

# El viaducto de Raos

## Una aplicación de la tipología losa aligerada en tableros de puentes de luces medias

José Ramón González de Cangas

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

*Catedrático de Cálculo de Estructuras. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Santander*

Domingo R. Lorenzo Esperante

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

*Profesor Titular de Hormigón Armado y Pretensado. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Santander*

José Antonio Crespo Martínez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

*MSc. Universidad de Surrey. Reino Unido*

### RESUMEN

Se presenta una aplicación de la tipología estructural losa aligerada continua de canto variable en un tablero de puente de hormigón pretensado con una luz máxima de 52,50 metros, describiéndose sus características fundamentales y los modelos de análisis utilizados.

### ABSTRACT

This article covers a case where a continuous voided slab of varying depth is used for a prestressed concrete bridge deck with a maximum span of 52.50 m. A description of the main characteristics of this slab is included, as well as of the analysis models used in the design calculations.

### INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente el tipo estructural losa aligerada se ha venido utilizando con preferencia en los tableros de puentes de hormigón cuyos vanos se encuadran dentro del rango de las consideradas como luces pequeñas (menores de 40 metros), recurriéndose, para valores medios, generalmente a secciones tipo viga cajón o multicelulares, en principio más adecuadas desde el punto de vista estructural.

Sin embargo, el límite superior del rango de utilización de la tipología losa aligerada se ha ido incrementando progresivamente, de tal modo que en algunas situaciones –en cualquier caso infrecuentes–, bien con canto constante o, pre-

ferentemente, con canto variable, se plantea dicha tipología en luces que alcanzan e incluso superan los 50 metros.<sup>1-2</sup>

Las razones que pueden hacer preferible una tipología con peor rendimiento estructural frente a otra son diversas, pero esencialmente se reducen a cuestiones de índole económica, en ocasiones coyunturales, que pueden conducir a que los ahorros derivados fundamentalmente de una mayor facilidad constructiva del tablero (encofrado interior más sencillo y económico, ferrallado más simple, y hormigonado en una fase), compensen el mayor gasto en determinadas unidades, principalmente hormigón y acero activo.

La estructura objeto de este artículo, para la que se ha adoptado la tipología losa aligerada en un tablero que alcan-

za una luz máxima de 52,50 metros, constituye un ejemplo ilustrativo de lo anteriormente expuesto. A continuación se describen sus aspectos más significativos.

## 1. ANTECEDENTES

La conexión de la Autopista A-67 (Torrelavega-Santander) con la Autovía N-635 (Santander-Bilbao) no disponía, hasta la fecha, a su paso por Santander, de un acceso directo, lo que obligaba al tráfico procedente de Torrelavega con dirección a Bilbao a efectuar un desvío en el enlace de Raos, que incluía dos cambios de sentido utilizando los ramales existentes, con la consiguiente pérdida de tiempo y fluidez. La estructura aquí descrita soluciona el problema planteado con el mínimo de obra necesaria, puesto que el ramal que se precisa está casi todo él constituido por el propio puente, siendo los tramos de acceso a éste meras conexiones de la nueva estructura con las autovías ya en servicio.

## 2. CONDICIONANTES EXISTENTES

En el proyecto de la estructura ha habido que tener en cuenta diversos factores que han influido notablemente en la solución finalmente adoptada, motivo por el cual son objeto de comentario a continuación.

En primer lugar, es necesario hacer referencia a los condicionantes impuestos por el trazado, que debe proporcionar la adecuada conexión entre la Autopista A-67 y la Autovía N-635 dentro de los niveles de servicio exigidos.

Si se observa el plano de definición general de la estructura en la figura 1, se comprende de inmediato la fuerte restricción existente en la elección del trazado en planta: La tangente exterior al ramal Puerto de Raos-Bilbao y la alineación Torrelavega-Puerto de Raos forman un ángulo aproximado de 120°, viniendo casi fijado el punto de conexión con el ramal dirección Bilbao, es decir, la salida de la estructura. El punto de arranque se ha elegido en función de los parámetros de diseño exigibles tanto al trazado en planta como en alzado, condicionado este último por la existencia de una serie de obstáculos que salvar, a los que más adelante se hace referencia. En definitiva, el trazado en planta finalmente adoptado está constituido, partiendo del estribo 1 (lado Torrelavega), por una pequeña recta de 24 metros, seguida de una clotoide de parámetro  $A=140$ , con 109 metros de longitud; a continuación, 122 metros de curva circular de radio  $R=180$ ; otra clotoide de 80 metros y parámetro  $A=120$ , y, finalmente, un corto tramo recto de 8 metros. La estructura necesaria tiene, en consecuencia, una longitud total de 351,70 metros entre los ejes de apoyos de los estribos.

En cuanto al trazado en alzado, viene impuesto por los puntos de arranque del ramal y por los obstáculos que debe

salvar el nuevo puente (figura 1). Éstos son, por una parte, la ría de Raos, cruzada en dos ocasiones: una, al comienzo, entre las pilas 1 y 2, y otra, al final, entre la última pila y el estribo 2 (lado Bilbao). Además, se debe evitar la afección a una tubería de abastecimiento al núcleo de Montaña, situada en las cercanías de la pila 6, y, por último, es necesario pasar sobre las vías de dos ferrocarriles, FEVE y RENFE, que dan servicio al Puerto de Raos, y que han sido las que han condicionado, por razones de gálibo tanto horizontal como vertical, la luz máxima de la estructura y su definición en alzado.

Respecto al ancho de la plataforma, es de 8,50 metros, de los que 4,00 corresponden al carril; 2,50 y 1,00 a los respectivos arceños interior y exterior, y 0,50 m, a cada lado, a la barrera de seguridad.

Teniendo en cuenta los condicionantes citados, se hizo un estudio de alternativas, en el cual se plantearon diversas opciones, con rangos de luces varios y diferentes características tipológicas, tanto en hormigón pretensado como en estructura mixta. Dicho estudio dejó patente, por una parte, que la luz máxima de la estructura venía impuesta por el vano central que salva las vías de ferrocarril, y por otra, que el valor mínimo de ese vano que permitía una distribución armoniosa de luces, al tiempo que libraba los obstáculos referidos, estaba en torno a los 55 metros.

Aun cuando las características geológico-geotécnicas del emplazamiento no han sido un factor decisivo en la elección de la tipología estructural, sí parece conveniente hacer un comentario sobre ellas, por las fuertes restricciones que han supuesto en el tipo de cimentación que adoptar.

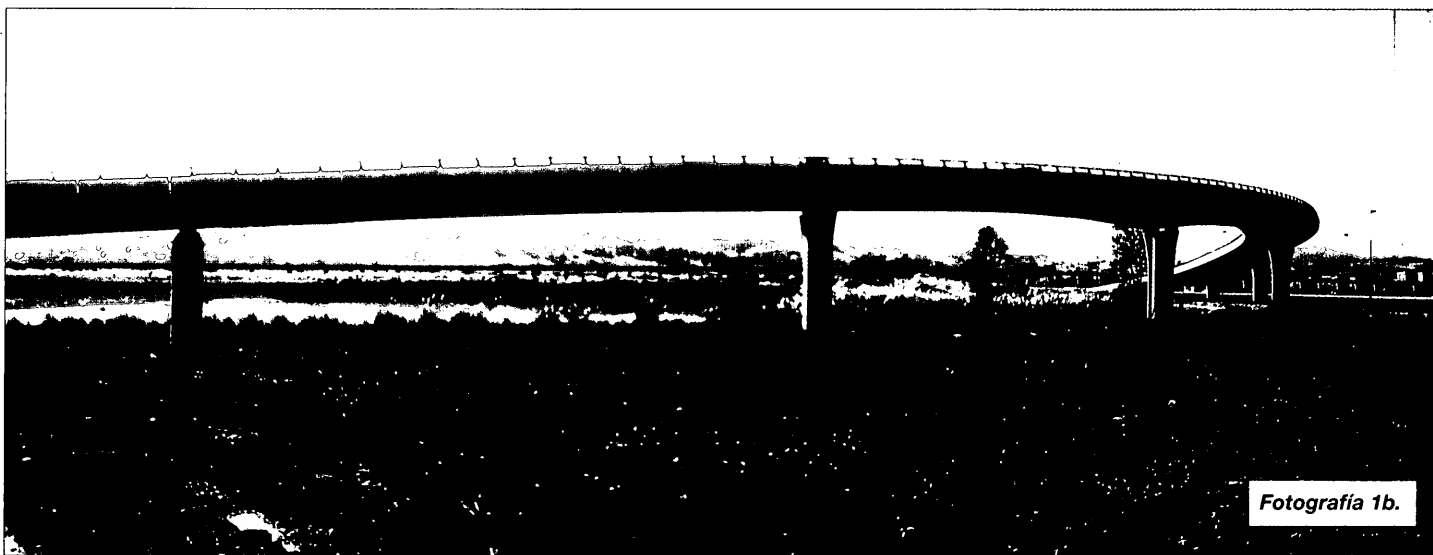
En toda la traza del puente el terreno está formado por una capa superficial, de 1 a 2 metros de espesor, de rellenos antrópicos constituidos por materiales varios, procedentes de desechos de construcción. A continuación hay una alternancia de capas cuaternarias diversas, formadas por fangos, limos arenosos y arcillosos, arenas y arcillas limosas, arenas gruesas yesíferas y gravas angulosas de caliza y yeso, procedentes estas últimas de la erosión y posterior sedimentación de la roca subyacente. Finalmente, a profundidades que varían entre 10 metros (pila 1) y 24 metros (pila 8), aparece la roca de yeso del Keuper, en la que se han empotrado los pilotes utilizados en todas las cimentaciones del puente.

Un último factor que ha sido tenido en cuenta en la elección de la tipología estructural ha sido el hecho de que el nuevo puente resulta muy visible desde múltiples ángulos, ya que se encuentra situado en un área que se puede calificar de suburbana, en los alrededores del aeropuerto de Santander, en una zona de enlaces de autovías, con numerosos ramales, y en las cercanías de edificaciones y grandes superficies comerciales y de esparcimiento. Por todo ello, el aspecto estético ha sido uno de los condicionantes del diseño del puente.





Fotografía 1a.



Fotografía 1b.

### 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

#### 3.1. Diseños preliminares

Según se ha comentado en el apartado anterior, en el proceso de encaje del viaducto se tantearon –dimensionándolas en sus unidades más importantes– varias alternativas tipológicas, en hormigón pretensado y estructura mixta, y con diversas distribuciones de vanos. Las opciones consideradas fueron presentadas a la Dirección del Proyecto con objeto de elegir la solución más adecuada.

En el análisis comparativo de las alternativas estudiadas se desecharon las soluciones prefabricadas, tanto por motivos funcionales como estéticos: Las fuertes curvaturas del puente en planta y alzado, así como la exigencia de continuidad en todo el tablero, por una parte, y el deseo de lograr un diseño con cierta belleza estructural, por otra, condujeron a la consideración únicamente de soluciones construidas *in situ*. Dentro de

éstas se compararon alternativas de tablero mixto y de hormigón pretensado. Las ventajas de las primeras respecto a las segundas radicaban en la mayor facilidad de puesta en obra del tablero, al no precisar la utilización de cimbras de apeo, y, por su menor peso, en el ligero ahorro que se podría conseguir en las cimentaciones, aspecto no desdeñable en este caso, dada la necesidad de recurrir a pilotajes debido a las características geotécnicas del emplazamiento. Por el contrario, el coste del tablero en las opciones mixtas resultaba notablemente superior que en las de hormigón pretensado para rangos de luces comparables, de tal modo que, globalmente, estas últimas eran más económicas (debe tenerse en cuenta que, dadas las alturas de rasante existentes, es posible su ejecución sobre cimbra convencional). Este hecho, junto con las dudas que ofrecían las condiciones de mantenimiento de una solución metálica, ubicada en una zona de marisma con ambiente salino, fueron razones suficientes para decantarse por una alternativa en hormigón.



Fotografía 1c.



Fotografía 1d.

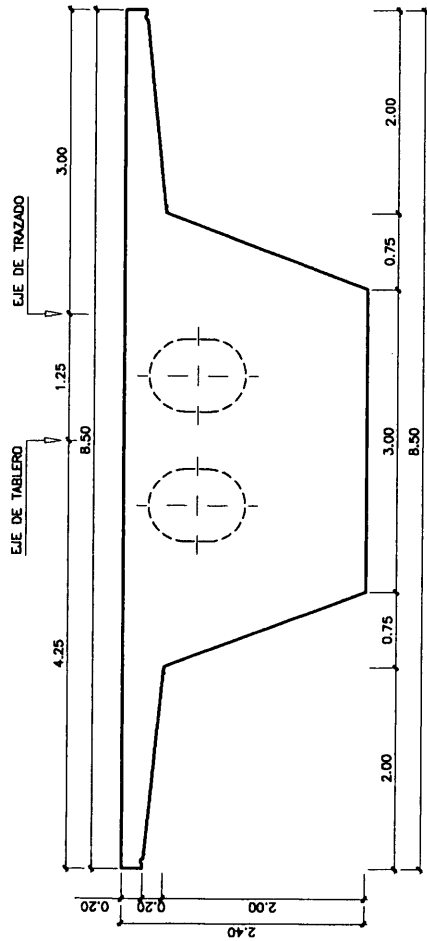
Con objeto de apurar al máximo la luz de dicho vano central, los encepados de las pilas 4 y 5 se dispusieron paralelos a ambas vías, o lo que es igual, esviados respecto al tablero. La razón para ello fue de tipo económico, ya que se pretendió estar dentro de unos rangos de luces para los que una tipología de losa aligerada pudiera resultar aún ventajosa frente a otra de sección cajón. Debe tenerse en cuenta que la luz de 52,5 metros adoptada en el vano principal es relativamente

### 3.2. Solución adoptada

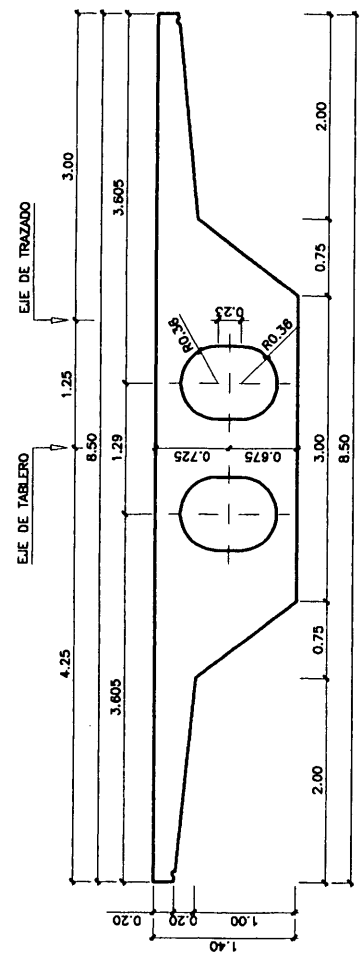
La solución finalmente elegida (figura 1) corresponde a una tipología de viga continua de canto variable, en hormigón pretensado, para la cual se estableció como luz principal la mínima que, permitiendo salvar en un solo vano las dos vías de ferrocarril (FEVE y RENFE) a las que se ha hecho alusión con anterioridad, conduce a una distribución armoniosa del resto de vanos, salvando además los otros obstáculos ya mencionados (ría de Raos, en dos ocasiones, y tubería de abastecimiento al núcleo de Montaña).

singular dentro de la tipología de losa aligerada y se encuentra en su rango superior de luces. Sin embargo, por razones de tipo constructivo y de plazos de ejecución de la obra, se prefirió a una alternativa de sección cajón, al obviar, por una parte, la mayor complejidad del encofrado interior de éste, y por otra, permitir el hormigonado de la sección en una sola fase. El encaje del resto de vanos del puente obligó a disponer igualmente esviados los encepados de las pilas 6 y 8, a fin de evitar afecciones en la tubería y ría mencionadas.

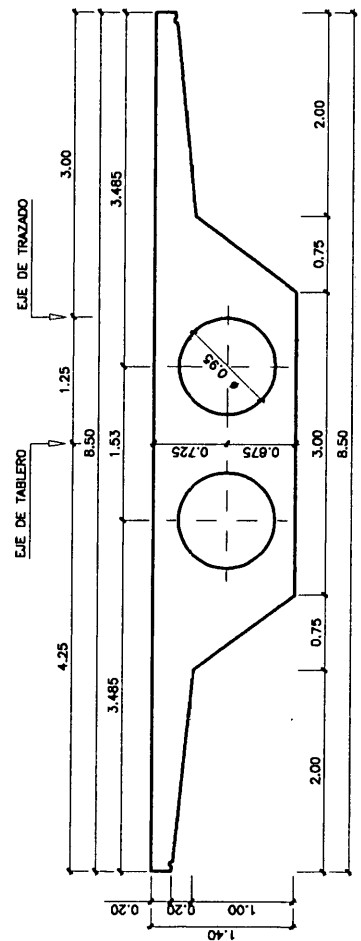
En definitiva, la estructura (figura 1 y fotografías nº 1) consta de 9 vanos, con una longitud total entre ejes de apoyos de



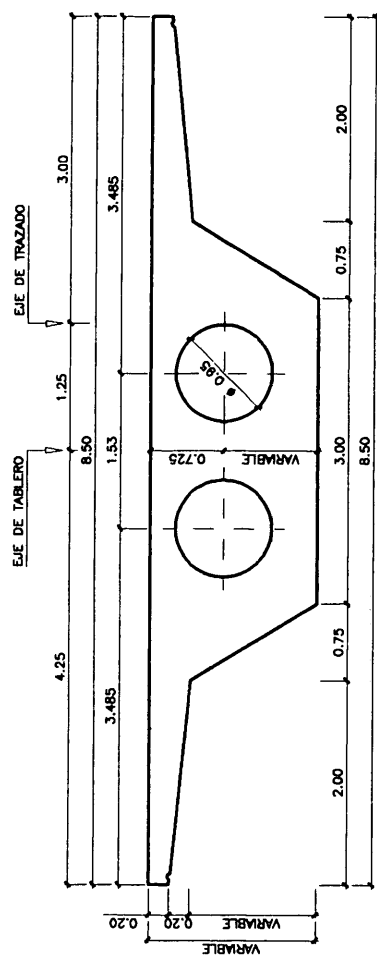
SECCIÓN DE CANTO MÁXIMO



SECCIÓN DE CENTRO-LUZ DEL VANO PRINCIPAL



SECCIÓN EN ZONAS DE CANTO CONSTANTE



SECCIÓN EN ZONAS DE CANTO VARIABLE DE VANOS ADYACENTES AL PRINCIPAL

Figura 2.



Fotografía 2.

estribos de 351,70 metros, y luces de 32,00 - 2 x 37,80 - 42,00 - 52,50 - 42,00 - 2 x 37,80 - 32,00 metros. Su tipología es la de losa aligerada de canto variable. Éste tiene 2,40 m en los apoyos de las pilas 4 y 5, lo que corresponde a 1/22 de esbeltez geométrica, y 1,40 m en el centro luz del vano principal (1/37,5 de esbeltez geométrica). Los vanos 4 y 6, adyacentes al principal, son igualmente de canto variable, pero, una vez alcanzado el valor de 1,40 metros en las secciones que son simétricas al centro luz respecto de las pilas 4 y 5, el canto se mantiene constante e igual a 1,40 metros en todo el tablero, lo que pro-

porciona una esbeltez geométrica de 1/27 en los vanos de 37,80 metros.

La sección transversal (figura 2) tiene 8,50 metros de ancho, con vuelos de 2,00 m y fondo de tablero constante igual a 3,00 m, lo que implica que los laterales sean superficies alabeadas en las zonas de canto variable. Los aligeramientos son circulares, de 0,95 m de diámetro, en todo el puente, salvo en el vano central, en el que, por exigencia del número de unidades de pretensado, se han dispuesto oblongos, con un ancho de 0,72 m. Además, por conveniencia, tanto para el mejor comportamiento estructural durante el descimbrado de la primera fase, como para facilitar el empalme entre las unidades de pretensado, se ha diseñado maciza la sección en un tramo de 12,60 metros a cada lado del vano principal, y por el propio trazado de los tendones, ha habido que recortar a 0,70 metros el ancho de los aligeramientos circulares en el resto de las zonas de conexión entre fases de pretensado.

Las pilas (figura 3 y fotografía nº 2), cuyas alturas varían desde 2,20 m en la pila 1 hasta 7,85 m en la pila 5, tienen una sección que consta de un cuerpo central rectangular de 1,00 m de canto y ancho variable, del que sobresalen a cada lado, en la dirección longitudinal del puente, sendos segmentos circulares de 0,91 m de radio, que permiten alcanzar un canto máximo de 1,50 metros. La variación del ancho sigue una ley parabólica, de tal modo que en 3,70 m de altura se pasa de un ancho de 3,00 m en coronación a 2,00 m, manteniéndose esta última dimensión hasta el empotramiento del fuste en el encepado, con la excepción obvia de las pilas 1 y 8, en las que, por su pequeña altura, no se llega a alcanzar la reducción del ancho a los 2,00 m citados. La secuencia de construcción adoptada, de la más alta a la más baja, ha permitido la reutilización de un único encofrado en los paramentos curvos.

Los estribos, de altura muy reducida, son convencionales, cerrados, consistentes en simples mesetas de apoyo del tablero sobre los encepados de cimentación.

Tanto las pilas como los estribos tienen cimentación profunda, constituida por pilotes prefabricados, hincados, de sección cuadrada de 30 cm de lado (fotografía nº 3).

Tanto las pilas como los estribos tienen cimentación profunda, constituida por pilotes prefabricados, hincados, de sección cuadrada de 30 cm de lado (fotografía nº 3).

Los aparatos de apoyo son de neopreno zunchado en las pilas centrales 4 y 5, y de neopreno-teflón en el resto de las pilas y estribos.

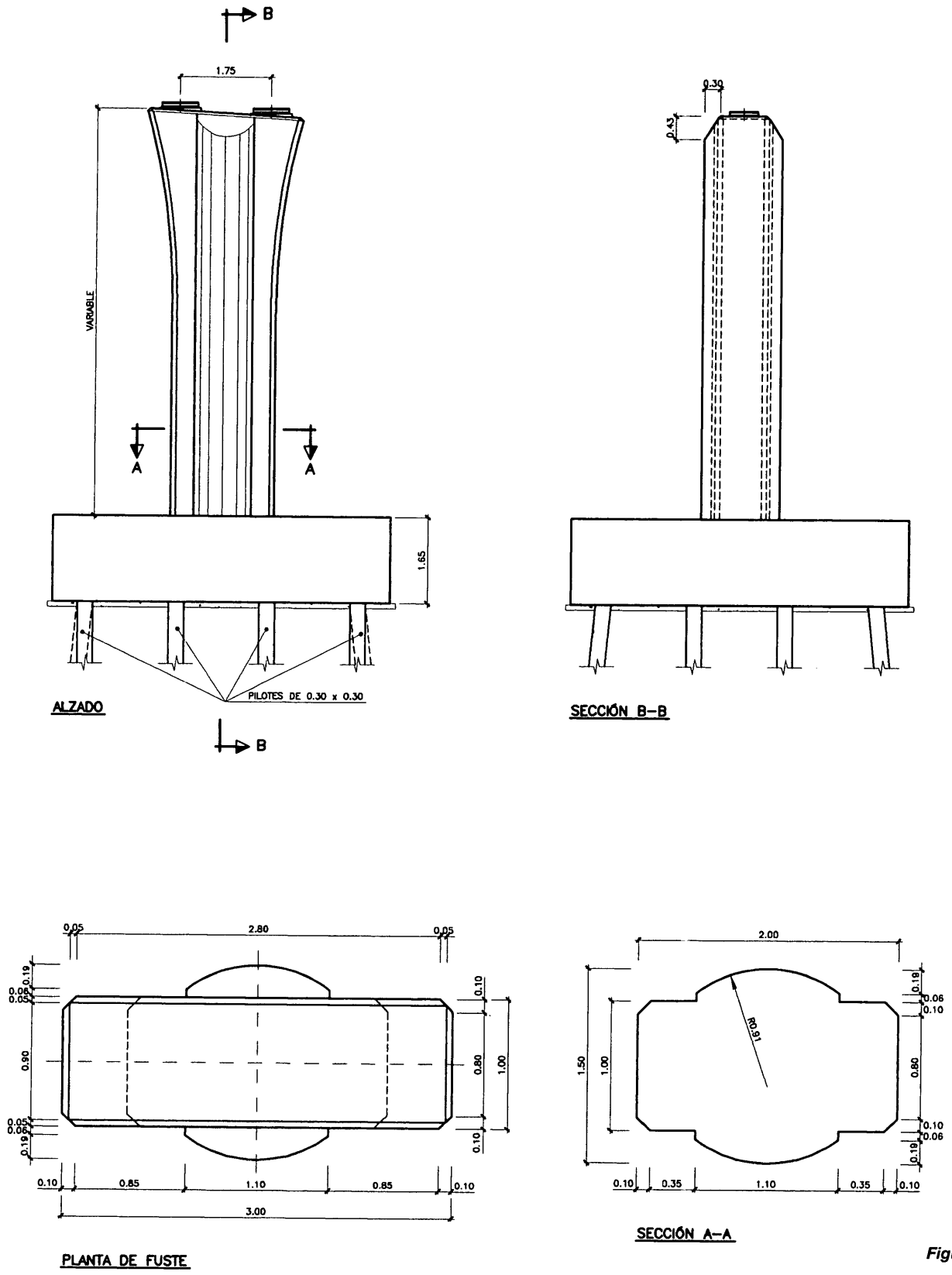
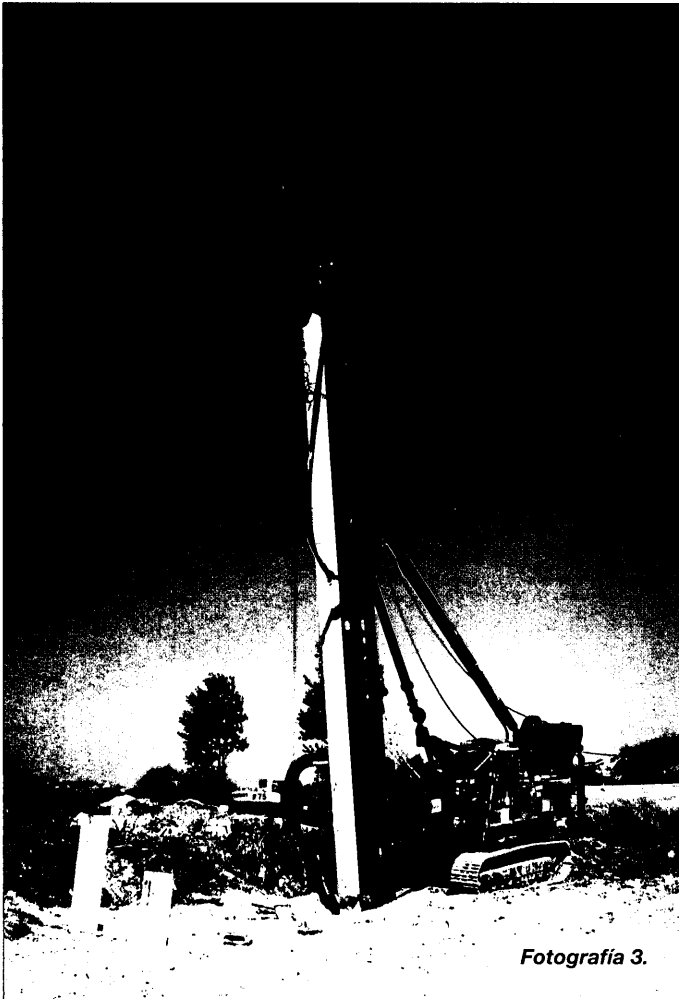


Figura 3.





Fotografía 3.

Aunque todo el proceso de construcción del puente se ha caracterizado por el trabajo en equipo, ha sido quizá en la fase de encaje de la solución, para la elección de las tipologías del tablero, pilas y barrera, y definiciones de formas y esbelteces, donde el intercambio de ideas entre la Dirección de Obra, el constructor y el consultor ha sido más intenso y continuado, debiendo señalarse especialmente la colaboración del director de la obra, D. José Antonio Herrero Gómez, en el diseño de la estructura.

### 3.3. Fases de construcción

Una de las decisiones más importantes que hubo que tomar en el proyecto del viaducto fue la elección de la primera fase del pretensado. Habida cuenta de la tipología adoptada, las cuantías necesarias de acero activo resultaban bastante elevadas, por lo que era preciso ponderar adecuadamente el deseable ahorro en el pretensado con las necesidades del constructor en cuanto a la organización de los tajos de obra, y con los niveles de deformación alcanzados por el tablero dependiendo del esquema estático de partida.

Se analizaron dos posibilidades: Una, comenzando el hormigonado y pretensado a partir de un estribo, y otra, estableciendo la primera fase en el vano central del puente. Comparados los resultados obtenidos en ambas opciones, resultó preferible la segunda por diversos motivos. En primer lugar, dado que el vano principal condiciona el dimensionamiento del pretensado, la posibilidad de tesarlo desde dos extremos, con la consiguiente reducción de pérdidas, suponía un ahorro de acero activo no despreciable. Permitía, por otra parte, una transición gradual al número de unidades necesarias en otras zonas del tablero, facilitando además la disposición de los empalmes entre fases. Por último, esta opción posibilitaba una mejor organización de los distintos tajos de obra, por lo que fue preferida por la empresa constructora.

Por el contrario, tenía el inconveniente de conducir en la primera fase a un esquema estático de viga simplemente apoyada, con un vano principal de 52,50 metros, lo que daba lugar a unas flechas elásticas bastante elevadas. Por ello fue necesario hacer un cálculo preciso de las deformaciones del tablero, con el objeto de disponer las contraflechas adecuadas que permitieran la correcta conexión de la primera fase con las siguientes, para la rasante proyectada.

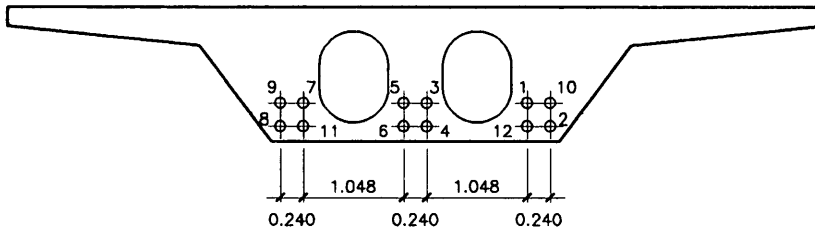
En definitiva, la construcción del puente se ha hecho por fases, comenzando por el vano principal de la estructura. La primera fase (fotografía nº 4) comprende los 52,50 metros del vano central (vano 5), más 12,60 metros a cada lado, correspondientes a los vanos 4 y 6, lo que conduce a una longitud total de 77,70 metros. Como se ha expuesto antes, estos tramos adyacentes al vano principal se diseñaron, por conveniencia, con sección maciza, en tanto que en aquél se dispusieron aligeramientos oblongos, de las dimensiones ya referidas anteriormente. El número de unidades de pretensado necesarias fue de 12 tendones de 27 alambres de 0,6", agrupados en dos familias de 6 tendones cada una, y tesados desde ambos extremos (figura 4).

La fase 2 tiene una longitud de 74,76 metros, que incluyen los 29,40 m restantes del vano 4; 37,80 m del vano 3, y 7,56 m del vano 2. La fase 3 es simétrica de la 2. En ambas fases se reduce el número de unidades de pretensado, que pasan de los 12 tendones de la fase 1 a 10 en estas dos.

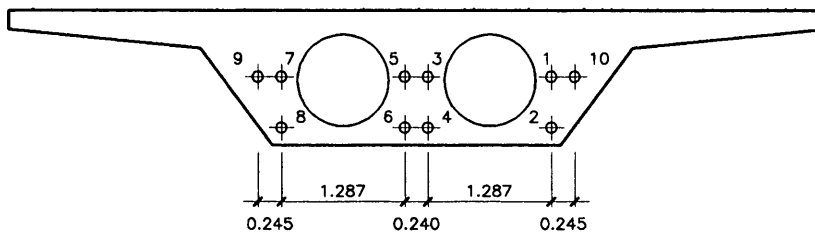
Por último, la fase 4, de 62,84 metros de longitud, corresponde a los 30,24 metros que restan del vano 2 más 29,60 m del vano 1, y la fase 5 es simétrica. En ellas el número de tendones de pretensado se reduce a 8.

### 3.4. Cimentaciones

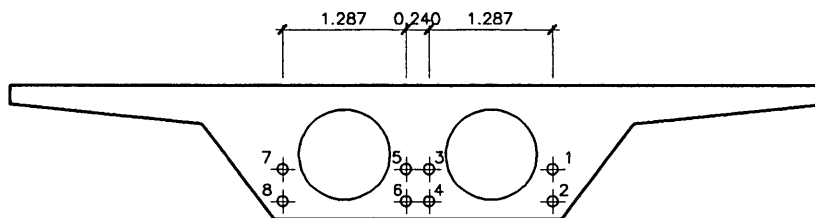
Otro aspecto reseñable de la estructura han sido las cimentaciones, constituidas en todos los casos, como ya se ha indicado, por pilotes hincados, de sección cuadrada de 30 cm de lado (fotografía nº 3). En las pilas su número varía desde un mínimo de 12 en los elementos 1 y 8, hasta un máximo de 24 en las pilas 4 y 5. Los pilotes del contorno se dispusieron incli-



**DISPOSICIÓN DE TENDONES EN ZONA DE 12 UNIDADES**



**DISPOSICIÓN DE TENDONES EN ZONA DE 10 UNIDADES**



**DISPOSICIÓN DE TENDONES EN ZONA DE 8 UNIDADES**

Figura 4.

nados con pendiente 1/10 hacia el exterior del encepado, con objeto de reducir a valores aceptables los esfuerzos de flexión. En su construcción se utilizaron tramos de 12 y 6 metros, con acopladores en sus extremos, a fin de adecuarse a las diversas longitudes necesarias hasta el empotramiento en roca, que en algunos casos superaron los 24 metros.

Cabe señalar que, aun cuando se disponía de una información geotécnica suficiente, basada en los datos proporcionados por varios sondeos, la dispersión que ha habido en las longitudes previstas ha sido bastante grande, incluso dentro de un mismo encepado. Esto es debido a la configuración del sustrato rocoso, en donde se intuye la existencia de crestas y valles muy próximos entre sí.

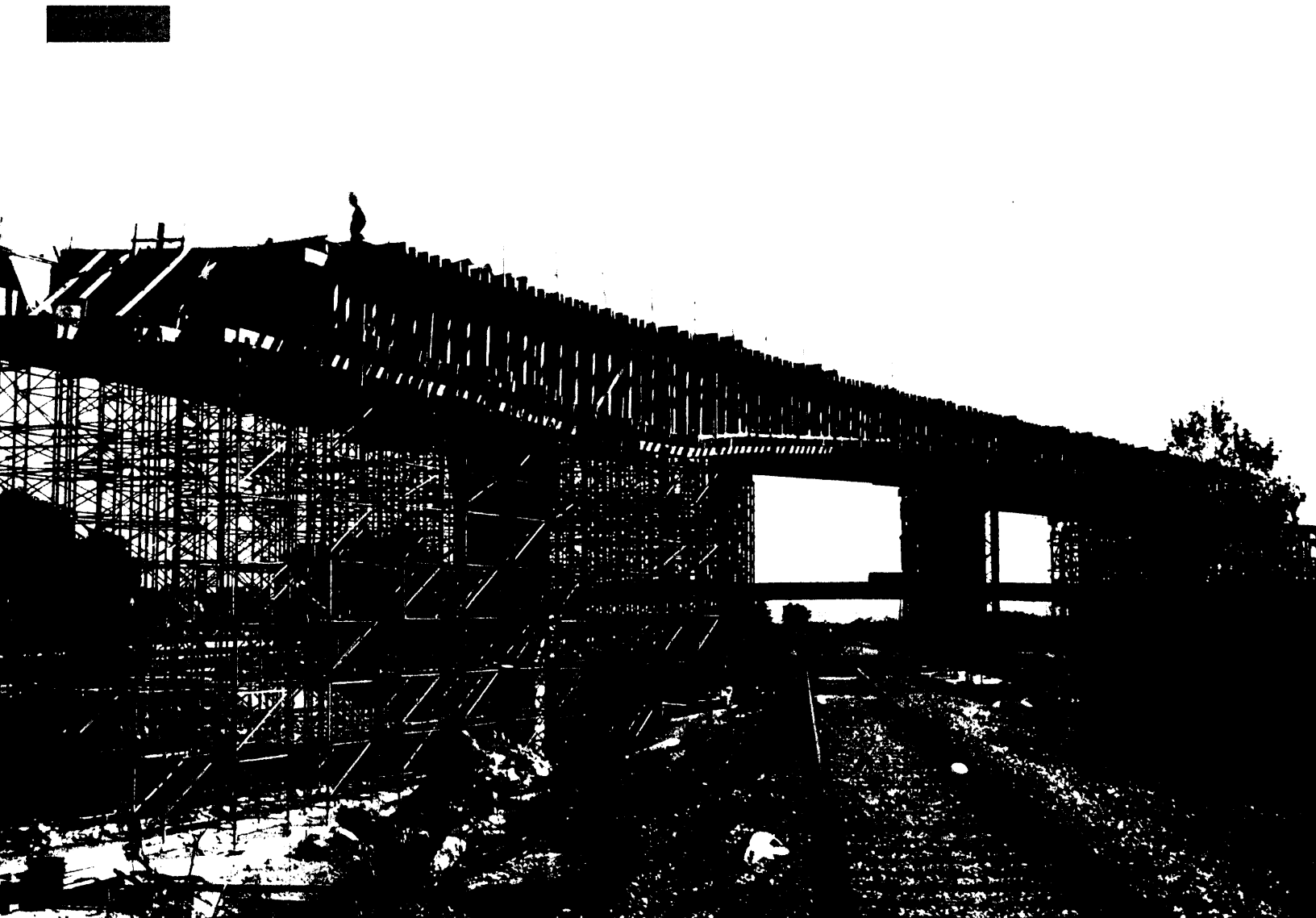
El número de pilotes colocados en las cimentaciones de los estribos fue de 15, inclinándose con pendiente 1/10 hacia el exterior los frontales y laterales.

En el hormigón de los pilotes y encepados se ha utilizado cemento SR sulfurresistente, habida cuenta de las características del terreno, constituido en buena parte por materiales yesíferos.

**4. MODELOS DE ANÁLISIS UTILIZADOS**

En el cálculo del puente se han utilizado diversos modelos estructurales: viga continua; emparillado plano; pórtico espacial, y viga en terreno Winkler.

El modelo de viga continua ha servido de base para la obtención de los esfuerzos longitudinales globales y para el análisis general de los esfuerzos de pretensado. La variación transversal de los esfuerzos longitudinales producidos por el carro se tiene en cuenta multiplicando dichos esfuerzos por los pertinentes coeficientes de excentricidad, obtenidos de un análisis de emparillado. El mo-



delo de viga continua también se emplea en el estudio de la evolución de las deformaciones por efecto de la fluencia.

La finalidad del modelo de emparrillado plano es la de obtener los coeficientes de excentricidad a los que se acaba de hacer alusión. Asimismo proporciona las reacciones en los apoyos y los esfuerzos transversales y longitudinales de carácter local.

El cálculo de las solicitaciones en las pilas por efecto de los movimientos impuestos, frenado y fuerzas transversales se realiza mediante un modelo de pórtico espacial en el que se incluyen elementos singulares para la correcta representación de los apoyos de neopreno-teflón y neopreno zunchado. Se hace un análisis no lineal iterativo para cada fase de construcción, considerando, en cada paso, las condiciones de deslizamiento de los apoyos. Adicionalmente, este modelo se ha utili-

zado en el estudio de la evolución de las flechas en las sucesivas etapas por las que pasa la estructura. Los valores obtenidos, junto con los proporcionados por el modelo de viga continua, han permitido definir las contraflechas de construcción. Finalmente, el pórtico espacial también ha sido el modelo adoptado en el cálculo de las deformaciones producidas en la prueba de carga de la estructura.

Para el análisis de los esfuerzos de flexión (momentos flectores y esfuerzos cortantes) en los pilotes debidos a la acción de las cargas horizontales en cabeza, se ha recurrido a un modelo en el que se representa una franja de pilotes, idealizados mediante vigas en lecho elástico, empotrados tanto en el extremo inferior como en el encepado, que, a su vez, se modela con elementos viga.

A continuación se analizan con mayor detalle los aspectos fundamentales de los modelos descritos.

#### 4.1. Modelo de Viga Continua

##### *Análisis de la redistribución de esfuerzos por fluencia*

Para el cálculo de la redistribución de esfuerzos, tanto de peso propio como de pretensado, debido al proceso de construcción por fases, se procede del siguiente modo:

##### ▼ Peso propio

- Se obtienen los esfuerzos de peso propio originados en cada una de las fases en que se divide la construcción del tablero. El peso propio de cada fase produce en ella misma los esfuerzos isostáticos e hiperestáticos derivados del modelo estructural entonces existente, y en el resto de las fases anteriores únicamente los hiperestáticos correspondientes.
- Se calculan los esfuerzos debidos al peso propio del tablero supuesto que éste se construye todo él en una sola fase, es decir, analizando el modelo de viga continua del puente completo.
- Los esfuerzos de peso propio a tiempo infinito, tras la redistribución por fluencia, vienen dados por la siguiente expresión que, por simplicidad, se particulariza para el caso de los momentos flectores:<sup>3</sup>

$$M_f = M_{fases} + (M_{con} - M_{fases}) \cdot \phi / (1 + \chi\phi)$$

siendo:

$M_f$  = Momento final existente en una sección genérica tras la redistribución por fluencia.

$M_{fases}$  = Momento en la sección sin redistribución (suma de los momentos de las fases).

$M_{con}$  = Momento en la sección supuesto todo el tablero construido en una única fase.

$\phi$  = Coeficiente de fluencia.

$\chi$  = Coeficiente de envejecimiento.

Expresiones análogas definen cualquier otro tipo de resultados: Esfuerzos cortantes, reacciones, etc.

Los valores de los esfuerzos que intervienen en la fórmula anterior se obtienen del modelo estructural de viga continua, cuyas características elastomecánicas deben reproducir, como es obvio, la situación real de la estructura según las fases de construcción por las que va pasando.

En cuanto a los parámetros correspondientes a los coeficientes de fluencia y envejecimiento del hormigón, se han adoptado los valores  $\phi = 2.5$  y  $\chi = 0.85$ .

Evidentemente, los esfuerzos originados por la superestructura y sobrecargas se deducen del modelo final de viga continua de la estructura completa.

##### ▼ Pretensado

El proceso de análisis sigue pautas similares a las descritas en el punto anterior:

- Se calculan los esfuerzos de pretensado en cada sección suponiendo que el tablero se construye según las fases previstas; es decir, el modelo de viga continua utilizado varía dependiendo de la fase en la que se encuentre el puente. Del mismo modo que antes, la ejecución de cada fase de pretensado produce en ella misma esfuerzos de carácter hiperestático e isostático, y los correspondientes hiperestáticos en las ya construidas con anterioridad. En este cálculo se consideran las pérdidas instantáneas de pretensado.
- Una vez alcanzada la última fase, se procede a la evaluación de las pérdidas diferidas. De este modo, se dispone en cada sección de los resultados parciales de los esfuerzos de pretensado, con pérdidas instantáneas, al acabar cada una de las fases, así como de los resultados finales, en la estructura completa, con todas las pérdidas.
- Se realiza el cálculo de los momentos en cada sección debidos al pretensado final, supuesto construido el tablero en una sola fase. Este análisis se hace a partir de los axiles finales de pretensado, obtenidos en el punto anterior. Éstos permiten conocer los momentos isostáticos, y, con ellos, se deducen los hiperestáticos en el modelo de viga continua de todo el tablero, a partir de meras condiciones de compatibilidad de giros en los apoyos. La suma de ambos proporciona los resultados deseados.
- La determinación de los momentos de pretensado tras la redistribución por efecto de la fluencia se lleva a cabo de modo análogo al caso del peso propio:

$$M_{p_f} = M_{p_{fases}} + (M_{p_{con}} - M_{p_{fases}}) \cdot \phi / (1 + \chi\phi)$$

siendo:

$M_{p_f}$  = Momento final de pretensado en una sección genérica tras la redistribución.

$M_{p_{fases}}$  = Momento en la sección sin redistribución (suma de los momentos de cada fase).

$M_{p_{con}}$  = Momento en la sección supuesto todo el tablero construido en una única fase.

$\phi$  = Coeficiente de fluencia.

$\chi$  = Coeficiente de envejecimiento.

e) Se calculan las tensiones en las fibras extremas de cada sección al finalizar cada una de las fases de hormigonado y pretensado. Los esfuerzos que se consideran en este análisis son los correspondientes momentos de peso propio, y los axiles y momentos de pretensado con pérdidas iniciales.

f) Se obtienen las tensiones normales en estado permanente, adoptando para los axiles de pretensado sus valores finales, y para los momentos de peso propio y pretensado los redistribuidos.

g) Añadiendo a los valores anteriores los efectos de la superestructura y sobrecargas, se obtienen las tensiones normales máximas y mínimas en servicio.

El cálculo descrito proporciona asimismo los alargamientos de tesado, y los giros y reacciones en los apoyos.

#### 4.2. Modelo de emparrillado

Los coeficientes de excentricidad del carro necesarios para el análisis del modelo de viga continua se han deducido a partir de un cálculo de emparrillado plano<sup>4</sup> en el que se reproducen tres vanos de la estructura, de luces 32 - 37,8 - 32 metros. El modelo resulta suficientemente aproximado a efectos prácticos, dado que recoge la situación más desfavorable –el vano lateral–, así como uno de los vanos intermedios característicos. Los valores que se obtengan para éste estarán del lado de la seguridad si se aplican al resto de vanos intermedios del puente. En todo caso, conviene precisar que los coeficientes obtenidos para los momentos flectores han sido pequeños, lo cual se corresponde con el carácter de viga que tiene el tablero, dada la reducida dimensión del ancho en comparación con las luces adoptadas.

Longitudinalmente se han considerado cinco nervios, de los cuales los dos extremos son en realidad nervios nominales, de tipo auxiliar, con objeto de poder aplicar fácilmente las cargas correspondientes a la barrera de seguridad y al carro. En dirección transversal la separación entre nervios es de 2,90 m, lo que conduce a un tamaño adecuado de cada retícula y permite introducir correctamente todas las cargas.

#### 4.3. Pórtico espacial

El modelo de pórtico espacial se discretiza mediante elementos tipo viga que reproducen las características elasto-mecánicas del tablero y de las pilas. En el primero se consideran veinte elementos por cada vano, y diez en cada pila. Los aparatos de neopreno se idealizan con elementos muelle de constante equivalente a su rigidez tangencial, y los apoyos de neopreno-teflón con elementos deslizadera cuya constante característica viene dada por la fuerza límite que origina el deslizamiento del aparato.

Este modelo, que tiene en cuenta el carácter evolutivo de la estructura de acuerdo con el proceso de construcción por fases, se utiliza con diversas finalidades: a) Obtención de los esfuerzos y movimientos en las cabezas de las pilas por efecto de los movimientos impuestos por el tablero, frenado, fuerza centrífuga y viento, como paso previo al dimensionamiento de aquéllas; b) Estudio de la variación en el tiempo de las flechas del tablero, teniendo en cuenta las fases de construcción, con el objeto de definir las contraflechas adecuadas. c) Cálculo de las deformaciones producidas durante la prueba de carga de la estructura.

A continuación se describe con cierto detalle el análisis correspondiente al punto a), en tanto que los otros dos se incluyen en un apartado posterior.

En el cálculo, efectuado con el programa ANSYS 5.4,<sup>5</sup> se ha utilizado la técnica de *matar y resucitar* elementos para poder simular el carácter evolutivo de la estructura según las fases de construcción. Los datos necesarios para el análisis no lineal iterativo de cada fase se obtienen como sigue:

1.- En función del espesor ficticio del “elemento tipo” representativo del tablero, suponiendo unas condiciones ambientales de humedad media (70%), previendo una duración de 1 mes para cada fase y una edad del hormigón de 15 días en el momento de la puesta en carga, se obtienen, de acuerdo con la norma EP-93<sup>6</sup>, las deformaciones unitarias de retracción,  $\epsilon_1$ ; de temperatura,  $\epsilon_2$ ; de fluencia,  $\epsilon_3$ , y de acortamiento elástico,  $\epsilon_4$ . La tensión media en el tablero, necesaria para evaluar las dos últimas, se deduce a partir de los esfuerzos de pretensado inicial (con pérdidas instantáneas), obtenidos en cada fase del modelo de viga continua.

2.- La evolución en el tiempo de los fenómenos de retracción y fluencia del hormigón se define, de acuerdo con el Código Modelo<sup>7</sup>, mediante las siguientes funciones:

$$\beta_r(t, e) = \left( \frac{t}{0.035 \cdot e^2 + t} \right)^{0.5}$$

$$\beta_f(t, e) = \left[ \frac{t - 5}{1.5 \left[ 1 + (0.012 \cdot 70)^{18} \right] \cdot e + 250 + (t - 15)} \right]^{0.3}$$

siendo  $e$  el espesor ficticio de la pieza en mm, definido como  $e = 1000 \times 2A / u$ , y donde  $A$  es el área de la sección transversal y  $u$  el perímetro en contacto con la atmósfera.

Al final de cada fase, y suponiendo, como se ha expuesto, una duración de treinta días por fase, se obtienen, a partir de las funciones anteriores, los valores de las deformaciones por retracción,  $\epsilon_r$ , y por fluencia,  $\epsilon_f$ , como sigue:

$$\begin{aligned}\varepsilon r(t) &= \beta r(t) \times \varepsilon_1 \\ \varepsilon f(t) &= \beta f(t) \times \varepsilon_3\end{aligned}$$

Si a las deformaciones anteriores se les suma la correspondiente al acortamiento elástico,  $\varepsilon_4$ , se tiene la deformación total en el instante  $t$  del final de cada fase, así como a tiempo infinito:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon r(t) + \varepsilon f(t) + \varepsilon_4$$

Las deformaciones se transforman en incrementos equivalentes de temperatura, cuyos valores, con signo negativo, se introducen en el modelo de pórtico espacial. Para cada etapa de construcción del tablero el proceso de análisis es el siguiente:

- ◆ Los elementos correspondientes a la fase en curso se añaden al modelo, es decir, se añaden a los ya existentes en fases anteriores.
- ◆ Se introducen, para la fase en curso y previas, como incrementos térmicos equivalentes, las deformaciones correspondientes a la retracción, fluencia y acortamiento elástico, antes definidas, teniendo en cuenta el tiempo transcurrido entre la ejecución de cada fase y la actual.
- ◆ Se hace el cálculo no lineal del modelo para la obtención de los esfuerzos en las pilas y movimientos de la estructura.
- ◆ Al finalizar el análisis relativo a la última fase, se añaden las deformaciones a tiempo infinito y las debidas a la propia acción de la temperatura.

Los tipos de elementos utilizados son los ya descritos: Viga espacial, para el tablero y las pilas; elemento no lineal deslizante para los aparatos de apoyo de neopreno-teflón de las pilas y estribos; y elementos tipo muelle para los neoprenos de las pilas 4 y 5.

Este modelo de pórtico espacial, con la estructura completa, sirve también para el cálculo de los esfuerzos y movimientos por efecto del frenado, fuerza centrífuga y viento.

#### 4.4.- Cálculo de contraflechas

El planteamiento, en este caso, de una primera fase simplemente apoyada de 52,50 metros de luz implica, debido a las esbelteces adoptadas, relativamente altas para la tipología losa, la aparición de flechas importantes, tanto las elásticas iniciales como las diferidas por efecto de la fluencia. Con objeto de garantizar, por una parte, la correcta conexión entre dicha primera fase y las dos siguientes, y por otra, que la rasante del tablero adquiera el perfil previsto en el trazado una vez producidos los efectos de la fluencia, se ha hecho un análisis de las flechas mediante la utilización de los modelos de viga

continua y pórtico espacial, análisis cuyas características más importantes se describen a continuación.

1) A partir de los momentos flectores de peso propio y de pretensado inicial del modelo de viga continua se calculan las curvaturas en el tramo del tablero correspondiente a la primera fase de hormigonado, es decir, los 52,50 metros del vano principal más los voladizos de 12,60 metros de los dos vanos adyacentes. Con estas curvaturas se calculan las flechas elásticas originadas al descimbrar la primera fase del tablero. Los valores que proporciona el cálculo son de 5 cm (sentido descendente) en el centro luz del vano principal y 5,9 cm (sentido ascendente) en los extremos de los voladizos.

2) Se calcula la evolución de la flecha en el extremo del voladizo desde el momento del cimbrado de la fase 2 hasta su tesado. Se supone que la edad  $t_c$  del hormigón en el momento de la puesta en carga de la fase 1 es de 15 días. Se considera que el cimbrado de la fase 2 dura una semana, por lo que la edad del hormigón en ese momento es  $t_1 = t_c + 7$ . Si se establece un mes de duración para la ejecución de la fase 2, la edad del hormigón en el momento del tesado de dicha fase es  $t_2 = t_1 + 30$ . Si por  $t$  se denota la edad del hormigón desde el momento de su confección, y se hace uso de la conocida función de fluencia, de acuerdo con la EP-93:

$$\psi_t(t) = \beta_a + \psi_{01} \cdot \psi_{02} \cdot (\beta_t(t) - \beta_t) + 0.4 \cdot \beta_{ij}(t)$$

el movimiento de la junta entre fases (extremo del voladizo) desde el momento del cimbrado de la fase 2 hasta su tesado es, por lo tanto:

$$\delta \cdot (\psi_t(t_2) - \psi_t(t_1))$$

siendo  $\delta$  la flecha en dicha junta obtenida al finalizar la primera fase. El incremento proporcionado por el cálculo ha sido de 1,5 cm.

3) A partir de las tensiones en las fibras extremas de cada sección del tablero originadas por la ley de momentos flectores de carga permanente (peso propio, pretensado final y superestructura), se calcula la ley de curvaturas del tablero, y de ella, la ley de flechas que se producen bajo los momentos existentes en el momento de finalizar su construcción.

4) La evolución en el tiempo de las flechas anteriores se deduce multiplicando las curvaturas antes citadas por la función  $\psi_t(t)$  ya descrita, o más precisamente, por la diferencia  $\psi_t(t_i) - \psi_t(t_{i-1})$ , siendo  $i$  el indicador que señala los tiempos en los que se van obteniendo las curvaturas referidas. Por integración de éstas se calculan los giros en los apoyos de la estructura, y mediante la matriz de flexibilidad, los momentos hiperestáticos en aquéllos. Los incrementos en los momentos flectores así producidos se añaden a los de carga permanente, calculando con el total las flechas originadas. El proceso se repite para los diferentes tiempos considerados en el análisis, hasta obtener las fle-

## UNIDADES PRINCIPALES

|  |  |
|--|--|
| ▼ m <sup>3</sup> de hormigón H-250, con cemento SR, en zapata de muro de acompañamiento del estribo 1: ..... | 58 m <sup>3</sup> .  |
| ▼ Kg de acero AEH-500 N, en zapata de muro: .....  | 3.970 Kg (68 Kg/m <sup>3</sup> ).                            |
| ▼ m <sup>3</sup> de hormigón H-250 en alzado de muro: .....  | 27 m <sup>3</sup> .  |
| ▼ Kg de acero AEH-500 N en alzado de muro: .....   | 2.360 Kg (87 Kg/m <sup>3</sup> ).                            |
| ▼ m <sup>3</sup> de hormigón H-250, con cemento SR, en encepados de estribos:.....                           | 67 m <sup>3</sup> .  |
| ▼ Kg de acero AEH-500 N, en encepados de estribos: .....   | 6.200 Kg (92 Kg/m <sup>3</sup> ).                            |
| ▼ m <sup>3</sup> de hormigón H-250, con cemento SR, en encepados de pilas: .....                             | 695 m <sup>3</sup> .   |
| ▼ Kg de acero AEH-500 N, en encepados de pilas:.....   | 70.000 Kg (100 Kg/m <sup>3</sup> ).                          |
| ▼ m <sup>3</sup> de hormigón H-250 en alzados de estribos: .....   | 90 m <sup>3</sup> .  |
| ▼ Kg de acero AEH-500 N en alzados de estribos:.....   | 7.025 Kg (78 Kg/m <sup>3</sup> ).                            |
| ▼ m <sup>3</sup> de hormigón H-350 en alzados de pilas:.....   | 127 m <sup>3</sup> .   |
| ▼ Kg de acero AEH-500 N en alzados de pilas: .....   | 17.585 Kg (138 Kg/m <sup>3</sup> ).                          |
| ▼ m <sup>3</sup> de hormigón H-350 en tablero: .....   | 2.129 m <sup>3</sup> (0,71 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ). |
| ▼ Kg de acero activo en tablero: .....   | 102.135 Kg (34 Kg/m <sup>2</sup> ).                          |
| ▼ Kg de acero AEH-500 N en tablero:.....   | 268.815 Kg (90 Kg/m <sup>2</sup> ).                          |

chas a tiempo infinito (en el cálculo se ha tomado éste para 10.000 días).

5) Con objeto de contrastar la validez de los resultados alcanzados con el modelo de viga continua se ha hecho un análisis de las flechas elásticas mediante el modelo de pórtico espacial, en el que se ha tenido en cuenta el carácter evolutivo de la estructura (proceso de construcción por fases), y en el

cual el pretensado se ha introducido como fuerzas de desviación y cargas concentradas en anclajes. Las diferencias entre los resultados de ambos modelos, inferiores al 10%, permitieron definir con la suficiente garantía las contraflechas que adoptar en la construcción del tablero. Cabe señalar que la contraflecha establecida en el centro luz del vano principal ha sido de 15 cm. ●

## AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo desean expresar su agradecimiento a D. José Antonio Herrero Gómez, ingeniero de caminos, Jefe de Área de Planeamiento de Proyectos y Obras de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria, director del proyecto y de la obra; D. Gerardo Antón, ingeniero técnico de dicha Demarcación adscrito a la Dirección de Obra; D. Vicente Moscardó Basaras, ingeniero de caminos, delegado territorial de la empresa constructora ELSAN; D. Daniel Alonso Sáinz, ingeniero de caminos, jefe de obra de dicha empresa, y D. Juan Ramón Rosado Martín, ingeniero de caminos de la repetida empresa adscrito a la jefatura de la obra.

## REFERENCIAS

-(1) *Estructuras 1, 7 y 8 de la variante de Torrelavega en Cantabria*. Guillermo Ontañón y Javier Niño. "HORMIGÓN PRETENSADO. Reali-

zaciones españolas. Tomo IV. 1979-90". Asociación Técnica Española del Pretensado. Madrid, 1990.

-(2) *Puente sobre rotonda en la autovía de circunvalación de Alicante*. Guillermo Ontañón. "HORMIGÓN PRETENSADO. Realizaciones españolas. Tomo IV. 1979-90". Asociación Técnica Española del Pretensado. Madrid, 1990.

-(3) *Estructuras de hormigón armado. Tomo V: Hormigón pretensado*. Fritz Leonhardt. Editorial "El Ateneo". Buenos Aires, 1988.

-(4) *Bridge Deck Behaviour*. E. C. Hambly. Ed. Chapman & Hall. Londres, 1991.

-(5) *ANSYS 5.4*. Swanson Analysis Systems Inc. Houston, 1998.

-(6) *EP-93. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Madrid, 1993.

-(7) *CEB-FIP Model Code 1990*. Comité Euro-International du Béton (CEB). Lausana, 1991.