

PASO SUPERIOR DE LA AUTOVÍA DEL CANTÁBRICO SOBRE LA AUTOVÍA SANTANDER-TORRELAVEGA

FERNANDO SALDAÑA MARTÍN

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria.

JOSÉ ANTONIO CRESPO MARTÍNEZ

JOSÉ RAMÓN GONZÁLEZ DE CANGAS

DOMINGO LORENZO ESPERANTE

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

SILGA, S.L.

RESUMEN

El paso de la autovía del Cantábrico sobre la autopista Santander-Torrelavega se efectúa mediante una estructura de tipo arco asimétrico, en la que se combinan elementos metálicos y de hormigón. En este artículo se presentan los aspectos más relevantes de su diseño, análisis y construcción.

ABSTRACT

This article describes the most relevant aspects of the design, analysis and construction of a structure in which its asymmetric arch shape is built combining steel and concrete elements.

1. INTRODUCCIÓN

La autovía del Cantábrico cruza sobre la autopista Santander-Torrelavega en las inmediaciones de esta última ciudad. Este cruce de la principal vía de comunicación de la Cornisa con una de las carreteras de más tránsito de Cantabria, la que enlaza sus dos mayores ciudades, debía realizarse mediante una estructura cuyas características se saliesen de lo que puede considerarse como convencional.

El propósito de esta decisión es múltiple. Por un lado, se logra, de ese modo, resaltar la existencia del cruce entre los dos importantes ejes citados. Adicionalmente, por su ubicación, la estructura supone una referencia visual para los conductores que, procedentes de Santander, llegan a Torrelavega, constituyendo la estructura una suerte de "puerta de entrada" a esta ciudad. Por último, este referente visual es también útil para aque-

llos usuarios que, en el enlace con la autovía del Cantábrico, optan por incorporarse a ésta.

El presente artículo trata sobre las características de la estructura citada, tanto desde el punto de vista del diseño como del cálculo, sin descuidar los aspectos más relevantes del proceso constructivo.

2. ANTECEDENTES

La estructura objeto de este artículo pertenece al tramo Sierrapando-Torres de la autovía del Cantábrico. Este pequeño tramo consiste esencialmente en el desdoblamiento de la actual Ronda Norte de Torrelavega, a la que se dota de una calzada adicional para su transformación en autovía, resolviendo los enlaces con la autopista Santander-Torrelavega y la autovía Cantabria-Meseta (Torrelavega-Aguilar de Campoo).

Como ya se ha citado, era propósito de la Demarcación de Carreteras construir una estructura singular en el primero de estos enlaces, y así quedó reflejado en las primeras fases del proyecto, donde se fue gestando la idea de un arco asimétrico. El proyecto fue dirigido, por parte de la Administración, por el ingeniero de caminos autor de este artículo D. Fernando Saldaña Martín, y realizado por las empresas CINSA y EPTISA.

En el proyecto de construcción se desarrolló el diseño de la estructura a partir de la tipología reseñada, siendo sus autores los ingenieros de caminos D. Carlos Siegrist Fernández y D. Juan Moreno Torres. El diseño final planteado en dicho proyecto corresponde a un arco asimétrico de hormigón armado, con tablero pretensado tanto en sentido longitudinal como transversal.

En el año 1998 las empresas ELSAN (del grupo OHL) y SACYR, constituidas en Unión Temporal de Empresas, resultan adjudicatarias del tramo. El proyecto de la estructura, impecable desde cualquier punto de vista, tenía el único inconveniente de la necesidad de cimbrar parte de ella sobre la autopista Santander-Torrelavega, con las incomodidades que esto conlleva, sobre todo tratándose de una vía de tráfico tan denso.

Aunque esta cuestión estaba prevista y analizada en el proyecto, fue deseo de las empresas constructoras estudiar y presentar a la Administración posibles alternativas que minimizasen la afección a dicha autopista sin desvirtuar un diseño estructural que, como ya se ha indicado, surgió en un principio y se mantuvo en todas las fases del Proyecto.

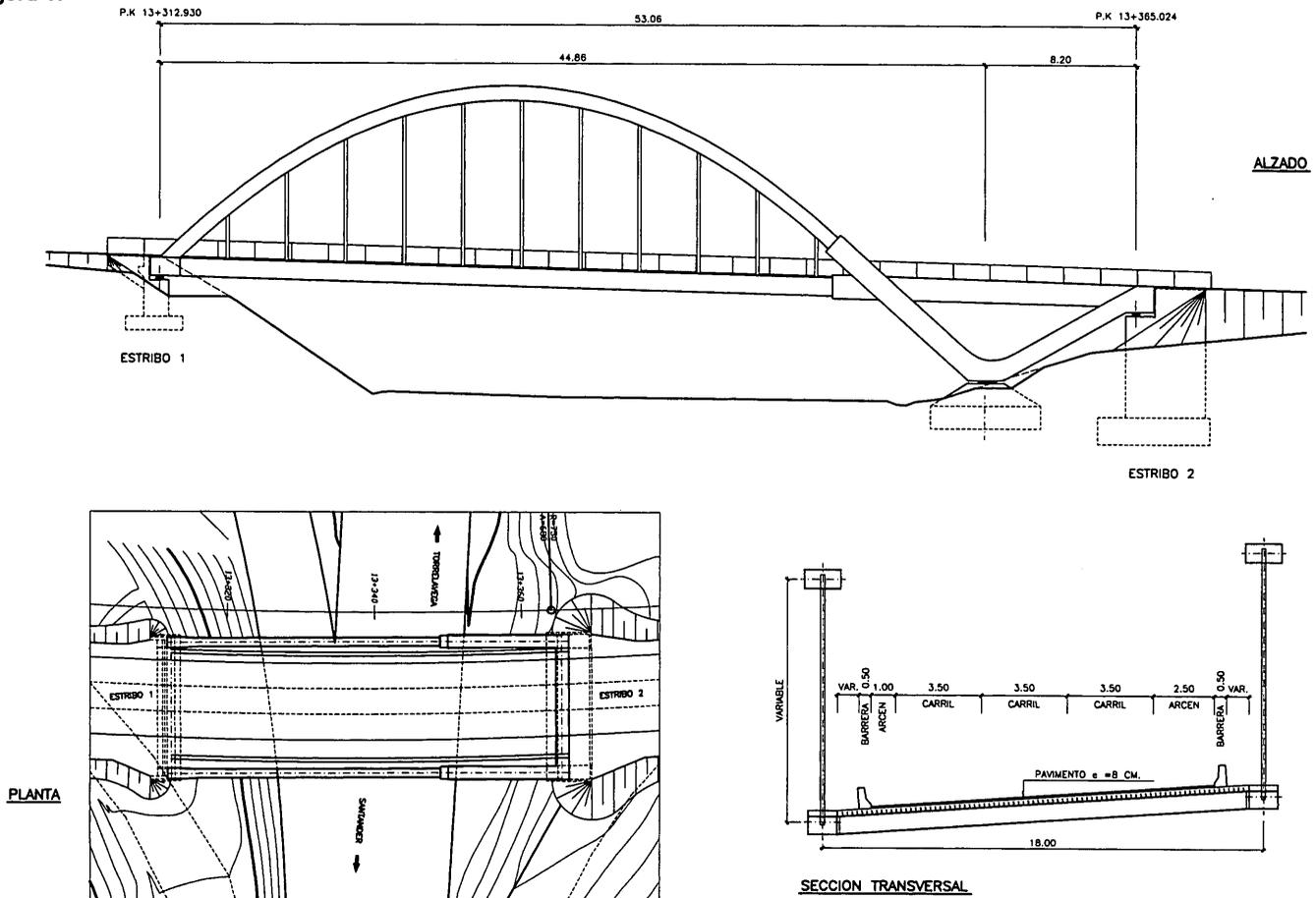
Puestos en contacto con la empresa SILGA, ésta propuso modificar la parte de la estructura que se encuentra sobre la autopista, pasando del hormigón del proyecto al acero laminado. Con el deseo de respetar en lo posible el diseño original, se mantuvo el resto de la estructura en hormigón.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1. ESQUEMA ESTRUCTURAL

El paso superior, cuyas características principales se recogen en la figura 1, tiene una longitud de 53,06 m entre los ejes de los apoyos de estribos, y un ancho de 18 metros. Cabe distinguir en él los siguientes elementos estructurales:

Figura 1.





Fotografía 1.

Por un lado se encuentra el entramado del tablero, constituido por vigas armadas de acero y losa superior de hormigón, que recogen directamente las cargas del tráfico y las transmiten a las estructuras principales a ambos lados del tablero. Cada una de éstas se compone de un elemento paralelo a la rasante (viga cajón longitudinal), y otro (arco) cuya posición varía, siendo superior en un primer tramo e inferior en el resto.

Se materializa de este modo una primera zona en forma de arco y una segunda en forma de delta invertida, consiguiéndose así una asimetría que se acomoda a la topografía de la zona (Fotografía nº 1).

Estructuralmente el comportamiento del conjunto es, en apariencia, complejo, pero resulta más sencillo de comprender si se observa que su forma se asemeja a la ley de momentos flectores en una viga de dos vanos bajo carga uniforme, representada aquí invertida respecto al uso habitual.

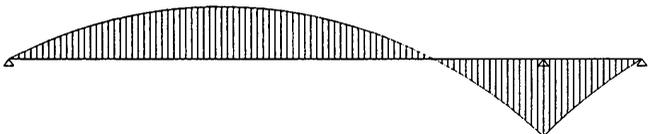


Figura 2.

En efecto, el modo más simple de entender el comportamiento de la estructura es asimilándola a una viga de dos vanos. El

primero, de 44,86 m de luz, corresponde a la distancia entre el estribo 1 y el vértice inferior de la delta, donde se sitúa el apoyo intermedio, y el segundo, de 8,20 m, desde el mencionado vértice hasta el estribo 2.

Los momentos flectores son resistidos por el par de fuerzas que se generan en los cordones superior e inferior: arco, delta de hormigón y nervio longitudinal horizontal, que actúan como cordón superior o inferior, según la zona. Así, el elemento paralelo a la rasante, que es superior en la delta e inferior en el arco, se encuentra en tracción, mientras que el otro elemento está en compresión. Los cortantes globales de esta viga equivalente de dos vanos se absorben por la propia inclinación de los cordones.

La forma de transmisión de las cargas difiere según la zona del tablero. En el tramo en delta invertida, las vigas transversales del tablero se empotran en el cordón horizontal, y las cargas se transfieren por la flexión de la rama superior de la delta según un mecanismo de viga. En el resto de la estructura, las citadas vigas transversales se empotran en los nervios metálicos longitudinales en puntos coincidentes con péndolas que transmiten la carga al arco.

Las referidas luces de 44,86 - 8,20 metros coinciden con las del proyecto original. Sin embargo, la posición del punto en el que se cruzan el arco y el nervio longitudinal se ha modificado ligeramente, habiéndose optado por reducir la distancia entre dicho punto y el estribo 2 en casi un metro. Esto se debe, como anteriormente ya se ha apuntado, a que se pretende que sobre la autovía se ejecuten sólo elementos metálicos, y, según el dise-

ño original, parte de la delta, que se mantiene en hormigón, ya se encontraba sobre el arcén.

La consecuencia de lo anteriormente expuesto es que, al mantener la posición del vértice inferior de la delta, el arco resulta algo más peraltado. En el diseño definitivo resulta una relación luz-flecha de poco más de 4, frente a un valor de casi 5 en el proyecto original. El arco de más flecha pareció finalmente que, lejos de ser un inconveniente, redundaba en una mayor presencia visual y contribuía a los objetivos que se buscaban con esta estructura, según lo mencionado al comienzo de este artículo.

La descompensación entre las luces conlleva la aparición de una fuerte reacción ascendente en el estribo 2, que debe ser transmitida a éste por medio de un pretensado de los apoyos, al que se hará referencia con posterioridad. El propio peso del estribo compensa esta reacción.

3.2. DISEÑO DE CADA ELEMENTO

- Vigas transversales

Comenzando por la estructura del tablero, la razón de elegir en la zona del arco vigas metálicas dispuestas entre los dos elementos longitudinales, a los que se sueldan, era bastante evidente, por los motivos ya expuestos referentes al proceso constructivo. La luz de estas vigas entre los ejes de los cordones longitudinales es de 18 metros. Sobre dichas vigas, de 750 mm de canto y espaciadas 3,20 m en sentido longitudinal, se hormigona una losa de espesor variable entre 25 y 29 cm. El motivo de adoptar este espesor variable se encuentra en el propio trazado de la autovía: aunque para facilitar la ejecución la estructura es recta, debe acomodarse a un trazado en curva de 664 m de radio y a un acuerdo vertical cóncavo. La diferencia entre la estructura y la rasante se absorbe con esa variación en el espesor de la losa.

La sección de estas vigas transversales es en doble T, que resulta idónea para materializar el encuentro con los nervios longitudinales. La viga se solidariza con la losa por medio de conectadores para asegurar la acción mixta.

El diseño de las vigas en la zona de la delta no resulta tan evidente. En un principio se pensó en realizarlas de hormigón, desechándose el hormigón armado debido al valor relativamente grande de las luces existentes: 18 metros. La posibilidad del hormigón pretensado se consideró durante un tiempo, pero tenía una serie de inconvenientes, relativos fundamentalmente a las pérdidas a largo plazo, junto con la aparición de esfuerzos secundarios transmitidos a otros elementos estructurales. Las deformaciones por efecto de la fluencia se verían coartadas por la viga riostra del estribo 2 y por las vigas mixtas del resto del tablero, perdiéndose en gran medida la eficacia del pretensado.

La decisión finalmente adoptada fue la de mantener las vigas metálicas, como en la zona del arco. El único inconveniente residía en la unión al hormigón de los elementos longitudinales. Se tanteó primero la posibilidad de hacer uniones a media madera, apoyando las vigas en ménsulas del hormigón, pero las dudas que surgieron sobre la forma de resolverlas, de modo que no se originaran problemas por posibles filtraciones, además de la pérdida de monolitismo del conjunto, inclinaron la decisión hacia una unión empotrada mediante barras pretensadas.

En los ejes de apoyos de los estribos se disponen sendas vigas riostras, metálica la del estribo 1, como los elementos que une, y de hormigón armado la del estribo 2, y ambas con un apoyo intermedio que reduce la luz de 18 m a dos de 9,0.

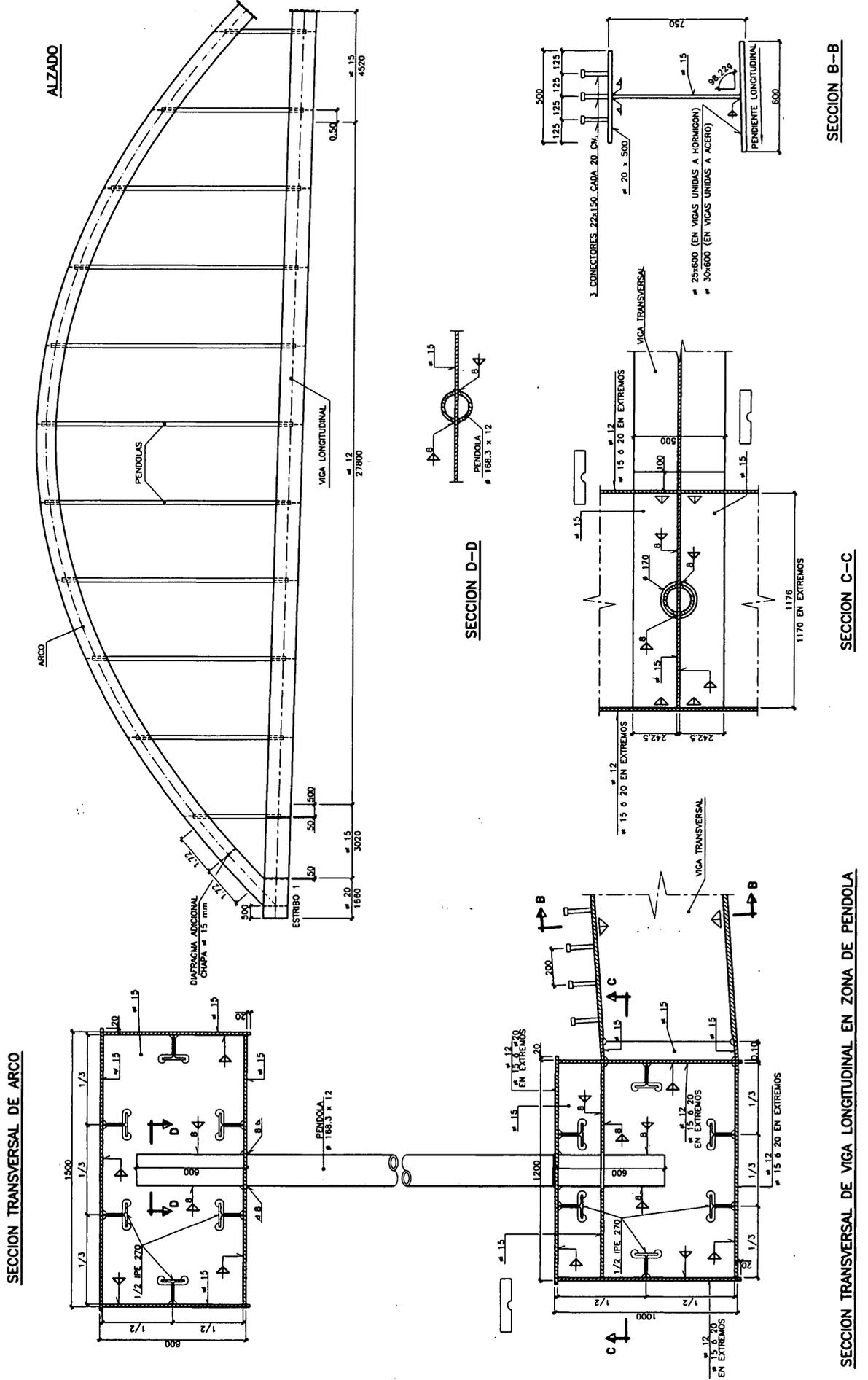
- Nervios longitudinales

Cada uno de los dos nervios longitudinales horizontales comienza con el tramo de hormigón entre el estribo 2 y el encuentro con el arco, y se prolonga 2,60 m más, antes de pasar a ser de acero. En este tramo de hormigón la sección es maciza, de canto variable entre 1,20 y 1,30 m, con un ancho de 1,70 m. La pieza se encuentra fuertemente solicitada, ya que, trabajando como viga, debe transmitir las cargas del tablero hacia los extremos de la delta, y aunque la luz es pequeña (13,7 m), la viga recibe la carga de medio ancho del tablero (9,0 m), que resulta considerable. Adicionalmente aparecen esfuerzos de tracción, por el esquema resistente general de la estructura. Todo ello hace necesario un pretensado longitudinal que, en este caso, ha consistido en cuatro tendones de 22 de cordones de 0,6" en cada nervio, y cuyo trazado varía ligeramente en altura para acomodarse a la ley de momentos flectores.

Una dificultad que se presentaba en el encaje del trazado de los citados tendones era la presencia de las barras pretensadas para el anclaje de las vigas transversales, que restringían la posibilidad de subir o bajar los tendones longitudinales en ciertas zonas. Los cables se anclan por detrás de la chapa de unión entre el tramo de hormigón y el metálico, consiguiendo con ello garantizar la transmisión de los esfuerzos de tracción entre los dos elementos. La unión entre el acero y el hormigón, realizada mediante barras pretensadas, es más sencilla de esta forma, puesto que se dimensiona para resistir únicamente los esfuerzos locales y la torsión.

Se ha considerado conveniente marcar el cambio hormigón-acero mediante una reducción de las dimensiones del elemento metálico respecto a las del de hormigón, ya que, con ello, además de facilitar la colocación de las barras pretensadas, se evita la necesidad de lograr una continuidad geométrica que resulta complicada de asegurar en la práctica y cuyos resultados pueden ser de pobre apariencia estética. Así, el tramo metálico del nervio longitudinal horizontal presenta

Figura 3.



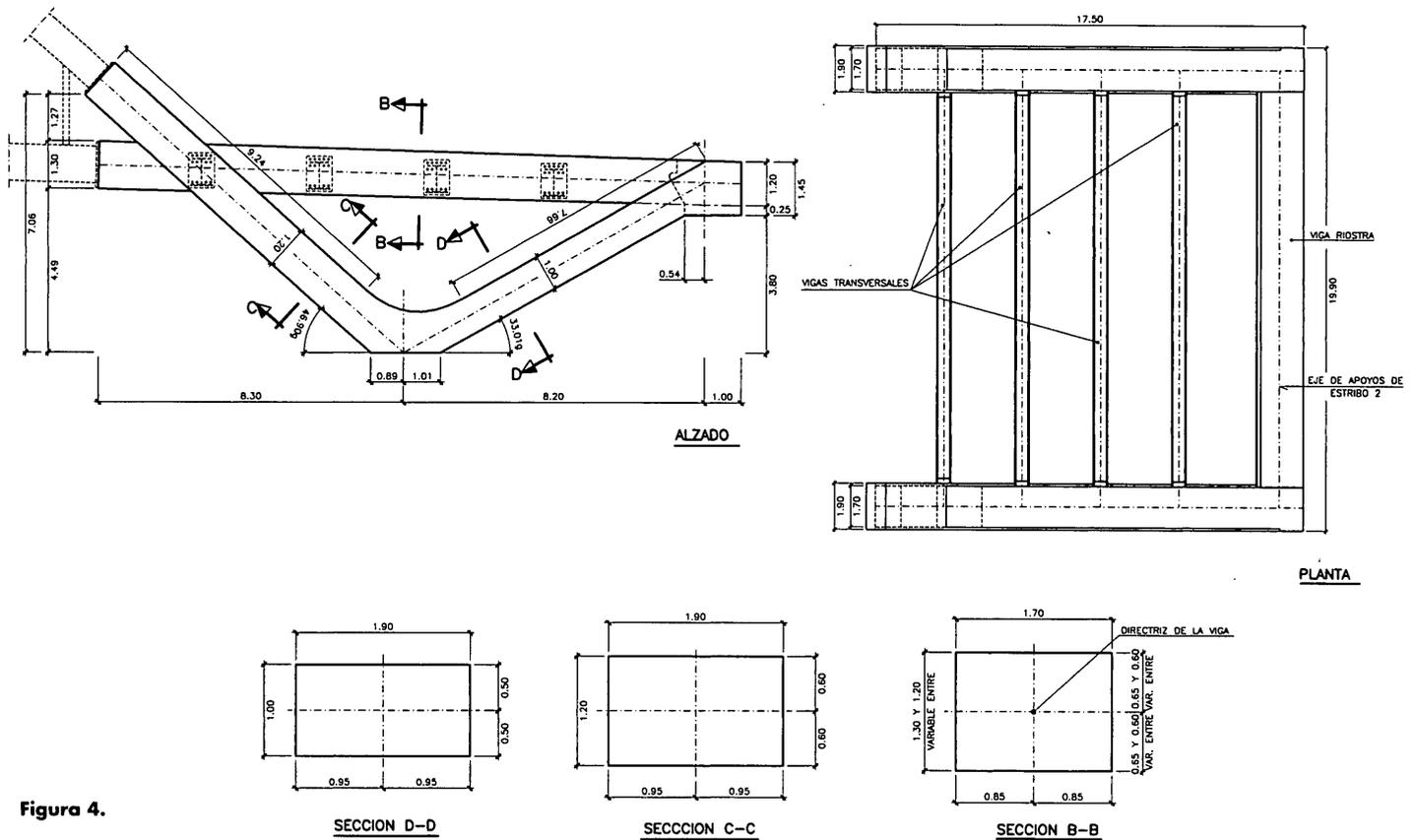


Figura 4.

unas dimensiones reducidas a 1,20 m de ancho por 1,00 m de canto, lo cual también resulta congruente con las menores solicitaciones a las que está sometido el elemento en la zona del arco, puesto que las cargas del tablero se transmiten directamente a las péndolas.

Los nervios principales horizontales se diseñan en sección cajón, con rigidizadores longitudinales consistentes en perfiles laminados tipo medio IPE, disponiéndose diafragmas solamente en el encuentro con las péndolas. El ancho de la viga se incrementa hasta 1,50 m en el tramo final, con el fin de hacerlo coincidir con el del arco y simplificar así el encuentro entre ambos.

Con respecto al otro elemento longitudinal, el que constituyen el arco y las ramas inclinadas de la delta, hay que señalar que se ha mantenido en todo momento un ancho superior al del cordón horizontal. Así estaba diseñado en el proyecto original y se ha entendido que, de esta manera, se destaca una línea que, partiendo del estribo 2, baja hasta el vértice de la delta y "salta" por encima del tablero hasta el estribo 1.

Las ramas de la delta son elementos de hormigón armado de sección maciza, de 1,90 m de ancho y canto diferenciado, con 1,20 m en la rama derecha y 1,0 m en la izquierda.

La sección se reduce de nuevo al llegar al arco metálico, hasta 1,50 m de ancho por 1,00 m de canto. En éste, al igual que en el cordón inferior horizontal, las chapas se rigidizan longitudinalmente, y se disponen diafragmas coincidiendo con la posición de las péndolas. Aquí ha sido necesario añadir unos rigidizadores adicionales en las platabandas superior e inferior, que, dispuestos transversalmente a los longitudinales, reducen la longitud de pandeo de éstos entre diafragmas. La necesidad de estos rigidizadores adicionales es consecuencia, en parte, de la forma curva del arco. En efecto, una directriz quebrada entre los puntos de unión de las péndolas tendría más sentido desde el punto de vista estructural, pero resultaría estéticamente mucho menos agraciada.

La unión entre los elementos de acero y hormigón se realiza de nuevo mediante barras pretensadas.

Los arcos están exentos, es decir, no existe rigidización entre ambos. La gran distancia existente, junto con la mayor diafanidad de la solución adoptada, aconsejaban analizar la posibilidad de eliminar esos arriostramientos. El proyecto original, con arcos de hormigón, no los tenía, pero se planteó la duda de si un arco metálico, de rigidez mucho menor, podría seguir

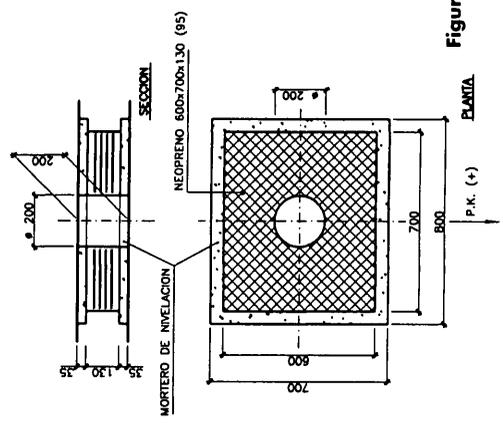
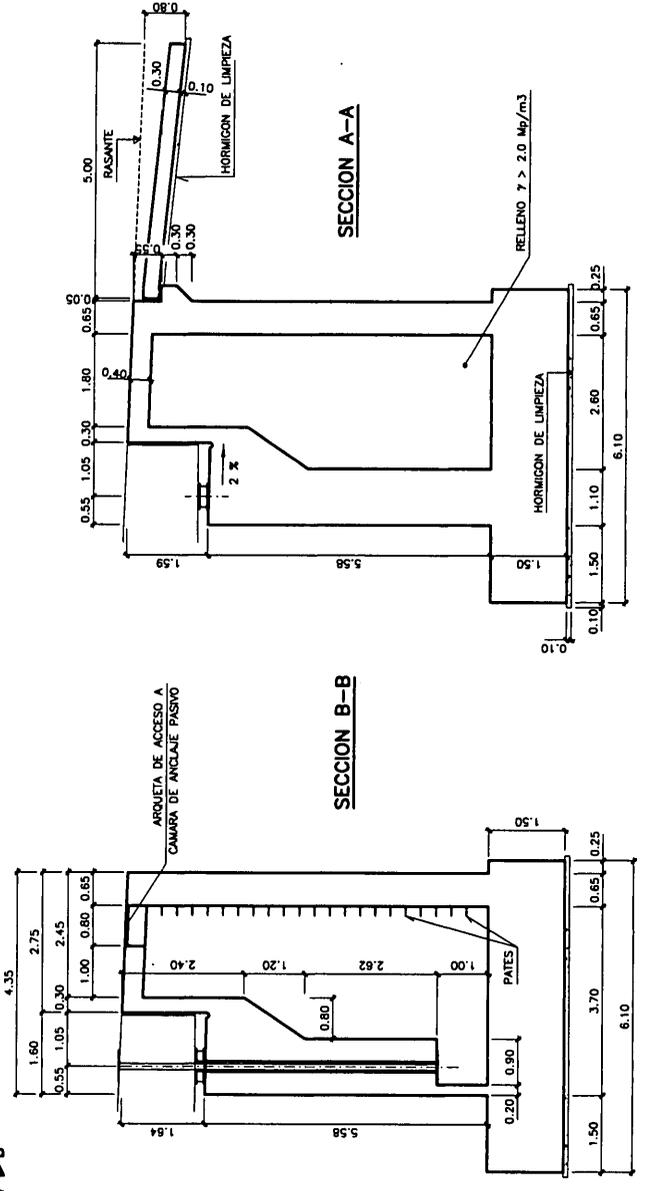
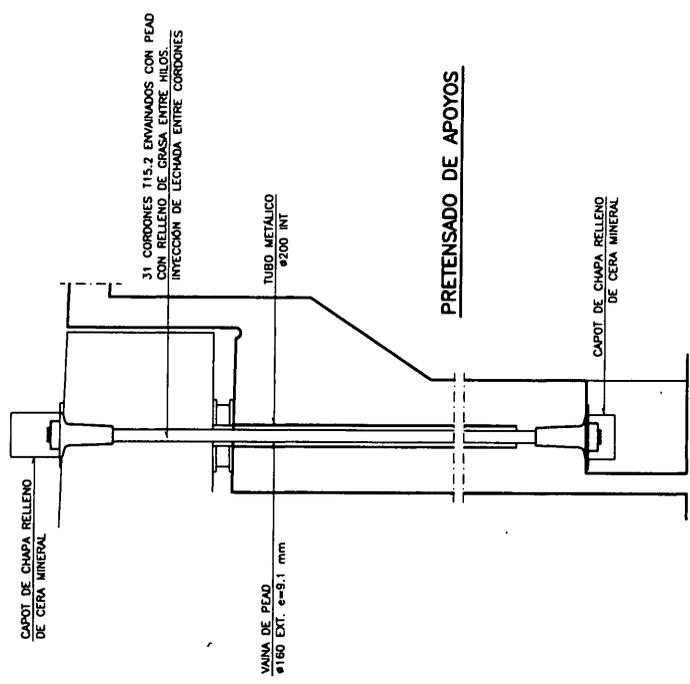
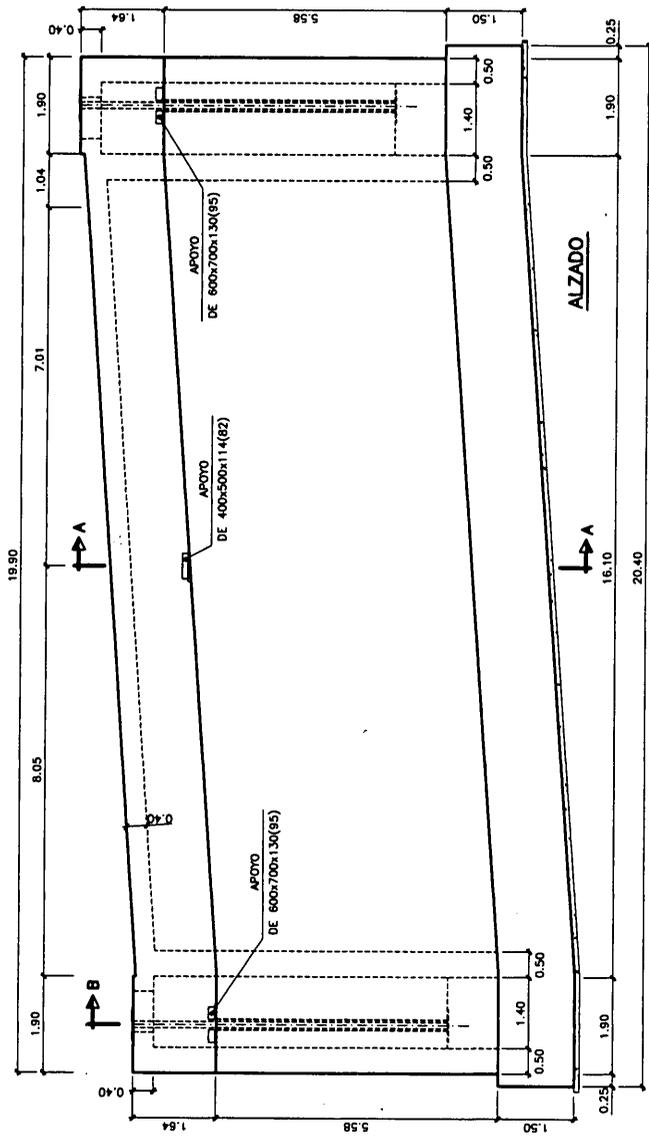


Figura 5.

el mismo diseño. Los análisis de pandeo, tanto elástico como en grandes deformaciones, confirmaron que el arriostramiento entre los arcos no era necesario.

- Péndolas

La transmisión de las cargas del tablero al arco se lleva a efecto por medio de péndolas, materializadas con perfiles tubulares f168,3 x 12. La elección de perfiles de acero laminado en lugar de cables o barras pretensadas es debida a varias razones, que se comentan seguidamente.

Por un lado, el perfil tubular resulta de menor coste que los otros sistemas, permitiendo a la vez un detalle de anclaje más sencillo. En este caso la péndola se introduce en los cordones superior e inferior y se ancla directamente por soldadura a los diafragmas de éstos. Al ser las dimensiones del arco relativamente reducidas, no existe la necesidad de recuperar deformaciones manipulando el anclaje de los tirantes, como sucedería en una opción pretensada. Por otro lado, no tiene mayor sentido recurrir a aceros de alto límite elástico, que conducirían a secciones de menor área y, por lo tanto, a una mayor deformabilidad del tablero. Finalmente, las péndolas utilizadas poseen una capacidad a compresión no despreciable, que resulta útil en construcción.

En las figuras 2 y 3 se representan las características principales de los elementos de la estructura descritos en los apartados anteriores.

- Apoyos

En todos los apoyos se han utilizado aparatos convencionales de neopreno zunchado. La única peculiaridad reside en los apoyos del estribo 2, los cuales, como ya se ha comentado, deben absorber una fuerte reacción vertical ascendente.

Para ello se dispuso en cada uno de éstos un cable de pretensado convencional que, partiendo de la cota superior del tablero, atraviesa el apoyo y se ancla en la parte inferior del muro frontal del estribo. A lo largo de la altura de dicho muro la vaina está alojada en un tubo de mayor diámetro, relleno de grasa consistente a fin de que cable y apoyo se puedan acomodar a los movimientos impuestos por el tablero.

Dada la escasa longitud de ese cable, en principio se habían previsto anclajes regulables, para evitar que gran parte de la fuerza de tesado se perdiese en la penetración de cuñas. Sin embargo, a propuesta de la empresa FREYSSINET, los tendones se sustituyeron por otros, consistentes en cables mono-protegidos por medio de vainas de polietileno de alta densidad y rellenos de grasa. La protección se completa con lechada de cemento entre los cables y la vaina en la que se alojan. La fuerza de tesado se garantiza efectuando éste con un gato unifilar y puesta en carga por el procedimiento de isotensión.

Este sistema, al igual que el diseñado inicialmente, cumple la condición de que es relativamente sencillo proceder a la

sustitución del pretensado caso de ser necesario, bien por deterioro de éste, bien de los aparatos de apoyo. La sustitución se puede hacer cordón a cordón, al encontrarse cada uno libre dentro de su propia vaina de polietileno. Para facilitar esa operación se ha previsto un acceso al anclaje pasivo a través de una cámara visitable situada en el trasdós del muro.

- Estribos

El estribo 2 debe resistir, con su propio peso, la reacción ascendente. Para garantizar la estabilidad se ha previsto una cámara en el trasdós, que ocupa todo el ancho a excepción de los extremos, donde se ubican los accesos al pretensado de apoyos. Dicha cámara se rellena de material compactado y se cierra con posterioridad, en su parte superior, con una losa de hormigón. De esta forma se consigue, por una parte, garantizar en todo momento la existencia del peso necesario en el estribo, y, por otra, evitar el riesgo que supondría una futura retirada del relleno del trasdós. En la figura 4 se muestran las características del estribo, junto con un detalle del pretensado de apoyos.

Tanto este estribo como el 1, de tipo cerrado convencional, se cimientan mediante zapatas sobre un sustrato de lutitas.

- Zapatas

El vértice inferior de cada delta transmite, por medio de apoyos, la reacción vertical a unas zapatas de forma troncopiramidal, de 6,0 por 6,0 metros en planta y 2.50 m de canto, que alcanzan el nivel de las lutitas al que se ha hecho referencia anteriormente.

4. PROCESO DE CÁLCULO

En el cálculo de la estructura se han seguido las normativas enumeradas a continuación:

- Cargas: *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP. Ministerio de Fomento.*
- Elementos de hormigón: *Instrucción de Hormigón Estructural EHE. Ministerio de Fomento.*
- Elementos metálicos y mixtos. *BS 5400, partes 3 y 5. British Standard Institution.*

El análisis se ha efectuado esencialmente a partir de dos modelos de barras. El primero corresponde a una idealización en dos dimensiones de la estructura principal, mientras que el segundo recoge la estructura completa, en tres dimensiones, con todos sus elementos.

Mediante el modelo plano se ha llevado a cabo el análisis del pretensado de los elementos de hormigón. Aunque el tesa-

do se ejecuta con anterioridad a la colocación de la estructura metálica, ésta no influye significativamente en lo que se refiere a una posible redistribución de esfuerzos, al no acompañar la parte metálica las deformaciones a largo plazo del hormigón. Únicamente existe una zona en la que estos esfuerzos secundarios tienen importancia, que es el tramo comprendido entre el punto de cruce del arco con el cordón inferior y el punto en el que éste pasa de hormigón a acero.

En esta zona sí existía una notable diferencia entre los esfuerzos en tesado y aquéllos que se producirían si éste se efectuase con la estructura metálica ya montada. Por ello, se hizo un análisis detallado de las secciones de dicho tramo, tanto en tesado (con la existencia únicamente de los elementos de hormigón), como a largo plazo (estructura completa). Para este último se adoptaron unos esfuerzos, calculados por medio del coeficiente de envejecimiento, de valores intermedios entre los obtenidos, por una parte, aplicando el tesado con anterioridad a la colocación de la estructura metálica, y por otra, los que se originarían si dicho tesado se llevase a efecto con la estructura metálica ya montada.

A partir del modelo tridimensional se obtuvieron los esfuerzos resultantes de la aplicación de la totalidad de las cargas, incluyendo movimientos impuestos, frenado, fuerza centrífuga y viento. El dimensionamiento de los diferentes elementos se hizo de acuerdo con las normativas anteriormente referidas, y sólo cabe incluir aquí algunos comentarios sobre el cálculo de los arcos.

Como primera aproximación se llevó a cabo un análisis de estabilidad elástica, en pequeñas deformaciones, del conjunto de la estructura, en el que se obtuvieron los primeros modos de pandeo y su carga equivalente. Aunque es sabido que dicho análisis no es de aplicación directa, puesto que

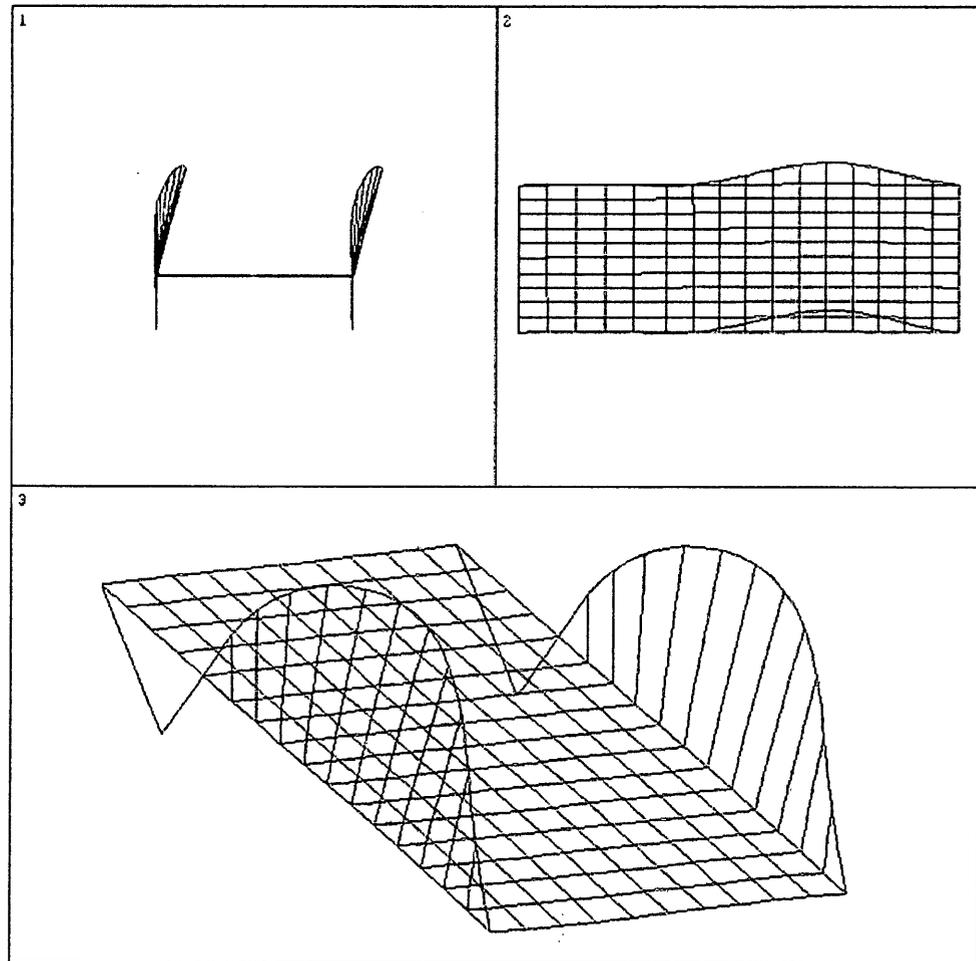


Figura 6.

no considera aspectos tales como las deformaciones accidentales o las tensiones residuales, sí proporciona una primera idea de lo cerca o lejos que se está con respecto a la carga real de pandeo.

En este caso el primer modo de pandeo corresponde a un axil en el arco de más de 140.000 KN, frente a los aproximadamente 6.000 KN que soporta bajo la acción de las cargas mayoradas. Por consiguiente, se está, en principio, muy lejos de la carga de pandeo, con lo cual se puede esperar que los esfuerzos de segundo orden sean reducidos. En la figura 5 se recoge el gráfico del primer modo de pandeo.

En un primer análisis los momentos flectores totales, suma de los de primer y segundo orden, se estiman por medio de la siguiente fórmula:

$$M_{d \text{ total}} = \left(M_d + P_d \frac{L}{800} \right) \frac{P_e}{P_e - P_d}$$



Fotografía 2.

En ella, a los momentos de diseño de primer orden, M_d , se les añaden los debidos a las deformaciones accidentales, estimándose éstas en una fracción de la longitud, L , entre puntos de arriostamiento. Esta longitud corresponde, para los momentos transversales, a la total del arco, y para los momentos longitudinales, a la existente entre péndolas. La suma de ambos esfuerzos se mayor a multiplicándola por un cociente en cuyo numerador está el axil de pandeo elástico, y en el denominador la diferencia entre este axil y el realmente existente.

Para asegurar la validez de esta aproximación se ha realizado un análisis no lineal de la estructura en grandes deformaciones, sometida a la totalidad de las cargas mayoradas. Se trata de un análisis iterativo en el que se busca el equilibrio en la estructura deformada. Como era de esperar, los esfuerzos de segundo orden resultan pequeños en proporción a los de primer orden, y su valor coincide, de forma muy aproximada, con los que se obtienen a partir de la formulación antes citada.

Respecto a otros cálculos llevados a cabo, conviene mencionar que se ha hecho un estudio de las deformaciones de la

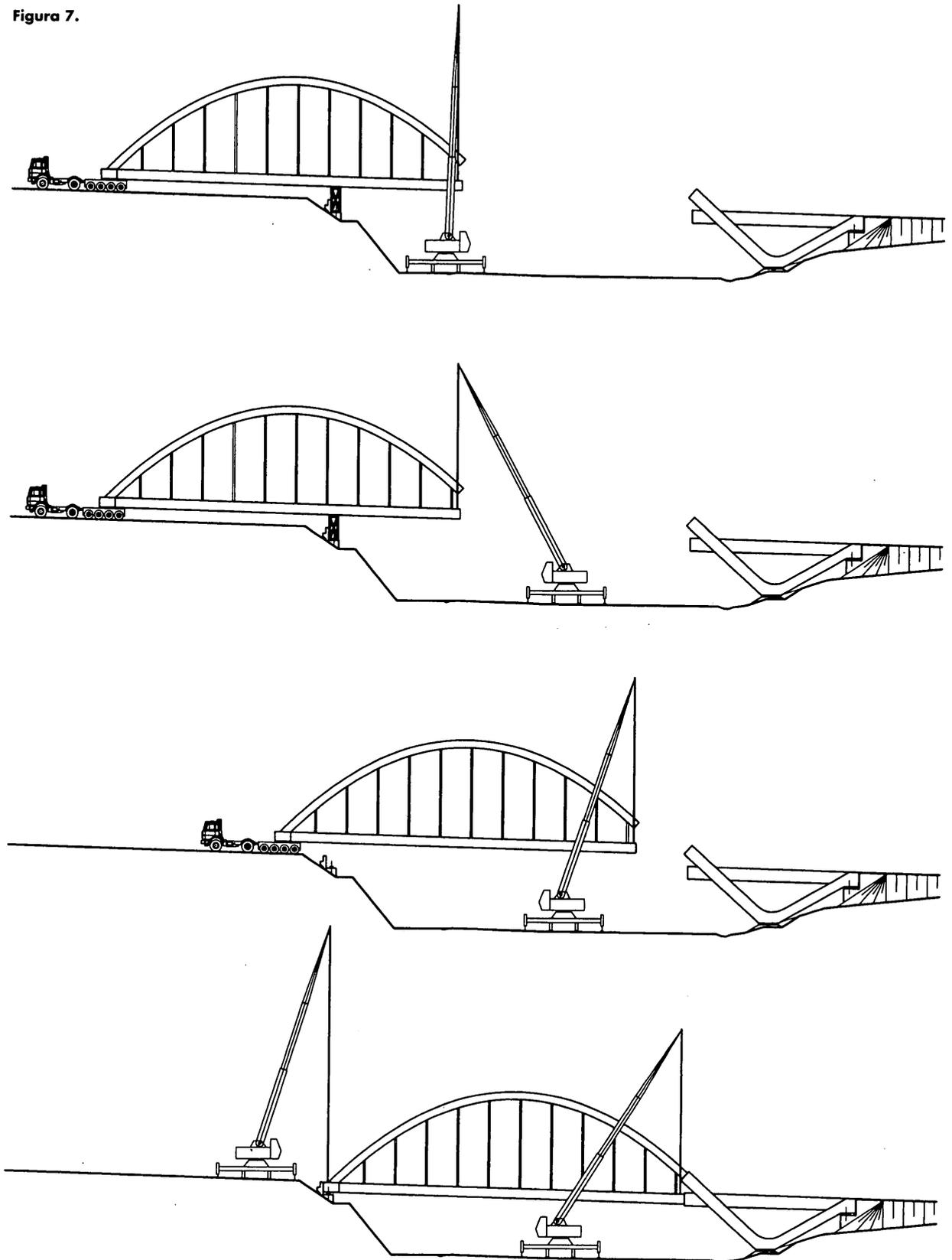
estructura, que ha conducido a la necesidad de dotar a las vigas transversales de una contraflecha de 60 mm. Las deformaciones obtenidas en los elementos principales (arco y cordón inferior) no eran significativas, por lo que para ellos no ha sido necesaria ninguna especificación de contraflechas.

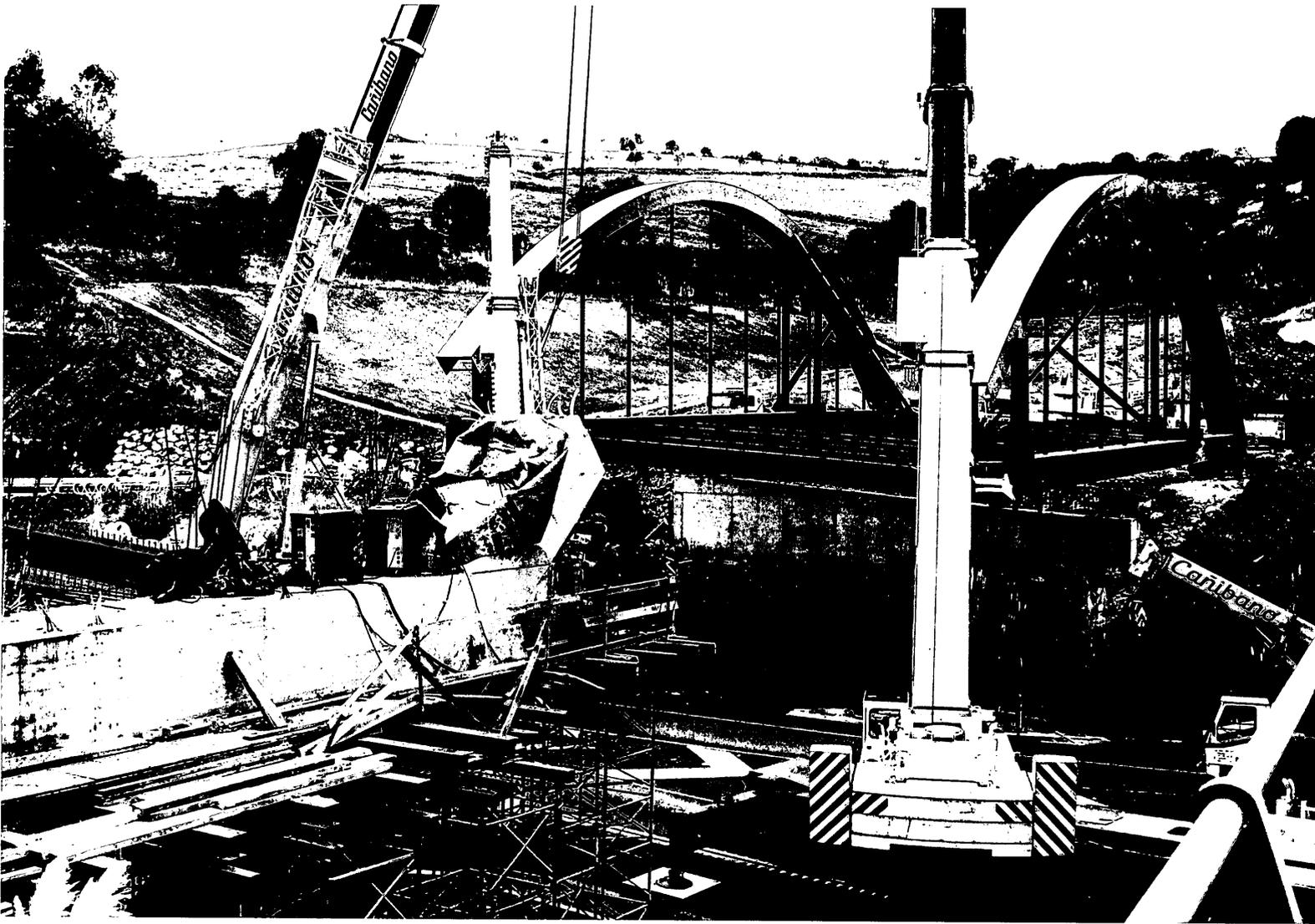
Por último, cabe señalar que, aunque el sistema de tesado de los apoyos permitiría plantear la sustitución cordón a cordón, se ha contemplado la posibilidad de que dicha operación se ejecute de una sola vez. Para ello se han analizado los esfuerzos en la estructura en ausencia del pretensado de apoyos, concluyéndose que dicha operación puede efectuarse a condición de que no existan sobrecargas de tráfico.

5. CONSTRUCCIÓN

La construcción de la estructura comienza por los estribos y la zapata del soporte intermedio, y continúa con la ejecución de la delta de hormigón pretensado. Ésta se elaboró en dos fases; en la primera se hormigonó hasta la cota superior del cor-

Figura 7.





Fotografía 3.

dón horizontal, y se dejó el arranque del arco para una segunda fase (Fotografía nº 2).

Las mayores dificultades en la realización de las deltas se localizaron en el punto de cruce del arco con el cordón horizontal, puesto que a las armaduras de ambos elementos había que añadir el pretensado longitudinal y las barras de anclaje de una de las vigas transversales, que coincide en ese punto.

Otro aspecto que resultaba delicado era la colocación de las chapas a las que posteriormente se soldaría la estructura metálica, por el alto grado de precisión exigible para la correcta unión entre las dos partes de la estructura.

En el momento de la ejecución de las deltas, se encontraban presentadas las vigas transversales que las conectan, y era condición del proyecto que el hormigonado de aquéllas se hiciese directamente contra las chapas de anclaje de éstas, debido a los elevados esfuerzos cortantes que debe soportar

la unión, y cuya correcta transmisión sólo puede garantizarse por un mecanismo de rozamiento. Adicionalmente, el montaje de las chapas con las barras de pretensado en su posición evitaba los problemas que se originarían al intentar hacer coincidir dichas chapas con unas barras colocadas con anterioridad.

La fase siguiente consistió en la ejecución del pretensado de apoyos para, de esta manera, asegurar la estabilidad del conjunto en el momento de la colocación de la parte metálica.

El ensamblaje de los tramos metálicos se realizó en una plataforma habilitada a tal fin detrás del estribo 1. La operación de montaje, representada en la figura 6, se llevó a cabo en un solo día, para lo cual fue necesario desviar el tráfico bajo la estructura. Se desplazaron todos los elementos metálicos, es decir, los dos arcos y las vigas transversales, de forma conjunta, lo que resultaba más rápido que colocar cada arco por separado y soldar después los elementos transversales (Fotografía nº3).



Fotografía 4.

Para dichas operaciones se contó con tres grúas: dos de 350 t de carga y otra de 450 t. El primer lanzamiento consistió en llevar la estructura hasta hacer coincidir la séptima péndola con el apoyo del estribo 1. Hasta ese momento el arco se encontraba colgado de las grúas de 350 t en el lado de la autovía, y apoyado en dos plataformas móviles en el del estribo 1. Para llevar la estructura a su posición definitiva era necesario reubicar las grúas, por lo que aquella se apoyó en el estribo 1. Una vez recolocadas, las grúas volvieron a izar la pieza, y las plataformas móviles avanzaron hasta donde les era posible, momento en el que la grúa de 450 t tomó el relevo del sostenimiento de los arcos hasta llevarlos a su emplazamiento definitivo.

Para asegurar la correcta conexión de la estructura metálica con los elementos de hormigón, se previó una sobrelongitud en el arco, de forma que, en el momento en que el cordón superior entraba en contacto con la chapa de anclaje, existía una holgura en el inferior. Midiendo ésta se podía saber con precisión cuánto era necesario recortar el arco para que ambos cordones coincidieran exactamente con sus respectivas chapas. Una vez asegurada la coincidencia geométrica, se procedió a apoyar la estructura en el estribo 1 y realizar las soldaduras en el extremo opuesto.

La construcción termina con la colocación de las placas de encofrado perdido sobre las que se hormigona la losa del tablero (Fotografías n^{os} 4 y 5). ■



Fotografía 5.

EQUIPO REALIZADOR

Aparte de los autores del artículo, y en representación de los diferentes equipos que han intervenido en el proyecto, construcción y dirección de las obras, merecen ser destacadas las siguientes personas:

Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria:

- D. Modesto Martín

Ingeniero Técnico de Obras Públicas

Constructora U.T.E. ELSAN-SACYR:

- D. Vicente Moscardó Basaras

Delegado del grupo O.H.L.

- D. Jesús Pérez Velasco

Gerente de la U.T.E. (ELSAN)

- D. Manuel López Tello

Jefe de Obra (SACYR)

- D. Alberto Jiménez

Jefe Oficina Técnica (SACYR)

- D. Daniel Alonso Sáinz

Jefe de Estructuras (ELSAN)

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Taller metálico. NOCASTER, S.L.

(Renedo de Piélagos, Cantabria)

- D. Jesús Salmón

SILGA, S.L.

- D. Óscar Sáiz Sánchez

RESUMEN DE MEDICIONES PRINCIPALES

Acero para armar B 500 S en cimentaciones.....	29.329 Kg (80 Kg/m ³)
Hormigón HA-25 en cimentaciones.....	366 m ³
Acero para armar B 500 S en alzados de estribos.....	36.776 Kg (91 Kg/m ³)
Acero de pretensar Y 1860 S7 en apoyos.....	458 Kg
Hormigón HA-25 en alzados de estribos.....	405 m ³
Acero laminado S355J2G3 en tablero.....	197.725 Kg (250 Kg/m ²)
Acero de pretensar Y 1860 S7 en vigas longitudinales.....	3491 Kg (11 Kg/m ²)
Acero para armar B 500 S en deltas.....	29.986 Kg (154 Kg/m ³)
Hormigón HP-35 en deltas.....	194 m ³
Acero para armar B 500 S en losa.....	36.305 Kg (201 Kg/m ³)
Hormigón HP-35 en losa.....	180 m ³
Acero de pretensar 85/105 en barras.....	3641 Kg