



# EL PUENTE DEL CENTENARIO

## SOBRE LA DARSENA DEL RIO GUADALQUIVIR, EN SEVILLA

Por José A. Fernández Ordóñez, Julio Martínez Calzón,  
Francisco Millanes (Ideam, S.A.), Guillermo Ontañón (Intecsa),  
Manuel Burón Maestro (Pacadar, S.A.), y Javier Marco (Eptisa-Intemac)

### 1. INTRODUCCION

El Puente del Centenario<sup>1</sup> —tal como hemos afirmado en otras ocasiones— es el resultado final de una larga experiencia de treinta y dos años en el proyecto y construcción de puentes, tanto desde el punto de vista teórico y especulativo —donde lo histórico, lo estético y lo ambiental han tenido siempre un primordial sentido— hasta lo más práctico, encarnado no sólo en los grandes planteamientos tipológicos o constructivos, sino llegando a los detalles en apariencia más insignificantes.

En el caso del Puente del Centenario, esta experiencia común se concentra en dos especiales ámbitos de la cultura de los puentes, que son don-

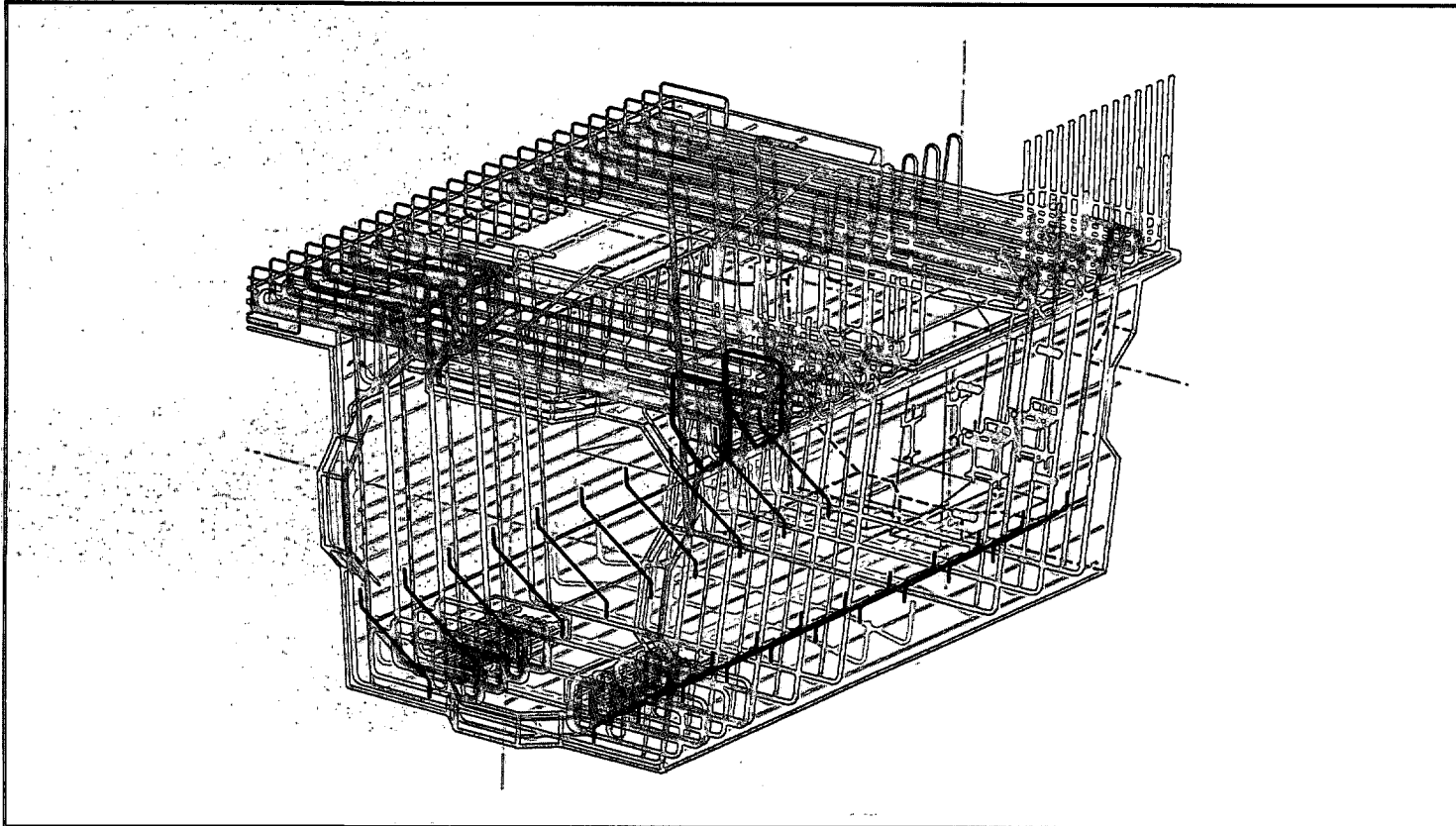
de nuestra aportación ha sido más significativa: las estructuras mixtas y la prefabricación, dos conceptos que, con una brillante tradición de aplicaciones en el mundo constructivo clásico, han sido fundamentales en nuestro trabajo. Antecedentes que sirven, no para tomarlos como modelo a imitar, sino para pensar en ellos e intentar superarlos con los materiales de nuestro tiempo.

Además, este impulso en el proyecto y construcción de puentes supone, por vez primera, el más consciente intento de superación de una dicotomía profundamente arraigada en las mentes de los más brillantes ingenieros de puentes desde mediados del siglo XIX, es decir, entre quienes defendían exclusivamente las estructuras metálicas, y quienes no aceptaban trabajos mas que con el hormigón<sup>2</sup>.

**El Puente del Centenario es el resultado final de una larga experiencia de treinta y dos años.**

<sup>1</sup> El Puente del Centenario fue proyectado durante 1986 y 1987, y construido en dos años entre los veranos de 1989 y 1991.

<sup>2</sup> El Puente del Centenario. Revista O.P. n.º 21, Otoño 1991. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Cataluña.



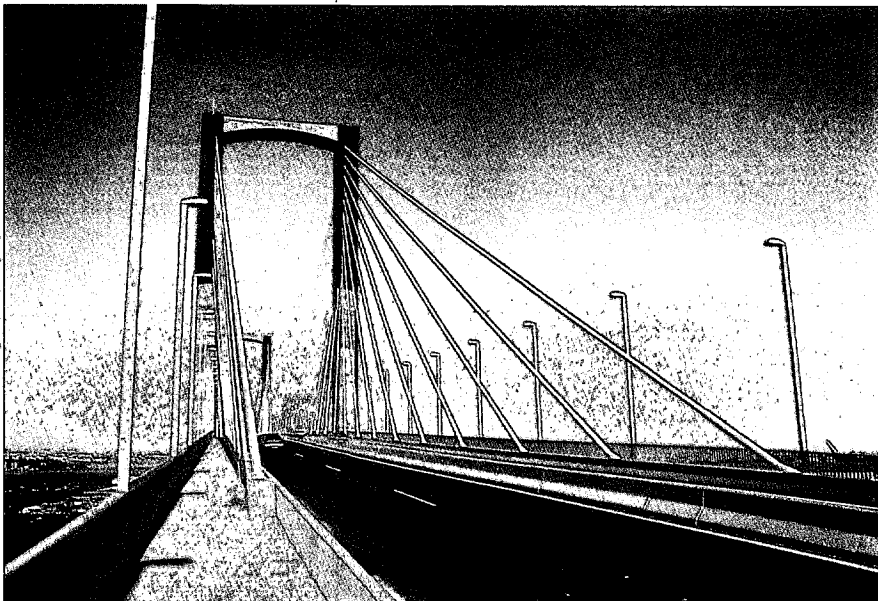
**Figura 6.1.2. Prefabricación esquema de las armaduras de las dovelas.**

## 2. TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

### 2.1. Puente atirantado

El puente atirantado propiamente dicho está formado por cinco vanos con dimensiones en metros de 48-102-265-102-48, con una longitud total de 565 m. entre sus juntas extremas, y presenta dos familias de tirantes situados en planos

*Vista desde la acera.*



prácticamente verticales dispuestos en los bordes exteriores de la calzada, dejando las aceras peatonales por fuera de los mismos.

El vano central se suspende de dos pilas, cada una de ellas con dos fustes verticales colocados exteriormente a los bordes laterales del tablero, que se completan con dos piezas transversales, una en coronación y otra dispuesta inmediatamente debajo del tablero, formando el conjunto un pórtico recto en forma de A.

La disposición de las familias de cables corresponde a la tipología de abanico corregido o semiarpa; es decir: los tirantes se anclan en el tablero a intervalos regulares, mientras que en la pila lo hacen buscando la máxima altura posible, pero manteniendo la condición de que en cada punto de anclaje sólo se crucen dos tirantes, uno por cada lado de la pila. Los tirantes atraviesan el fuste de la pila anclándose en la cara opuesta al vano del cual provienen.

El atirantamiento del vano central se compensa de forma simétrica en cuanto a disposición geométrica, mediante tirantes anclados en la totalidad de los vanos adyacentes de 102 m. y en la mitad de la luz de los vanos laterales de 48 m.

El número total de tirantes es de 22 por fuste, 11 a cada lado del mismo, de forma que no se produce apoyo del tablero en el travesaño, sino que el tablero pasa a través de la pila suspendido exclusivamente por los tirantes.

El anclaje de cables en los fustes de pila se ha efectuado manteniendo claramente el paralelismo de los planos de cables a un lado y otro del fuste, aun a sabiendas de la importante torsión que produce esta disposición en el fuste.

El tablero, además de la sustentación producida por los tirantes, se apoya en las pilas laterales e intermedias; en las laterales lo hace en forma simple, vertical y deslizante; en las intermedias, el apoyo es de articulación pretensada, mediante cables verticales anclados superiormente en el tablero e inferiormente en un punto bajo del fuste, con objeto de impedir los posibles movimientos de elevación del tablero respecto de la pila, pero permitiendo el deslizamiento relativo entre ambos sistemas, mediante los oportunos dispositivos. (Figura 2.1.1).

Así pues, la sustentación longitudinal del tramo atirantado es la esquematizada en el croquis, en la que puede apreciarse que la estabilidad longitudinal está exclusivamente conseguida por las pilas principales, actuando como grandes ménsulas que recogen las acciones de los tirantes en la parte superior de los fustes.

Este tipo de vinculación, que determina condiciones de estabilidad muy rigurosas para dichas pilas principales, ofrece la importante ventaja de lograr que las pilas laterales e intermedias sean muy estrictas, y no se requieran grandes macizos de anclaje y compensación que provocarían una gran ruptura formal y visual entre las zonas de acceso y centrales de la obra. Dada la gran altura de dichas pilas laterales y su ubicación en zonas de uso, este efecto quería ser claramente evitado y por ello se adoptó la tipología descrita, en la que las dos pilas principales son marcadamente fuertes para hacer frente a los condicionantes de estabilidad longitudinal. De esta forma, además, la ejecución de las obras puede contar con la total capacidad de la pila frente a los desequilibrios de montaje, sin necesidad de establecer muertos ni anclajes provisionales de ningún tipo.

En dirección transversal, el tablero se apoya en forma articulada en las seis pilas, cuatro laterales y dos centrales, permitiendo la transferencia de las acciones de viento en proporción a las rigideces del conjunto tablero-pilas.

La solución de atirantamiento en doble capa, una a cada lado de la calzada, viene determinada por el intento de emplear una solución de cons-

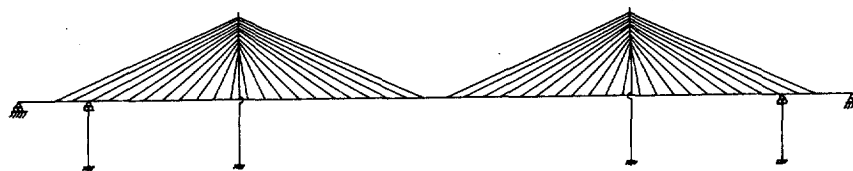


Figura 2.1.1.

trucción prefabricada, consistente en la disposición de dos vigas cajón situadas en las zonas próximas a los bordes del tablero, de forma que los ejes longitudinales de las mismas coincidan con los planos de cables, con lo que el sistema estructural de transferencia de las cargas de las zonas centrales del tablero resulta relativamente muy reducido, y puede ser abordado, asimismo, con una tipología de prefabricación de tipo básicamente ligero y de fácil puesta en obra (Figura 2.1.2).

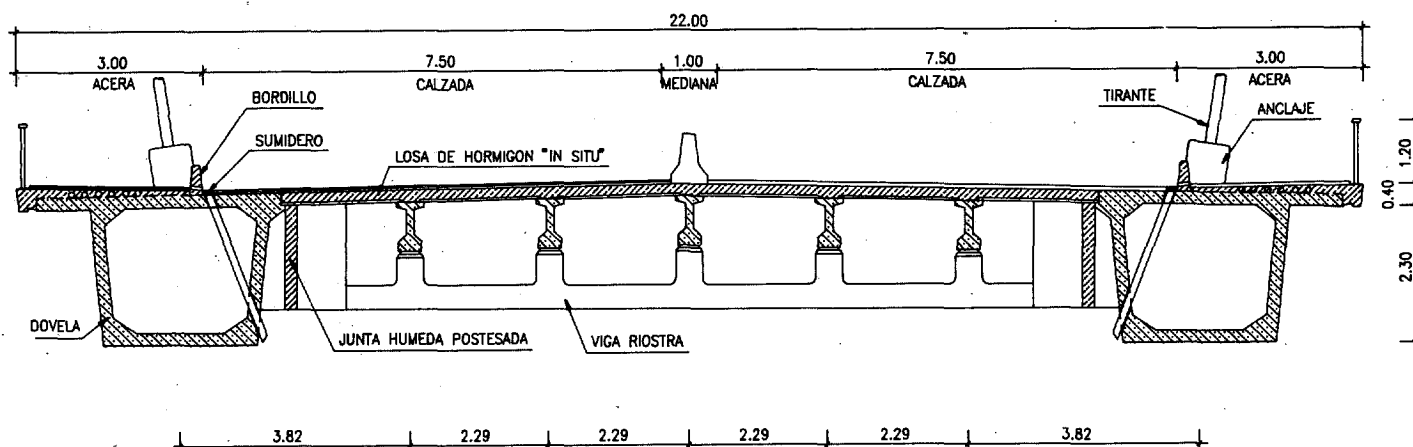
La figura adjunta ilustra adecuadamente el mecanismo estructural del tablero.

Por otra parte, las soluciones de doble familia de cables presentan una mejor respuesta frente a las solicitaciones de viento, sobre todo teniendo en cuenta que los tirantes no se encuentran en planos estrictamente verticales, sino que lo hacen en planos ligeramente inclinados hacia el interior del puente.

Así pues, la tipología constructiva elegida para el tablero establece de una manera muy definida la de los elementos principales de la estructura, cables y pilas, no sólo formalmente, sino en cuanto a criterios puramente estructurales y constructivos, elegidos a su vez inicialmente de forma de favorecer expresamente muchos de estos últimos aspectos.

Los tirantes se anclan en las pilas mediante anclajes regulables o activos, mientras que en el ta-

Figura 2.1.2. Sección transversal.

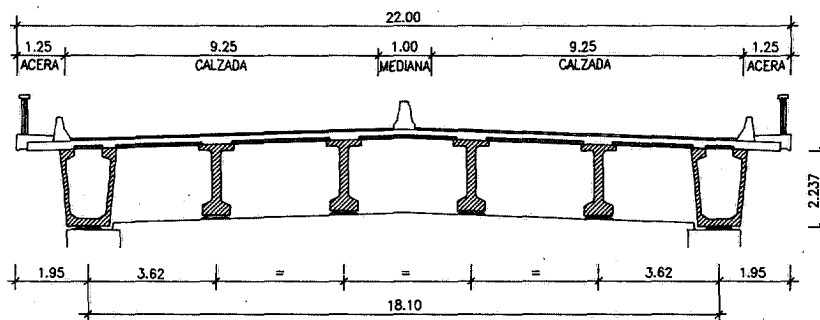


**El sistema de prefabricación permite ejecutar este tipo de tableros en factorías fijas.**

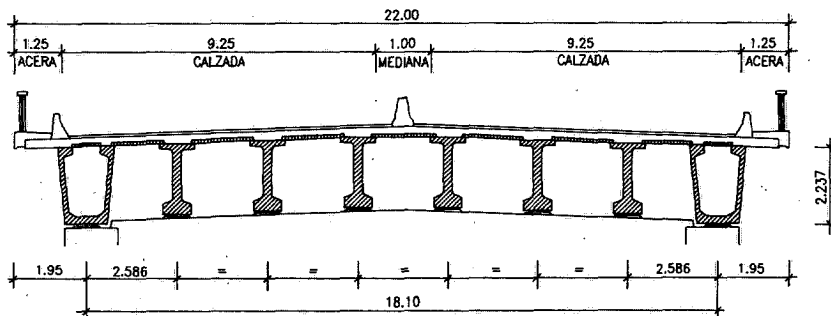
blero lo hacen en el interior de las vigas cajón de forma fija o pasiva. Con esta disposición se reducen al mínimo las operaciones de anclaje de los cables en el tablero, facilitándose una ejecución con total garantía y seguridad. Por otra parte la incidencia visual de los bloques de anclaje de los tirantes en el tablero es muy pequeña y se manifiesta únicamente en reducidos macizos de anclaje en la separación calzada-aceras.

La separación de anclajes en el tablero es de 12 m. y representa un valor ligeramente superior a los adoptados en los sistemas realizados «in situ», pero perfectamente acorde con las características de las piezas-cajón del dintel en cuanto a su tipología, pesos máximos de transporte y minimización del número de puntos de anclaje, manteniéndose dentro de las capacidades de tirantes que permiten las unidades de anclaje standard. Esta mayor separación permite a su vez reducir el número de anclajes en pila facilitando las operaciones y permitiendo lograr puntos de anclaje más elevados para iguales alturas de fustes, lo que redundará en mejor condicionamiento del conjunto; y en el plano visual permite una mejor lectura y comprensión del sistema desde ángulos diagonales, sin llegar al excesivo confusiónismo en las perspectivas por la proliferación del número de cruces de cables.

**Figura 2.2.1. Sección transversal en viaductos de acceso. Vanos de 42 y 46 metros.**



SECCION TRANSVERSAL EN VANO DE 42 M.



SECCION TRANSVERSAL EN VANO DE 46 M.

Ante la conocida disyuntiva de disposición de los cables en arpa o abanico se ha optado por la solución de abanico corregido que intenta aprovechar al máximo las ventajas de ambas soluciones; por una parte la mayor eficacia del atirantamiento y menor altura de pila de la solución abanico y por otra la sencillez de anclaje de los cables y la belleza y armonía de la solución arpa.

La disposición adoptada para los cables sin que se produzca apoyo del tablero en el travesaño de la pila, logra evitar la aparición de momentos negativos importantes en dicha zona, como los que se presentan en una viga sobre apoyos elásticos ante la presencia de un «punto duro», como sería dicho apoyo.

La disposición y distribución del atirantamiento de los vanos laterales, compensadores del central, se efectúa junto con la acción de anclaje del tablero a las pilas intermedias. Esto permite lograr que los valores negativos de las flexiones del tablero en dicha zona alcancen valores no muy diferentes de los máximos en el centro del vano principal, con lo cual la sección de las vigas cajón puede mantenerse prácticamente constante a lo largo de toda la estructura.

La altura de la pila por encima del tablero presenta una relación respecto a la luz del vano central de valor  $L/H = 4,5$  que resulta muy favorable para lograr un atirantamiento de gran eficacia que requiera exclusivamente los anclajes standard ya mencionados.

El sistema constituido por el conjunto de las seis pilas y el tablero del tramo atirantado está coaccionado en dirección longitudinal exclusivamente por las pilas principales de gran rigidez, y queda separado de los accesos mediante juntas de dilatación capaces de absorber los movimientos térmicos alternativos y las deformaciones diferidas de acortamiento de fluencia y retracción. En las pilas principales se disponen toques amortiguadores limitadores del movimiento antedicho para el caso de movimientos adicionales de tipo sísmico, de forma que en caso de presentarse, no se producirían movimientos longitudinales excesivos de bamboleo del tablero.

La sección transversal del tablero obedece, como ha quedado dicho, a las ideas fundamentales citadas; lograr la prefabricación de los elementos principales y secundarios del tablero, de forma de alcanzar una gran rapidez de ejecución y garantía de calidad de los elementos fundamentales, combinada con la máxima sencillez constructiva.

Para ello, juntamente con las dos vigas cajón longitudinales sustentadas por los tirantes, se disponen vigas riostras prefabricadas que unen ambas en todos los puntos de anclaje, y que se conectan mediante pretensado a dichos cajones, logrando un nudo rígido entre ambos sistemas. Estas riostras reciben, asimismo, por ambos lados las vigas longitudinales ligeras, simplemente apoyadas, que constituyen la estructura resistente central del tablero; y sobre ellas se disponen placas prefabricadas semirresistentes que reciben la losa de hormigón in situ que formaliza la cara superior del tablero y que se realiza y trabaja de modo continuo, solidarizando adecuadamente todos los elementos prefabricados del conjunto.

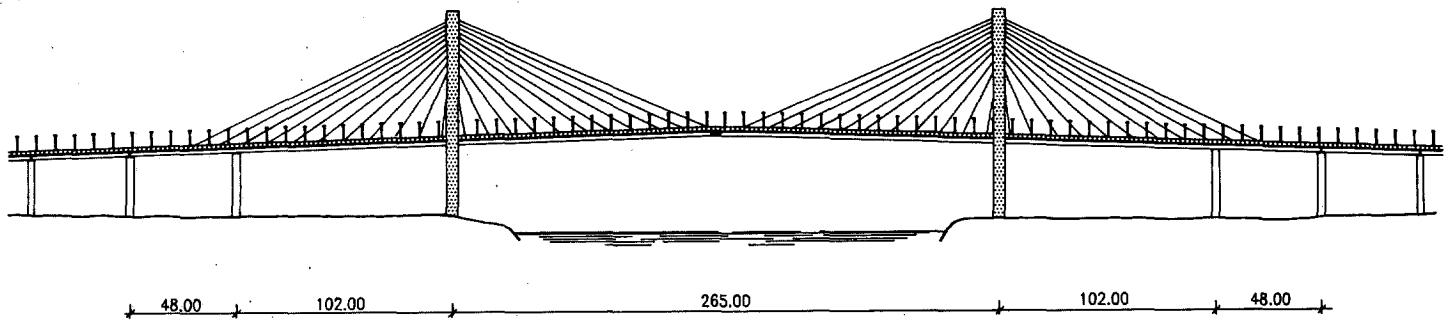


Figura 2.2.2. Alzado.

2.2. Viaductos de acceso

Los accesos a ambos lados del tramo atirantado se han resuelto mediante sendas estructuras de múltiples vanos biapoyados, cuyas luces más significativas son 42 m. y 46 m. Las estructuras de acceso tienen 512 m. de longitud por un lado de la Dársena del Guadalquivir, y 941 m. por el otro. En ambos casos la anchura total de la plataforma, constituida por el tablero, es de 22 m., igual que en el tramo atirantado (Fig. 2.2.1).

En el lado Norte de la Dársena del Guadalquivir la rampa de acceso es muy larga (941 m.). Ello ha motivado que se divida en dos partes. En la primera, adyacente al tramo atirantado, se mantiene el canto del tablero igual al del tramo atirantado, y las luces de 42 m. y 46 m. son idénticas a las de la rampa de acceso del lado Sur. De este modo se crea una unidad formal, prácticamente simétrica con relación a la Dársena, compuesta por el tramo atirantado y las rampas de acceso de luces 42 m. y 46 m. a ambos lados de la Dársena, que adquiere el carácter de estructura principal (Fig. 2.2.2).

La segunda parte del acceso del lado Norte se separa de la primera mediante un falso estribo (vacío de Tierras) cuya misión, además de dar apoyo a los vanos adyacentes a él, es diferenciar claramente la estructura principal de la secundaria. La estructura secundaria ajusta las luces de sus vanos (desde 22 m. a 32 m.) a criterios funcionales (paso de carretera, de ferrocarril y posible tráfico en la zona portuaria) y económicas (Fig. 2.2.3).

Tipológicamente los tableros son estructuras isostáticas, apoyadas sobre pórticos formados por dos pilas verticales y el dintel horizontal.

Las juntas de calzada se sitúan cada cuatro vanos tanto en la zona de luces 42 m. y 46 m., como en las zonas de luces variables desde 22 m. a 37 m. Para ello se establece continuidad entre las losas de los diversos vanos entre cada dos juntas sucesivas.

Los pórticos de apoyo son estructuras hiperestáticas de nudos rígidos, con empotramiento de las pilas en la cimentación.

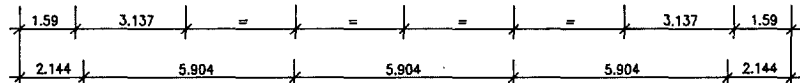
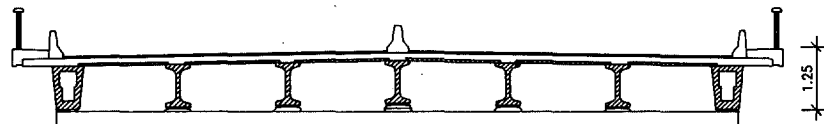
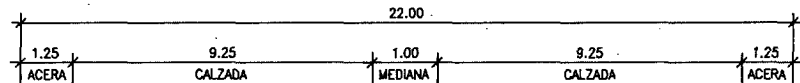
Las acciones horizontales y verticales sobre el tablero se transmiten a los pórticos de apoyo mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado, provistas de cuñas metálicas para dar la pendiente longitudinal de las rampas.

3. CIMENTACION

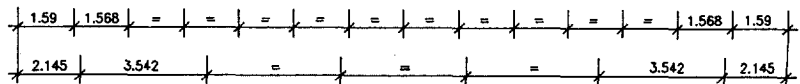
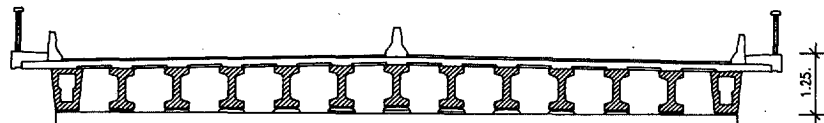
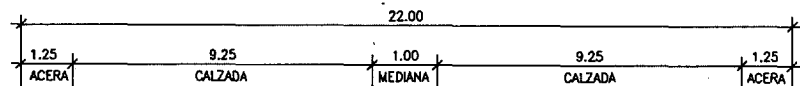
3.1. Naturaleza del terreno

El subsuelo de todo el área urbana de Sevilla está formado por un potente substrato de arcillas margosas tortonienses (Mioceno), de formación marina, conocidas localmente como «margas azules», aludiendo tanto a la presencia de carbona-

Figura 2.2.3. Sección transversal en viaductos de acceso. Vanos de 22 y 32 metros.

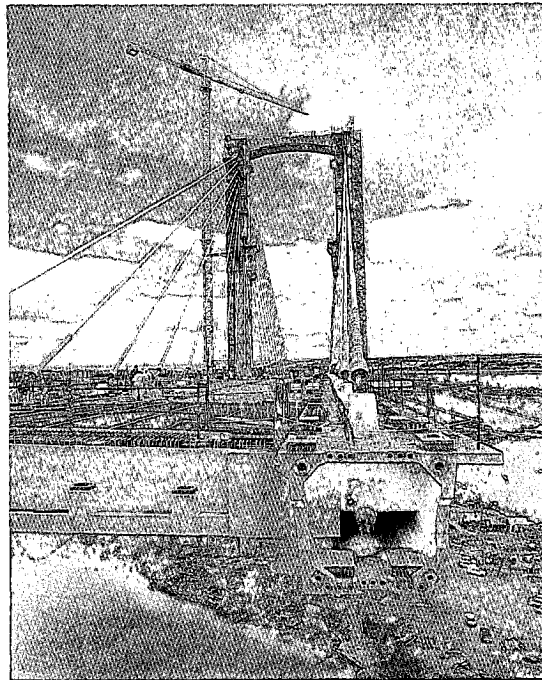


SECCION TRANSVERSAL EN VANO DE 22 M.



SECCION TRANSVERSAL EN VANO DE 32 M.

**Frente de avance de  
dovelas y riostras  
prefabricadas.**



tos como a su color gris azulado. Sobre esta base se apoyan los materiales producto de la aportación del río.

En el emplazamiento del puente, existe un primer nivel de rellenos artificiales de hasta 3-4 m. de espesor, seguido por un segundo nivel de arcillas marrones de consistencia media, de unos 5,0-6,0 m. de potencia. A continuación de éstas se detecta un tercer nivel de arcillas grises de consistencia blanda de 6,0 a 7,0 m. de espesor y

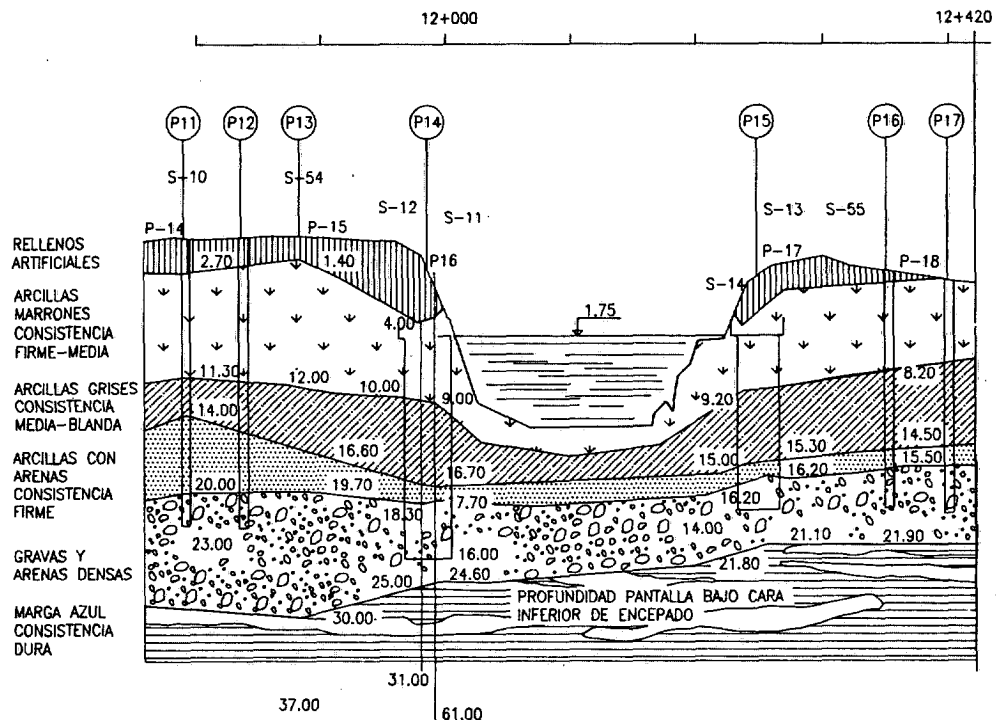
posteriormente hay un nivel de transición de arcillas con arenas de consistencia firme del orden de 1,0 m. de potencia que tienen debajo un nivel de arenas y gravas, muy densas, cuyo espesor en la zona del puente es de 5,0 a 7,0 m. Este nivel de arenas y gravas es el que se ha escogido como soporte de la cimentación. Más abajo, se encuentra la marga azul, a unos 3,0 m. bajo la cota de apoyo (Figura 3.1.1).

Se ha prestado especial atención al reconocimiento de las gravas y al de la marga azul, en especial al contacto entre ambas formaciones. No se han detectado zonas blandas en este contacto, aunque sí una ligera disminución de resistencia. De un total de 56 ensayos, el valor medio de la resistencia a compresión simple de la marga azul es de  $q_u = 5,3 \text{ Kp/cm}^2$ . Si de estos valores se separan los resultados obtenidos en los tres primeros metros se obtiene  $q_u = 4,2 \text{ Kp/cm}^2$  y  $5,5 \text{ Kp/cm}^2$  en el resto de los valores.

### 3.2. Cimentación

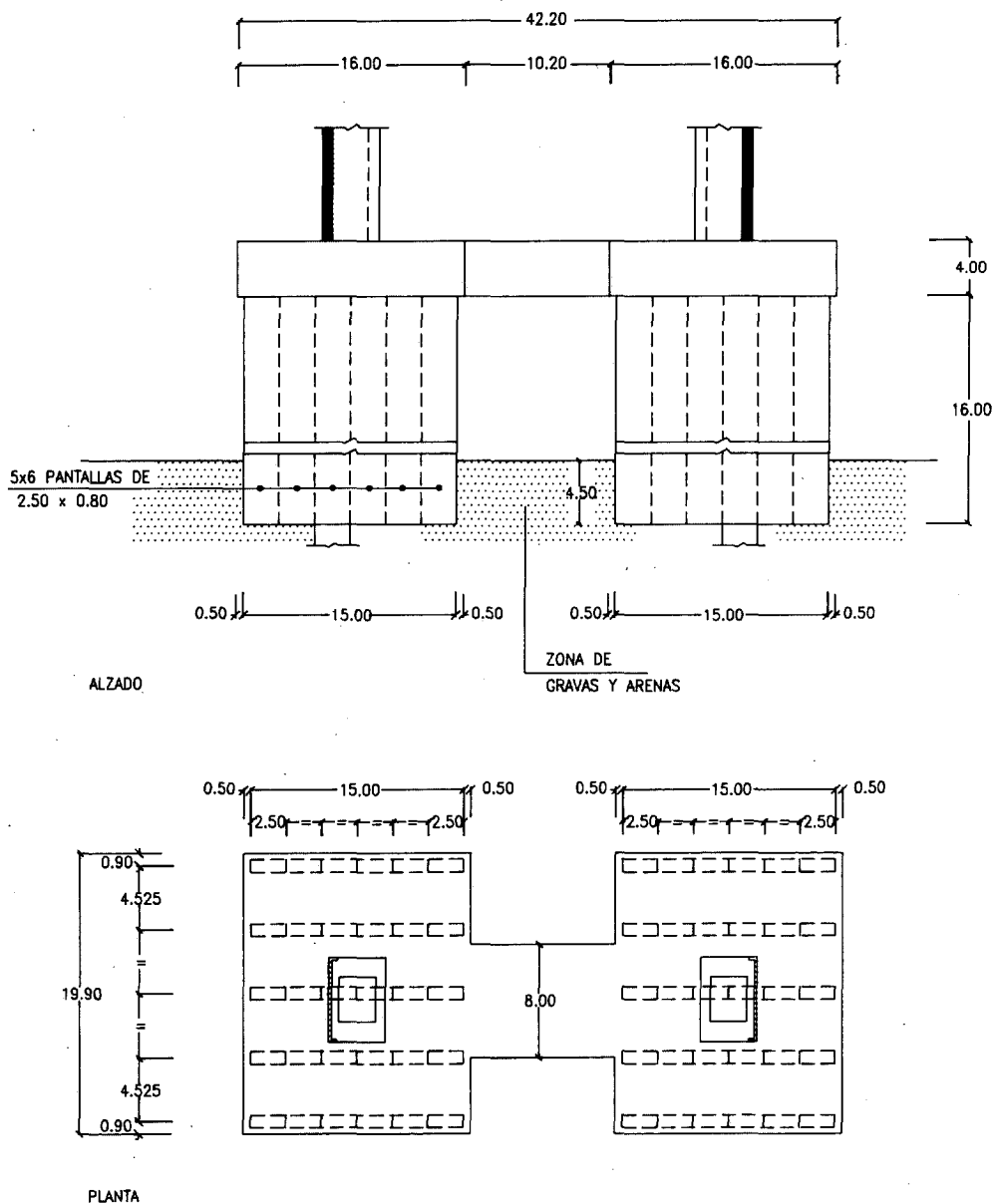
La cimentación de toda la estructura se ha resuelto mediante elementos portantes de  $2,50 \times 0,80 \text{ m.}$  excavados con empleo de lodos bentónicos, dispuestos en grupo en función de la carga y geometría de los distintos tipos de pilas, empotrándose en el estrato de gravas y arenas que hay sobre la marga azul.

En la pila principal de la margen izquierda (pila 14), la cimentación de cada fuste está constituida por sendos grupos de 30 pantallas de 16 m. de profundidad bajo encepados de 4 m. de canto, arriostrados entre sí. La cimentación de la pila principal de la margen derecha (pila 15) es análoga, aunque en este caso los grupos eran de 42



**Figura 3.1.1.**

Figura 3.2.1.



pantallas de 14 m. de profundidad bajo encepado (Figura 3.2.1).

Los elementos portantes se han comprobado tanto considerando su trabajo individual (con cargas de trabajo reducidas, entre 16 y 21  $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ) como el de efecto grupo, considerando el conjunto como un gran pozo o cajón apoyado en el sustrato de gravas, el cual reparte la carga sobre la marga azul. Las tensiones de trabajo del conjunto de la cimentación eran del orden de los 2,2 a 4,4  $\text{Kp}/\text{cm}^2$  en el estrato de gravas y de 1,4 a 2,5  $\text{Kp}/\text{cm}^2$  en el techo de la marga, según las hipótesis de reparto de tensiones que se considerasen.

Se evaluaron los módulos del terreno de deformabilidad vertical, horizontal y coacción al giro del

conjunto de la cimentación. Estos módulos se incluyeron en el análisis de la interrelación suelo-estructura, contemplando tanto el sentido transversal, con el efecto de los fustes y riostras, como en sentido longitudinal, con las coacciones en cabeza de pila producidas por el sistema de cables.

Para el cálculo de asentamientos se estimaron unos módulos de elasticidad de 1.000  $\text{Kp}/\text{cm}^2$  en las gravas y de 500  $\text{Kp}/\text{cm}^2$  en la marga (valor que tenía en cuenta la zona más alterada del contacto). En la situación previa al cierre del tablero y descontando el peso del encepado, los valores de los asentamientos calculados en la pila 15 (la más desfavorable) resultaban ser de 25-32 mm.

Durante la ejecución de la cimentación se midieron los asentamientos a partir de la terminación de

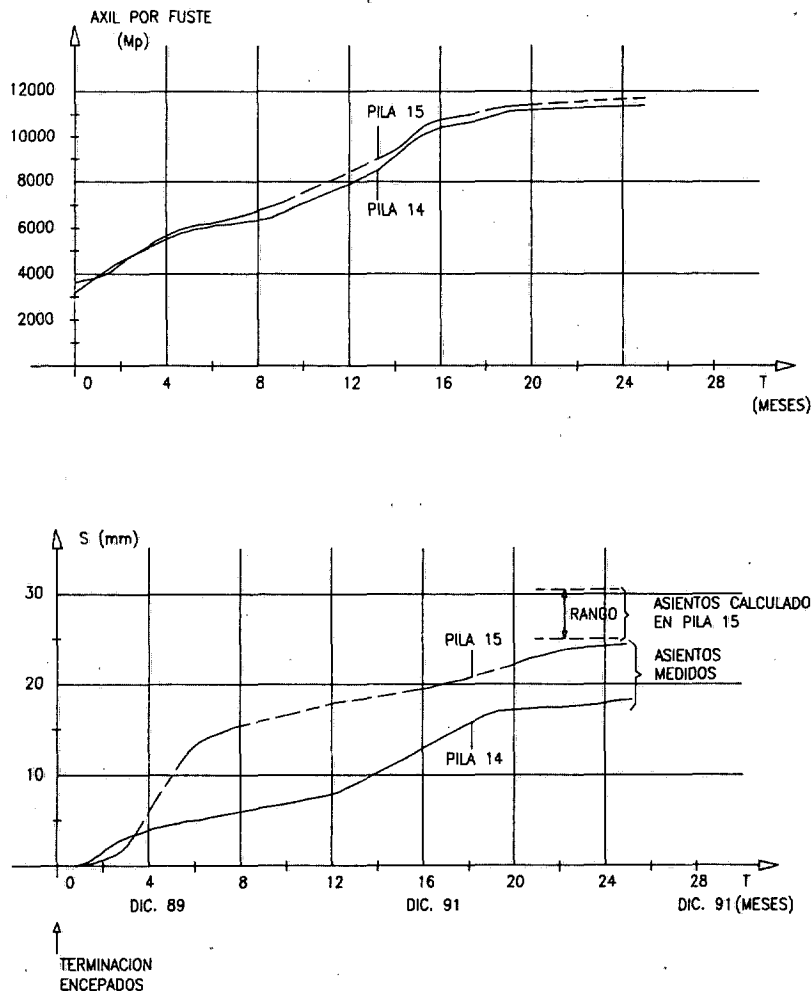


Figura 3.2.2. Diagramas. Cargas-Tiempos y Asientos-Tiempos.

los encepados. Los valores obtenidos al final de la construcción fueron de 18 mm. en la pila 14 y de 25 mm. en la pila 15, valor que concordaba muy bien con el calculado (Figura 3.2.2).

### 3.3. Ejecución

Con objeto de garantizar una adecuada transmisión de cargas de las pantallas a las gravas y evitar el efecto del aflojamiento producido por la excavación, se realizó un lavado e inyección de la punta de las pantallas, para lo cual se dejaron dispuestos unos tubos en cada uno de los módulos.

La cimentación ejecutada permitió utilizar un número elevado de equipos de trabajo, con una gran rapidez de ejecución al no superar los elementos portantes los 20 m. de profundidad. Siendo la ejecución de pantallas en Sevilla un sistema habitual de cimentación, se garantizaban así los resultados y rendimientos. De hecho, con 4 equipos de trabajo (2 por pila) la ejecución de la cimentación de las pilas principales duró menos de 2 meses.

Las pilas principales del tramo atirantado constituyen básicamente la imagen de singularidad del puente confiriéndole su carácter de monumentalidad, a través de su gran expresividad formal, cromática y simbólica.

Cada una de las pilas se ha proyectado como un pórtico formado por dos fustes verticales de sección rectangular hueca de dimensiones exteriores de 6 x 4,50 m. y 102 m. de altura sobre el plano de apoyo, separados 22,2 m. entre sí y 26,2 m. entre ejes, con tabiques de espesores variables entre 1,20 y 0,60 m. En las zonas de anclaje de los tirantes estos fustes se macizan y son atravesados por aquéllos. Los dos fustes se unen entre sí mediante dos piezas transversales:

☐ Un travesaño intermedio dispuesto a unos 40 m. de altura, situado inmediatamente por debajo del tablero, pero sin contacto con el mismo, salvo en las primeras fases de ejecución.

☑ Un dintel de coronación que remata el conjunto.

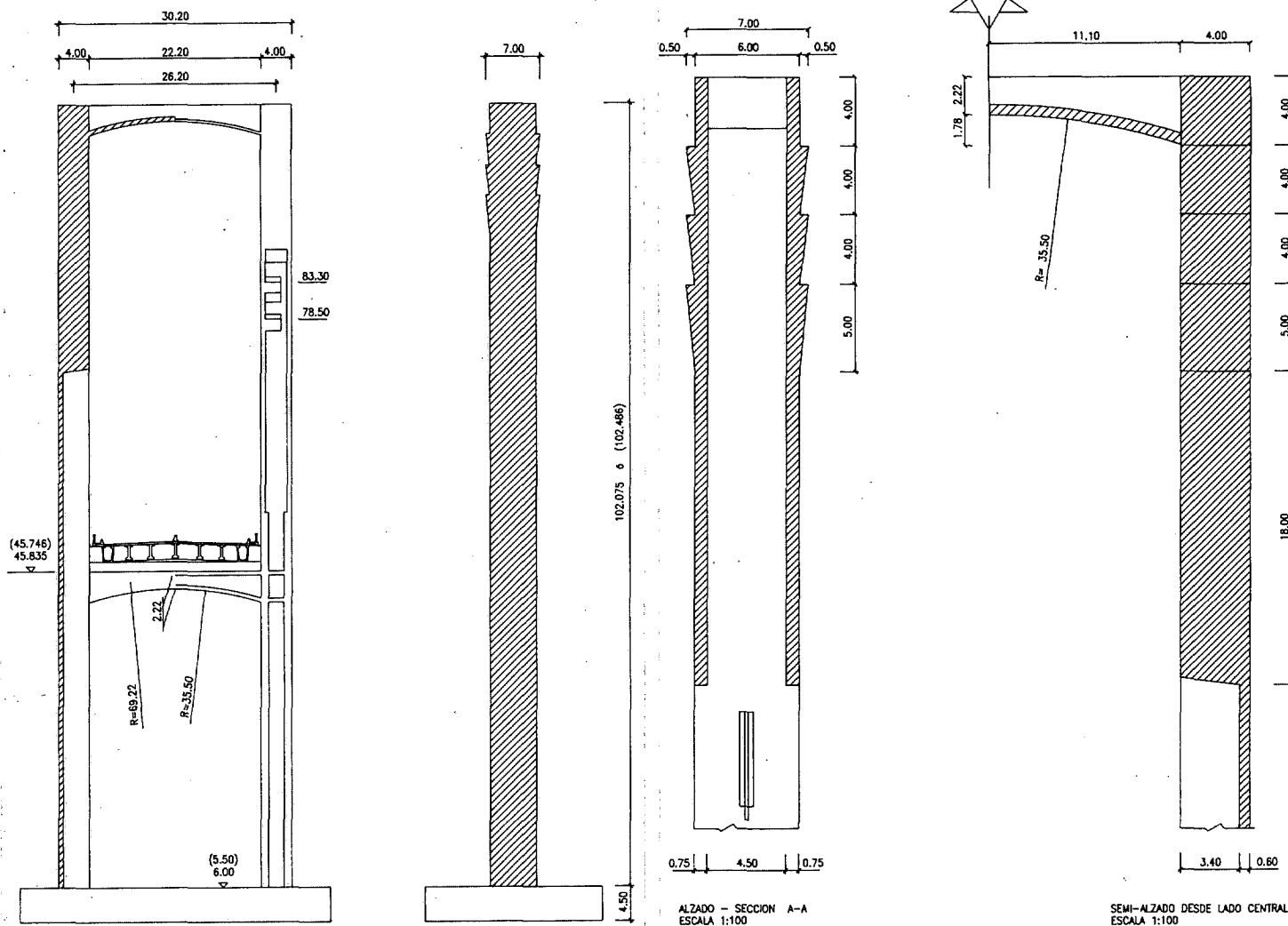
Estas dos piezas presentan cantos variables entre 2,2 y 4 m., con su borde inferior en forma de arco circular muy rebajado y borde superior horizontal; y un ancho constante de 4,50 m., menor que los 6 m. de la anchura de los fustes, de manera que su presencia queda remetida ligeramente y su importancia visual se reduce respecto a los fustes.

El diseño de las pilas presenta como aspecto creativo fundamental, que se transmite al carácter y expresividad de la obra total del puente, la utilización del empleo exterior de acero de alta resistencia a la corrosión, tipo CORTEN, en ciertas zonas de las pilas elegidas cuidadosamente, para constituir piezas mixtas de hormigón y acero estructural. La situación y disposición de estos elementos de acero responden a una idea global con el objetivo, entre otros, de introducir el color siena oscuro y la textura superficial característica de este material, para lograr una profunda singularidad visual de estos elementos. Una vez definida su posición, se completó el estudio aprovechando la total capacidad resistente y constructiva de este material, logrando que su presencia quede vinculada de manera total e íntima con la del hormigón armado, para dar lugar a un sistema netamente estructural.

Así, en las zonas verticales sin cables se sitúa solo en las caras exteriores, con estrechas platabandas de borde situadas en las caras adyacentes permitiendo muy favorables condiciones de rigidización, conexión con el hormigón y montaje. En las zonas de anclajes, por el contrario, encierra prácticamente todo el contorno a excepción de la franja que recibe el dintel superior, en la cual se mantiene la visión del hormigón para establecer la máxima interacción estructural y visual de los dos materiales.

El dintel superior está constituido también como una pieza mixta, situándose el acero estructural en su cara inferior arqueada, y en dos bandas de borde que suben ligeramente por las caras laterales y permiten su unión, tanto visual como estructural con el acero de los fustes (Fig. 4.1).





A la izquierda. Figura 4.1.  
Pilar principal. A la  
derecha. Figura 4.2. Dintel  
superior pila principal.

Todo este sistema, se completa con la adaptación de unos elementos, también de acero CORTEN destinados a la creación de unos dentados o almenados superiores en las caras laterales, en la zona de inserción de los tirantes, para lograr la ruptura y vibración de estas grandes superficies, e incorporar un factor simbólico, al remate de estas grandes piezas; a la vez que permite la eliminación de la presencia de los perturbadores conos de anclaje de los tirantes, logrando que la entrada de los mismos en el fuste se perciba limpia y con una máxima simplicidad (Fig. 4.2).

La inclusión de las pletinas de borde en todas las superficies de acero estructural, para evitar —a modo de canalones— la caída del agua sobre las superficies de hormigón, determina una rotundidad adicional de la pila por la nitidez de las sombras delimitadoras que produce.

La potencia de las pilas, por sus dimensiones y cromatismo, reflejan netamente el carácter no sólo sustentante de las acciones verticales del

tramo principal atirantado, sino que detallan claramente su total respuesta frente a todos los componentes horizontales de viento o eventual sismo, permitiendo que la continuidad de este tramo en los accesos sea prácticamente continua, sin necesidad de incorporar grandes macizos, grupos de cables especiales de retenida, etc.; dando lugar a la óptima integración entre el sistema atirantado y sus accesos, en una imagen de continuidad y unidad.

El estudio de las pilas incluye además de las acciones globales transferidas por el tramo atirantado, las acciones producidas por un incremento térmico de  $\pm 13,8^{\circ}\text{C}$  en el conjunto y un gradiente de  $3,3^{\circ}\text{C}/\text{m}$ . de canto en sus diversas piezas.

El análisis de segundo orden, para controlar la estabilidad del conjunto y la local de cada una de sus piezas frente al pandeo, determinó en la dirección longitudinal del puente longitudes ideales de pandeo de valor  $L_k = 150 \text{ m}$ ., lo cual equivale a una altura ideal próxima al 95 % de la existente entre la base de los fustes y el anclaje de los ti-

El ritmo de avance del tablero fue de 48 metros a la semana.

rantes inferiores. Transversalmente, tanto el fuste inferior como el superior presentan como luces de pandeo prácticamente las luces ideales de dichas piezas.

Todo el estudio de las piezas de la pila se efectuó mediante el criterio de la columna modelo preconizado por el CEB, considerando inicialmente para el dimensionamiento combinado de las armaduras, acero estructural y hormigón, los diagramas momentos-curvaturas en flexión recta y su combinación esviada mediante el criterio simplificado de interacción reducida mediante diagrama lineal.

Una vez definidas las secciones de armaduras y chapas de las piezas se efectuaron controles ajustados esviados de las piezas determinando los diagramas Momento-Curvatura en el plano real de flexión esviada, lo que permitió obtener factores ligeramente reductores de las cuantías inicialmente deducidas.

En las zonas superiores en las que se produce la inserción de los tirantes, el sistema metálico de acero estructural se combina con armaduras de cierre en la cara abierta sin acero estructural, para recoger, junto con los esfuerzos anteriormente mencionados, la torsión producida por las dos familias de tirantes que se cruzan en dicha zona.

Las órdenes de magnitud de los esfuerzos mayorados máximos en base de pilas fueron:

- I)  $M_d$  (longitudinal) = 41.500 mt.
- $M_d$  (transversal) = 7.000 mt.
- II)  $M_d$  = 24.600 mt.
- $M_d$  = 13.000 mt.

con esfuerzos axiles concomitantes  $N_d$  del orden de 14.000 y 14.500 t., respectivamente.

Los torsosres máximos mayorados en la zona superior de los fustes presentan valores máximos del orden  $T_d$  = 6.000 mt. con variación muy rápida en la zona de tirantes.

La ejecución de las pilas se llevó a cabo mediante la colocación inicial de los paneles de acero estructural mediante posicionamiento dirigido por bulones y llaves de guiado, y atornillado de fijación. Seguidamente se procedía al soldeo de la unión entre paneles desde el borde exterior con chapa dorsal, y a la colocación de los módulos de ferralla completamente preparados en gálibos de armado y a la colocación del encofrado de cierre en las caras no provistas de acero estructural.

Las superficies de acero estructural se analizaban bajo las sollicitaciones no sólo de carácter resistente en la fase de piezas mixtas, sino en las fases de hormigonado, limitando las deformaciones de los paneles y subpaneles bajo la presión de vibrado, de forma que no se presentaran condiciones visibles de bombeo o combadura visible en los mismos.

## 5. TIRANTES

Los tirantes, en un total de 88 unidades, están formados por cordones paralelos instalados dentro de una vaina doble de polietileno de alta den-

sidad; posteriormente son inyectados con lechada de cemento. La longitud de los tirantes varía entre 25 y 145 m., y el número de cordones, de  $\varnothing 0,6$ ", entre 32 y 78 por tirante. El sistema de anclaje es por cuñas individuales y mazalota múltiple, inyectada posteriormente a la puesta en tensión de los tirantes.

La vaina interna es negra y con su espesor provee la resistencia necesaria para hacer frente a la presión derivada de la inyección de lechada; la externa es blanca, tiene funciones estéticas y es de menor espesor; refleja la energía calorífica solar en defensa de la lechada (Fig. 5.1).

El proceso de preparación y montaje de vainas, enfilado de cordones, bloqueo de cuñas, tesado y retesado (controlados mediante bandas extensométricas debidamente taradas, y con el sucesivo control de movimientos de los frentes de avance) aunque son maniobras básicas en el logro correcto de la obra, corresponden a operaciones sistemáticas y de carácter hoy en día muy bien conocido, que no requieren una especial exposición.

Pero lo que sí presenta como innovación constructiva digna de mención este puente, es el tipo de tratamiento exterior adoptado para las vainas de los tirantes. Las usuales soluciones de polietileno de alta densidad negras, han sido aquí completadas con la incorporación a estas últimas, de una cobertura adicional de polietileno de alta densidad blanco unido a la vaina interior mediante una operación de tratamiento térmico a modo de sellado o pegado total, que garantiza un comportamiento totalmente solidario debido a la igualdad de características mecánicas de ambos elementos. Ello permite, manteniendo las propiedades que el negro de humo implica de protección frente a las radiaciones ultravioleta, la inclusión de un aislamiento térmico adicional por la reflexión que el banco proporciona frente a la radiación solar. Pero sobre todo, proporciona a los tirantes una apariencia de textura y tonalidad altamente estética, que potencia en la forma ideal buscada la expresividad de estos elementos en el diálogo polifónico del conjunto del puente, a la par que ofrece a su visión nocturna una de las más atractivas posibilidades de contemplación de la obra.

## 6. TABLERO

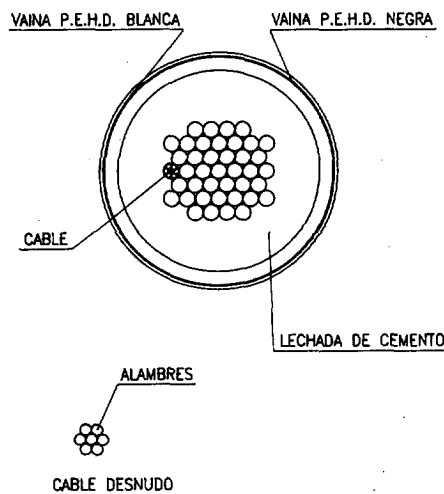
### 6.1. Prefabricación

La prefabricación del tablero (2.017 m. de longitud por 22 m. de anchura) ha sido ejecutada por PACADAR, S.A. en sus fábricas de Madrid, Sevilla y Valencia.

El sistema de prefabricación desarrollado por PACADAR, S.A. y utilizado en la prefabricación del Puente del Centenario permite ejecutar este tipo de tableros en factorías fijas, auténticas fábricas donde aquello que es difícil ejecutar «in situ» se realiza sencillamente.

El tablero de la estructura atirantada está modulado en vanos de 12 m., coincidiendo con la repartición entre tirantes, y está dividido en cuatro tipos de piezas: dovelas, vigas riostra, vigas longitudinales y placas (Fig. 6.1.1).

Figura 5.1. Tirante: sección transversal.



Las dovelas constituyen las piezas fundamentales del tablero y se disponen en cada uno de los extremos de la sección transversal. Las vigas riostra son elementos transversales que unen las dovelas cada 12 m., coincidiendo con el punto en que el tablero es sustentado por cada uno de los tirantes. Dovelas y vigas riostras forman de esta manera el entramado básico del tablero.

Apoyando sobre dos riostras consecutivas, se disponen las vigas longitudinales, como se haría en un tablero convencional de 12 m. de luz. En este caso el número de vigas longitudinales es de 5. Es decir, existen 5 vigas longitudinales separadas entre sí 2,29 m. y que, apoyándose en dos riostras contiguas, dividen la anchura libre entre dovelas en 6 huecos. Estos huecos se cubren con placas prefabricadas pretensadas que actúan como encofrado perdido y cuyo espesor es 4 cm.

Todo el conjunto se solidariza a través de una losa de hormigón armado ejecutada «in situ». El espesor de hormigón vertido «in situ» es de 16 cm. Tanto las dovelas como las vigas riostras y las vigas longitudinales llevan armaduras salientes que quedan alojadas en el interior de esta losa.

La unión entre dovelas es seca, sin aportación de hormigón «in situ», la interfase es resina epoxi y la armadura activa que une cada dovela a la anterior es el postesado.

La unión dovela-viga riostra también es postesada, si bien en este caso se hormigona, previamente al postesado, las pequeñas juntas existentes entre los extremos de la viga riostra y las paredes laterales de las dovelas. El hormigonado de estas juntas se realiza con hormigón de alta resistencia y sin retracción, y el postesado transversal se efectúa desde el interior de las propias dovelas. Para no obstaculizar el montaje, esta unión viga-riostra tiene una primera fase en la que se comporta como una rótula materializada por el apoyo directo de los perfiles metálicos que sobre-

salen en los extremos de la viga riostra con los perfiles metálicos que se dejan al efecto sobresaliendo de las paredes laterales de las dovelas.

La unión viga longitudinal-viga riostra es un simple apoyo que se materializa con el correspondiente aparato de neopreno.

La continuidad del conjunto dovela-viga riostra-vigas longitudinales, se obtiene mediante las armaduras salientes de cada uno de estos elementos y el hormigón de la losa que a modo de capa de compresión se ejecuta «in situ».

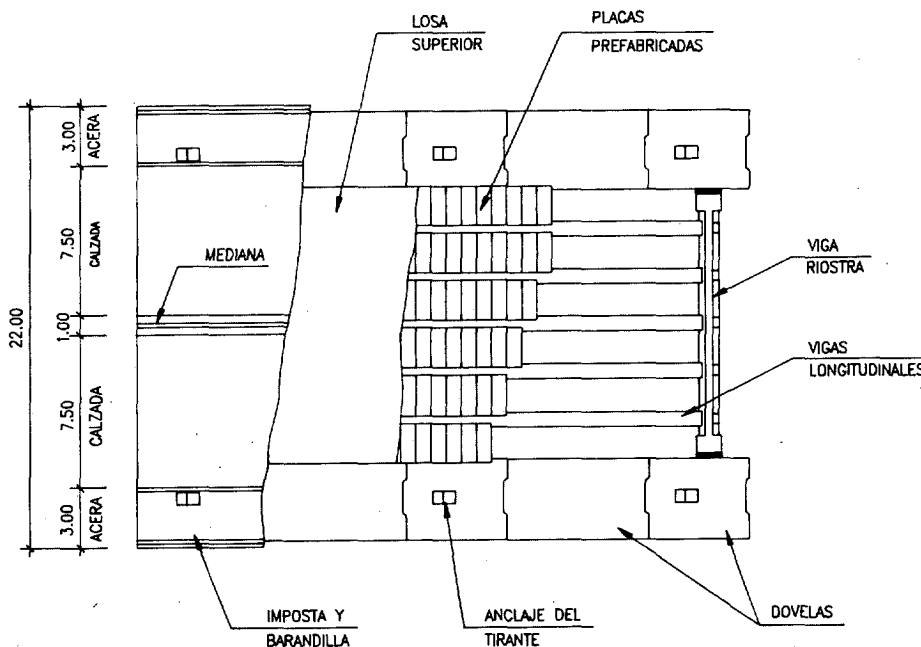
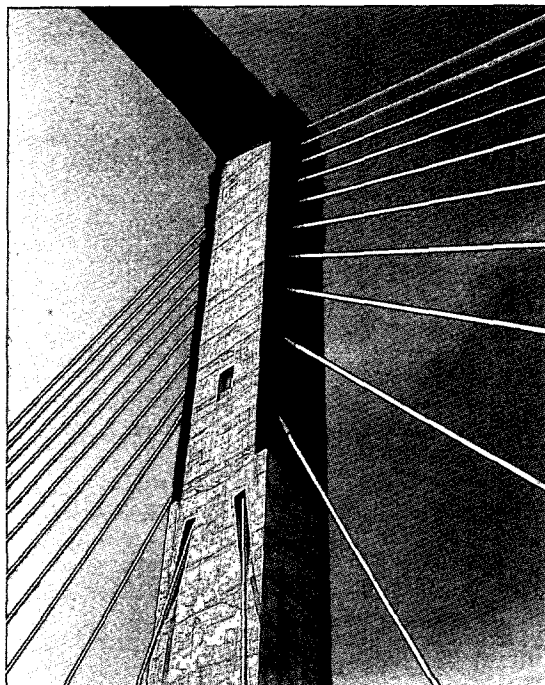


Figura 6.1.1. Prefabricación: esquema de elementos prefabricados en el tramo atirantado.

*Cabeza de pila principal.*



La unión entre los tirantes y las dovelas se realiza directamente al montar el tirante ya que las dovelas llevan en su interior la zona correspondiente al anclaje del tirante totalmente terminada.

Las dovelas son vigas cajón de 2,50 m. de canto, 3,95 m. de anchura y longitudes de 7 m. y 5 m. alternativamente. Estas longitudes corresponden a la partición efectuada del módulo de 12 m. con objeto de equilibrar el peso de los dos tipos de dovelas y no superar las 80 Tn. de peso en ninguna de ellas. La dovela de 5 m. lleva en su interior la riostra transversal en la que se ancla el correspondiente tirante (Fig. 6.1.2).

El tipo de junta seca previsto entre dovelas exige que el hormigonado de cada una de ellas se realice contra la que le precede en la obra, según el orden de montaje establecido.

Para la prefabricación de las dovelas se ha dispuesto de dos líneas de fabricación dotadas, cada una de ellas, de un molde para dovelas de 7 m. y otro para dovelas de 5 m. El ritmo de fabricación es de 4 dovelas a la semana, lo que equivale a un tramo completo de 12 m. semanalmente (Fig. 6.1.3).

Los moldes utilizados son metálicos, siendo los exteriores fijos y los interiores móviles mediante un sistema de túneles articulados, con rodadura longitudinal.

El control dimensional de las dovelas, así como su alineación en planta, alzado y sección transversal, se ha referido a las partes fijas de los moldes, solera y paramentos exteriores, colocados y nivelados mediante riguroso control topográfico.

La línea de fabricación de la ferralla, dotada de utillaje móvil para reproducir la geometría de cada dovela, ha permitido introducir en el molde la ferralla terminada y perfectamente posicionada.

Para el hormigonado se ha dispuesto un sistema de desplazamiento de las dovelas fabricadas mediante apoyos de neopreno-teflón, así como un

sistema de posicionamiento de las mismas mediante empujadores hidráulicos y mecánicos, que aseguran, con el correspondiente control topográfico, la correcta alineación de las dovelas. Para que las dovelas se ajustaran al perfil longitudinal de la rasante, se actuaba sobre los apoyos de neopreno-teflón posicionándolos con la pendiente adecuada para cada dovela. Esta pendiente era variable en función de la posición de las dovelas con relación a la clave del puente.

La prefabricación de las dovelas ha permitido controlar, en el parque de productos terminados de la fábrica, el procedimiento de unión y el peso propio de todas las dovelas. Este control de pesos propios, prácticamente imposible de efectuar en una obra «in situ», es fundamental para el control geométrico de la estructura durante el proceso de construcción (Fig. 6.1.4).

La prefabricación también ha permitido instalar en fábrica la instrumentación necesaria para el control de la obra, con tiempo suficiente como para poder tarar las diversas medidas, a partir de las condiciones iniciales de la obra, antes de iniciar el montaje.

Las vigas riostra se han fabricado con un molde metálico cuyas caras laterales coinciden exactamente con la parte de la dovela a la que se unirán en obra. La sección utilizada es la de T invertida, para poder montar, entre cada dos vigas riostras, las vigas longitudinales.

La estructura complementaria entre vigas riostra cubre el vano de 12 m., como cualquier tablero prefabricado de la misma luz. De este modo gran parte del tablero se resuelve aplicando la técnica habitual de los tableros de vigas prefabricadas pretensadas, cuyas ventajas y rendimientos son por todos conocidos.

Para ello, las vigas longitudinales son vigas prefabricadas pretensadas, de sección doble T, de 0,82 m. de canto, entre las que se disponen placas prefabricadas pretensadas de 0,04 m. de canto.

Las vigas longitudinales y las placas de encofrado perdido se fabrican en bancos de 180 m. de longitud, con lo cual, a pesar del gran número de piezas existentes en el tablero, se pueden fabricar al ritmo marcado por las dovelas.

Para el transporte de las piezas hasta la obra se utilizan vehículos especiales tipo góndola para las dovelas, y vehículos normales para el resto de las piezas.

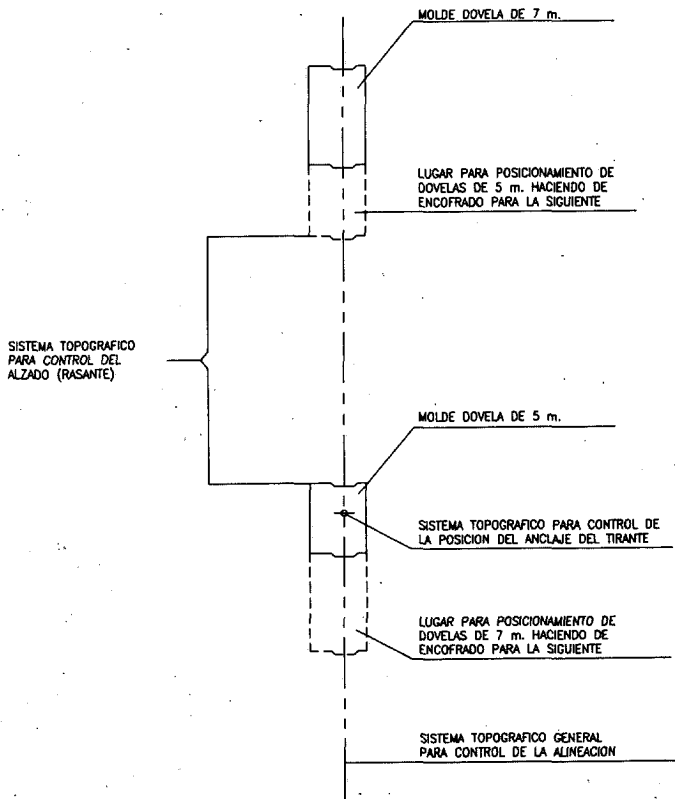
El sistema de prefabricación descrito facilitó que el ritmo de avance del tablero fuera de 48 m. a la semana.

La prefabricación de los tableros de las zonas de acceso se ha planteado en base a aprovechar la eficacia de las vigas de sección doble T en este tipo de estructuras. La solución de tablero con vigas doble T es la más económica y ofrece al observador situado bajo el tablero un techo artesonado similar al de la estructura airantada y coherente con las ideas básicas de este proyecto: belleza, sencillez, autenticidad y coste estricto (Fig. 6.1.5).

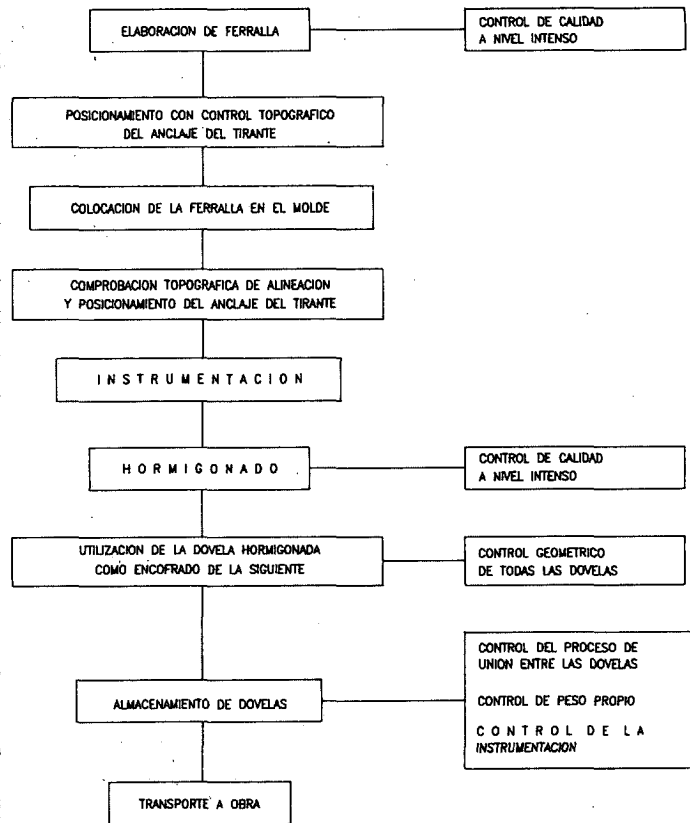
En este caso la pieza fundamental es la viga longitudinal con sección doble T, de canto 2,15 m. y dispuesta a reparaciones variables en función de la luz del vano a cubrir.

**La utilización de la prefabricación no empobrece la calidad estética, ya que ésta no depende del sistema de construcción empleado, sino del diseño del conjunto.**

PREFABRICACION:  
LINEA DE FABRICACION Y CONTROLES DE POSICIONAMIENTO



PREFABRICACION:  
PROCESO DE PRODUCCION Y CONTROLES DE CALIDAD



A la izquierda. Figura 6.1.3.  
A la derecha. Figura 6.1.4.

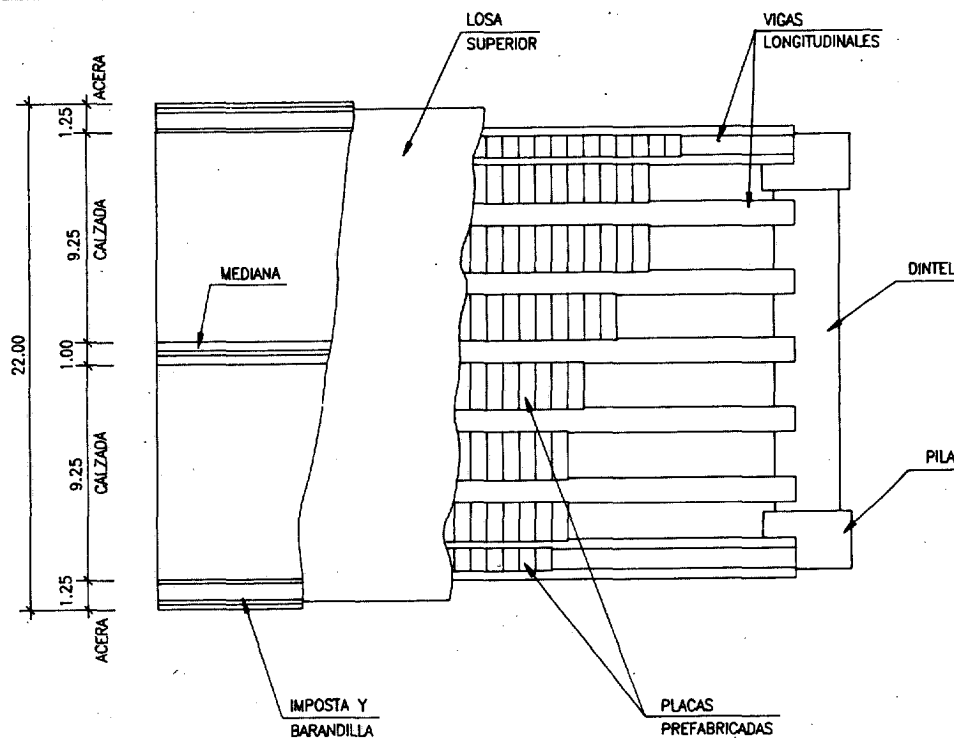
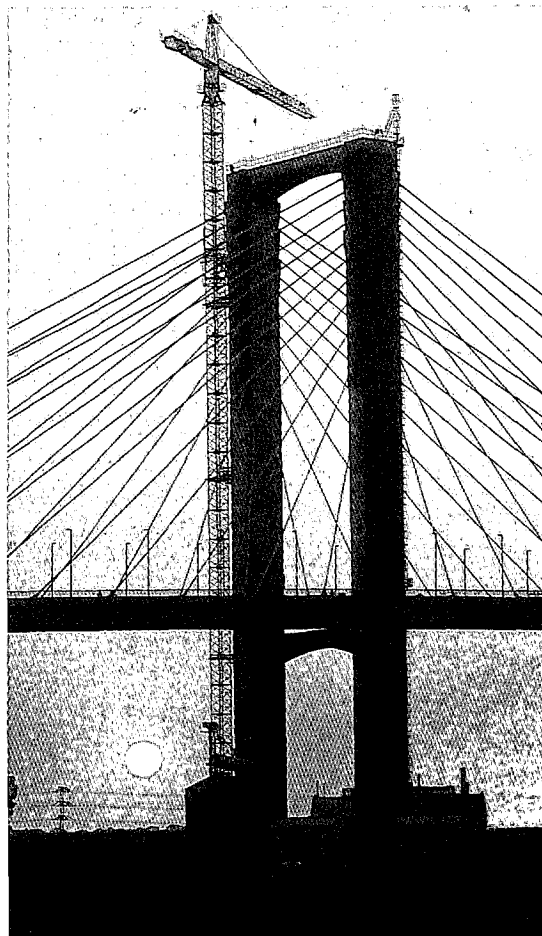


Figura 6.1.5.  
Prefabricación: esquema de elementos prefabricados en los accesos.



Como elemento de continuidad entre la estructura atirantada y los vanos de acceso se utilizó el paramento de las dovelas. Para ello los tableros de vigas de las zonas de acceso llevan una viga de borde a ambos lados. Esta viga de borde tiene igual canto que las dovelas (2,50 m.) e idéntica pendiente en su paramento lateral que es liso, de modo que su alzado es idéntico al de una dovela. Tipológicamente las vigas de borde son secciones cajón. El peso de estos elementos es de 120 Tn. para los vanos de 46 m. de luz.

Para reforzar la continuidad visual de los tableros, la dovelas y vigas de borde se pintaron en la fábrica, de modo que a pesar de ser fabricadas con técnicas de vibración distintos, presentan al observador paramentos idénticos.

Con todo ello, el puente adquiere el carácter de obra excepcional, de gran calidad estética, poniendo de manifiesto que la utilización de la prefabricación y las secciones resistentes habitualmente utilizadas, vigas doble T y cajón, no vulgariza ni empobrece la calidad estética de la obra, ya que ésta no depende del sistema de construcción empleada, sino del diseño del conjunto. No depende del uso de costosos y complicados elementos resistentes, sino de la armonía conseguida entre los elementos que determinan la imagen de la obra.

El Puente del Centenario es un hito en el avance de la prefabricación de los puentes de gran luz y confirma las posibilidades del sistema de prefa-

bricación empleado, auténtico sistema de construcción abierto, flexible, rápido, económico, eficaz, capaz de determinar «a priori» el precio cierto de la obra, y de ofrecer la calidad necesaria para construir puentes de gran dignidad estética.

## 6.2. Proceso de montaje

La construcción del tablero se comienza desde las dos pilas principales con el montaje de la dovela inicial a partir del apoyo que ofrecen sus travesaños intermedios. Mediante un sistema de cosido de la dovela inicial al travesaño se produce un empotramiento de la misma que permite el montaje en voladizo a ambos lados de la pila. De este modo, con el montaje de la viga cajón, la colocación de riostras y vigas longitudinales y el hormigonado de la losa de compresión se completa una plataforma de unos 16 m. de longitud que queda dispuesta para la instalación de la primera pareja de tirantes de cada vano. Una vez efectuada la puesta en carga de los 4 tirantes se libera el empotramiento del tablero en la pila quedando simplemente bloqueado a efectos de desplazamientos horizontales, tanto transversales como longitudinales.

La colocación de la primera dovela requiere conocer exactamente su posición en cota y pendiente, con objeto de que al finalizar el proceso de montaje de toda la estructura, y teniendo en cuenta las sucesivas acciones y movimientos verticales que se producen, quede en posición adecuada.

A partir de este momento inicial se inicia el proceso sistemático de construcción del módulo tipo de tablero de 12 m. de longitud a cada lado de la pila y la colocación de dos nuevas parejas de tirantes.

En cada módulo de 12 m., las vigas cajón se montan en piezas de 7 y 5 m. de longitud, con objeto de equilibrar sus pesos y optimizar los medios de montaje. Por este motivo los dispositivos de anclaje de los tirantes y de conexión con las vigas riostras transversales se disponen en las piezas de 5 m.

En este proceso las vigas cajón se conectan provisionalmente mediante cables exteriores de pretensado que se sustituyen posteriormente por pretensado interior adherente.

El montaje de las vigas cajón, que se realiza con grúa desde tierra en los vanos laterales o desde pontona en el vano central, se efectúa de modo alternativo, una dovela en cada vuelo y lado del tablero de modo que en ningún caso haya más de una pieza que desequilibre la pila longitudinalmente, o el tablero transversalmente.

Este proceso alternativo de montaje, resulta conveniente para la pila con objeto de no someterla a esfuerzos innecesarios, pero es imprescindible para el buen funcionamiento del tablero. En efecto, a medida que progresa la construcción del tablero y aumenta la longitud del voladizo crecen las flechas que se producen en el montaje de cada pieza. Este proceso produce diferencias de flechas importantes entre los extremos del mismo voladizo cada vez que se monta una pieza de las vigas cajón, diferencias que se anulan al montar

**El Puente del Centenario es un hito en el avance de la prefabricación en los puentes de gran luz.**

la pieza gemela. Estas diferencias de flechas alcanzan valores elevados en el extremo del voladizo en construcción y disminuyen rápidamente hasta reducirse a valores relativamente pequeños a unos 30 m. del extremo volado. Con objeto de evitar que esta asimetría transversal en el montaje produzca esfuerzos elevados en las riostras transversales y en la propia losa del tablero se ha desfasado la conexión rígida de las riostras a las vigas cajón y el hormigonado de la losa un par de dovelas. De este modo los cajones, extremos del voladizo flectan libremente y sólo se encuentran transversalmente unidos por riostras y losas en aquellas zonas suficientemente alejadas del frente de montaje, donde las flechas diferenciales entre ambos voladizos son reducidas.

El esquema de la figura adjunta ilustra adecuadamente el fenómeno descrito (Fig. 6.2.1).

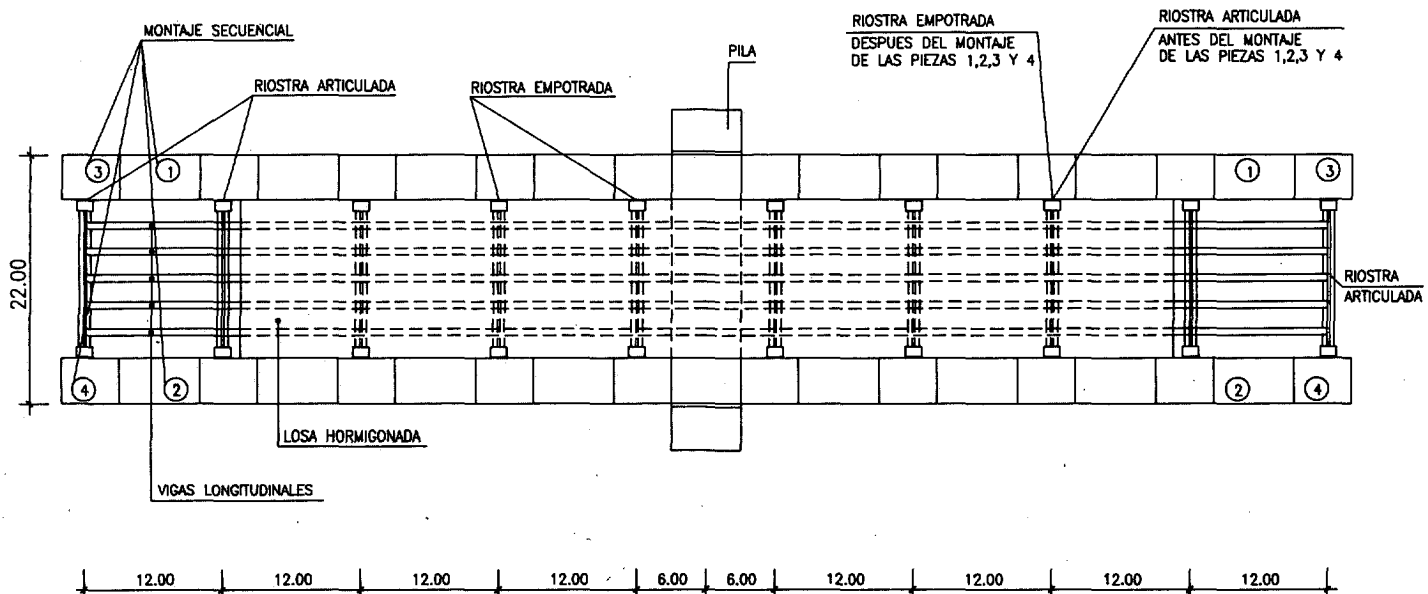
Este fenómeno apenas tiene efecto en el montaje de las cuatro primeras dovelas, por lo que el proceso de montaje se ajusta para alcanzar el desfase citado a partir de la quinta dovela. El montaje a cada lado de la pila principal de las dovelas enésimas (n) del vano central y lateral, supone la construcción de dos módulos de 12 m. (24 m. en total) que se realiza en el plazo de una semana. El proceso realizado de modo idéntico y simultáneo a partir de ambas pilas principales supone la construcción semanal de 48 m. de tablero de puente atirantado.

El montaje de una dovela en cada lado de una pila principal se realiza según las operaciones siguientes:

- Montaje de la dovela N en vano central
  - Montaje de la dovela N en vano lateral
1. Montaje en vano central de módulos de viga cajón de 7 m. de longitud.
  2. Montaje en vano lateral de módulos de viga cajón de 7 m. de longitud.
  3. Montaje en vano central de módulos de viga cajón de 5 m. de longitud.
  4. Montaje en vano lateral de módulos de viga cajón de 5 m. de longitud.
  5. Montaje de riostras en extremo de dovelas en vano central y lateral.
  6. Montaje de viguetas y placas de encofrado en ambas dovelas.
  7. Colocación y tesado de tirantes en extremo de dovela N en vano central y lateral.
  8. Conexión de riostra y hormigonado de losa en las dovelas N-2.
  9. Retesado de las parejas de tirantes en las dovelas N-3 del vano central y lateral.

El proceso, que se repite cíclicamente hasta llegar a clave ha supuesto en cada operación un control exhaustivo de las flechas y deformaciones del tablero ajustadas en cada caso en función de las condiciones térmicas ambientales.

Figura 6.2.1.



**La construcción de un puente atirantado requiere en todo momento un perfecto conocimiento de la situación tensional en que se encuentra la estructura.**

El proceso se ha desarrollado montando siempre por delante la dovela del vano central con objeto de poder colocar con facilidad la dovela que se sitúa sobre la pila lateral. A partir de este momento el orden se ha invertido, a fin de garantizar el apoyo del tablero en la pila lateral lo que mejora extraordinariamente el estado de sollicitaciones sobre la pila principal.

El cierre de clave se ha realizado con una dovela de 9 m. de longitud. El dispositivo de cierre se efectúa mediante una estructura metálica apoyada en ambos voladizos capaz, mediante un sistema de gastos y balancín de corregir posibles diferencias de flechas en los voladizos de hasta 10 cm. Con objeto de reducir los esfuerzos que generan en las pilas los efectos de fluencia y retracción del tablero se efectuó una apertura del puente en clave mediante gatos de unos 15 cm.

El proceso de ejecución se ha desarrollado de manera que la puesta en carga de los tirantes se ha efectuado en todos los casos en sólo dos operaciones.

En la primera, la de instalación del tirante, la puesta en carga se ha efectuado cordón a cordón mediante un gato alevín. A estos efectos se estudió un programa de tesado que permitía dar a cada cordón el esfuerzo necesario para que, en función de la rigidez del tirante y la de la estructura, todos los cordones del tirante quedaran al finalizar la operación con la misma carga. En cada voladizo el tesado de los tirantes homólogos se realizó de modo simultáneo. Esta operación se controlaba exhaustivamente a través de los manómetros de los gatos y de las flechas del tablero, adecuadamente homogeneizadas en función de las condiciones térmicas de la estructura.

El retesado de los tirantes se efectuó con el gato G-1000 con ajuste de alargamientos y cargas en manómetros y reglaje con rosca en anclajes.

Con objeto de reducir en lo posible las incidencias térmicas, y la necesaria corrección en los esfuerzos de puesta en tensión inicial de los tirantes, su proceso de montaje se ha realizado por las noches a lo largo de toda la obra.

### 6.3. Análisis aerodinámico

Dada la importancia de la obra se consideró necesario realizar un control analítico que permitiera estimar las velocidades críticas del viento para las que aparecen problemas de inestabilidad aerolástica del tablero.

Para ello se procedió a la obtención de los modos naturales de vibración, y de las frecuencias propias correspondientes, mediante un análisis dinámico tridimensional que reflejara con toda precisión las diferentes rigideces y masas puestas en juego, según el modelo espacial que sirvió asimismo para obtener los esfuerzos de flexión transversal en riostras y de torsión en cajones y fustes y dinteles de pilas debidos a aquellas acciones que solicitan la estructura con un marcado carácter tridimensional.

- esfuerzos producidos por la rotura de un tirante cualquiera;
- esfuerzos transversales debidos al viento y sismo;
- esfuerzos bajo la acción de sobrecargas móviles excéntricas en el tablero;
- esfuerzos de construcción durante el montaje en voladizo de una de las semidovelas en sección cajón.

Tipo de Vibración	Modo	Período [T] (seg)	Frecuencia [f] (Hz)	Frecuencia [w] (rad/seg)
Flexión Longitudinal Pilas (mov. longitudinal tablero).	1	5,88	0,17	1,07
Flexión Vertical Tablero.	2	2,61	0,38	2,41
	6	1,89	0,53	3,32
	9	1,21	0,82	5,18
	10	1,05	0,96	6,01
	11	1,04	0,96	6,04
	15	1,18	0,85	7,42
Flexión Transversal Tablero.	3	2,44	0,41	2,57
Torsión Tablero	4	2,01	0,50	3,12
	8	1,22	0,82	5,14
	12	1,02	0,98	6,14
	13	1,01	0,99	6,34
	14	0,87	1,15	7,22
Flexión Transversal Pilas.	5	1,91	0,52	3,28
	7	1,54	0,65	4,09



MODO 1  
FLEXION LONGITUDINAL PILAS  
 $f = 0,17 \text{ seg}^{-1}$   
 $T = 5,88 \text{ seg}$   
 $w = 1,07 \text{ rad/seg}$

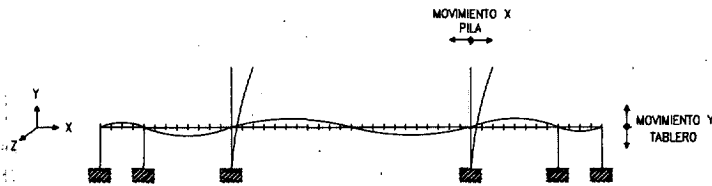


Figura 6.3.1

MODO 2  
FLEXION VERTICAL TABLERO  
 $f = 0,38 \text{ seg}^{-1}$   
 $T = 2,61 \text{ seg}$   
 $w = 2,41 \text{ rad/seg}$

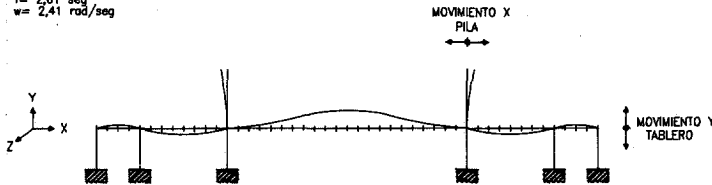


Figura 6.3.2

MODO 3  
FLEXION TRANSVERSAL TABLERO  
 $f = 0,41 \text{ seg}^{-1}$   
 $T = 2,44 \text{ seg}$   
 $w = 2,57 \text{ rad/seg}$

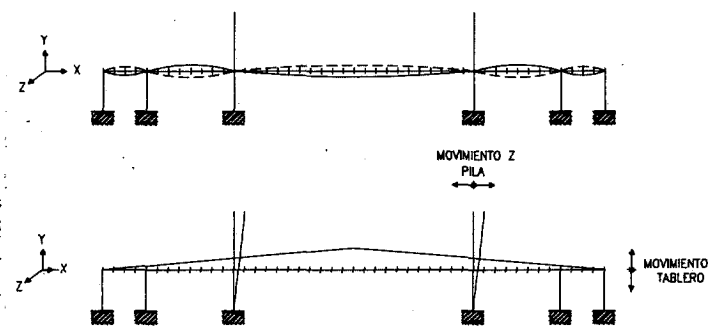


Figura 6.3.3

MODO 4  
TORSION TABLERO  
 $f = 0,50 \text{ seg}^{-1}$   
 $T = 2,01 \text{ seg}$   
 $w = 3,12 \text{ rad/seg}$

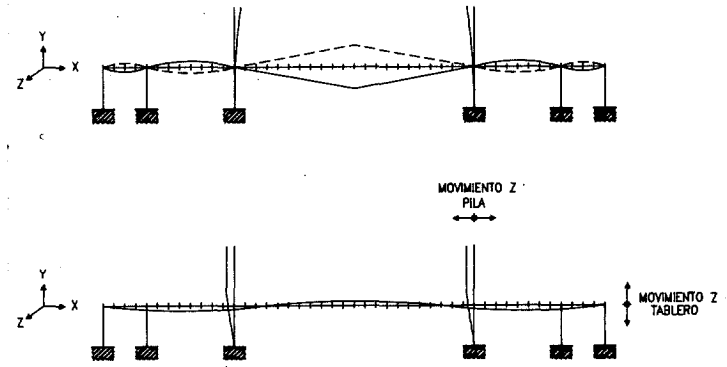


Figura 6.3.4

MODO 5  
FLEXION TRANSVERSAL PILAS  
 $f = 0,52 \text{ seg}^{-1}$   
 $T = 1,91 \text{ seg}$   
 $w = 3,28 \text{ rad/seg}$

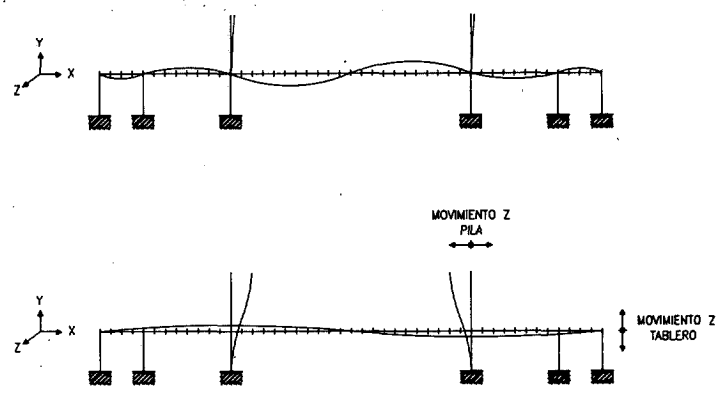


Figura 6.3.5

Los resultados más significativos, para los modos principales de vibración, se incluyen en el cuadro y figuras adjuntas.

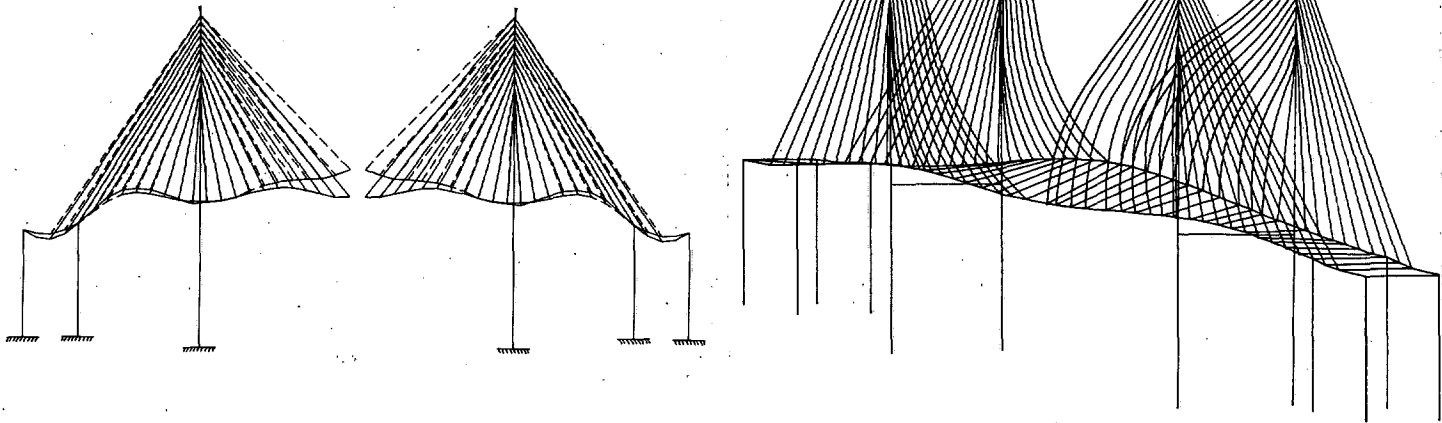
Se constata claramente la mayor flexibilidad del modo principal de flexión longitudinal de pilas como corresponde al esquema resistente longitudinal; ya comentado en el apartado anterior, en el que se asigna a las pilas principales del puente la

práctica totalidad de la respuesta frente a acciones horizontales de la estructura.

En cambio los períodos propios correspondientes a los modos principales de vibración del tablero son bastante rígidos, inferiores a 2,60 seg., con una correcta separación entre los modos de flexión y torsión:  $T_{\text{flexión}}/T_{\text{torsión}} = 1,30$ , por lo que no son de esperar problemas de inestabilidad bajo las velocidades máximas de proyecto:

Figuras 6.3.1., 6.3.2., 6.3.3., 6.3.4., y 6.3.5.

TEORICA SIN TERMICO  
CORREGIDA POR TEMPERATURA



**Figura 7.1. Hipótesis de montaje n.º 60. A la derecha. Figura 7.3. Deformada correspondiente al primer modo de torsión.**

Velocidad crítica de flameo  $\approx$  246 km/hora (método Klöppel & Thiele)  
270 km/hora (formulación C.E.C.M.)

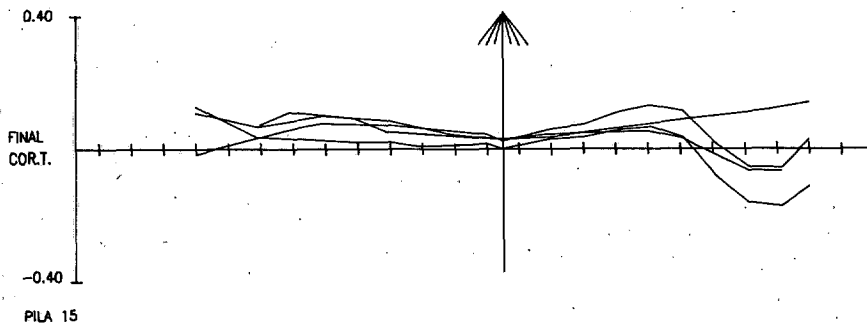
Velocidad crítica de estabilidad aeroelástica a torsión pura  $\approx$  252 km/hora (para  $\Delta = 0,08$ )  
213 km/hora (para  $\Delta = 0,03$ )

**Figura 7.2. Hipótesis de montaje n.º 43.**

valores todos ellos suficientemente alejados de las velocidades máximas de proyecto (Figs. 6.3.1; 6.3.2; 6.3.3; 6.3.4 y 6.3.5).

TEORICA SIN TERMICO  
CORREGIDA POR TEMPERATURA  
NIVELADA L.D. - FINAL  
NIVELADA L.I. - FINAL

Hipótesis de montaje n.º 46 : RT 43.  
NIVELADA L.D. - CORREGIDA  
NIVELADA L.I. - CORREGIDA



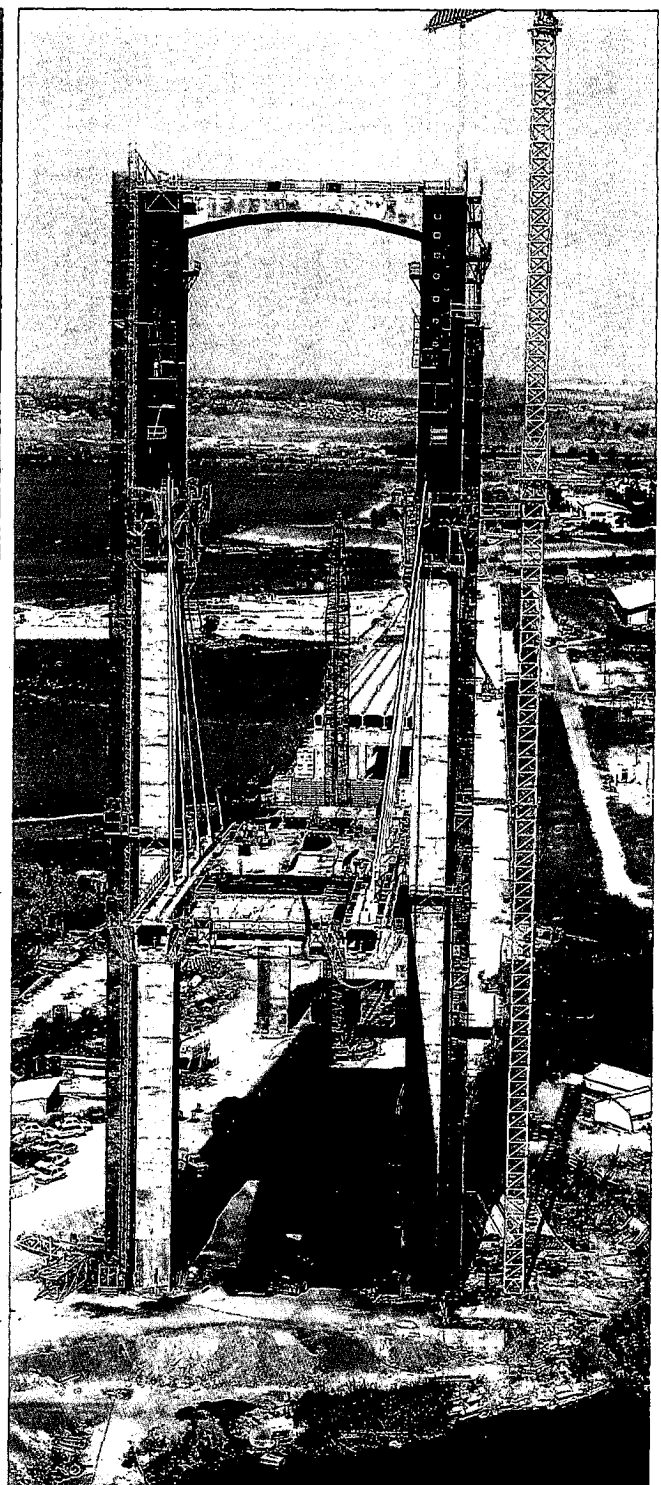
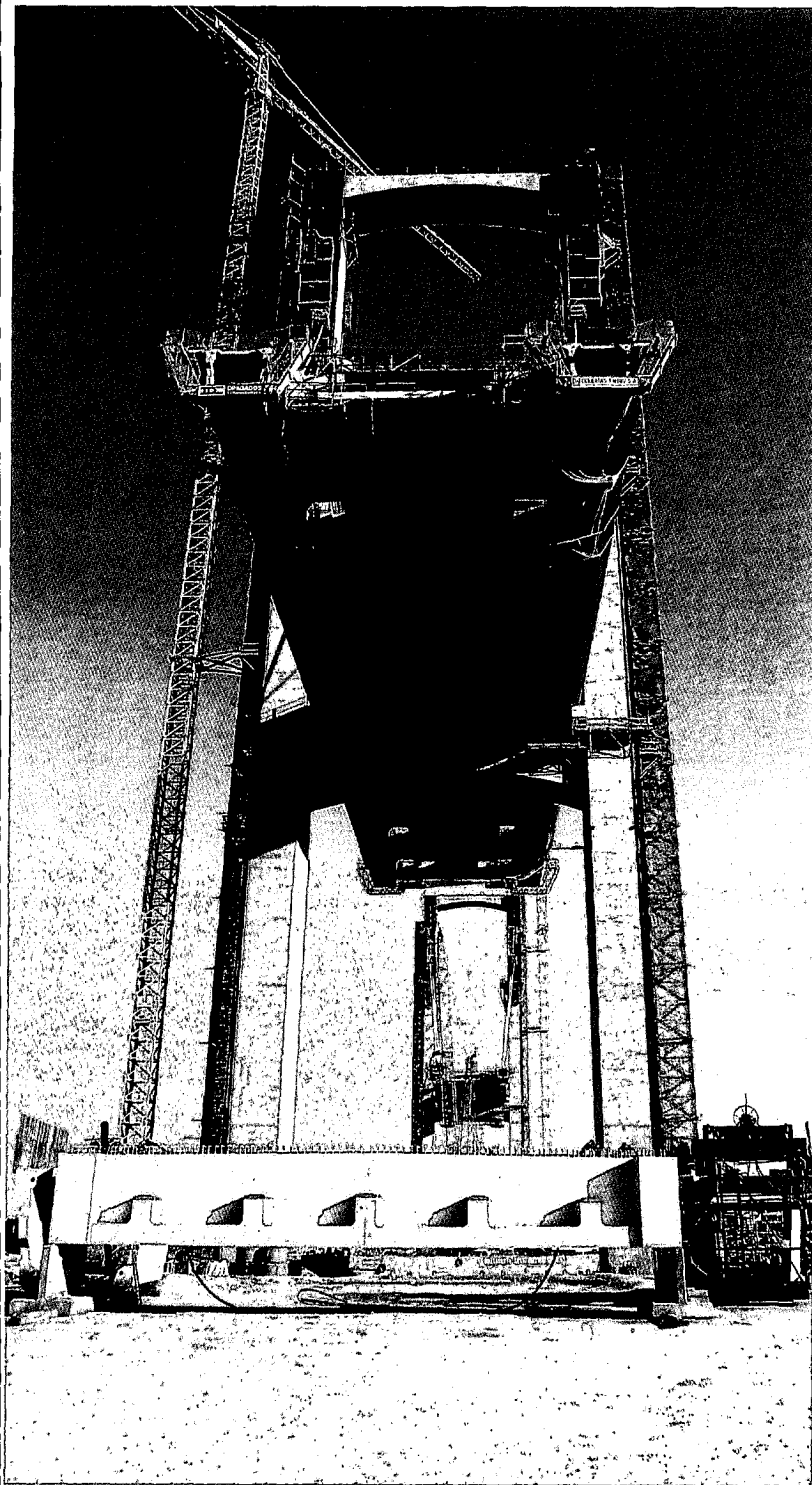
## 7. CONTROL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción de un puente atirantado requiere en todo momento un perfecto conocimiento de la situación tensional en que se encuentra la estructura. Esto es así tanto por el elevado valor de las fuerzas contrapuestas que se van introduciendo sucesivamente, pesos de piezas nuevas y tracción de tirantes en un delicado desequilibrio, como por la gran esbeltez de sus elementos. Por otra parte esta gran esbeltez hace que la influencia de la temperatura sea muy elevada, induciendo grandes desplazamientos en el tablero y la cabeza de la pila.

Los objetivos fundamentales del control durante la construcción serán dos: por una parte que el estado tensional no llegue a ser en ningún momento peligroso, y por otra parte que la rasante final sea correcta sin presentar quiebras ni una directriz sensiblemente diferente de la proyectada.

Como la medida directa de las tensiones es suficientemente fiable sólo en el caso de los materiales metálicos, y desde luego casi nunca en el caso del hormigón, hay que acudir a medidas indirectas para poder obtener una buena estimación en los elementos del tablero y pilas. Estas medidas consisten en controlar topográficamente el desplazamiento de los nudos del tablero y de la cabeza de las pilas para poder compararlos con los cálculos teóricos y, dada la relación existente entre desplazamientos y tensiones, poder deducir de las desviaciones de los primeros las que han producido en las segundas.

La nivelación continua del tablero es por tanto necesaria, así como un procedimiento para depurar los desplazamientos debido a la temperatura.



Para esto último se debe estimar cinco valores paramétricos que se utilizarán en la corrección térmica: temperaturas medias en tirantes, tablero y pila, y gradiente, o diferencia de temperatura entre caras, en tablero y en pila. Con este fin en el Puente del Centenario se dispuso una red de sensores formada por 52 termómetros en pilas, 36 en tablero y 24 en tirantes, para posteriormente con un modelo de cálculo estimar las correccio-

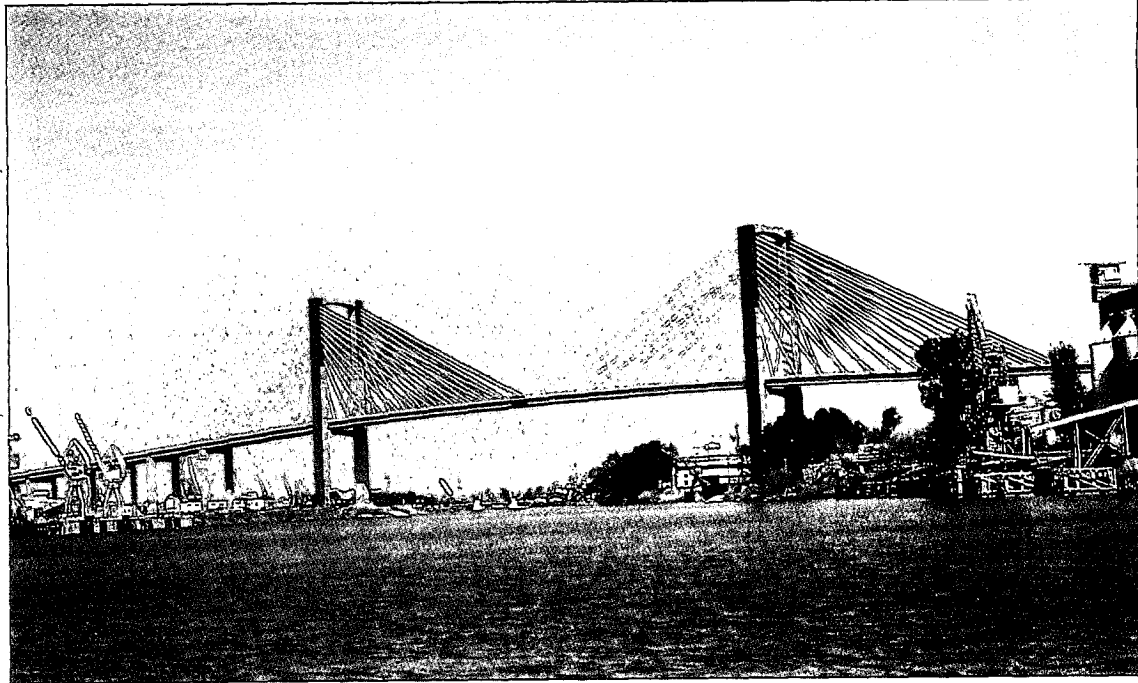
nes a introducir en los desplazamientos medidos del tablero y pila.

La medida directa de las tensiones se efectuó con otra red de sensores constituida por bandas extensométricas que se dispusieron en el acero de los tirantes. Esto, como se pudo comprobar durante la obra, permite obtener altas precisiones lo que lo convirtió en un muy fiable procedimiento de control. El número total de bandas dispues-

*A la izquierda vista desde la dársena: Dovelas, riostras, vigas y placas prefabricadas. A la derecha vista aérea del puente en construcción en voladizos sucesivos.*

*Vista desde la esclusa.*

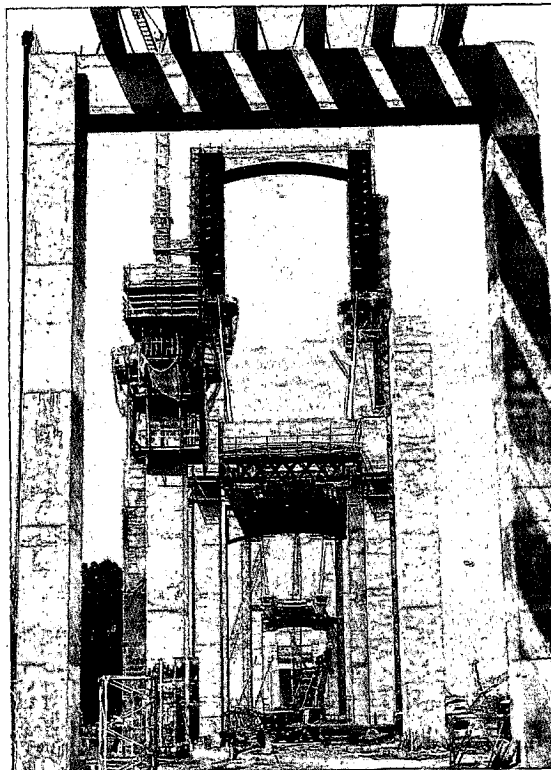
**Un puente es algo más que una estructura resistente o una serie de estructuras funcionales: es una realidad instruida, tanto de materia social y de cultura, como de acero, áridos, agua y cemento; y es también el diálogo que entabla con el usuario, la entonación que impone a su mirada y las cambiantes y durables imágenes que deja en su memoria.**



tas superó las 400, pudiendo determinarse en todas las operaciones el incremento de tensiones de al menos un tirante de cada pareja. La lectura estaba centralizada en un ordenador situado en el interior de cada pila que proporcionaba automáticamente en tiempo real estas variaciones.

Por último, una vez terminada la estructura y la colocación de la carga muerta, se efectuó la prue-

ba de carga, estática y dinámica. La primera consistió en la colocación de 16 camiones en diferentes posiciones, consiguiéndose llegar a valores superiores al 80 % de los momentos característicos de proyecto en las secciones críticas. La lectura de las flechas producidas y su comparación con la estimación teórica previa informó del buen funcionamiento de la estructura. La prueba dinámica consistió en la suelta de un peso de 20 Tn. colocado excéntricamente en la sección de clave del tablero, con el fin de excitar simultáneamente su vibración en flexión y en torsión. Ambos fenómenos fueron auscultados disponiendo una red de acelerómetros que permitió comprobar los periodos de vibración. La correspondencia con los valores previstos en el Proyecto fue extraordinaria, lo que permite asegurar la estabilidad de la estructura frente a excitaciones aerolásticas inducidas por el viento y que el grado de seguridad calculado en Proyecto frente a acciones sísmicas se ha alcanzado realmente (Figs. 7.1 y 7.2).



*Viaductos de acceso en construcción.*

## 8. CONCLUSION

En este artículo hemos intentado explicar, con más información y detenimiento que en otras ocasiones, los aspectos técnicos más interesantes del proyecto y de la construcción del Puente del Centenario. Pero el lector no debe olvidar que un puente es algo más que una estructura resistente o una serie de estructuras funcionales: es una realidad instruida, tanto de materia social y de cultura, como de acero, áridos, agua y cemento; y es también el diálogo que entabla con el usuario; la entonación que impone a su mirada y las cambiantes y durables imágenes que deja en su memoria. ■