoyo sobre el estribo de margen derecha.

Figure 8. Erection of the last segment of girder, connecting with the transverse diaphragm placed over the abutment of the right bank.

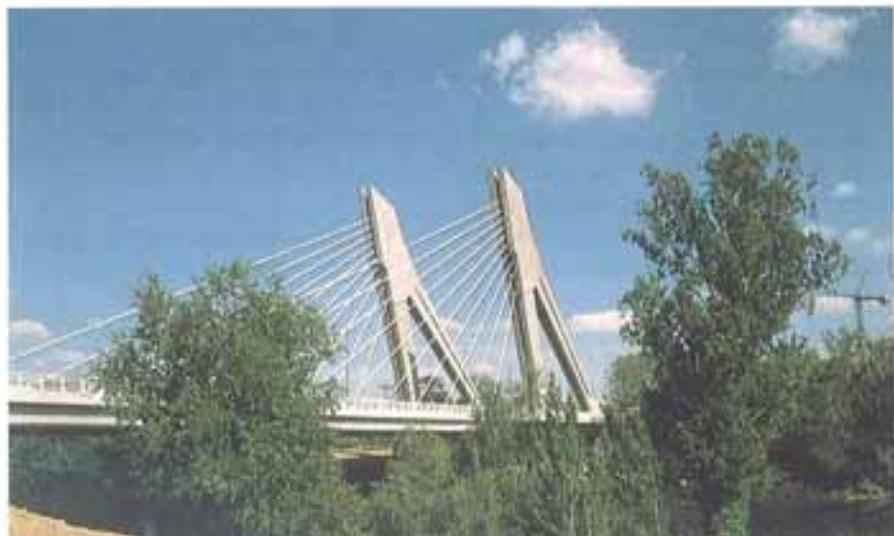


Figura 9. El puente acabado desde la margen del río.
Figure 9. The finished bridge seen from the margin of the river.



Figura 10. Pórticos triangulares de la margen izquierda.
El efecto estético de los rehundidos de las velas queda patente.
Figure 10. Triangular frames of the left bank. The aesthetic effect of the grooves in the surfaces of the sails is clearly shown.

mean resistance of 10 Mpa lead us to a formulation that reached a compressive mean resistance of 90 Mpa, that was finally used. We summarize the measured resistance and the main physical characteristic of the hardened concrete, that was manufactured by the firm "Cementos Zarzuela" from Valladolid:

Mean values of measured resistance in Mpa:

Age of concrete: 3 days 28 days

Compression 71 90

Tension 6.5 10

– Water/cement: 0.27

– Shrinkage: 1.5 mm/m

– Initial Modulus of elasticity under compressive stresses

at 28 days: 480.000 kp/cm²
(48.000 Mpa)

– Poisson Coefficient at 28 days: 0.167

Other characteristics featuring this particular concrete were:

– The relation among compressive resistance (expressed in kp/cm²) and cement content (in kg/m³) has been higher to 2.25, a rather unusual value. Normal values are under 1.

– The concrete temperature during the hardening process was at any measured point higher than 62 Celsius degrees. Neither it went down to 12°C.

– The concrete was designed to fix the environmental chlorides and to protect itself from the carbonation due to the carbon dioxide of the atmosphere, increasing in a significant way the durability of the structure.

– In their formulation, any addition has been avoided, except for 5% that the cement can incorporate from the factory. And this because the required resistance could be reached with normal quantities of a cement of good quality, avoiding the risk of stains in the concrete and the higher cost derived from the use of silica fume. We preferred also to have a higher relation between tensile resistance and modulus of elasticity, that was degraded with the use of additions.

7. THE LOAD TESTS

The tests were made on Sunday, May, 9, 1999. They consisted in applying to the structure a set of 7 static loading

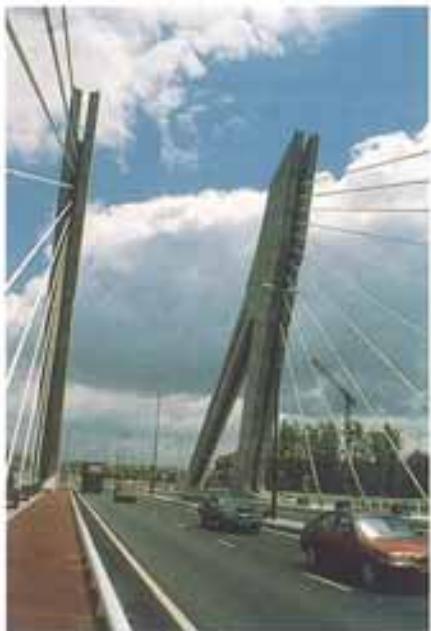


Figura 11. Los pórticos de hormigón vistos desde el vano principal. En la cabeza del mástil el rehundido central permite integrar al máximo los tirantes que allí se anclan.

Figure 11. The elevated concrete frames seen from the main span. In the head of the inclined pylons, the central groove helps to visually integrate the stays that are anchored there.

cases with trucks weighting 30 ton, employing up to 40 lorries in one of them. Vertical movements were measured in up to 36 points of the structure (12 at each border and 12 at the median strip), as well under the load than after the unloading situation, in both cases up to full stabilization.

For the case of maximum load, with 40 trucks on the main span of the bridge, the maximum measured vertical movement (at a section located at 42 meter from the abutment) was of 75 mm, when our model predicted for this case 80 mm. Such a success in prediction was due to the continuous control made along the construction of the girders that allowed us to approach the real parameters of elasticity of the material. Also, it should be mentioned the fact that the structural system of this bridge is really simple, with concrete girders of a very definite cross-section and steel stays of a well known area.

8. FINISHING OF THE BRIDGE

The accompanying photos show the different details of finishing: Pavements of the pedestrian sidewalk and cyclist lanes, the protective stainless



Figura 12. Vista del puente durante la prueba de carga.
Figure 12. A view of the bridge during the loading test.

steel tubes for the springing of stays, the handrails with stanchions housing lightning tubes that at night draw the silhouette of the deck, the shells of protection of the lamps conceived like capsules of weathered steel, with a front grillage of plates that orient the light to the concrete frames and avoid dazzling the drivers.

9. HUMAN TEAM THAT CARRIED OUT THE DESIGN AND THE REAL WORK

There is a lot of people that were responsible for one or other part of the bridge. But at least the following persons should be named:

* *Jesús Martín Almeida, Civil Engineer and vicedirector of Roads at the Regional Government of Castilla y León who coordinated in all moment all the works and teams.*

- The young civil engineers Mariano Villameriel, Ana Conde and Francisco Cambronero, and the chinese civil engineer Shihe She, who developed the analysis of the bridge in their final phase.

- The civil engineer Ana Ruiz Terán, who performed as resident engineer in the work, as responsible of the Work Direction.

Marcos Bollati, civil engineer, expert in special concrete who made the

hacer corten con rejillas frontales que orienta el haz de luz y evitan así el deslumbramiento de los vehículos.

9. EQUIPO QUE DESARROLLÓ EL PROYECTO Y LA OBRA

En su fase final, Proyecto constructivo y Obra fueron responsabilidad de un grupo numeroso de gente. Entre los que obligadamente hay que nombrar a:

- Jesús Martín Almeida, ingeniero de Caminos y Subdirector General de Carreteras de la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León, que actuó en todo momento como coordinador de trabajos y equipos.
 - Los ingenieros de Caminos Mariano Villameriel, Ana Conde y Francisco Cambronero, y el Ingeniero Civil Shihe She, que desarrollaron los cálculos del puente en su fase final.
 - Ana Ruiz Terán, ingeniero de Caminos, que fue ingeniero residente en la obra, actuando como responsable permanente de la Dirección de Obra.
 - Marcos Bollati, ingeniero de Caminos, experto en hormigones especiales, que realizó los ensayos previos y formuló la dosificación del hormigón de la obra, controlando tal como él mismo explica en el Punto 6 anterior sus parámetros mecánicos y térmicos.
 - Jorge García Puerta, ingeniero de Caminos y Jefe de Grupo de Ferrovial.
 - José Antonio Gómez Eizaguirre, ingeniero de Caminos y Jefe de Obra por parte de la Ute,



Figura 13. Vista del borde del tablero en la base del mástil.
Figure 13. View of the edge of the deck in the zone of the pylon.

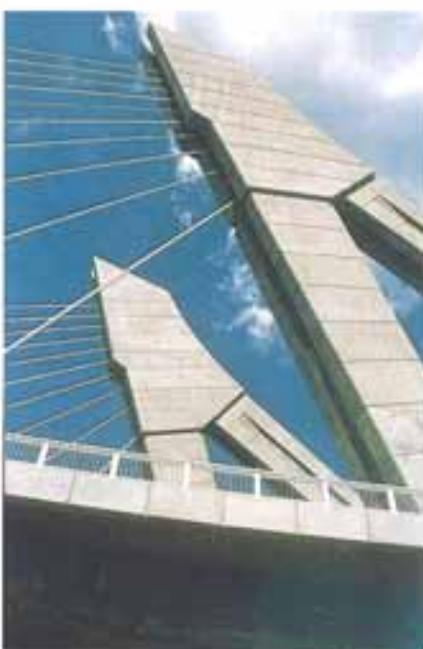


Figura 14. Mástiles y cabezas de anclaje marcan los dos planos de suspensión del tablero.
Figure 14. Pylons and heads indicate the vertical planes of suspension of the deck.



Figura 15. Vista del contrapeso final con los arranques de velas en el puente acabado.
Figure 15. View of the final block of counterweight with the beginning of the inclined sails.

previous tests and the design of the high performance concrete, controlling as he has explained in the above Point 6 their mechanic characteristics,

• Jorge García Puerta, civil engineer and group director of Ferrovial.

• José Antonio Gómez Eizaguirre, civil engineer, chief of construction for Ferrovial and Zarzuela

• Jesús Abril, of the company Ferrovial, manager general of the work.

All which have put in responsibility, love, effort and unlimited will and to



Figura 16. Los pórticos convierten al puente en una avenida urbana.
Figure 16. The elevated frames transform the bridge into an urban avenue.



Figura 17. Concha de acero corten para alojar focos de iluminación.
Figure 17. Shell of weathered steel provided for sheltering the lamps of artistic lighting.

• Jesús Abril, de la empresa Ferrovial, Encargado general de la obra.

Todos los cuales han puesto en ella responsabilidad, cariño, esfuerzo y empeño sin límites y a los que, una vez más, me siento obligado a dar las gracias. Como siempre ocurre, una obra pública nace de la coordinación de esfuerzos e ideas de bastantes personas. Así ha ocurrido en esta ocasión, con el añadido de que sólo una voluntad unínea de llevarla a cabo ha hecho posible construir una obra tan poco corriente y con dificultades técnicas tan notables como ofrece el nuevo puente sobre el Pisuerga. Que viene a incrementar la

trama urbana de calles sobre el cauce, haciendo de Valladolid una ciudad volcada hacia su río. Puente que, por ahora, ocupando el último lugar cronológico, cierra el bucle histórico que se inició a mediados del siglo XI con la construcción del Puente Mayor por el Conde Ansúrez.

NOTA:

El autor agradece la colaboración en la traducción de este artículo al inglés del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, antiguo alumno suyo, Flavio Tejada.

which I feel indebted. A public work is born from the coordinated efforts of many persons, and so has also happened here, with the added point that only a unanimous will from all of them has made it possible to design and built a bridge, like this one, rather unusual and with real difficulties of construction. In any case, this is the last built bridge at Valladolid, city that can offer now a collection of 11 bridges, that was begun with the medieval stone bridge, built by the Count Ansúrez, founder of the Castilla Kingdom in the half of the XI century.



Figura 18. Los fuegos de la ceremonia de inauguración.
Figure 18. Fireworks in the opening ceremony.

PUENTE SOBRE EL RÍO PISUERGA PARA LA RONDA SUR, FASE I, DE VALLADOLID.

Juan J. Arenas de Pablo

Arenas & Asociados, Santander.

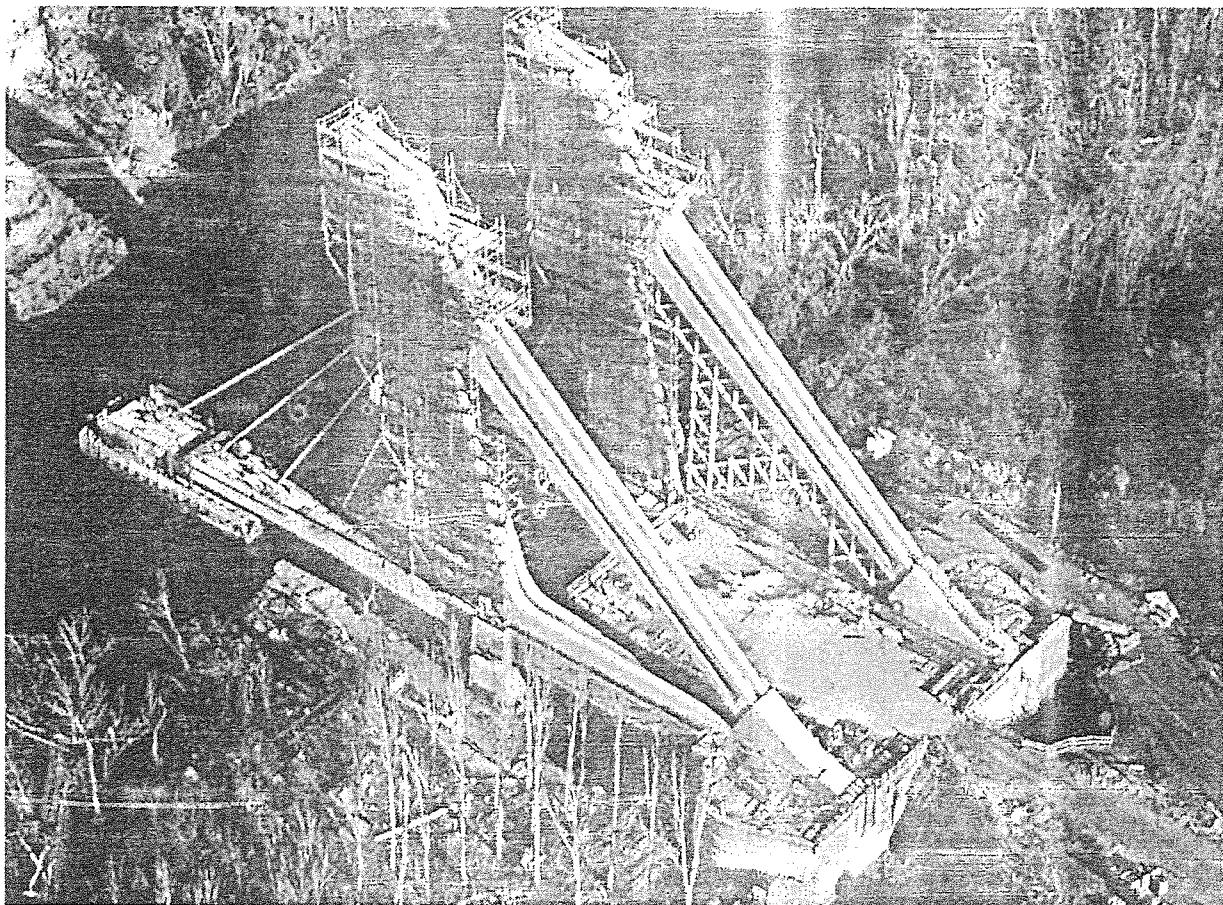
Resumen:

Se trata de un puente urbano de gran significado para la capital de la región histórica de Castilla-León. Lo que llevó al Ayuntamiento a pedirnos en 1991 un diseño de puente con valores urbanísticos que, no sólo mejorara la imagen de la ciudad, sino que tuviera un significado especial para el desarrollo de los nuevos barrios residenciales de la margen izquierda del Pisuerga.



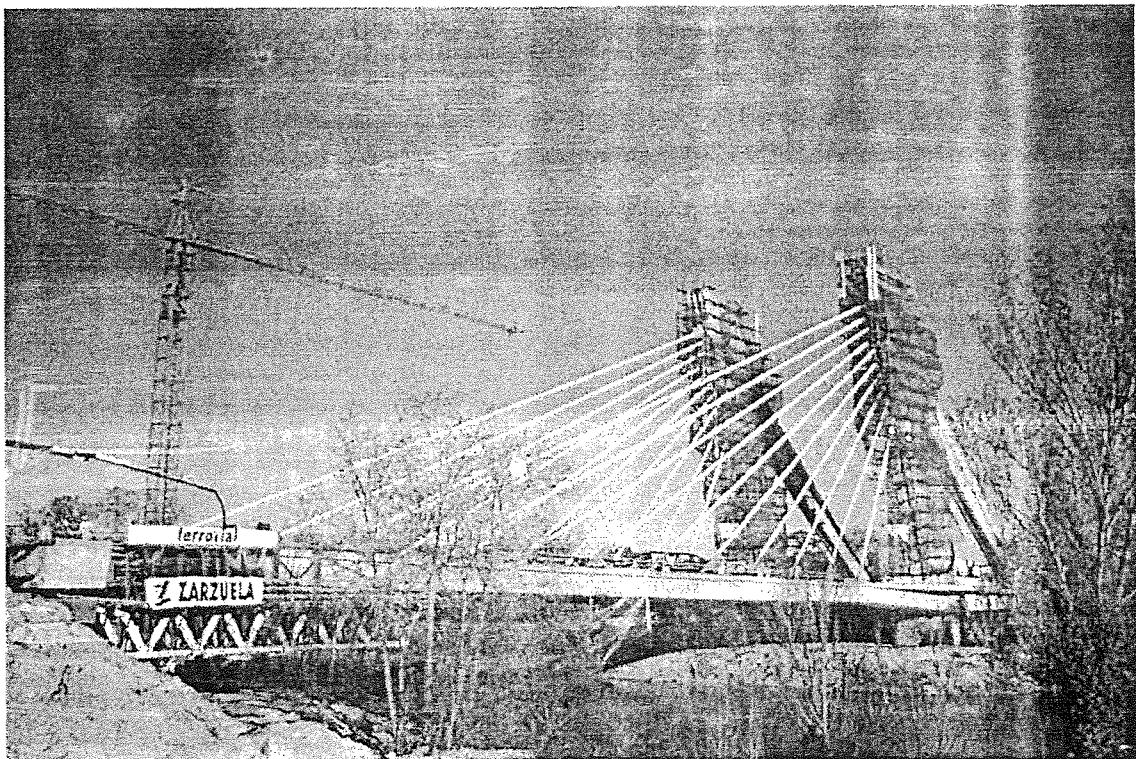
El resultado es un puente de vano único sobre el cauce del río, atirantado, asimétrico, dotado de un sistema de pórticos de suspensión de alzado triangular. Que se componen de un mástil inclinado hacia el vano, cuya cabeza se amarra en horizontal a un gran contrapeso dorsal mediante una pieza de hormigón pretensado que hemos bautizado como "vela". Cuya eficacia, frente a la solución clásica de tirantes traseros de contrarresto, es clara: Bajo la acción de la sobrecarga de uso, los nervios de borde del vano principal experimentan una flecha vertical y sufren una flexión positiva que son del orden de la quinta parte de la que correspondería a un diseño clásico con tirantes traseros de acero desnudo.

El tablero ofrece una plataforma de 30 metros de anchura que aloja calzadas, pistas ciclistas y bandas peatonales. Lo que ha conducido a plantear sendos planos de suspensión espaciados 25,30 metros, que actúan como superficies transparentes de separación entre ciclistas y peatones. Luz transversal importante que lleva consigo una seria flexión transversal frente a la que hay que optimizar la organización estructural del tablero.



El cual se compone de sendos nervios de borde de hormigón pretensado, de sección hueca, atravesados en su plano medio por los sucesivos tirantes, enlazados transversalmente cada 9 metros por cerchas de acero que permiten organizar un emparrillado rectangular cuyo módulo tipo mide 450 por 342 cm, fácil de cubrir con una placa prefabricada que termina funcionando junto a los perfiles de acero como sección mixta. Lo que compone un tablero tan rígido como realmente ligero. Constituyendo un procedimiento constructivo del todo claro.

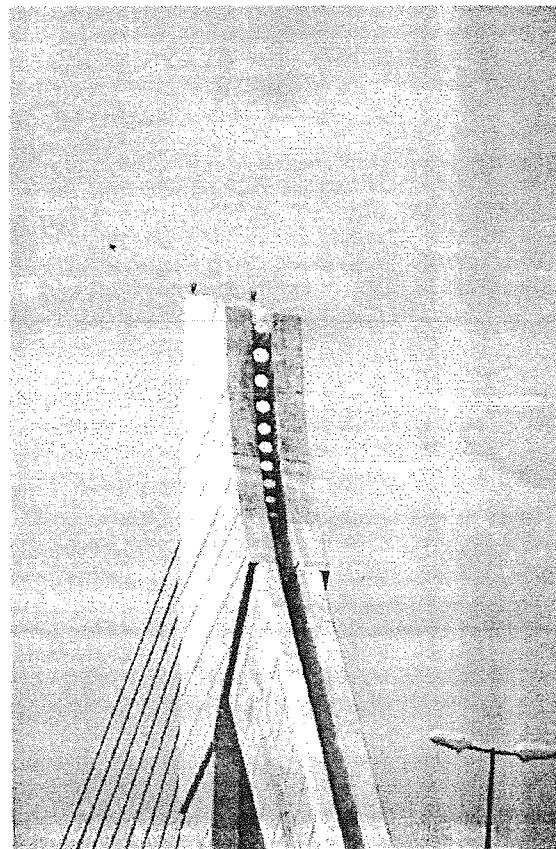
Los mástiles se han construido mediante encofrados trepadores, mientras las velas, de unos 40 metros de proyección horizontal, han requerido el empleo de una verdadera cimbra estructural. La cabeza, pieza esencial en el aspecto de esta obra, se ha realizado mediante encofrado trepador, con juntas de ejecución cuidadosamente dispuestas.

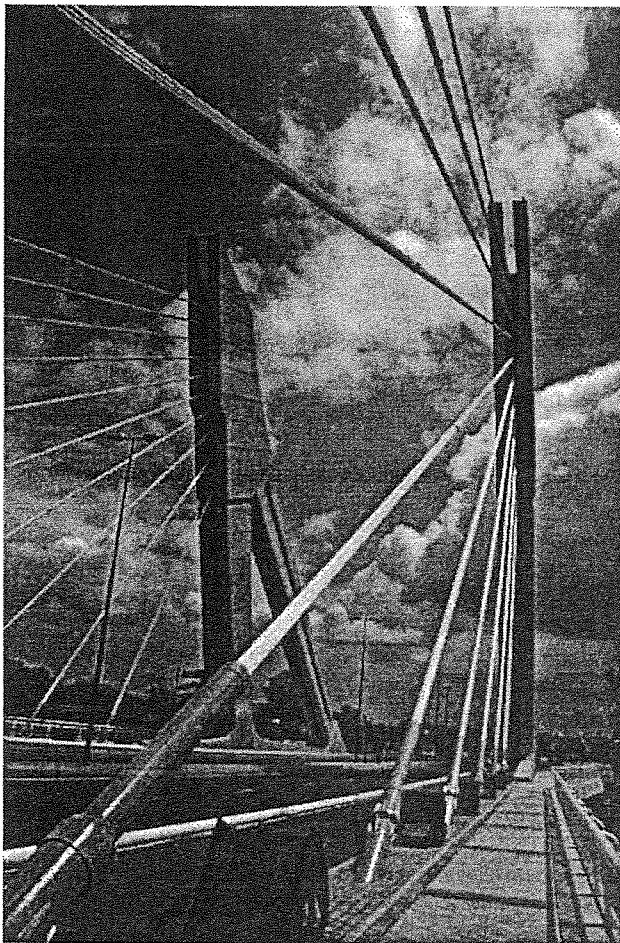


Para el llenado de los nervios de borde del vano lateral y del arranque del central se ha utilizado cimbra clásica. El vano principal se ha realizado, en voladizo, mediante carros de avance que han posibilitado el llenado de dovelas de 9 metros de largo, distancia que compone el módulo básico de organización del tablero, y que, por tanto, coincide con la distancia entre nudos de anclaje de los tirantes en el dintel. Con un ritmo de 8 días por dovela, la operación de cruce del río en voladizo se ha llevado a cabo en menos de 3 meses.

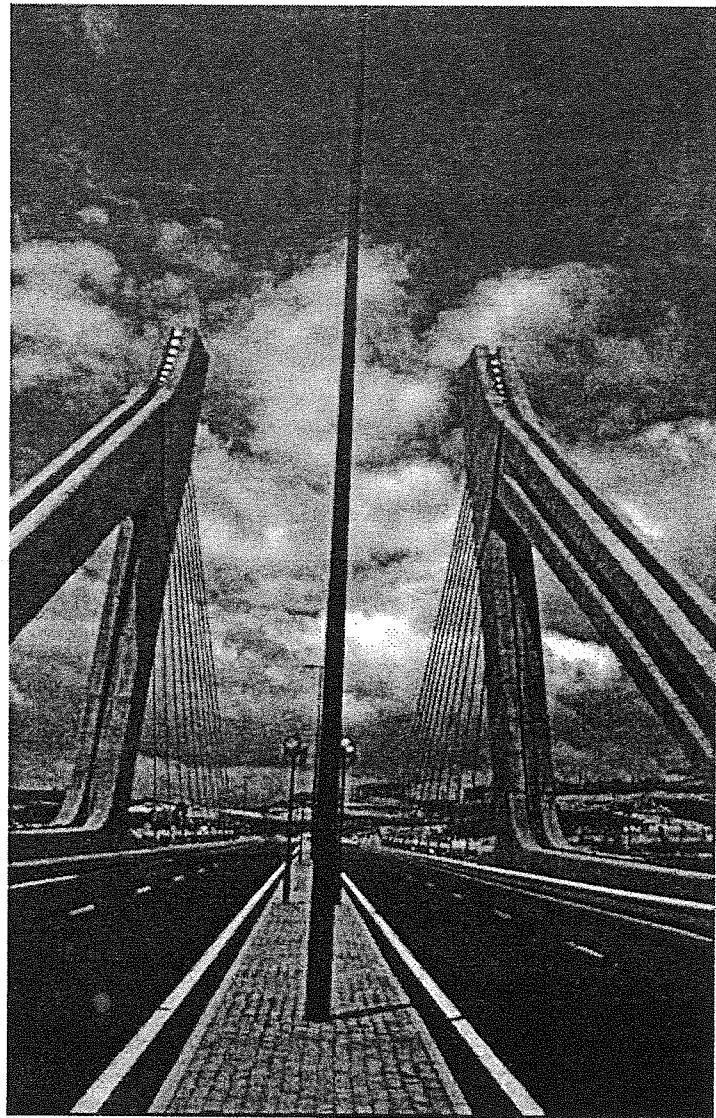
La cabeza de cada mástil es una pieza de formas muy cuidadas, que permite alojar tanto los anclajes de los tendones de pretensado de la vela, como los anclajes de los tirantes que se sitúan en la cara dorsal. Cuyos rebundidos le permiten por un lado conectar visualmente con las formas del mástil y de la vela, y, al tiempo, facilitan la salida de los tirantes y el alojamiento de los anclajes activos.

Los pórticos de hormigón componen un extraordinario conjunto que marca el acceso a los barrios residenciales de la margen izquierda del Pisuerga, mientras que el puente acabado constituye un auténtico salón urbano. Cuyos equipamientos se han cuidado hasta en sus mínimos detalles.





La obra, financiada y gestionada por la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León, se ha construido por parte de los intervenientes con verdadero esmero. Incluso en calidad de materiales. Para el hormigón del tablero y pórticos elevados se exigía en Proyecto calidad C60. Habiéndose superado como resistencia media los 90 Mpa.



Propiedad: Junta de Castilla y León, y Ayuntamiento de Valladolid.
Dirección Proyecto: Ing León Fortún, Ayto Válladolid.
Proyecto: Apia XXI
Dirección de obra: Ingeniero Juan J. Arenas, Apia XXI.
Constructor:
Ute Ferrovial y Zarzuela.