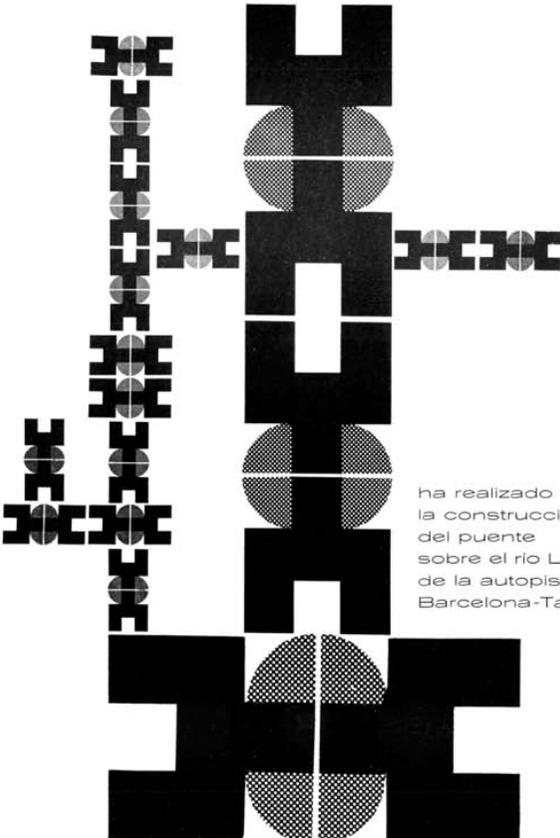


huarte y Cia. S.A.
obras
y proyectos



ha realizado
la construcción
del puente
sobre el río Llobregat,
de la autopista
Barcelona-Tarragona

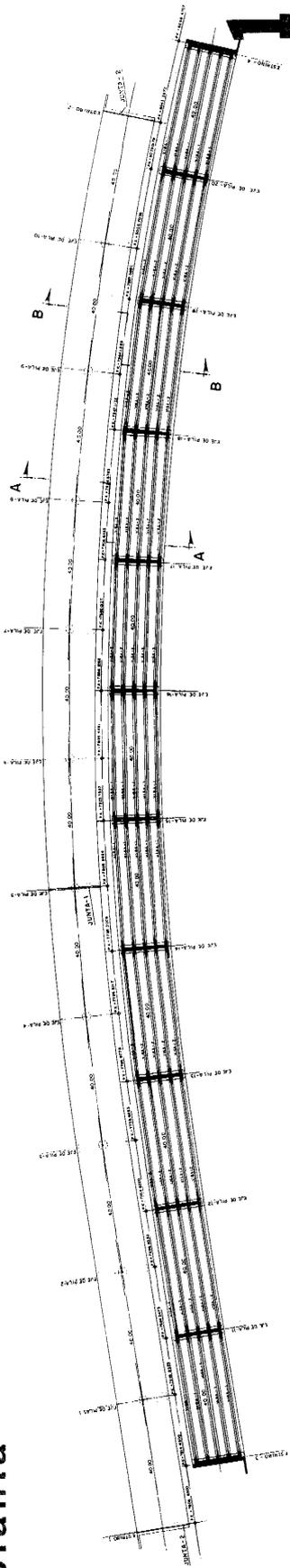


viaducto
sobre el río Llobregat
de la autopista Barcelona-Tarragona
ESPAÑA

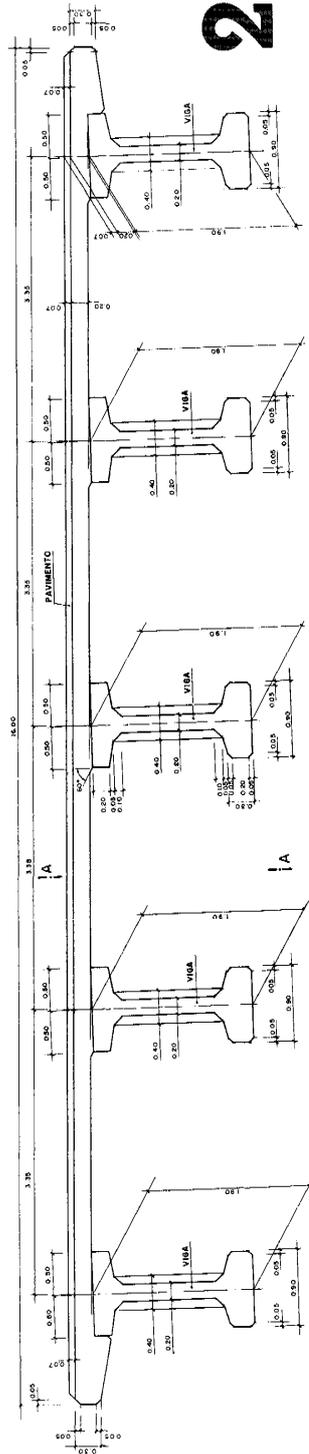
C. FERNANDEZ CASADO, J. MANTEROLA ARMISEN y L. FERNANDEZ TROYANO,
Drs. Ingenieros de Caminos
562-131

Síntesis Situado en las proximidades de Barcelona, y sobre el río Llobregat, está formado por dos calzadas de 16 m de ancho y 440 m de longitud. Es un viaducto continuo que consta de 11 vanos de 40 m de luz, cada uno de los cuales se compone de cinco vigas sección doble T con separación entre ellas de 3,35 metros. Las pilas sobre las que reposa tienen también forma doble T con fuste vertical octogonal de 2,5 m de ancho, cabezal superior en transición poligonal, hasta el borde, variable de 2 a 0,7 m y zapata inferior que se apoya sobre 9 pilotes de 1 m de diámetro. Tanto las vigas como el cabezal de las pilas están pretensados con cables de 150 toneladas. Las vigas de 80 t de peso fueron prefabricadas en taller y colocadas en obra por medio de una cimbra de lanzamiento. La continuidad entre vigas se realizó por medio de armadura pasiva, colocada en la losa superior del tablero y en la parte inferior de las vigas. Se ha llevado a cabo un estudio detallado de la redistribución de momentos flectores por fluencia y retracción.

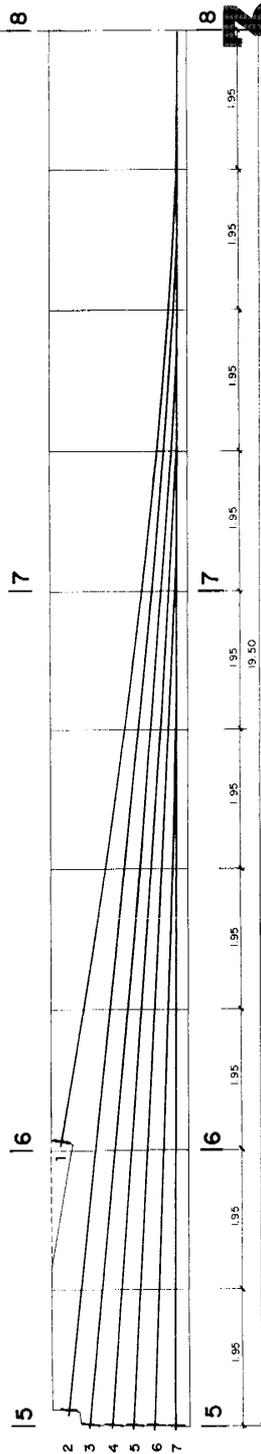
planta



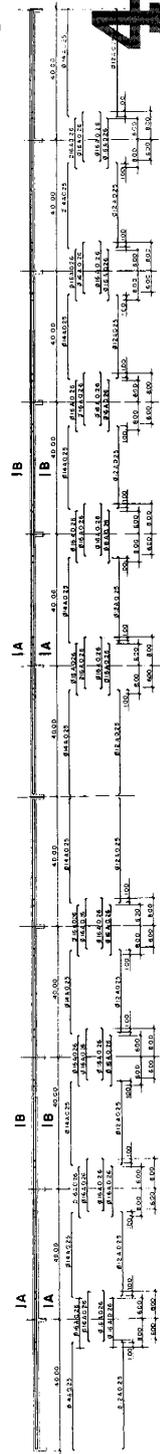
sección transversal del tablero

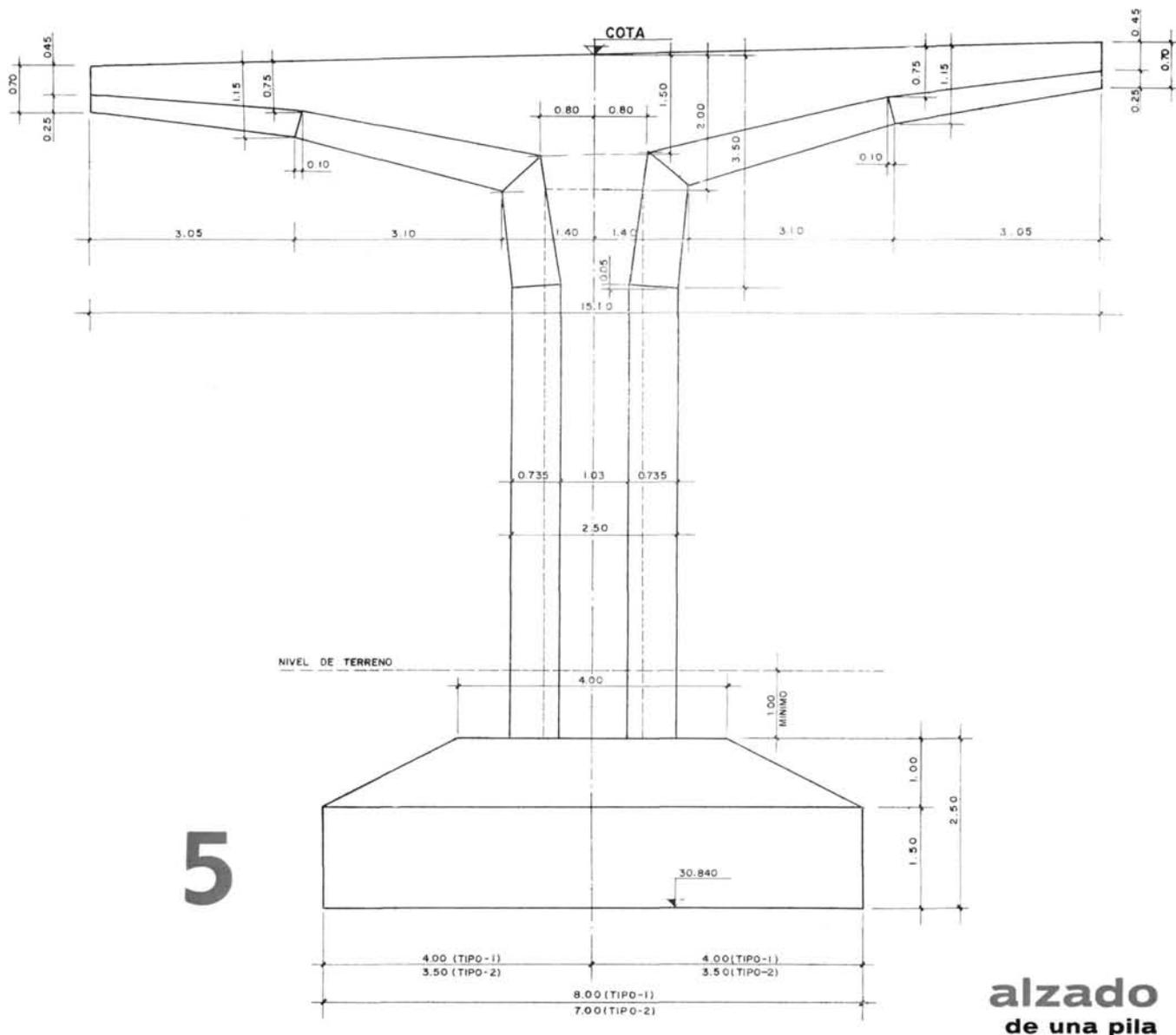


alzado de pretensado viga 1



plantillas de la armadura longitudinal del tablero





Descripción

En el tramo II de la autopista Barcelona-Tarragona ha sido necesario disponer un puente para el cruce sobre el río Llobregat. Este puente consta de dos dinteles de 440 m de longitud, formado por once vanos de 40 m de luz agrupados en dos tramos continuos de 200 y 240 m de longitud. La anchura de cada uno de los dinteles es de 16 m (fig 1).

El tablero se organiza en cinco vigas longitudinales rectas de sección doble T casi simétrica, enlazadas entre sí por una losa superior de 20 cm de espesor superpuesta a las vigas, y por vigas riostras situadas únicamente sobre los apoyos.

La altura de las vigas es de 1,9 m y la separación entre ellas, 3,35 m (fig. 2).

El tablero tiene una pequeña curvatura, lo que obliga a que entre tramos rectos sea necesario disponer trapecios cortos que acoplan las vigas a la curvatura del trazado. En nuestro caso se ha dado forma de trapecio a las vigas riostras.

Las vigas se pretensan con siete unidades activas de 150 t y su trazado es aproximadamente parabólico, que se desarrolla de lado a lado de la viga (fig. 3).

La losa de unión entre vigas se arma longitudinal y transversalmente con armadura pasiva de 46 kg/mm² de límite elástico (fig. 4).

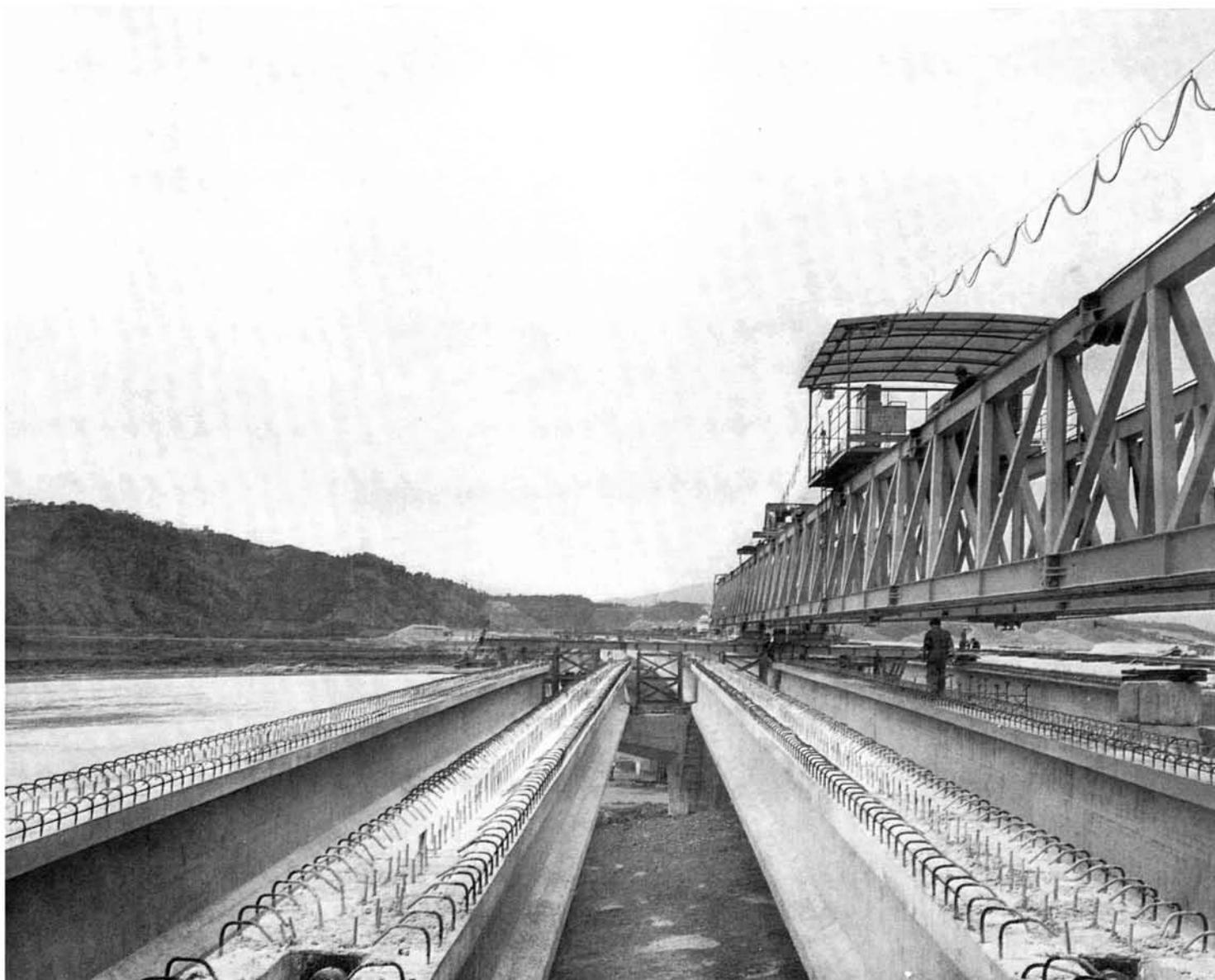
Los tableros se apoyan, cada 40 m, sobre una pila octogonal de 2,5 m de ancho, sobre la que se empotra una viga cabezal de 15,5 m de longitud total. La anchura del cabezal es de 2,5 m y su perfil longitudinal es poligonal con canto decreciente desde la pila hacia el extremo de 2 a 0,7 m (fig. 5).

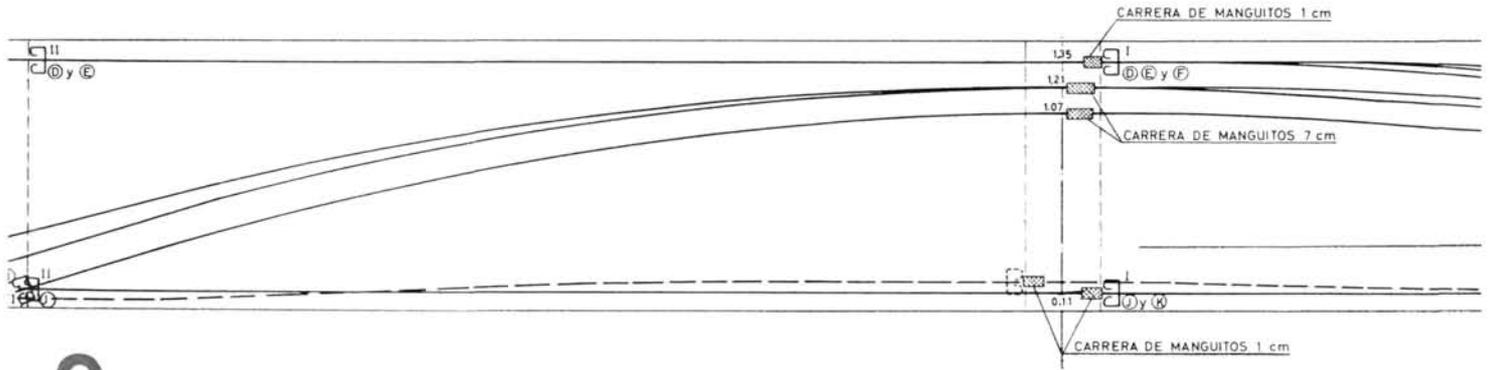
La viga cabezal tiene una armadura activa formada por veinte cables de 150 t de fuerza inicial en anclaje.

Cada una de las pilas se apoya sobre nueve pilotes de 1 m de diámetro por intermedio de un encepado de hormigón armado.

En los extremos del tablero se disponen dos estribos de hormigón armado que reposan sobre pilotes de 1 m de diámetro. Adosado a los estribos y como sistema de anclaje para los es-

6





9

Por último, la adquisición, por parte de la empresa constructora adjudicataria de la obra, de un puente de lanzamiento, nos dirigía hacia el mismo fin (fig. 6).

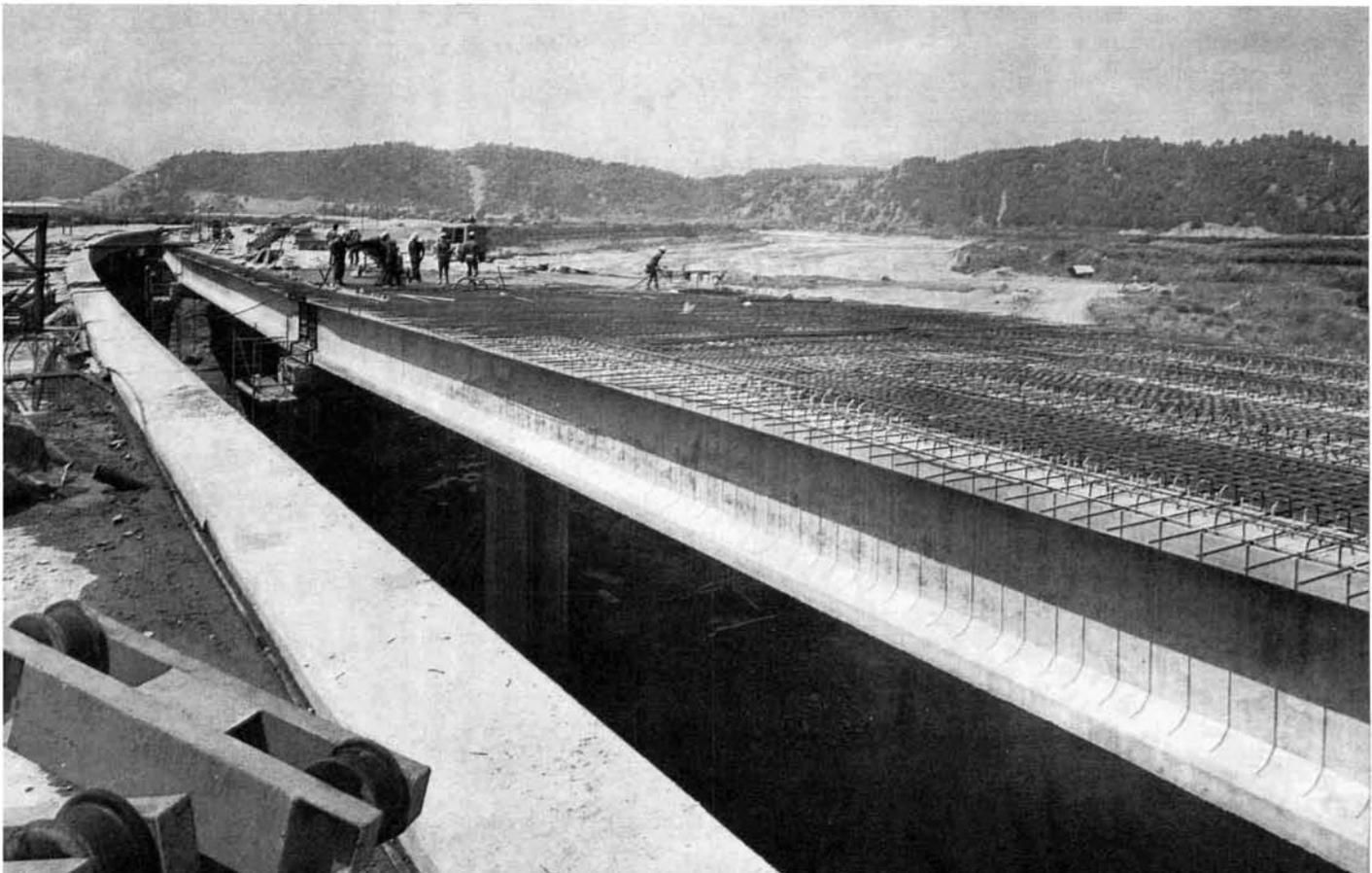
Situadas aquí las cosas vamos a exponer el conjunto de razones que hemos utilizado para proyectar el dintel, las pilas y la cimentación. Pero ocurre que estas razones son, en muchos casos, únicas para los tres elementos de todo puente. Una exposición sucesiva, como la que vamos a hacer para mayor facilidad de confección del artículo, tiene el defecto de ir dejando en el aire la razón de muchas opciones, cuyo sentido se comprende únicamente considerando la totalidad de lo expuesto.

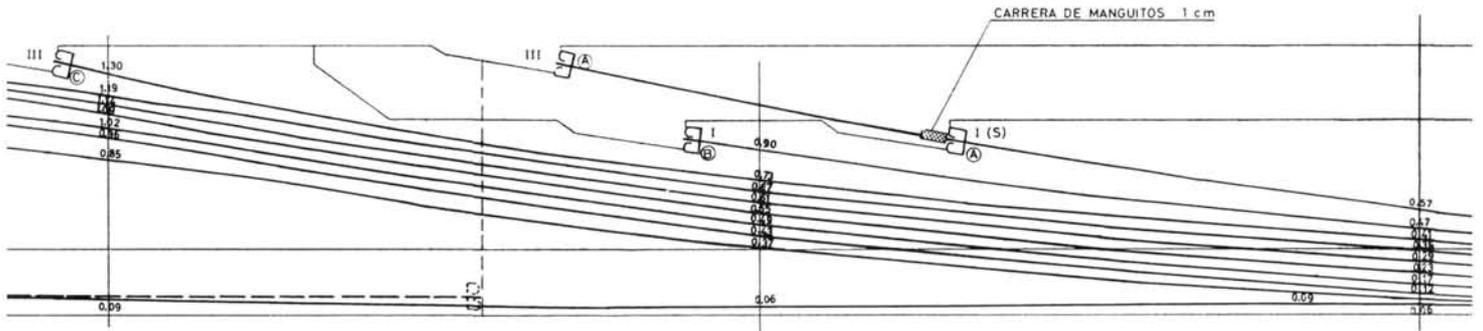
Dintel

Para conseguir la eliminación de las juntas de dilatación en el pavimento, se nos presentan tres posibilidades:

- La primera consiste en poner bajo el pavimento una superficie móvil que extiende en una longitud determinada la abertura concentrada de las juntas estructurales del dintel. Esta

10





longitud se determina de manera que el pavimento se alargue sin agrietarse. Esta solución ha sido muy empleada por la empresa Dyckerhoff & Widmann, en Alemania (fig. 7).

- La segunda consiste en establecer la continuidad de la losa del tablero, dejando una junta entre las vigas. Esta solución produce una pseudo-articulación de la estructura, en la que se puede controlar su funcionamiento sin grandes perjuicios en el pavimento. Al contrario de la primera posibilidad, en esta solución se acumulan las deformaciones longitudinales por temperatura, fluencia y retracción, lo que determina la utilización de costosos aparatos de apoyo (fig. 8).
- La tercera posibilidad consiste en establecer la continuidad total de vigas y losa. Nosotros decidimos por esta última solución: hacer un puente totalmente continuo.

Son dos los procedimientos normalmente empleados para realizar la continuidad longitudinal de las vigas pretensadas prefabricadas.

El primero es por pretensado y consiste en establecer prolongaciones de los cables pretensados dispuestos para absorber los momentos flectores positivos que se producen en el lanzamiento y servicio de la estructura. Estas prolongaciones se efectúan por medio de anclajes de continuidad y se anclan por el otro extremo en las vigas del tramo siguiente. A veces es necesario añadir cables nuevos para completar el pretensado total del tramo, cables que están ya colocados pero que no se ponen en tensión hasta después de realizar el hormigonado





12

de continuidad. Este procedimiento tiene la gran ventaja de mantener todo el tablero en compresión, pero generalmente no resulta sencillo de ejecución, ya que puede complicar el cableado de las vigas para dar cabida a los cables de continuidad y a sus anclajes. Nosotros hemos utilizado este procedimiento en los vanos de acceso al puente de Iznájar y en el puente-sifón de Bembézar (fig. 9).

En esta ocasión hemos intentado establecer la continuidad por medio de armadura pasiva. Es el segundo de los procedimientos por medio del cual se consigue dar continuidad. Para ello disponemos en primer lugar la losa del tablero superpuesta a la cabeza de compresión de las vigas y en ella instalamos la armadura pasiva que saldrá al paso de la distribución de momentos flectores negativos de la sobrecarga (fig. 10).

El colocar la losa superior superpuesta a las vigas tiene como misión poder disponer con más facilidad la armadura pasiva. En el caso, más habitual en nosotros, de completar el tablero colocando la losa a la misma altura y en los intervalos de las vigas, cuando se trata de puentes apoyados, surge el inconveniente de que se necesita llevar la armadura pasiva colocada en las vigas y proceder por soldadura a la unión de la armadura de dos vigas sucesivas.

El procedimiento de continuidad no reside únicamente en disponer de armadura pasiva en la cabeza superior del tablero, sino que ha sido necesario disponerla también en la cara inferior de las vigas. Esto ha sido necesario porque, a lo largo del tiempo, la fluencia y retracción del tablero produce momentos flectores positivos sobre apoyos que no están compensados en su totalidad por los momentos flectores negativos que se originan en esta zona bajo la acción de la carga muerta de pavimento, acera y defensa. En este caso hemos dejado una armadura inferior en el talón inferior de las vigas y utilizamos la soldadura a tope con las colocadas al efecto en las vigas de los tramos contiguos (fig. 11).

Es interesante señalar aquí la importancia que tiene la separación transversal entre las vigas, que veremos luego con más detalle, a efectos del momento flector positivo que se produce

por fluencia y retracción del hormigón en el apoyo. Con separaciones importantes entre las vigas longitudinales suele ser necesario producir tensiones bastante elevadas en el hormigón en cabeza inferior, con lo que los fenómenos de redistribución de esfuerzos debidos al doble efecto hiperestático que de cara a la fluencia produce, por un lado, el hormigonado del tablero y, por otro, la continuidad en apoyos son bastante importantes. Los resultados de este proceso pueden verse con más detalle cuando tratamos del cálculo del dintel.

Con respecto a la estructura del tablero se presenta ahora la decisión sobre el número de vigas longitudinales a colocar, la forma de dichas vigas y el tipo de arriostramiento transversal.

Parece claro que un tablero que tenga muchas vigas —separación entre ellas de 1,5 a 2 m— proporciona vigas más esbeltas y menos pesadas que si la separación entre ellas es mayor de 3 m; asimismo el efecto de las cargas directas sobre la losa de unión entre las vigas es menor. Sin embargo, estas ventajas no se compensan con la obtenida fabricando solamente el 60 % de las vigas que es, aproximadamente, las que salen si las separamos 3,35 m, ya que ese porcentaje es elemento multiplicador de muchas operaciones. Por otro lado, para la misma inercia longitudinal y transversal, el mecanismo de reparto transversal es aproximadamente de la misma eficacia en ambos tableros. Nosotros adoptamos cinco vigas longitudinales que dan una separación de 3,35 m. La viga en este caso pesa 80 t, lo cual está dentro de los márgenes de carga del puente de lanzamiento (ver fig. 2).

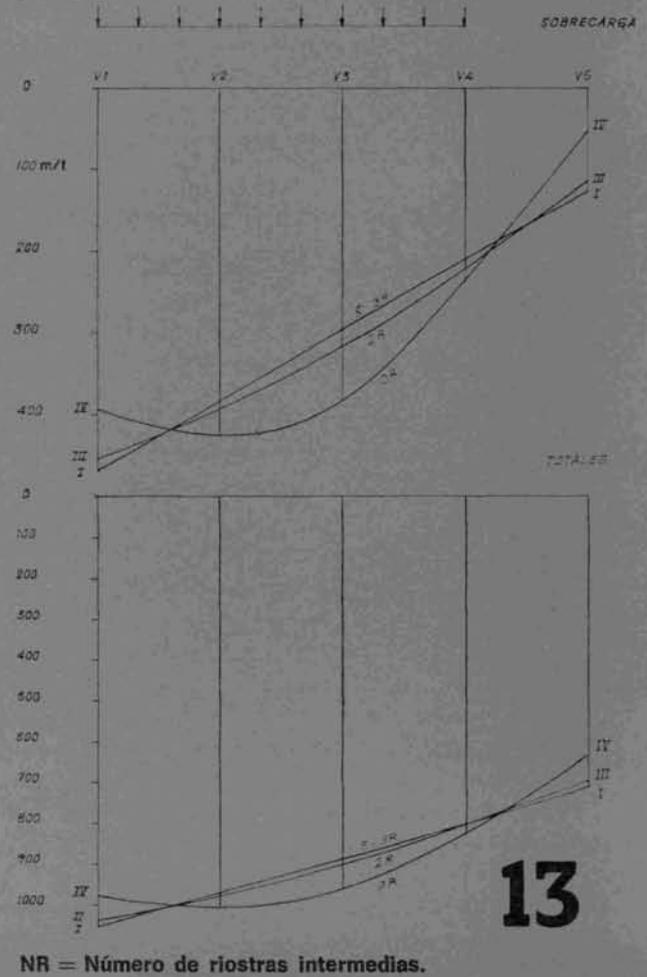
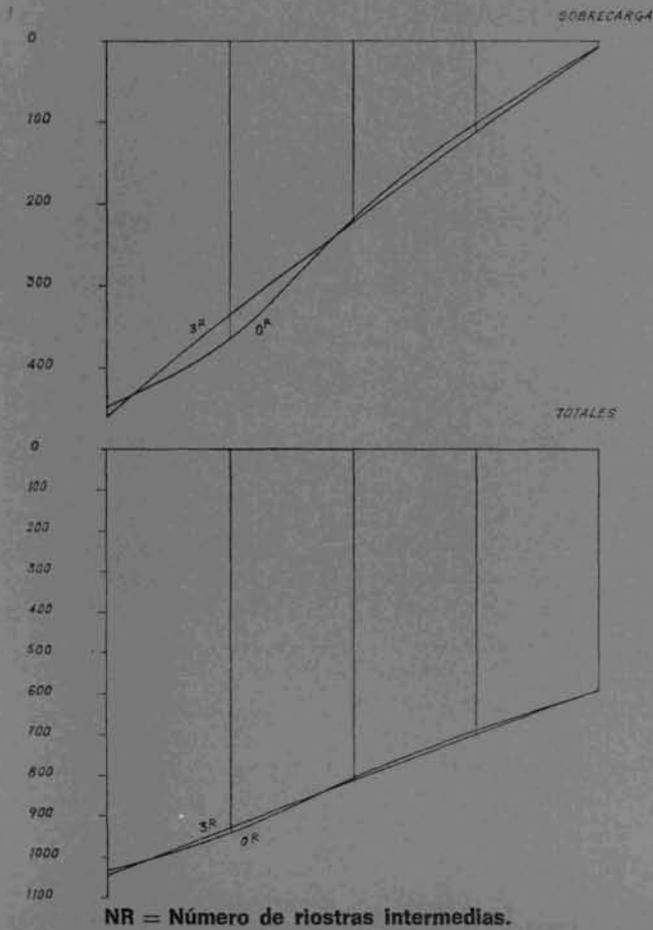
Con respecto a la forma de las vigas hemos adoptado la ya clásica doble T. Nosotros la hicimos casi simétrica por dos motivos: el primero es que el talón inferior constituye la cabeza de compresión en la zona de momentos negativos; el segundo se debe a que, por estar separadas las vigas 3,35 m, la relación entre la carga total que tiene que soportar una viga y su peso propio es muy grande. Si el talón inferior es normal, esta separación obliga generalmente a introducir el pretensado en dos fases: La primera se realiza en el parque de prefabricación y tiene como misión cubrir los momentos flectores producidos por el peso propio de la viga, como límite inferior, y por esta carga + el peso del tablero, como límite superior; la segunda se realiza una vez hormigonado el tablero y tiene que cubrir, junto con la primera fase, el peso propio total, como límite inferior, y la carga total, como límite superior. Si esto no se hace así y se da un único pretensado en parque, las tensiones en el hormigón son excesivamente importantes durante el lanzamiento de las vigas. El aumentar la cabeza inferior tiene como misión eliminar este segundo pretensado, siempre molesto, pues obliga a dejar cajetines en el tablero y descentraliza y extiende las operaciones de tesado de los cables.

La sección doble T la hemos preferido, hasta ahora, a la sección trapezoidal bastante utilizada en Barcelona, por considerar que, aunque es menos eficaz, de cara al reparto transversal, por la rigidez a torsión que esta última proporciona, facilita el armado y hormigonado de las almas y permite utilizar unidades de pretensado más potentes. A fin de cuentas, este criterio es el mismo que el citado de tender a grandes separaciones de vigas que a pequeñas: La concentración de rigideces dentro de unos límites adecuados.

Con respecto al arriostramiento transversal del dintel hemos utilizado únicamente la losa de unión entre vigas y dos vigas riostras situadas sobre pilas (fig. 12). También en este caso, el criterio de simplificación de la ejecución ha prevalecido sobre la mayor eficacia resistente. El arriostramiento transversal con dos, tres o cinco vigas riostras intermedias proporciona un reparto transversal más eficaz, es decir, convierte al dintel en una sección indeformable o casi indeformable en dirección transversal. Ahora bien, esta indeformabilidad más que beneficiar perjudica a las vigas extremas cuando el tren de cargas que solicita al tablero es el número 2, corrientemente utilizado, de la antigua instrucción del M.O.P. La rigidez transversal arrastra a las vigas extremas cuando la carga es descentrada, mientras que cuando únicamente existe la losa como elemento de reparto su rigidez no es capaz de transmitir tanta carga a las vigas extremas. Con un tren de cargas más concentrado, como es el nuevo tren del M.O.P., la ventaja conseguida por la falta de arriostramiento transversal en las vigas extremas desaparece, ya que, al ser la superficie de influencia de momentos flectores en el centro de esta viga más acampanada que cuando existen vigas transversales, la colocación del tren de 60 t en este punto produce un momento flector similar en ambos casos (fig. 13).

Distribución de momentos flectores longitudinales en el centro — apoyada (cinco vigas apoyadas). Nuevo tren de cargas. Sobrecarga descentrada.

Distribución de momentos flectores longitudinales en el centro — apoyada. Tren de carga número 2 (cinco vigas apoyadas).



Si todo lo dicho se refiere a las vigas extremas, para las vigas centrales el arriostramiento transversal es siempre beneficioso; sin embargo, como estos dinteles pesan bastante, la diferencia entre los momentos totales en el centro de las vigas centrales no llega al 5 %.

Este conjunto de razones resistentes no compensa, a nuestro entender, los inconvenientes que surgen en la fabricación de las riostras, pues se complican los encofrados de las vigas y dificultan su desencofrado. Además, el enhebrado de los cables de pretensado de estas vigas puede ser complicado, complicación que se incrementa al máximo cuando las vigas están muy próximas unas a otras.

Pilas, estribos y cimientos

Por razones de economía, la situación de las pilas del viaducto venía condicionada por dos motivos: el primero, por la decisión de utilizar una sola longitud de viga, 40 m, para hacer más rentable la utilización de los encofrados y, el segundo, por razones de encaje de cada una de las dos calzadas entre los estribos determinados por las condiciones de topografía del cauce. Estas dos razones producían un desfase entre las pilas de una y otra calzada que aconsejaba la utilización de pila única como soporte de cada una de las calzadas, por un lado, con el fin de reducir al mínimo la confusión que se produce cuando desde una vista lejana se mezclan las pilas de ambas calzadas y, por otro, por adecuarse mejor a la oblicuidad del cauce y facilitar así las condiciones hidráulicas.

14



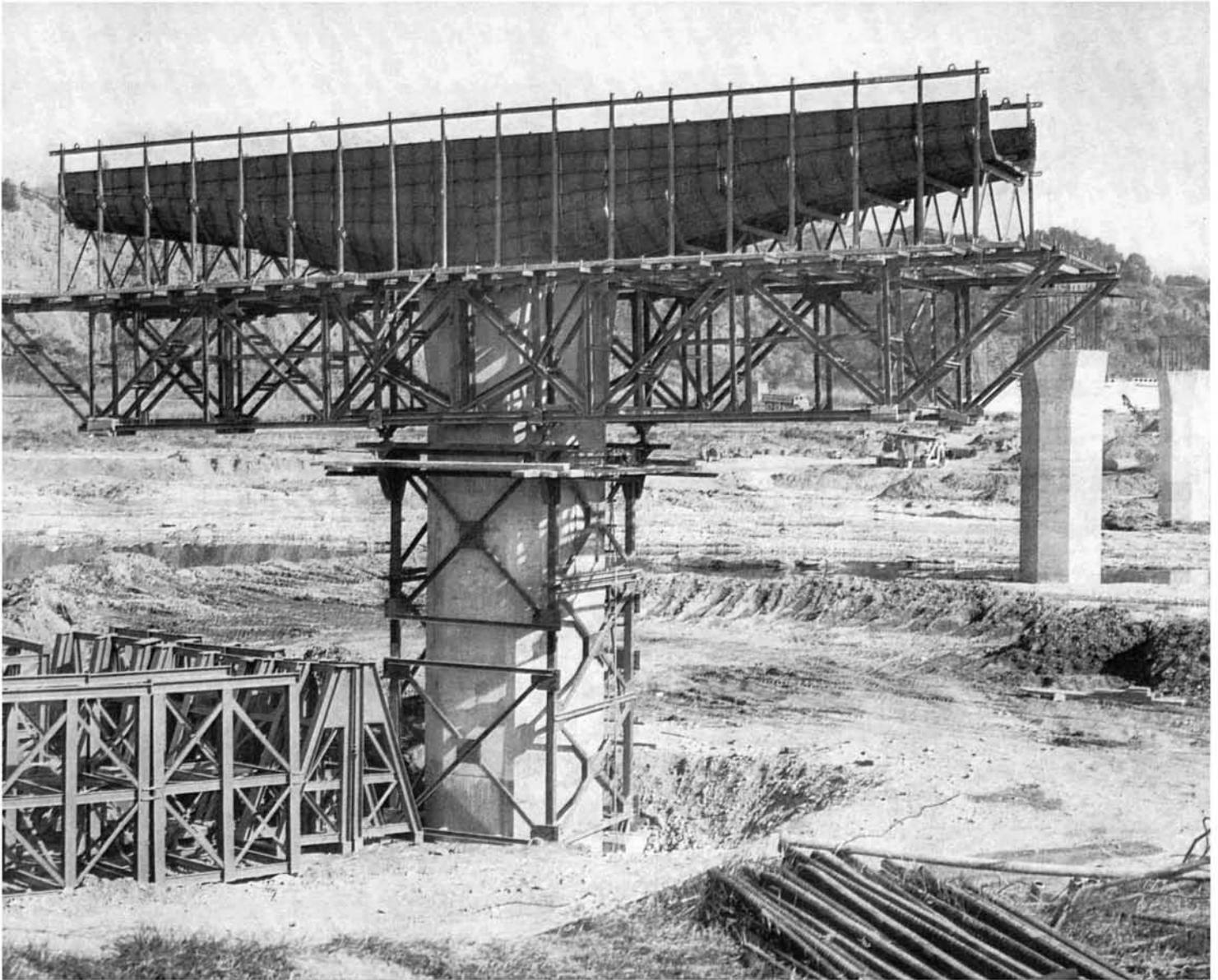
El elemento soporte se compone de la pila única y un cabezal empotrado en ella para recoger la carga de cada una de las vigas del tablero. Ahora bien, no queríamos que pila y cabezal constituyesen dos elementos separados, sino que quisimos lograr una unidad formal en la pila, para lo cual decidimos que el cabezal fuese una expansión transversal del pilar.

La pila, de sección octogonal, se ensancha sucesivamente en una de sus caras hasta conseguir los 15,1 m de abertura total del cabezal. Las aristas contribuyen a dar esbeltez a la pila.

Uno de los problemas que se producen en los puentes prefabricados de autopista es el de acoplarse por medio de una poligonal a un trazado generalmente curvo. Los quiebros del dintel se sitúan siempre sobre la pila con el fin de hacer vigas rectas, y es en ellos donde se establece el cambio brusco de ángulo. Hay varios procedimientos para resolverlo. Uno de los más frecuentes es establecer cabezales trapeziales, cuyo ángulo está determinado por los que trae la poligonal. En este caso, nosotros hemos conservado un cabezal rectangular, ya que, al ser el ancho de la pila de 2,5 m, en esta anchura se podía acoplar un apoyo cómodo de las vigas y el trapecio estricto para lograr el cambio de dirección en la poligonal. Además se facilitaba esta operación al estar las vigas apoyadas por la parte inferior, lo cual era necesario por razones de continuidad entre los dinteles. En el caso de apoyo a media madera, no es posible mantener el cabezal rectangular.

Esta decisión facilitaba extraordinariamente el encofrado de los cabezales, pues todos resultaban iguales y no venían condicionados por el trazado curvo del viaducto (fig. 15).

Desde un punto de vista resistente el comportamiento de la pila es extraordinariamente simple, pues no es más que dos ménsulas empotradas en un pilar, el cual recoge la flexión co-



Fotos: C. JIMÉNEZ

15

respondiente a la situación de sobrecarga descentrada en el dintel y está cargado axilmente por la carga permanente al dintel y la citada sobrecarga.

Para resistir los esfuerzos que se producen en el cabezal lo hemos pretensado con 20 cables de 150 t. No es habitual pretensar los cabezales de pilas, pues presentan el problema de tener que hacer varias fases de pretensado, lo cual es siempre bastante molesto. Estas fases se producen obligatoriamente, pues la relación entre el peso propio y carga total es extraordinariamente pequeña cuando descimbrados el cabezal y aún no se han colocado las vigas. A partir de este momento se puede dar el pretensado definitivo.

Sin embargo, y a pesar de este hecho, nosotros lo hemos pretensado, ya que se consigue un comportamiento mejor y una esbeltez mayor.

La pila se empotra en la cimentación, que está constituida por un encepado colocado sobre nueve pilotes de 1 m de diámetro.

Las razones que han conducido a la utilización de los pilotes han sido, en primer lugar, la existencia de unas margas muy resistentes situadas bajo una capa de gravas de espesor variable y, en segundo lugar, la enorme capacidad de socavación de las avenidas del río Llobregat.

Se tantearon dos soluciones: la primera por cimentación directa sobre las gravas, las cuales se defendían de la erosión por medio de unas pantallas de hormigón, y la segunda, por pilotes. Fue adoptada esta última porque era más segura y más económica. El diámetro de los pilotes, tanteados de 1 y 1,50 m, lo decidió las posibilidades de maquinaria a la hora de construir.

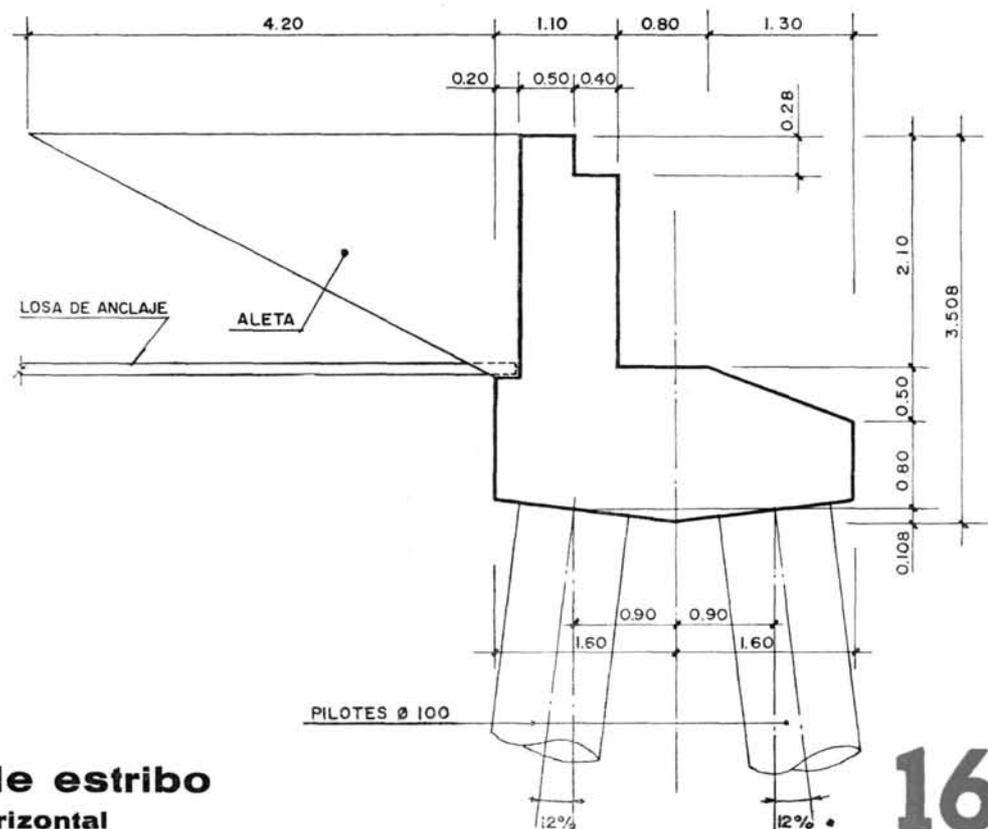
Un apartado de especial importancia en la confección del proyecto lo constituyó el tratamiento de los movimientos y esfuerzos horizontales.

Por la dirección técnica de Autopistas del Mediterráneo y siguiendo las especificaciones de las normas sismorresistentes, se nos comunicó que el viaducto debía ser calculado bajo efecto sísmico. Esta zona, situada en zona VII de sismicidad, producía unos esfuerzos horizontales, debidos al enorme peso del viaducto, que era necesario recogerlos únicamente en los estribos, dado que en las pilas no era posible si queríamos evitar los correspondientes al acortamiento y dilatación del dintel por temperatura, fluencia y retracción.

Por esta razón decidimos establecer una única junta de dilatación en el centro del dintel y anclar el dintel en cada uno de los estribos con el fin de reducir a la mitad el empuje horizontal que debía resistir cada uno de ellos.

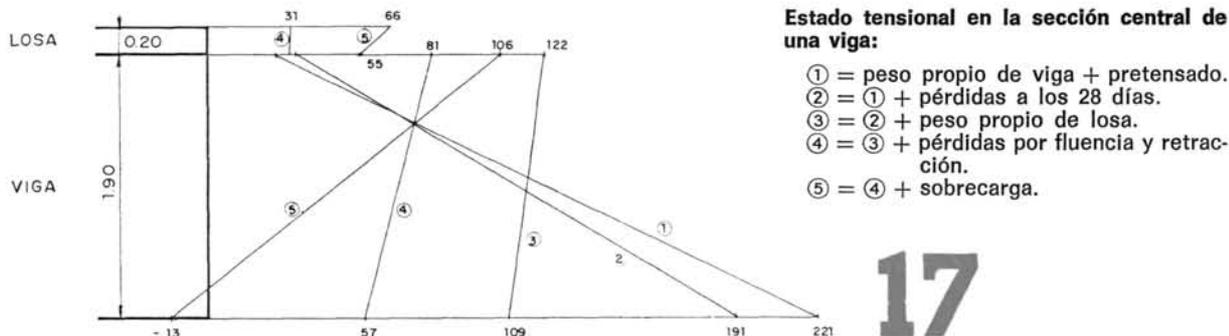
Para hacer frente a esta carga no contábamos más que con el valor estabilizador del peso propio del estribo y de la reacción del último tramo, que resultaban del todo insuficientes.

Para soportarlo decidimos entonces utilizar el terraplén de acceso para enclavar el estribo. Nos servimos de la misma técnica que se utiliza en la tierra armada y dispusimos una parrilla de redondos de 30 m de longitud y 16 m de ancho, recubiertas por una capa de hormigón de 10 cm (fig. 16). Por este procedimiento, la cimentación de los estribos se dispuso para recoger únicamente la carga vertical.



**sección de estribo
en pantalla horizontal**

16



Resuelto por tanto el problema del anclaje del dintel a las fuerzas horizontales, el tablero se apoya por medio de aparatos de neopreno-teflon sobre las pilas, con lo que las dilataciones del dintel están libres.

En un principio pensamos utilizar un único apoyo de neopreno-teflon para cada una de las parejas de vigas que de tramos contiguos concurren en cada uno de los cinco puntos del cabezal. Las vigas prefabricadas se apoyarían en soportes provisionales formados por cajas de arena y, una vez establecida la continuidad, se transfería la carga a un apoyo único situado en el eje del cabezal. De esta forma conseguíamos el apoyo único del dintel en la pila.

Sin embargo, parecía más fácil el colocar un apoyo de neopreno-teflon para cada viga y dejarlos como apoyo definitivo. Esto tenía como contrapartida el hecho de que el dintel no quedaba realmente apoyado sobre las pilas, puesto que la actuación de la sobrecarga en un vano introduciría reacciones diferentes en las dos líneas de apoyo del dintel y, por tanto, se producía un momento sobre la pila. A pesar de ello adoptamos esta disposición, pues estos esfuerzos se redujeron introduciendo una capa de neopreno un poco mayor de la necesaria para el giro, con lo que obteníamos un asiento mayor para el apoyo más cargado y porque el brazo de estas cargas desiguales era pequeño y, por consiguiente, el momento.

Cálculo del tablero

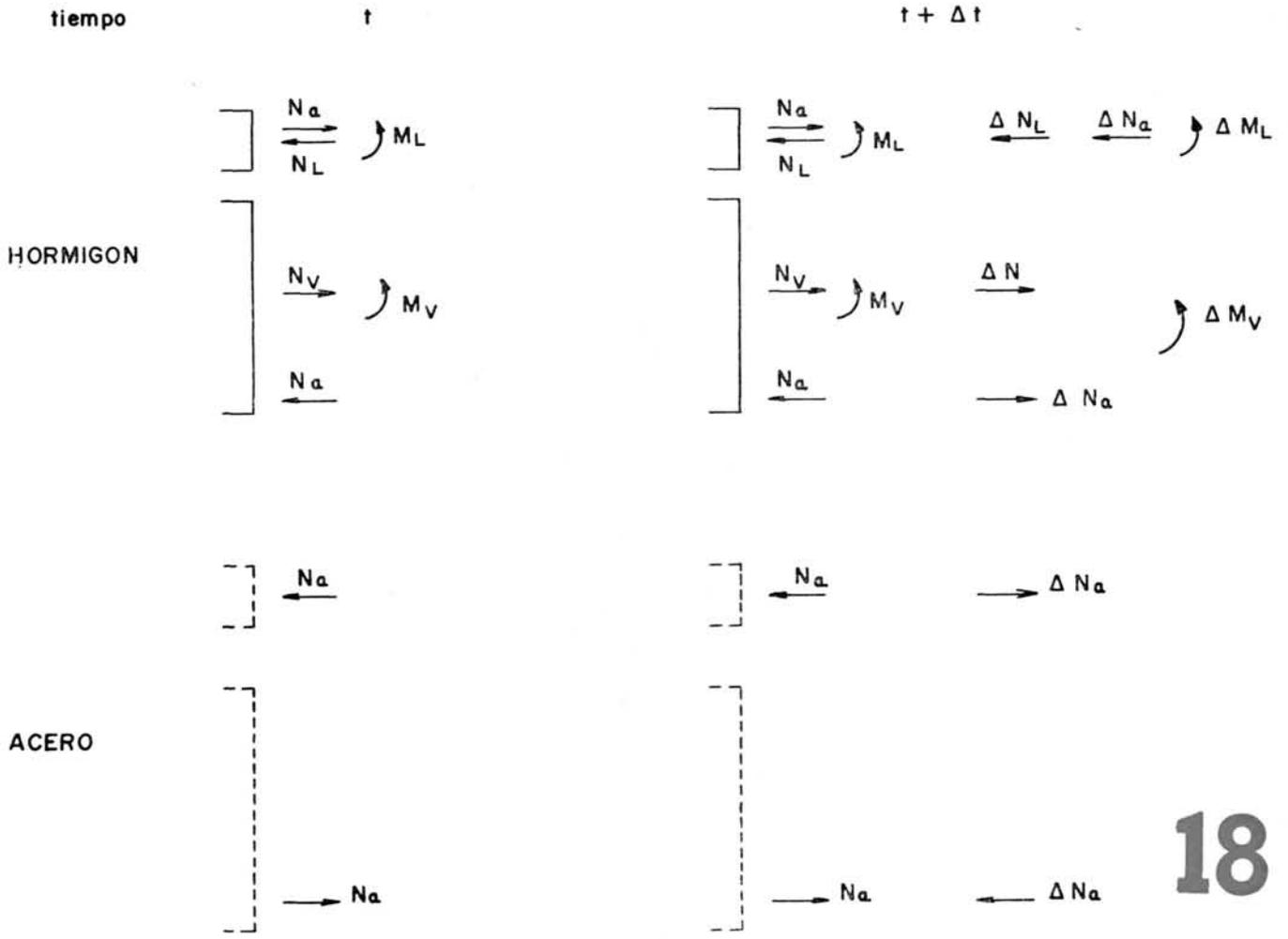
Los problemas de cálculo que se presentan en este tipo de tablero son, por un lado, los correspondientes a cualquier puente de vigas, es decir, determinación de esfuerzos en las vigas longitudinales y en la losa como consecuencia de la actuación de las cargas exteriores, y por otro lado, determinación de los esfuerzos que se producen en la estructura evolutiva, tanto por interacción de materiales con distintas características reológicas, como por cambio en las condiciones de vinculación entre tramos al pasar las vigas de situación apoyada a la de continua. El cálculo de los demás elementos del puente no lo vamos a tratar, ya que pertenece a la práctica más corriente.

Cálculo de los esfuerzos producidos por fluencia y retracción del hormigón al hormigonar la losa in situ y establecer la continuidad entre tramos

La influencia de la retracción y fluencia del hormigón se presenta en dos situaciones diferentes. La primera corresponde al período de tiempo que pasa entre la fabricación de las vigas hasta que se hormigona el tablero superior. La segunda corresponde a la situación de tablero hormigonado y dura hasta tiempo infinito.

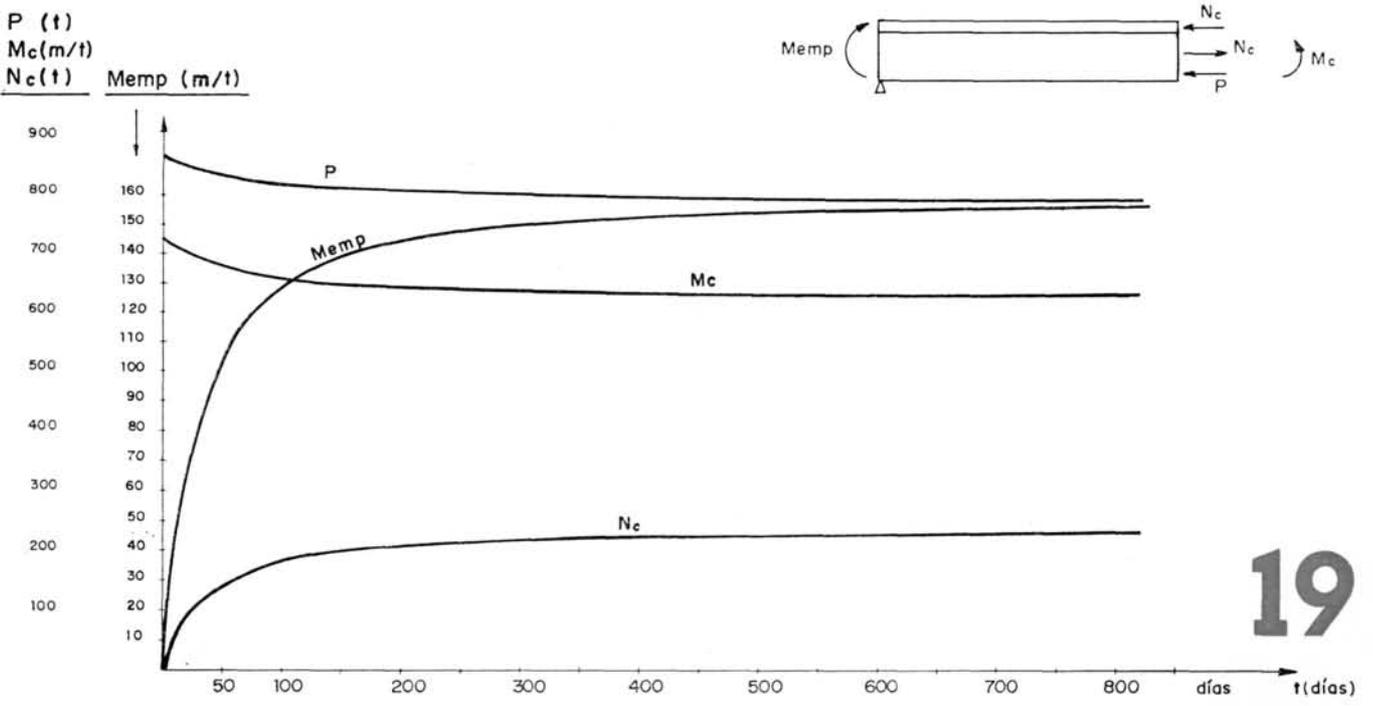
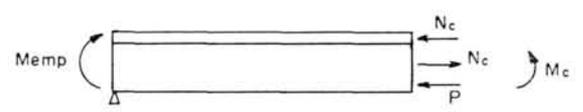
Primer período

En este lapso de tiempo, fijado en 28 días, la viga es isostática y, por tanto, la determinación de las pérdidas de pretensado por fluencia y retracción es normal y el estado tensional de la viga pasa de la situación (1) a la (2) (fig. 17).



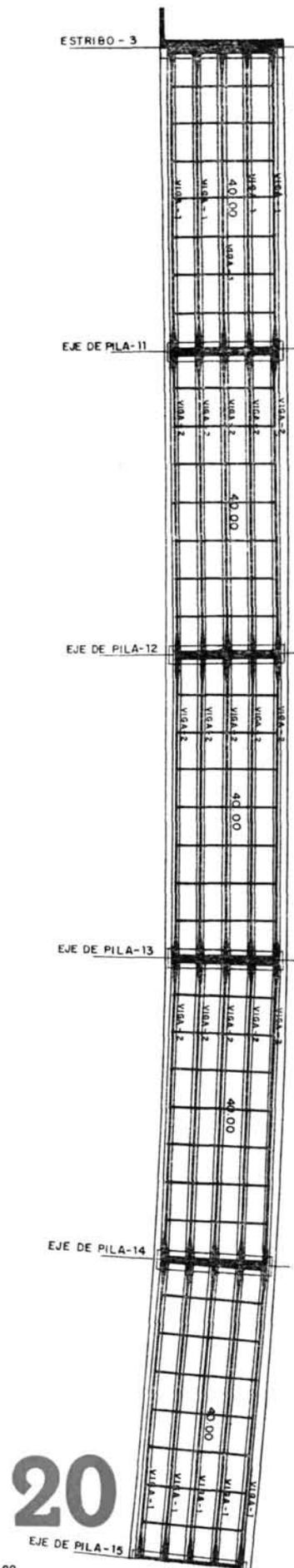
18

Esfuerzos en la sección transversal



19

Evolución con el tiempo del momento de empotramiento y de los esfuerzos en el centro de la viga
 P = fuerza de pretensado.



Segundo período

En primer lugar se ha determinado, siguiendo las recomendaciones de la Comisión mixta F.I.P.-C.E.B., los coeficientes φ para la viga y la losa, teniendo en cuenta las edades respectivas en el momento que se unen. Se ha supuesto que la losa tiene:

$$\varphi_{losa} = 2,362$$

$$\varepsilon_{losa} = 0,00014$$

A la viga se le han dado los coeficientes:

$$\varphi_{viga} = 1,496$$

$$\varepsilon_{viga} = 0,000084$$

Para determinar los esfuerzos en las distintas etapas de tiempo se ha seguido el siguiente proceso:

Supongamos una sección transversal del conjunto viga y losa. Distinguímos en dicha sección el acero del hormigón. En un instante t sobre la losa actúan los esfuerzos N_L y M_L y sobre la viga N_v y M_v (ver fig. 18). En el instante $t + \Delta t$ estos valores se han incrementado en ΔN_L y ΔM_L , y en incremento ΔM_v y ΔN_v en la viga. Para determinar la interacción entre acero y hormigón, tanto en la losa como en la viga, separamos las acciones sobre el acero y sobre el hormigón, con lo que aparecerán las N_a y sus incrementos tanto en losa como en la viga. Estos valores son acciones sobre el hormigón y sobre el acero iguales y de signo contrario.

Para obtener las seis incógnitas que aparecen —tres en la losa N_L , N_a y M_a y tres en la viga N_v , N_a y M_v — tenemos que plantear un sistema de seis ecuaciones con seis incógnitas. Las ecuaciones son: dos de equilibrio de la sección completa; dos de igualación de las deformaciones entre el acero y el hormigón en contacto, una en la viga y otra en la losa. Por último, dos ecuaciones de igualación de las tensiones y deformaciones del hormigón en la fibra de contacto entre viga y losa. Estas ecuaciones son diferenciales por venir en función del tiempo y de los incrementos de los esfuerzos.

Este planteamiento del problema es incompleto, porque aparecen nuevos esfuerzos correspondientes a la vinculación de continuidad de las vigas con sus contiguas.

Para tenerlo en cuenta es necesario, por tanto, hallar la deformada variable de la viga; obtener el giro en el apoyo, e igualarlo al correspondiente a la otra viga con la introducción de un momento flector $M(t)$ en el apoyo.

Para obviar el inconveniente de un problema de ecuaciones diferenciales tan complejo hemos optado por resolver el problema por incrementos finitos.

Para ello hemos dividido la función de fluencia φ y de retracción ε en 20 fases iguales, que corresponden a períodos de tiempo desiguales. En cada uno de estos períodos resolvemos las seis ecuaciones planteadas por sección —que ahora son lineales y no diferenciales— y esto lo hacemos en 20 secciones de la viga.

Obtenemos los giros de las vigas en los apoyos y hallamos los momentos flectores de empotramiento para cada fase, los cuales modifican el estado tensional de la viga.

Por este procedimiento iterativo, para el cual ha sido necesario confeccionar un programa de computador, hemos resuelto el problema. En la figura 19 aparecen la evolución en el tiempo del momento de empotramiento en el apoyo y de M_v , N_v y N_a en el centro de la viga. En la figura 17 aparece el cambio del estado tensional en el centro de la viga para $t = \infty$, fases (3) y (4).

Cálculo de esfuerzos debidos a las cargas exteriores

La determinación del valor de los esfuerzos que solicitan a la estructura están directamente ligados al proceso constructivo.

En el parque de prefabricación las vigas se ven sometidas a dos tipos de acciones: el peso propio de las vigas y el pretensado. El pretensado deforma las vigas levantándolas del centro y apoyándolas en los extremos. Mientras se verifica este levantamiento, el peso propio de la viga se transfiere por el pretensado a los apoyos. Por tanto, el peso propio de las vigas y el pretensado actúan sobre vigas apoyadas en sus extremos.

Después de verificarse el lanzamiento de las vigas se hormigona la losa superior sobre ellas. Para el instante $t = 0$ dicha carga se transmite por medio del encofrado a las vigas cuya vinculación en sus extremos sigue siendo de apoyo simple. Desde este instante hasta $t = \infty$ se verifican los fenómenos de redistribución de esfuerzos por fluencia y retracción que acabamos de examinar.

Nos queda únicamente determinar los esfuerzos producidos por la actuación de la sobrecarga.

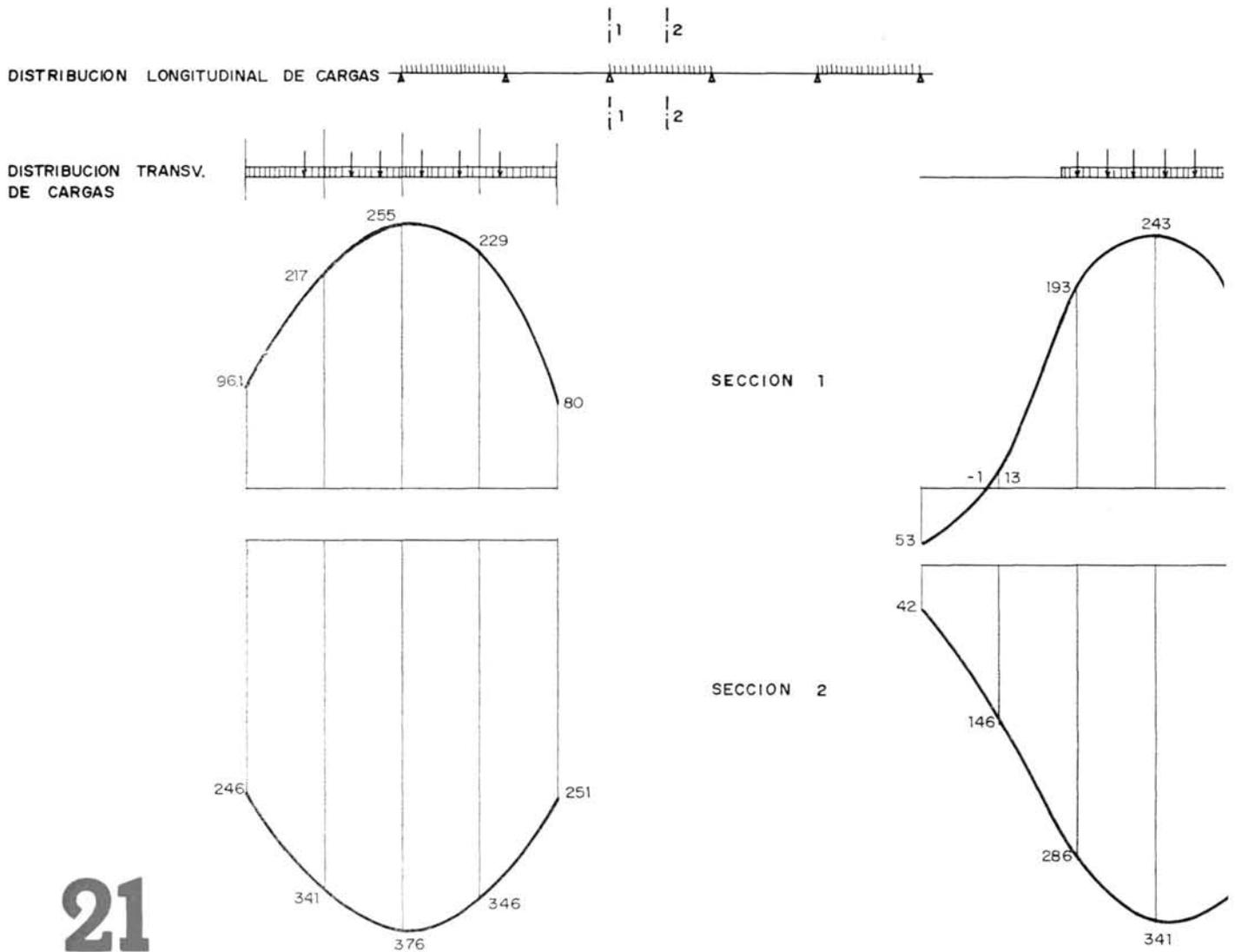
Para determinarlos se idealizó el tablero, suponiendo que su funcionamiento era similar al del emparrillado continuo que aparece en la figura 20. Dicho emparrillado se sometió a un conjunto de cargas exteriores, centradas y descentradas, con el que se intentó determinar los esfuerzos más desfavorables sobre cada una de las vigas. Por este procedimiento obtuvimos también los esfuerzos que se producen en la losa de unión entre vigas por desnivelación de sus apoyos. Esta desnivelación de apoyos no es más que las diferencias entre las flechas de las vigas longitudinales correspondientes a la sección transversal de que se trate. Los esfuerzos totales sobre la losa se obtienen añadiendo a los anteriores los obtenidos en la actuación directa de las cargas sobre la losa flectando entre las vigas, consideradas éstas como apoyos fijos.

No se utilizó el método de Guyon-Massonett para obtener el reparto transversal, ya que, si bien el método es bastante preciso en la zona de momentos positivos cuando se toma como luz virtual del tablero la distancia entre los puntos de momento nulo, para la zona de momentos negativos el error que se comete al suponer la misma distribución de momentos que en la zona de momentos positivos es bastante grande.

En la figura 21 representamos la distribución transversal de momentos flectores sobre las vigas para dos hipótesis de carga, una centrada y otra descentrada, tanto para la sección sobre apoyos como para la sección central del vano intermedio. La distribución longitudinal de cargas es la misma para los dos casos.

En ella se ve cómo la eficacia del reparto es menor en la sección de apoyos que en la sección central.

El estado tensional del tablero se pudo obtener al añadir las tensiones producidas por la sobrecarga a los esfuerzos obtenidos después del proceso de fluencia. Ahora bien, para la comprobación tensional se utilizaron los esfuerzos más desfavorables que se producen en cada una de las secciones a lo largo del tiempo, pues mientras en la sección de apoyo los esfuerzos más desfavorables de fluencia y retracción se producen para $t = 0$ (nosotros tomamos $t = 40$ días por suponer que a esta fecha podría actuar la sobrecarga), ya que el momento de fluencia y retracción en el apoyo es positivo, en cambio para el centro del dintel tomamos la fecha $t = \infty$.



21

Distribución de los momentos flectores longitudinales en la sección transversal

Como ya hemos dicho, la sección sobre apoyos se arma con armadura pasiva, que se coloca antes de hormigonar la losa in situ en cara superior para hacer frente a los momentos negativos. Para hacer frente a los momentos positivos se unen las armaduras inferiores que traen cada viga por soldadura a tope.

En la sección central, la sobrecarga solicita a la sección principalmente con momentos positivos; pero para la actuación de cargas en los vanos contiguos al que se trata, las tensiones sobre la losa son de tracción. Estas vienen compensadas de sobra para $t = \infty$ por los esfuerzos que provienen del acoplamiento en el tiempo por fluencia y retracción. De la misma manera que en la sección de apoyo se han supuesto 40 días como el plazo en que actúa la sobrecarga y se ha considerado para armar la losa la compresión que ha tomado en esta fecha. Unos esfuerzos que se han determinado con especial detenimiento son los momentos torsores que se producen en la viga riostra colocada en los apoyos. Cuando la sobrecarga actúa en vanos contiguos, pero en lados opuestos del dintel, los momentos torsores que se crean son muy importantes. Este efecto que se produce igual en los tramos apoyados como consecuencia del giro diferente que tiene cada una de las vigas longitudinales del dintel, toma en el caso de dinteles continuos una importancia mucho mayor. Después de esta experiencia creemos que es conveniente eliminar esta viga o reducirla a su mínima expresión, ya que su presencia no favorece en nada a los esfuerzos que actúan en las vigas longitudinales y en cambio ella se ve solicitada a unos esfuerzos muy importantes.

FICHA TECNICA

AUTOPISTAS DEL MEDITERRANEO:	Angel Cajal y Luis Muñoz
HUARTE Y CIA, S. A.:	Juan Carlevaris, Angel Martínez y Miguel Nuín
GEOEXPERT, S. A.:	Julio Corral
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A. Oficina de Proyectos:	Carlos Fernández Casado, Javier Manterola Armisén y Leonardo Fernández Troyano
PRETENSADO:	B.B.R.
APOYOS:	C.T.T.
PILOTAJES:	RODIO e HICEOSA
FECHA DE EJECUCION:	1970-1971

résumé

Viaduc sur le Llobregat de l'autoroute Barcelone-Tarragone (Espagne)

C. Fernández Casado, J. Manterola Armisén et L. Fernández Troyano, Dres. ingénieurs des Ponts et Chaussées

Ce viaduc, situé aux abords de Barcelone, sur le Llobregat, est constitué par deux chaussées de 16 m de large et de 440 m de long. C'est un viaduc continu formé par 11 travées de 40 m de portée, chacune desquelles se compose de 5 poutres en double T, séparées entre elles de 3,35 m.

Les piles sur lesquelles il repose sont également en double T, avec fût vertical octogonal de 2,5 m de large, et semelle sur neuf pieux de 1 m de diamètre.

Tant les poutres que les têtes des piles sont précontraintes avec des câbles de 150 tonnes.

Les poutres de 80 t de poids ont été préfabriquées à l'atelier et mises en place à l'aide d'un cintre de lancement. La continuité entre les poutres est assurée par une armature passive, placée sur la dalle supérieure du tablier et à la partie inférieure des poutres.

La redistribution des moments fléchissants par fluage et par retrait a été l'objet d'une étude détaillée.

summary

Viaduct Over the Llobregat River, in the Barcelona-Tarragona Highway (Spain)

C. Fernández Casado, J. Manterola Armisén, and L. Fernández Troyano, Dres. Highway engineers

Situated in the vicinity of Barcelona, over the Llobregat River, this viaduct bears two roadways 16 meters wide and 440 meters long. It is a continuous viaduct formed of 11 sections of 40-meter spans and 5 double T section beams placed 3.35 meters apart.

The bridge supports are also of double T formation, with a 2.5 meters wide vertical octagonal stem and changing in depth from 2 to 0.7 meters at the edge. The lower footing is supported on 9 piles each 1 meter in diameter.

The 80 t beams were prefabricated in the factory and later put in place using a movable formwork. The continuity between beams was made possible by reinforcement placed in the upper slab of the deck and the lower part of the beams.

A detailed study has been made on the redistribution of bending moments by creep and shrinking.

zusammenfassung

Autobahnbrücke über den Llobregat auf der Strecke Barcelona-Tarragona (Spanien)

C. Fernández Casado, J. Manterola Armisén und L. Fernández Troyano, Dr. Ingenieure

Die Autobahnbrücke führt über den Llobregat in der Nähe von Barcelona. Sie besteht aus zwei Fahrbahnen von 16 m Breite und 440 m Länge. Es handelt sich um eine durchgehende Brücke mit 11 Öffnungen von 40 m Weite, von denen jede aus 5 Trägern mit doppeltem T-Schnitt mit Zwischenräumen von 3,35 m besteht.

Die Pfeiler, auf denen sie ruht, haben ebenfalls doppelte T-Form mit vertikalem, achteckigem Schaft von 2,5 m Breite. Der obere Kopf ist bis zum Rand vieleckig und schwankt zwischen 2 bis 0,7 m. Die Fundamente lagern auf 9 Pfeilern mit 1 m Durchmesser.

Die Träger, sowie die Köpfe der Pfeiler sind mit Kabeln von 150 t vorgespannt.

Die 80 t schweren Träger wurden in der Fabrik hergestellt und auf der Baustelle mit einem Spezialgerüst montiert. Die Kontinuität der Träger wurde mittels passiver Armierungen erreicht, die auf der Decke und im unteren Teil der Träger angebracht wurden.

Es wurde eine ausführliche Untersuchung der Verteilung von Biegemomenten durch Kriechen und Schrumpfen durchgeführt.