

la estructura (4a) del desdoblamiento de calzada entre Lasarte y Andoaín ESPAÑA

JUAN JOSE ARENAS DE PABLO, Prof. Dr. Ing. de Caminos

Propiedad: M.O.P.U.

Proyecto: ARPING Estudio Técnico

Dirección de Obra: 3.ª Jefatura Regional de Carreteras

sinopsis

562 - 147

Se describen en este artículo la concepción, el diseño y el análisis de un paso superior del tipo dintel continuo de hormigón pretensado con un ángulo de esviaje de 56°.

El artículo incluye consideraciones sobre el ahorro de acero de pretensado a causa del esviaje respecto al que se produciría en una losa de hormigón armado, sobre los efectos estructurales del pretensado contemplado como acción voluntaria compensadora de las cargas exteriores, y sobre el dimensionamiento de la armadura pasiva precisa por los esfuerzos de corte y torsión.

Plantea los mecanismos resistentes que se desarrollan en un tablero de este tipo y expone procedimientos, relativamente simples, de análisis del mismo sometido a cargas normales a su plano y de obtención de acciones horizontales sobre pilas a causa de las fuerzas y de las deformaciones impuestas en aquél.

Se detallan, por último, aspectos constructivos, tales como la solución adoptada para eliminar los muros estribos, que pueden ofrecer interés práctico.

1. INTRODUCCION

Este artículo pretende describir la Estructura 4a del Desdoblamiento de la C.N. I entre Lasarte y Andoaín (Guipúzcoa), a través de su planteamiento inicial, su concepción y diseño, y su análisis y dimensionamiento, para llegar al resultado final que es la obra realizada.

La especial configuración geométrica del tablero (cierta curvatura en planta y fuerte esviaje con un ancho de plataforma de 24,00 m), unida a su emplazamiento urbano (Lasarte) nos empujaron a buscar un tipo de puente que reuniera las características de simplicidad y limpieza de líneas, junto con una máxima integración de sus elementos constitutivos: dintel, pilas y estribos. El resultado puede tener interés, tanto desde

el punto de vista de la mayor o menor claridad de concepción de la obra y de su calidad plástica (que en alguna medida depende de aquélla) como de los mecanismos resistentes que se desarrollan en el tablero y en los aparatos de apoyo y pilas. En lo que a análisis de esfuerzos respecta, el interés puede residir en que creemos haber empleado métodos suficientemente representativos de la realidad física, huyendo de complejidades innecesarias para este caso, y en el proceso automatizado de digestión de los resultados parciales para llegar a leyes de envolventes de esfuerzos acompañados de los concomitantes precisos para un correcto dimensionamiento de cada sección.

Es, por otro lado, un buen ejemplo de estructura en la que la filosofía del pretensado considerado como acción compensadora de las cargas exteriores encuentra aplicación intensa, acusándose sus efectos favorables tanto en la flexión longitudinal de los nervios (para la que está dimensionado), como en el resto de los esfuerzos que aparecen en una estructura bidimensional sometida a cargas normales a su plano. A este respecto, el artículo hace algunas consideraciones sobre la adecuación de los coeficientes (γ_f) que permiten obtener las sollicitaciones de cálculo. Es claro que los distintos (γ_f) que se aplican a las sollicitaciones exteriores y a las de pretensado no hacen otra cosa que subrayar el comportamiento no lineal (quizá diríamos mejor no proporcional) de toda obra pretensada. Pero nos preguntamos si tales coeficientes no deberían matizarse más distinguiendo las cargas permanentes de las variables, dada la gran importancia de aquéllas en los puentes de hormigón.

La distribución de las fuerzas horizontales que actúan sobre el tablero entre todas las placas de apoyo, así como las engendradas por las deformaciones impuestas, se plantea con bastante generalidad en este trabajo.

Finalmente, ciertos detalles constructivos, tales como la solución buscada para simplificar al máximo las líneas de estribos del puente, completan el interés que esta exposición puede ofrecer al lector.

2. CONCEPCION DE LA OBRA

En la figura 1 se muestra la planta de la estructura, cuyo eje es un círculo de 250 m de radio, pendiente longitudinal del 0,7 % y peralte del 6,5 %. Su configuración romboidal viene limitada por dos líneas paralelas al eje de la antigua C.N. I (carretera inferior), alineación que constituye, junto al círculo del eje de la nueva vía, las directrices de la geometría de la obra. El puente está pensado como estructura de 3 vanos, para dar paso a la antigua carretera (hoy calle importante de Lasarte) por el central, reservando los laterales a caminos peatonales. El ángulo de cruce de ejes de vías superior e inferior es próximo a 34°, que con un ancho de plataforma de 24 m conduce a longitudes de estribos de 35 y 58 m en los lados de Madrid y San Sebastián, respectivamente. Tal anchura de plataforma se desglosa en sendas calzadas de 8 m útiles, más 1,50 y 0,50 m de arceños derecho e izquierdo cada una, que se complementan con aceras de 1,50 m y mediana de 3 m.

Nuestro proyecto nació al recibir del constructor, Agromán, E.C.S.A., el encargo de estudiar una solución alternativa a la original, consistente en dos tableros paralelos e independientes que salvaran el vano central mediante vigas prefabricadas, apoyándose según esquema Gerber en losas macizas que, cubriendo los tramos laterales, salían en voladizo a recibir aquéllas.

La búsqueda se orientó de entrada en el diseño de un tablero único que eliminara la junta longitudinal del eje de mediana, y lograra suprimir los muros-estribos, de gran longitud relativamente al ancho de plataforma.

Las opciones que nos planteamos para el tablero fueron las de losa maciza, losa aligerada y, finalmente, dintel compuesto por nervios longitudinales rígidos a torsión, enlazados por forjados superiores.

La única ventaja estructural de la solución losa maciza radicaba en el fuerte esviate del tablero que, unido a una relación ancho/luz normal relativamente alta, hubiera conducido a una luz mecánica más próxima a la luz normal que a la esviada, y la reducción de esfuerzos

planta general

Figura 1

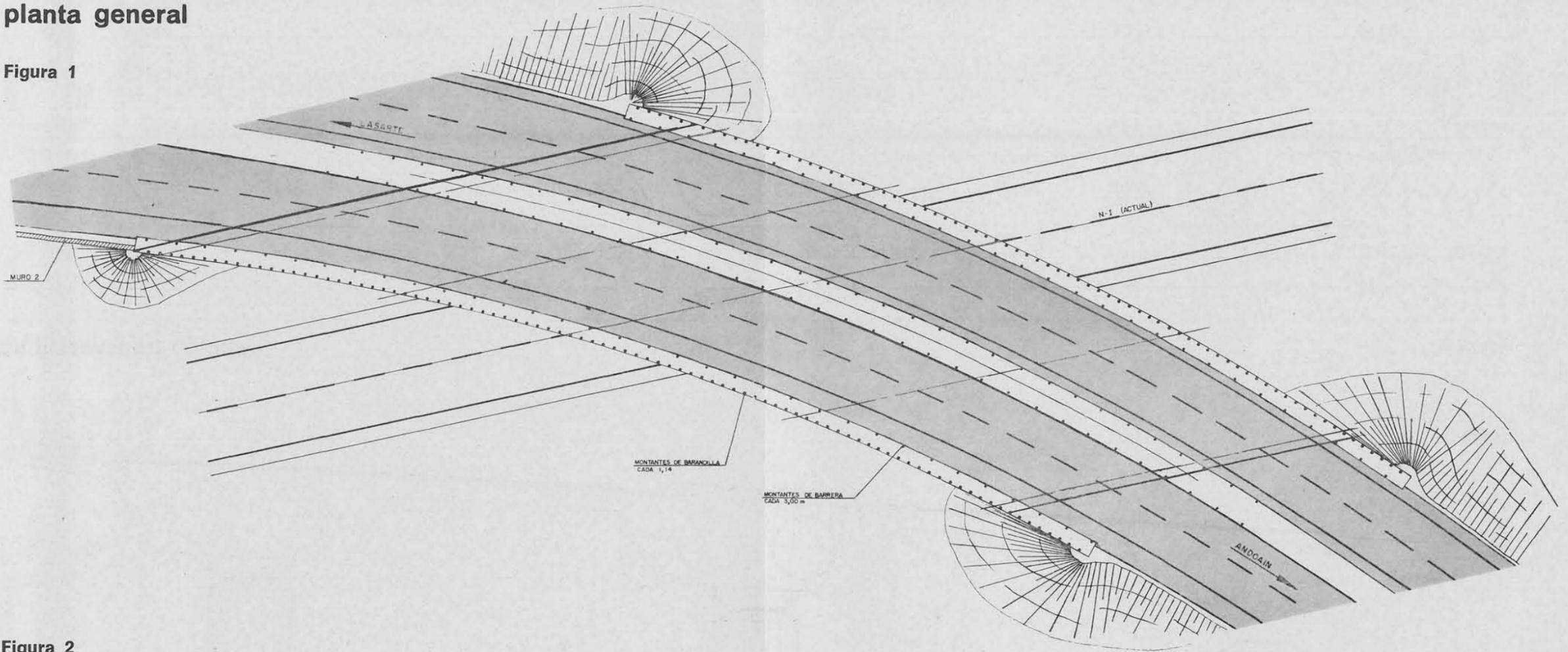
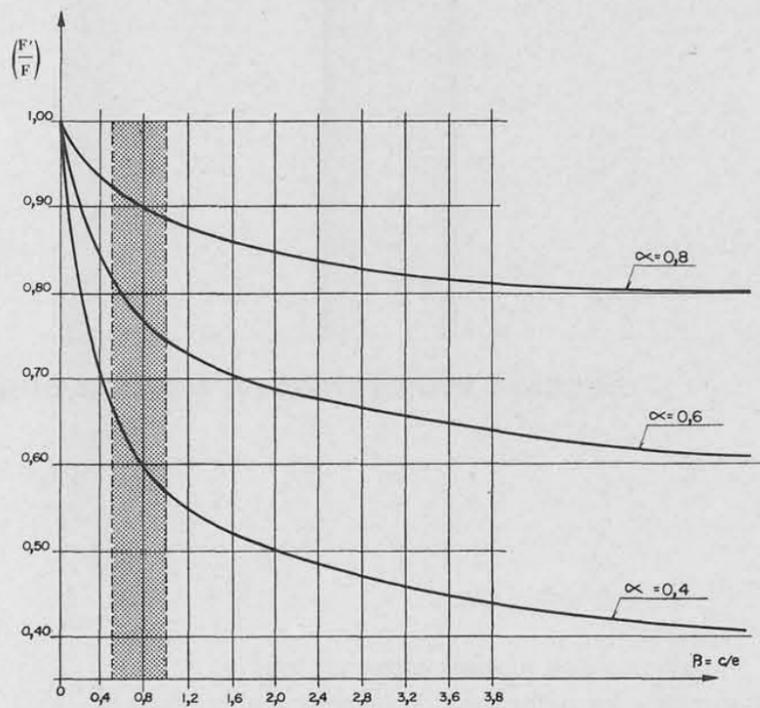


Figura 2



consiguiente hubiera representado un ahorro importante de acero en el caso de haber proyectado el tablero en hormigón armado. En una losa de hormigón pretensado los tendones, por consideraciones constructivas elementales, hubieran debido seguir trayectorias paralelas en planta al eje del tablero, con lo que su curvatura y su empuje ascendente en vano es idéntico al del tramo recto, no esviado, que tuviera el mismo esquema estático en sentido longitudinal, con iguales luces, sección transversal y trazado del cable medio. El momento compensador de pretensado se reducirá respecto al del tramo recto a igualdad de fuerza en tendones, en parecida proporción a los de cargas exteriores, y, como nuestro deseo es evitar que la resultante salga del núcleo central, podemos expresar en términos muy simplificados el siguiente cuadro de solicitaciones para una sección tipo:

	Tramo recto	Puente oblicuo
Cargas exteriores	M	$M' = \alpha \cdot M$
Pretensado	$M_p = F \cdot e$	$M'_p = F' \cdot e' = F'(\alpha \cdot e)$

donde e es la excentricidad resultante del pretensado en la sección.

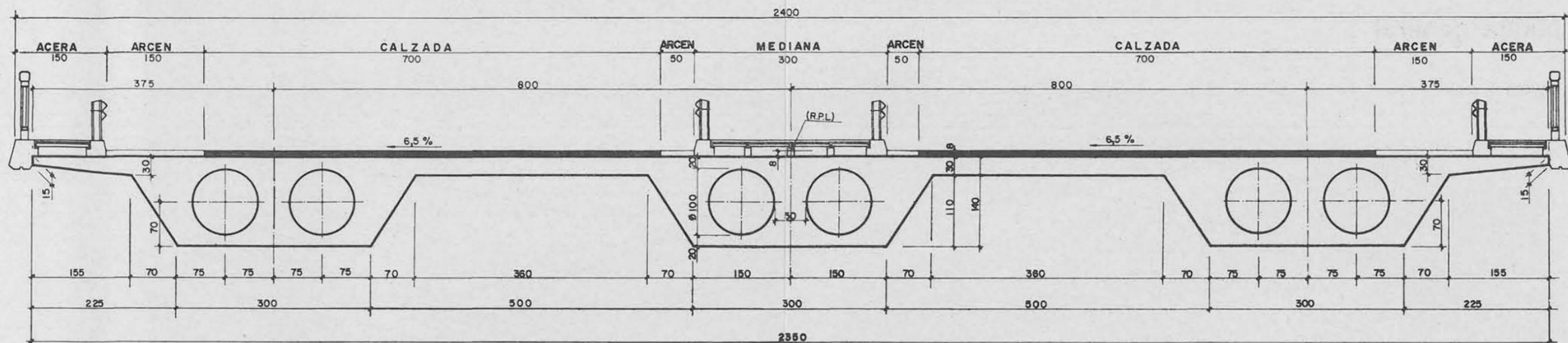


Figura 3

sección transversal tipo

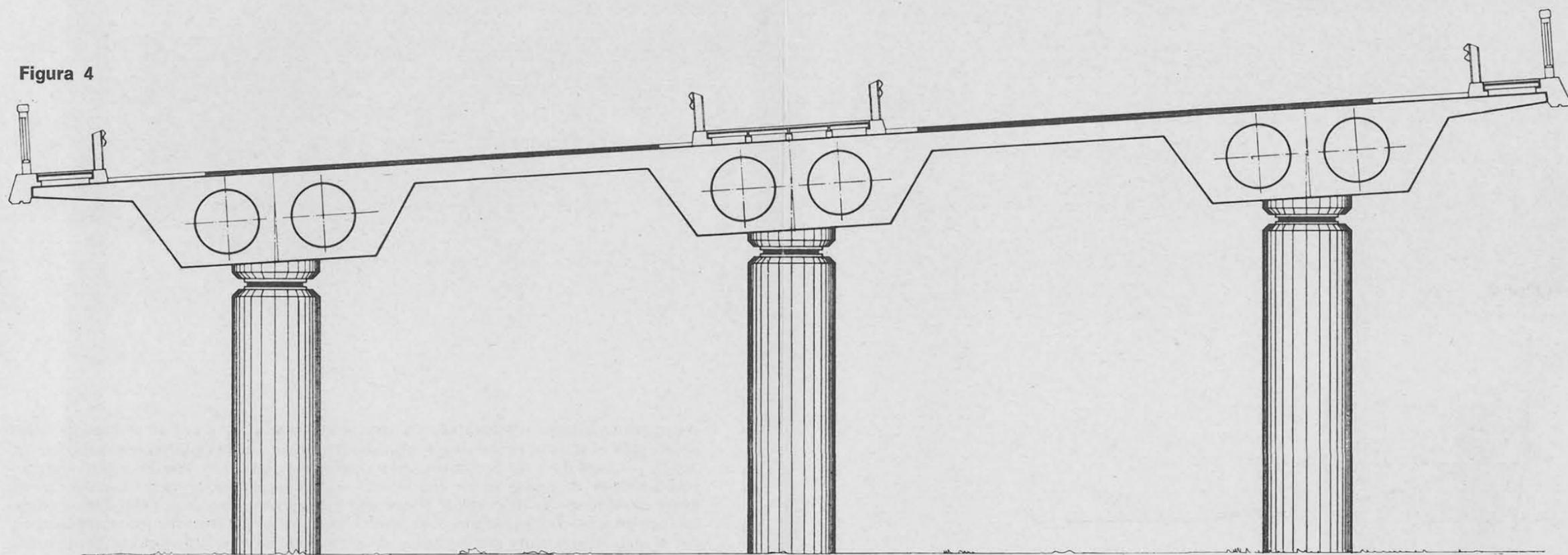


Figura 4

sección transversal en zona de pilas

Condición de resultante dentro del núcleo central en sección de vano (flexión exterior positiva):

$$\begin{aligned} \text{Tramo recto: } & F(c + e) \geq M \\ \text{Tramo oblicuo: } & F'(c + e') \geq M', \text{ o sea:} \\ & F'(c + \alpha \cdot e) \geq \alpha \cdot M, \end{aligned}$$

siendo c la altura del segmento superior del núcleo central.

De modo que:

$$\frac{F'}{F} = \alpha \cdot \frac{c + e}{c + \alpha \cdot e}, \text{ y llamando:}$$

$$\beta = \frac{c}{e} = \frac{\text{(altura tramo superior núcleo central)}}{\text{(excentricidad resultante cable medio en tramo recto)}}$$

tenemos:

$$\frac{F'}{F} = \alpha \cdot \frac{\beta + 1}{\beta + \alpha}.$$

Esta expresión se representa gráficamente en la figura 2 para distintos valores de α .

Se aprecia cómo el ahorro teórico de acero duro en la obra esviada respecto al dintel recto equivalente oscila para cada valor de α desde nada ($F' = F$) en el caso extremo e irreal de núcleo central de altura nula, hasta ($F' = \alpha \cdot F$) en el caso límite de $e = 0$. De modo que como regla general vemos que el ahorro relativo de acero en la losa armada es el valor asintótico a que podemos llegar en la obra pretensada, siendo, en la práctica, bastante menor en esta última. En efecto, en un dintel de sección losa maciza, es: $c = c' = h/6$. La excentricidad isostática del C.M.E. en centro luz del vano central será del orden de $(0,4 h)$, y la excentricidad resultante que incluye los efectos hiperestáticos puede andar entre $(0,15 h)$ y $(0,3 h)$, de modo que el parámetro β oscilará entre 0,5 y 1. Es la zona sombreada de la figura 2. Por ejemplo, cuando $\alpha = 0,6$ (tablero esviado que reduce esfuerzos en un 40 % respecto al recto de las mismas luces), el pretensado necesario resulta: $F' \simeq 0,76 F$. El ahorro teórico de acero duro es de un 24 %, mientras la armadura pasiva de la losa armada hubiera bajado el 40 %.

No hace falta insistir en el carácter meramente indicativo de este planteamiento. El trazado del cable medio con sus contracurvas sobre apoyos en un dintel continuo, los posibles pares de fuerzas concentradas excéntricas de los anclajes finales, etc., invalidan la exactitud del resultado numérico, pero no la visión general que proporciona.

En el caso de que resultara práctico disponer los tendones de pretensado según la normal a las líneas de apoyo (sería el caso de losas de gran anchura respecto a la luz), es claro que podría obtenerse el mismo empuje ascendente sobre el hormigón (y, por consiguiente, flectores de pretensado análogos) con una fuerza en tendones muy inferior, ya que, a igualdad de flecha en la parábola del cable medio, la curvatura crece con el cuadrado de la inversa de la cuerda. El ahorro teórico de acero duro respecto al dintel recto se acercaría más al que existiría en la armadura pasiva de la losa de hormigón armado.

En la losa aligerada se repite todo el razonamiento empezando por la orientación de los aligeramientos. Si, como parece más práctico, éstos se disponen paralelos al eje del tablero y, por consiguiente, según las luces oblicuas, los tendones de pretensado suben y bajan por las almas y estamos en el caso anterior, pero con el ahorro de materiales consiguiente: hormigón por un lado (cuyo costo es comparable al del encofrado perdido que produce el aligeramiento), y acero, a causa de la reducción de peso propio y del aumento del rendimiento de la sección, al ser aligerada.

Pero existía otro factor importante en este puente, y es el hecho de que una plataforma de 24 m de anchura normal representa una longitud de cruce de más de 50 m cuando es atravesada oblicuamente siguiendo un camino peatonal. Un intradós plano constituye en este caso un techo poco atractivo para el caminante, y, por otro lado, el apoyo de la losa en placas y fustes individuales hubiera obligado a disponer un número elevado de columnas, poco propicias para un ordenamiento visual satisfactorio.

Las consideraciones anteriores nos llevaron a elegir el tablero nervado, como solución que mejor satisfacía las exigencias constructivas, económicas y estéticas. En la figura 3 se expone la sección transversal normal al eje del tablero. Tres nervios aligerados, de 1,40 m de canto, espaciados 8 m entre ejes, se enlazan entre sí mediante forjados de 3,60 m de luz y espesor constante de 30 cm.

En la figura 4 se aprecia la línea de pilas intermedias que enmarcan el vano central, compuestas por fustes cilíndricos individuales de 1,35 m de diámetro, dispuestos en la vertical del eje del nervio correspondiente.

Los 8 m de separación entre ejes de fustes de esta sección teórica se convierten en la realidad de la obra, y a causa del esviaje, en distancias de hasta 17,40 m entre soportes contiguos. La idea del conjunto de nervios y soportes se pierde visualmente en el puente, pero la relación nervio-soporte centrado se mantiene firme y los paramentos de los nervios curvos



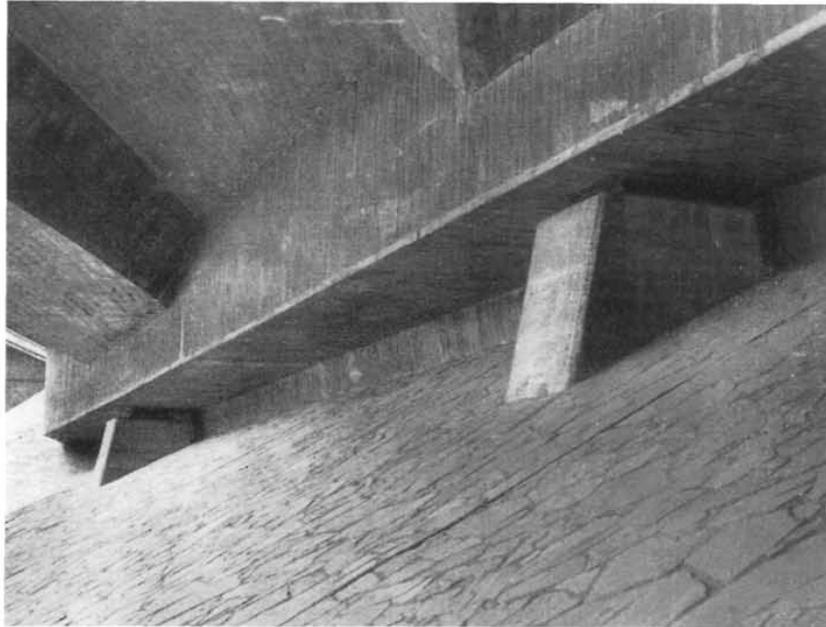
Vista general del intradós

en planta orientan y dan sentido al conjunto del tablero, marcando un ritmo ordenado con los claroscuros de los sucesivos planos del intradós.

El deseo de suprimir los muros-estribos y la organización ya realizada en el tablero con los tres nervios longitudinales, nos condujo a materializar su apoyo en aquellas líneas mediante placa única centrada sobre pilastrones de alzado trapecial, con espesor frontal de 1,20 m, orientados normalmente al talud derramado. Si la separación entre fustes de pila contiguos es grande, la existente entre pilastrones alcanza los 20,80 m. Pensar, en estas condiciones, en unir sus cabezas mediante una viga según la configuración clásica de un estribo abierto no parecía en absoluto razonable. Desechado el cabezal, la configuración de los apoyos del tablero quedaba como muestra la figura 5. En ella pueden verse las líneas de estribos con sus pilastrones, las de pilas con sus fustes cilíndricos, y las dimensiones de las placas elastoméricas dispuestas, así como las placas de cimentación individuales, en roca, de cada fuste y pilastrón.

Pero si el cabezal entre pilastrones podía evitarse, era justamente porque el tablero precisaba un diafragma final según cada línea de estribos y, entonces, las funciones del cabezal podían traspasarse a éste, lográndose la economía que se deriva del principio de que un solo elemento resistente robusto es más barato que dos elementos más débiles.

Las funciones a traspasar eran la materialización de un murete de guarda entre terraplén y estructura que permitiera la disposición de la junta de calzada, la contención frontal de las tierras hasta un nivel tal que las placas de neopreno de los pilastrones quedaran a la vista,



Remate final del tablero con diafragma que apoya sobre pilastrones aislados.



Detalle de placa de apoyo elastomérica bajo diafragma final.

y la contención lateral de las mismas que exige la presencia de aletas en vuelta, aletas que suelen arrancar en voladizo de la viga cabezal del estribo y que aquí tendrán que hacerlo desde la misma viga riostra final del tablero. En la figura 6 se muestra una perspectiva que describe la disposición adoptada.

La losa de transición (1) se hace solidaria del murete de guarda (2), y el conjunto se apoya sobre un tacón (3) que sobresale de la traviesa del tablero. La movilidad relativa entre tablero y murete se consigue interponiendo placas elastoméricas entre ambos de espesor suficiente (4), y terminando la losa en un rastrillo (5) que actúa como anclaje de la misma en el terraplén. En la perspectiva se aprecia cómo el mayor canto de la traviesa respecto a los nervios longitudinales mejora el remate del tablero y la limpieza del apoyo en los pilastrones. Ya hemos dicho que esta traviesa salva luces de hasta 20 m, pero hay que contar con que, además de su propio peso, y la carga y sobrecarga que nervios y forjados le transmiten directamente, puede recibir un cierto peso de tierras a través de la losa de transición. Unido esto a las sollicitaciones de flexión y torsión que en ella induce la flexión de los nervios longitudinales, encontramos como satisfactoria una escuadría de $2,10 \times 2,40 \text{ m}^2$, tratándola como pieza de hormigón armado. En la figura 7 se expone la sección normal a la línea de estribo.

En la figura 8 puede verse la planta seccionada del tablero. Los aligeramientos de nervios desaparecen en las proximidades de pilas y de estribos. Se aprecian las configuraciones de las traviesas finales, con voladizos que se rematan en aletas longitudinales. Puede verse también la distribución de luces de cada uno de los nervios, que en los vanos centrales alcanzan los 40,25; 37 y 34,65 m. Las luces de los vanos laterales pivotan alrededor de los 20 m asignados en ambos lados al nervio central. Con el canto de 1,40 m, la esbeltez máxima en vano central es de $40,25/1,40 = 28,75$.

3. ANALISIS DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

El análisis del tablero bajo cargas verticales se llevó a cabo empleando un modelo de emparrillado que considera el posible ancho finito de los nudos, ancho en el que la barra se considera indeformable. En la figura 9 se expone el esquema de emparrillado utilizado.

Los criterios seguidos para su planteamiento han sido disponer barras según ejes de nervios longitudinales, según diafragmas extremos y según líneas radiales, ortogonales a los nervios longitudinales. Cada vano central se ha subdividido en 6 ó 7 segmentos, cuya posición viene determinada por el deseo de disponer barra transversal en las líneas radiales que pasen por los apoyos puntuales en fustes y en pilastrones de estribos. Hemos intentado también establecer nudos en vanos laterales a una distancia del apoyo extremo del orden del 30 al 40 % de su luz.

Llegamos así a un emparrillado de 47 nudos, con 77 barras y un ancho de banda igual a 4. Las barras radiales que enlazan nervios longitudinales sólo se consideran flexibles en la zona de forjado de enlace, admitiendo indeformabilidad en el trozo en que cubren nervio longitudinal.

Empleamos para el análisis nuestro programa EMPPLAN, modificado para poder considerar el ancho finito de los nudos en las barras transversales. El programa fue perfeccionado en el sentido de obtener los esfuerzos en las secciones críticas de las barras (que pueden no coincidir con los nudos de arranque, como ocurre en las radiales) por un lado, y en la digestión de los resultados de las hipótesis de sobrecarga, obteniendo envolventes y leyes de esfuerzos compatibles, como se dirá más adelante.

En la figura 10 está representada la deformada del tablero bajo la acción de su propio peso.

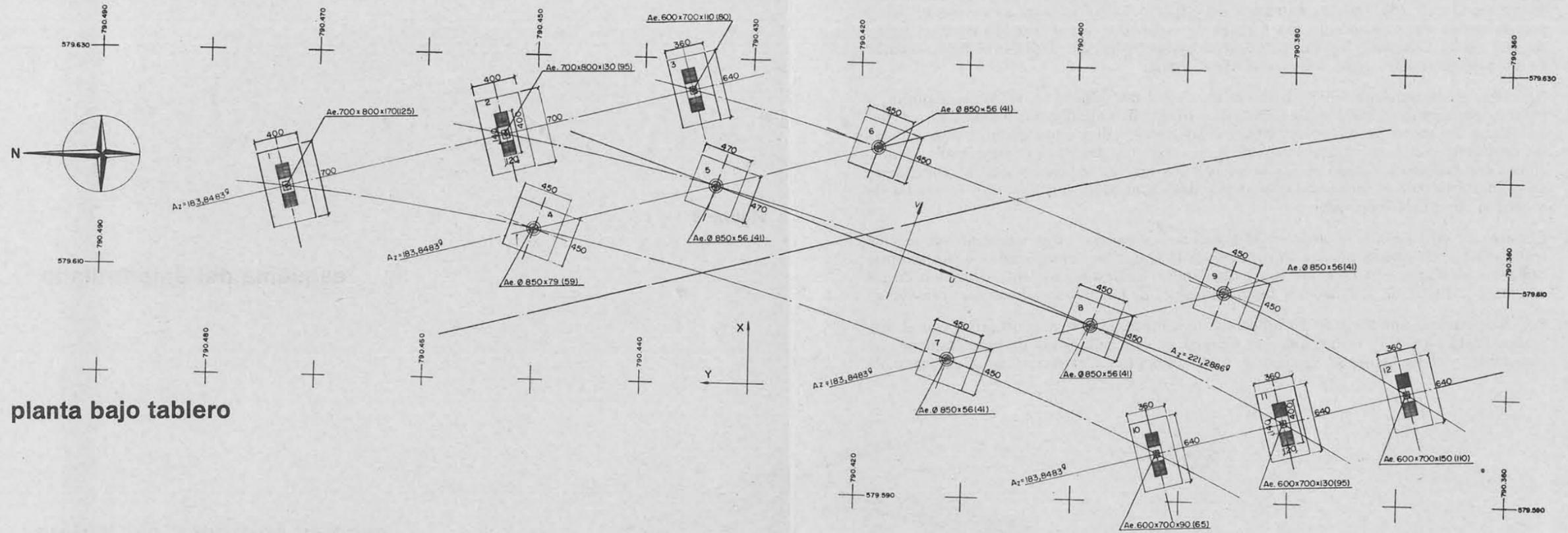
La escala de corrimientos, muy ampliada, permite apreciar las flechas y rotaciones de torsión de los nervios longitudinales, así como las flexiones de tipo antimétrico de las barras transversales, provocadas por la desnivelación de sus arranques. El efecto de sustentación de cada nervio en los fustes de pilas de los vecinos a causa del esviaje (y a través del mecanismo resistente de elevada rigidez torsional del nervio junto a la rigidez de flexión del forjado de enlace) se puede cuantificar en la ley de flexiones de peso propio del nervio lado interior de la curva, comparándola con la de la viga continua recta, con las mismas luces. En la figura 11 aparecen dibujadas ambas leyes. Puede apreciarse que la flexión del vano central del nervio del tablero oblicuo es sólo el 54 % de la del dintel recto de iguales luces, mientras que en los apoyos intermedios la relación se sitúa entre el 60 y el 72 %.

Cierto que esta reducción de flexiones no es gratuita. Va acompañada de un considerable trabajo de torsión de los mismos nervios y de flexión antimétrica en los forjados de enlace. Por ejemplo, en las zonas intermedias del vano central de los nervios el esfuerzo de torsión alcanza los $230 \text{ m} \cdot \text{t}$, o sea, un 40 % del flector que allí existe (fig. 12). La flexión transversal antimétrica es máxima en las líneas radiales próximas a fustes de pilas, cambiando de signo en un punto de la zona central del vano intermedio.

La carga permanente da origen a una deformación del tablero similar a la del peso propio.

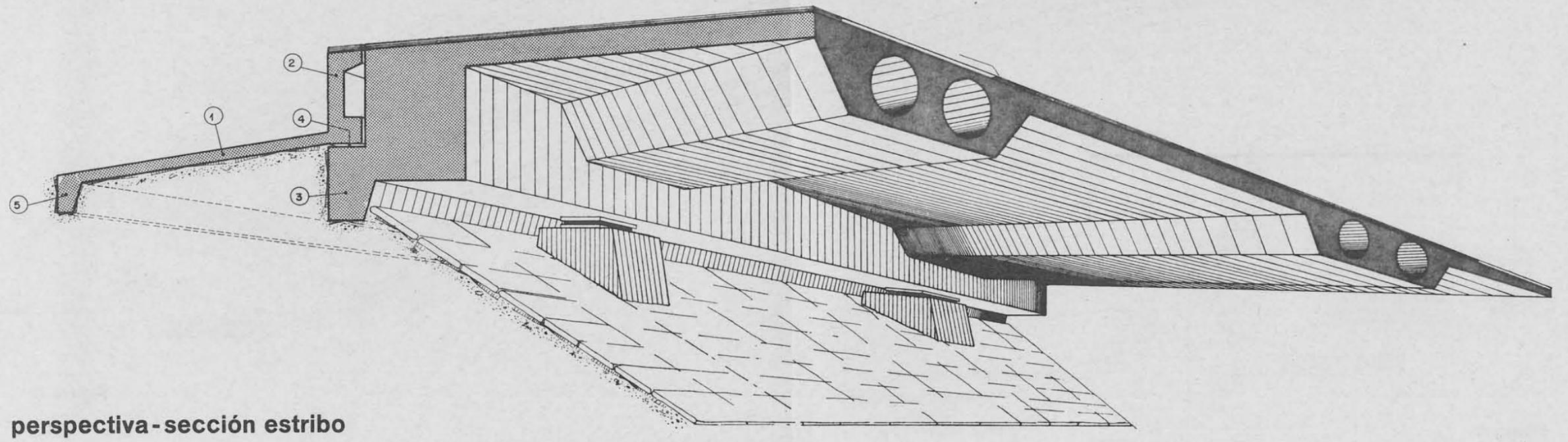
En cuanto a la sobrecarga de uso es claro que el procedimiento ideal para la obtención de envolventes de esfuerzos y reacciones máximos y mínimos en una sección dada es el dibujo de líneas de nivel de las superficies de influencia correspondiente, que pueden obtenerse mediante el análisis sistemático de la estructura para una carga vertical unitaria que recorre

Figura 5



planta bajo tablero

Figura 6



perspectiva-sección estribo

sucesivamente los nudos de una retícula suficientemente densa. Las áreas de tablero que quedan separadas por las líneas de nivel cero son las que, sobrecargadas alternativamente, conducen a los valores extremos del esfuerzo. Las objeciones a este método ideal son de varios tipos. Desde el gran trabajo de ordenador que se precisa hasta el hecho de que no es razonable aplicar sobrecarga a superficies de planta arbitraria, cuando en un puente aquélla actúa sobre sucesivos carriles.

Nosotros estimamos suficiente dividir el área total del tablero en 18 zonas distintas, y sobrecargarlas sucesivamente. Sus contornos fueron delimitados por los ejes de nervios, las líneas de apoyo en pilas y estribos, y las líneas radiales que pasan por la sección de centro luz del vano central de cada nervio (fig. 13). Un mayor número de subdivisiones nos hubiera acercado más a la envolvente real de esfuerzos que alcanzaríamos en el límite cuando el número de zonas parciales aumentara indefinidamente, tendiendo a cero la superficie individual.

El carro de 60 t · m fue situado en 35 posiciones distintas, cuya situación en sección transversal y en planta pueden apreciarse en la figura 14, seleccionadas buscando producir los máximos esfuerzos, de uno y otro signo, de flexión, cortante o torsión en las secciones críticas de los nervios longitudinales y de los forjados de enlace transversal.

Por consiguiente, un total de 53 hipótesis de sobrecarga fueron procesadas con el programa EMPPLAN N.F. La explotación manual de sus resultados es prácticamente inabordable, y el problema se agudiza si, junto a los valores extremos de un determinado

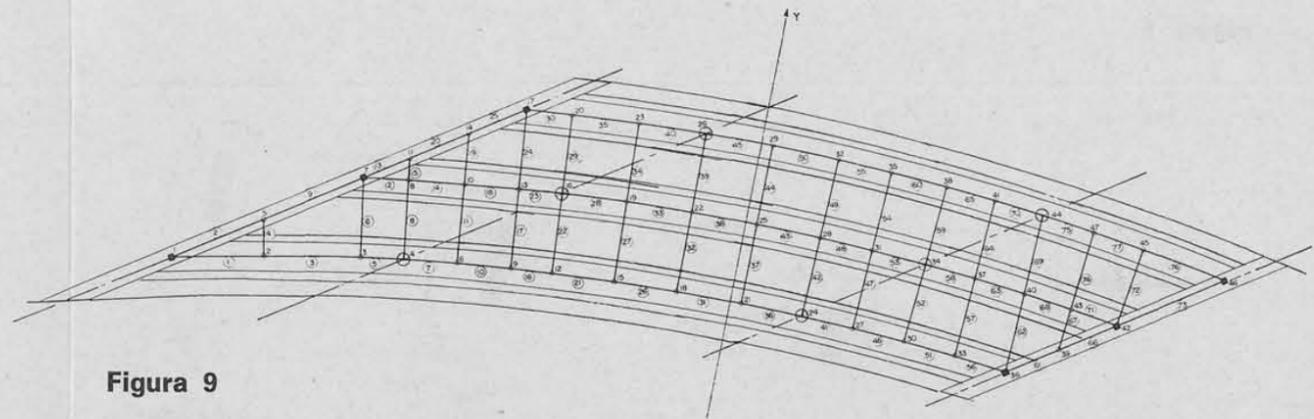
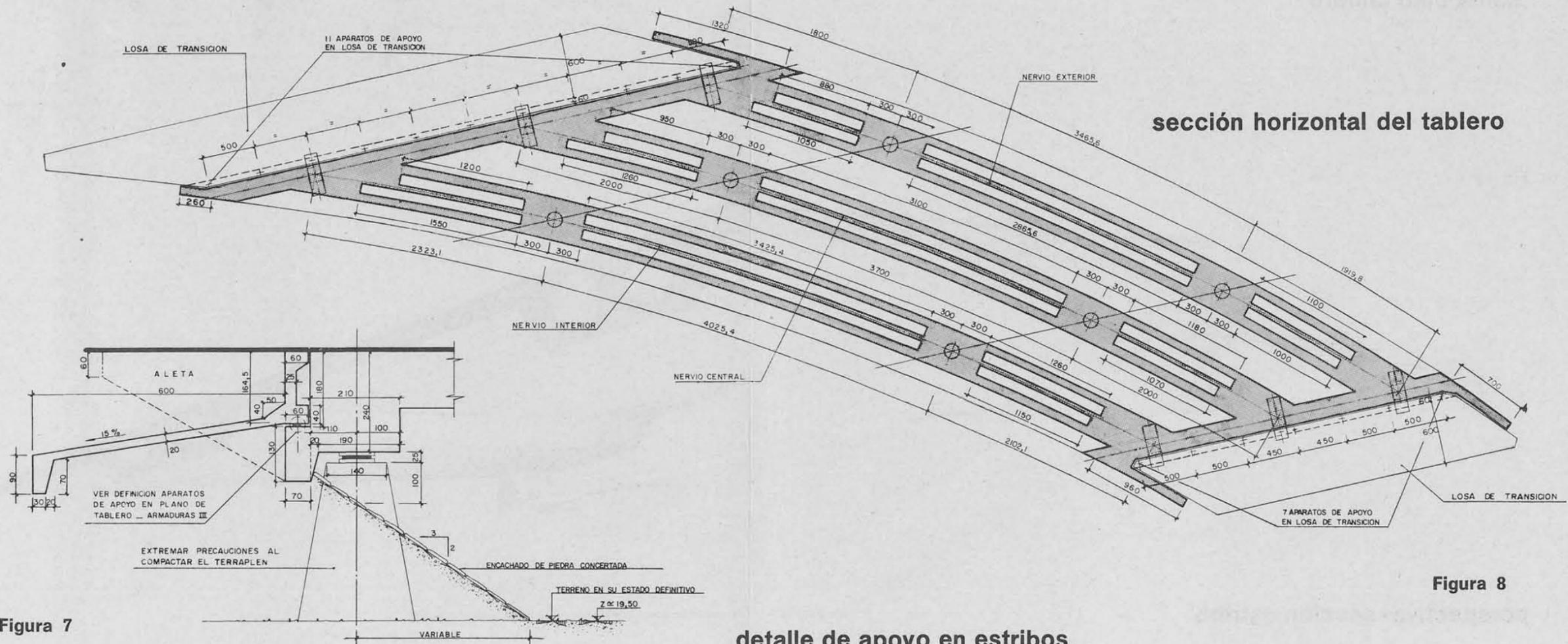


Figura 9

esquema del emparrillado



sección horizontal del tablero

Figura 8

detalle de apoyo en estribos

Figura 7

deformada del tablero bajo peso propio

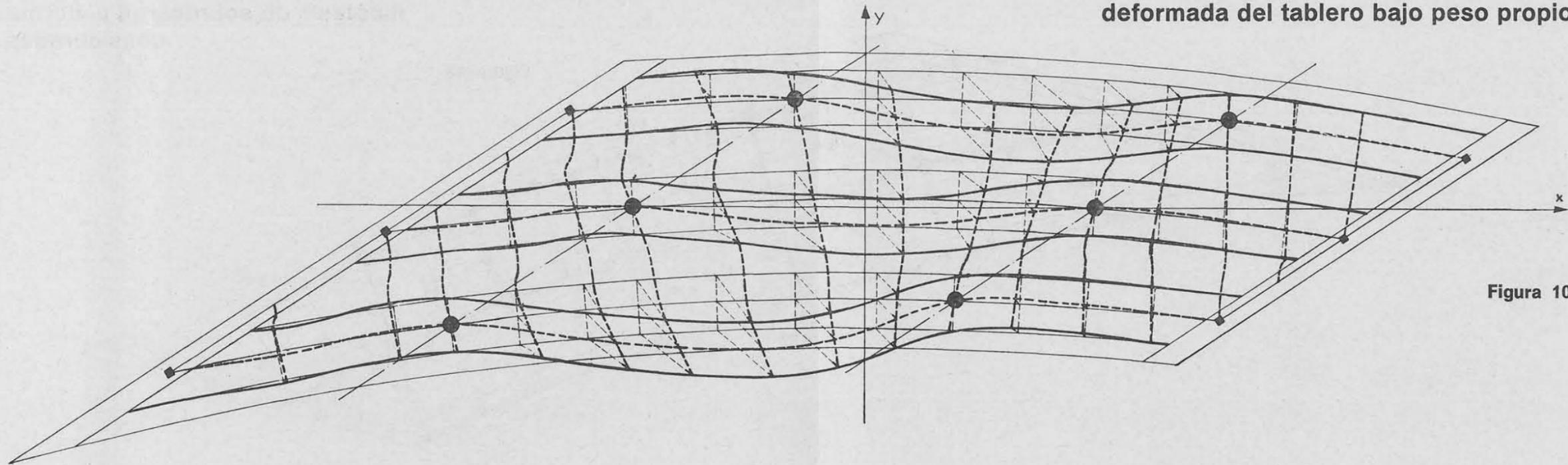


Figura 10

ley de flectores de peso propio en nervio lado interior

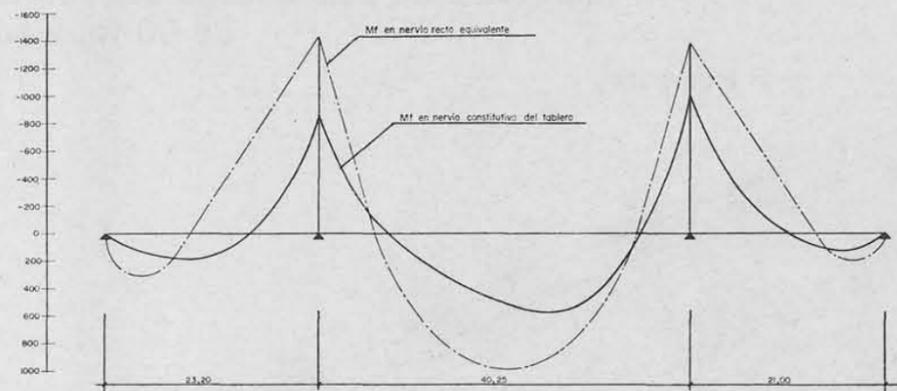


Figura 11

ley de momentos torsores (M_t) debidos al peso propio en nervio lateral interior

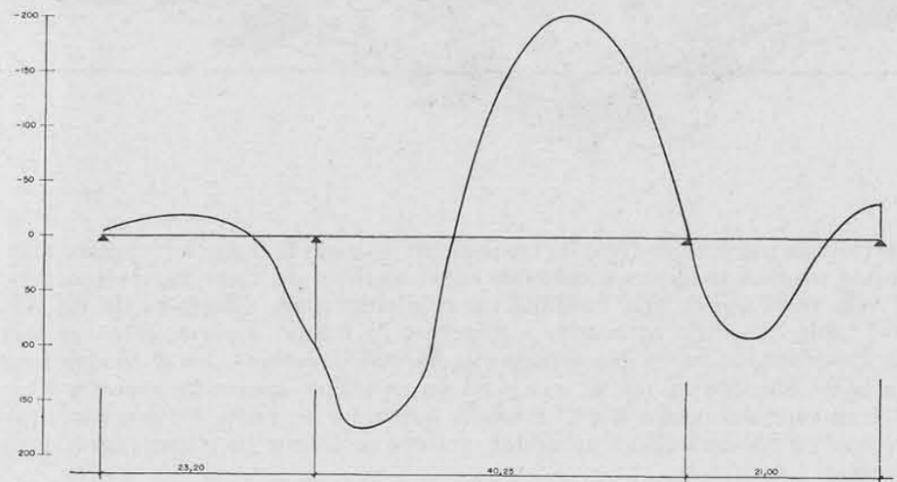


Figura 12

esfuerzo (por ejemplo el torsor) en una determinada sección, deseamos conocer los valores de los otros (flexión y cortante) que aparecen simultáneamente, provocados por la misma combinación de hipótesis básicas de sobrecarga.

Esto nos llevó a poner a punto un programa auxiliar (EMPQUM) cuya misión era digerir los resultados de cada hipótesis básica de sobrecarga, reteniendo o acumulando valores de esfuerzos extremos en cada sección (reteniendo, si de hipótesis de sobrecarga alternativas se trataba, caso del carro, y acumulando en el caso de áreas parciales no superponibles con sobrecarga repartida), acompañados siempre de los valores correspondientes de los esfuerzos acompañantes.

El final del proceso de EMPQUM nos condujo a disponer de las envolventes de los siguientes esfuerzos en cada arranque de barra y en cada apoyo del emparrillado:

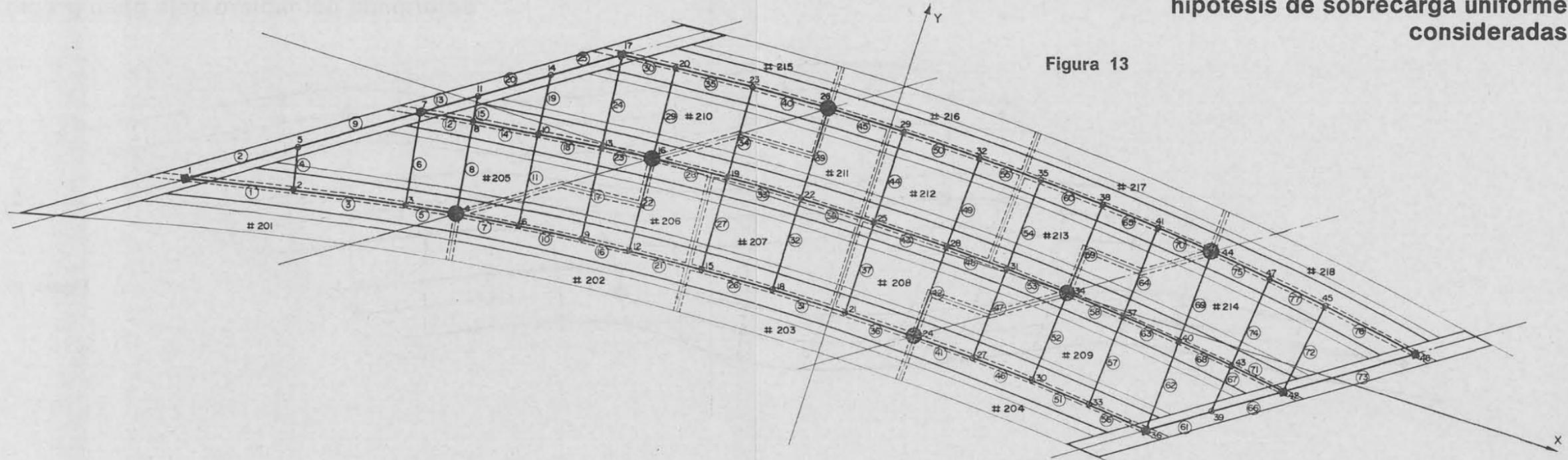
<u>Esfuerzo principal</u>	<u>Esfuerzos concomitantes</u>
a) Cortante máximo Cortante mínimo	Torsor y flector
b) Torsor máximo Torsor mínimo	Flector y cortante
c) Flector máximo Flector mínimo	Cortante y torsor
d) Reacción máxima Reacción mínima	

De este modo disponemos de los datos necesarios para un dimensionamiento de armadura pasiva, incluyendo las interacciones (cortante-flector) y (cortante-torsor).

En la figura 15 se exponen las envolventes de sobrecarga del flector, cortante y torsor, en el nervio lado interior de la curva.

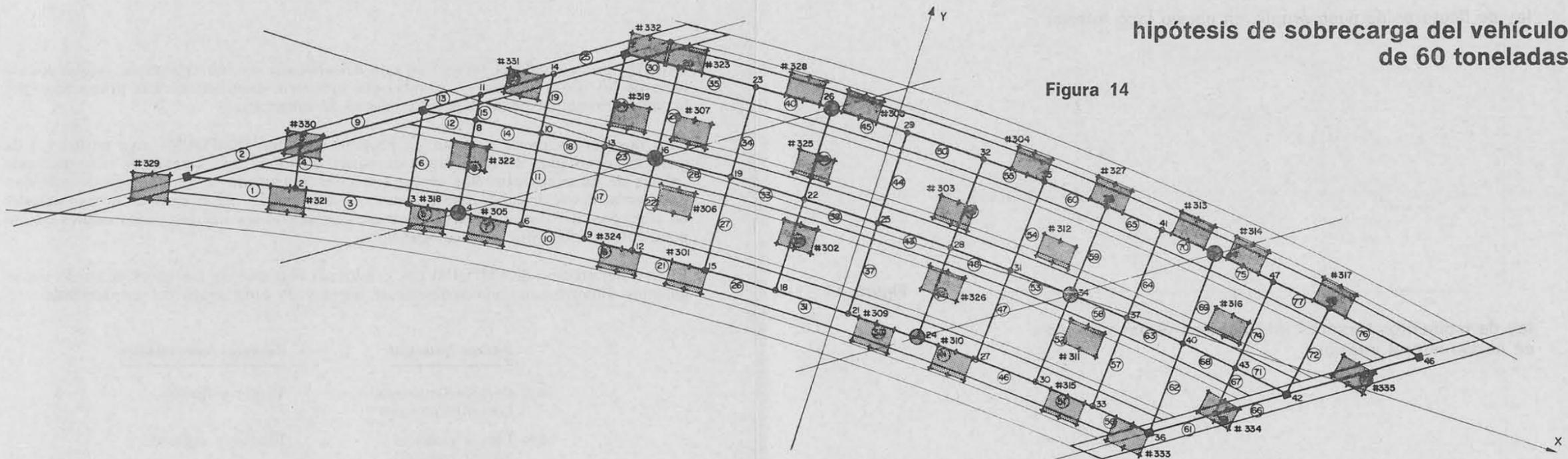
hipótesis de sobrecarga uniforme
consideradas

Figura 13



hipótesis de sobrecarga del vehículo
de 60 toneladas

Figura 14



4. PRETENSADO Y ARMADURA PASIVA

Queda finalmente la introducción del pretensado longitudinal de nervios como acción exterior. Mediante tanteos (que incluyeron análisis de cada nervio como viga recta) llegamos a determinar el número de tendones Freyssinet (12 T 13), de acero super, con $f_{pk} \geq 190 \text{ kg/mm}^2$. Dispusimos 18 tendones en el nervio exterior, 16 tendones en el central y 14 en el interior. Aunque no fue ésta la base de su determinación, puede observarse la buena correspondencia existente entre el número de tendones y el cuadrado de la luz del vano central de cada nervio ($40,25^2/18 = 90$; $37^2/16 = 85,56$; $34,65^2/14 = 85,75$). Al ser iguales las flechas del trazado alimétrico, esto representa fuerzas de desviación del pretensado prácticamente iguales en todos los nervios, de acuerdo con la carga exterior a compensar.

Cabe también reseñar (aunque se trate de un resultado esperable según lo expuesto más arriba) que estos mismos tendones conducían en el análisis de cada nervio independiente como viga recta (programa PONTEX) a resultados muy diferentes de los del nervio real del tablero esviado en cuanto a esfuerzos de flexión y corte, pero con valores bastante concordantes en lo que a tensiones normales respecta. En el cuadro I se exponen los estados tensionales, inicial y de servicio, en ambos apoyos intermedios y en el centro del gran vano del nervio lateral interior, obtenidos a través del análisis aquí descrito, y los que corresponderían a un dintel continuo recto, con las mismas luces, cargas y pretensado.

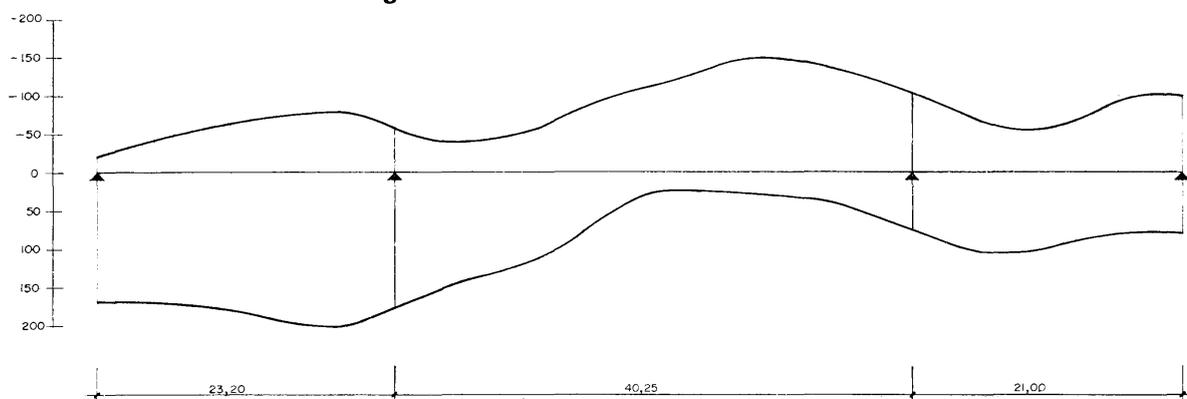
CUADRO I

Tensiones normales en tres secciones críticas del nervio lado interior (t/m²)

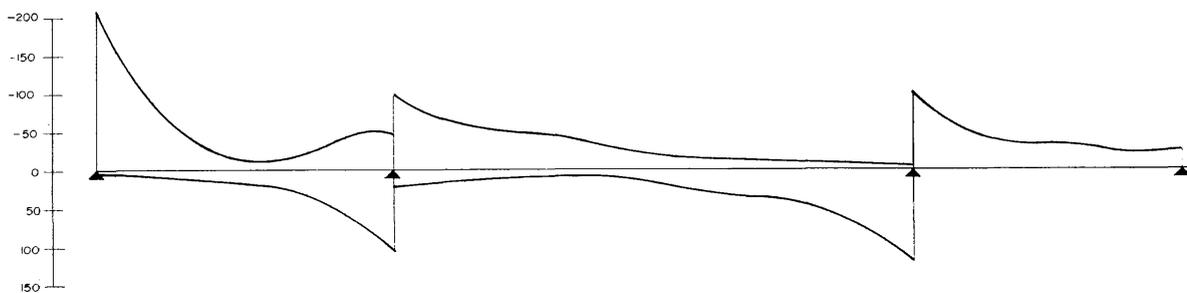
(Los valores entre paréntesis indican el resultado tensional como dintel recto, siguiendo el programa PONTEX)

	ESTADO			
	Inicial		Servicio	
	$\sigma_{sup.}$	$\sigma_{inf.}$	$\sigma_{sup.}$	$\sigma_{inf.}$
Apoyo pila izquierda	+ 535 (+ 666)	+ 309 (+ 154)	+ 45 (+ 92)	+ 843 (+ 773)
Centro vano central	+ 465 (+ 425)	+ 708 (+ 756)	+ 765 (+ 782)	+ 30 (- 11)
Apoyo pila derecha	+ 505 (+ 653)	+ 359 (+ 178)	- 29 (+ 85)	+ 956 (+ 789)

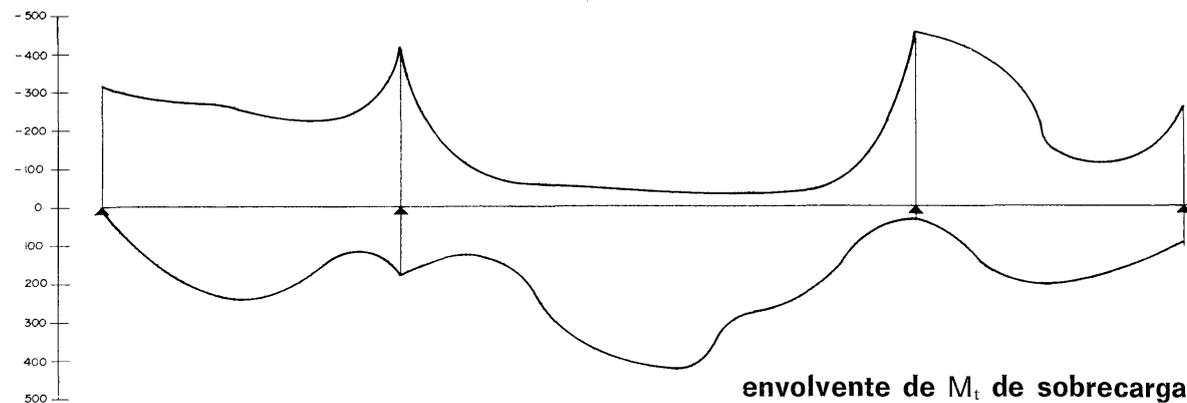
Figura 15 — nervio lado interior



envolvente de M_f de sobrecarga



envolvente de cortantes (V) de sobrecarga



envolvente de M_t de sobrecarga

La concordancia es notable si se piensa en los procesos de cálculo tan diferentes que se siguen en uno y otro caso. El coeficiente de distribución del carro es, por otro lado, un valor difícil de asignar al nervio individual, y a ello hay que añadir las cargas derivadas de las traviesas finales, losas de transición y aletas que oscurecen aún más la comparación. Con todo, el resumen es que esquemas estáticos diferentes (nervio recto frente a nervio constitutivo de un tablero esviado) conducen a sollicitaciones muy distintas, pero una acción compensadora y bien graduada del pretensado reduce en gran medida estas diferencias. Es la filosofía del pretensado concebido como cambio del origen tensional que expresara el fallecido Yves Guyon*.

Consecuente con esta idea, el pretensado longitudinal introduce un estado de corrimientos verticales y giros de torsión análogos a los de peso propio, pero mayores en módulo y de signo contrario. Se compensan fuertemente (cambiando el signo del esfuerzo total en situación de puente vacío) no solamente las flexiones y los cortantes de los nervios longitudinales, sino también sus torsores y las flexiones que, a causa de la desnivelación y rotación torsional de nervios, soportan los forjados de enlace.

Fijándonos, por ejemplo, en los torsores, el cuadro II expresa la situación a que se ve sometida la barra 31 perteneciente al nervio lateral interior.

CUADRO II

Ref.	Solicitación	Mt
(1)	Peso propio	— 226
(2)	Carga permanente	— 29
(3)	Pretensado permanente	+ 228
(4)	Sobrecarga (Mt máx.)	+ 29
(5)	Sobrecarga (Mt mín.)	— 155

Los momentos de torsión globales que soporta esta sección durante las distintas fases de la vida de la estructura son:

a) Estado inicial:

$$Mt_a = (1) + 1,18 \times (3) = + 43 \text{ m} \cdot \text{t.}$$

b) Estado permanente:

$$Mt_b = (1) + (2) + (3) = - 27 \text{ m} \cdot \text{t.}$$

c) Estados de servicios extremos:

$$Mt_c^1 = Mt_b + (4) = + 2 \text{ m} \cdot \text{t.}$$

$$Mt_c^2 = Mt_b + (5) = - 182 \text{ m} \cdot \text{t.}$$

Frente a un torsor total exterior de servicio de $-410 \text{ m} \cdot \text{t}$ tenemos, a causa del pretensado longitudinal, un esfuerzo a resistir que oscila entre $+ 43$ y $- 182 \text{ m} \cdot \text{t}$. No se ha logrado la compensación ideal que hubiera consistido en hacer oscilar el torsor resultante entre $\pm (29 + 155)/2 = \pm 92 \text{ m} \cdot \text{t}$, para lo que se habrían precisado mayores fuerzas de desviación. El pretensado se determinó buscando satisfacer requerimientos de flexión; y las características mecánicas de la sección, junto con la relación existente entre el peso propio y la sobrecarga, condujeron a una fuerza ascendente inferior a la que hubiera producido dicha oscilación mínima.

* Ver ARENAS DE PABLO, «El pretensado considerado como acción compensadora de las cargas exteriores», *Revista de Obras Públicas*, febrero 1974.

es, en el fondo, concederles el mismo grado de aleatoriedad cuando las posibilidades de aumento sobre su valor característico están mucho más limitadas en el primero que en la segunda.

Por ello, una expresión más matizada, del tipo de la propuesta por la norma francesa Instruction Provisoire 1973, sería, en mi opinión, claramente preferible. Allí se dice (art. 16.1):

$$S_d = 1,2 [S(1,1 Q_L) + S(P_2) + S(\gamma_{Qc} \cdot Q_c)] ,$$

donde:

$S(Q)$ = Solicitud debida a la acción Q .

Q_L = Acción de larga duración desfavorable.

P_2 = Pretensado característico inferior.

Q_c = Acción de corta duración desfavorable.

La fórmula prevé la posibilidad de un comportamiento no lineal de la estructura al escribir $S(\gamma_{Qc} \cdot Q_c)$ y no:

$$\gamma_{Qc} \cdot S(Q_c) .$$

$S(P_2)$ puede asimilarse grosso modo a nuestro $0,9 \times 228$, y γ_{Qc} vale 1,33 para las sobrecargas características de explotación de los puentes de carretera. De modo que tal norma utiliza $\gamma_f = 1,32$ para las cargas permanentes, y $\gamma_f = 1,60$ para la sobrecarga (próximas al 1,4 y 1,7 de Aci-71), lo que parece bastante lógico. Pero, además, el hecho de amplificar el conjunto de la solicitud, incluida la acción característica inferior compensadora de pretensado, es un modo de tener en cuenta el que en una estructura ampliamente fisurada por el aumento de las cargas exteriores se producen en muchas zonas sobrealargamientos en el acero duro que llevan a un incremento de la solicitud correspondiente, a través del aumento de las fuerzas de desviación (aunque la distribución de esfuerzos hiperestáticos se puede ver ampliamente modificada por el distinto grado de fisuración de unas y otras zonas de la estructura). Esto es algo que se incluye de un modo sistemático y riguroso en las verificaciones a rotura por flexión de las piezas isostáticas. En las hiperestáticas, la evolución del momento hiperestático de pretensado exige un cálculo complejo no ya a nivel de sección, sino de pieza completa, proceso que habría que seguir también con las cargas exteriores considerando la seguridad a rotura de la pieza como tal.

Volviendo a la expresión anterior y, aceptando comportamiento lineal en la estructura, nuestro esfuerzo de cálculo sería:

$$M_{td} = 1,2 [1,1 (226 + 29) - 0,9 \times 228 + 1,33 \times 155] = 1,32 (226 + 29) + 1,60 \times 155 - 1,08 \times 228 = 338,4 \text{ m} \cdot \text{t} ,$$

que representa un ahorro de un 18 % en la solicitud y, tratándose de un momento torsor, en la armadura pasiva necesaria.

Antes de concluir estas consideraciones, no querría dejar de señalar otra ventaja grande que el pretensado supone en obras de configuración poco común y, por tanto, relativamente difíciles de analizar. Es seguro que nuestro modelo matemático, aquél con el cual tratamos de representar la realidad física, se aleja en mayor o menor medida de ésta. Sabemos bien que las solicitudes que obtenemos de nuestro análisis difieren de las que realmente van a aparecer en la obra. Sin embargo, la acción compensadora del pretensado, al ser analizada con el mismo modelo matemático, reproduce los errores derivados de la falta de adecuación de éste a la realidad física, pero con la particularidad de que estos errores son de signo contrario a los que aparecían con las cargas exteriores.

El estado tensional resultante (acciones exteriores + pretensado) habrá visto, como consecuencia de lo anterior, reducidas sus discrepancias con la realidad a una pequeña fracción (fácilmente un 20 %) de los errores iniciales.

La acción del pretensado se introdujo en el modelo de emparrillado como suma de los siguientes efectos:

- a) Pares concentrados, producidos por la excentricidad de los anclajes finales.
- b) Fuerzas de desviación, consideradas verticales.
- c) Pares de flexión distribuidos a lo largo de los nervios, engendrados por las fuerzas de rozamiento.
- d) Carga torsora repartida debida a la curvatura en planta de los cables, igual al producto de la fuerza de desviación horizontal por la excentricidad del cable en cada sección.

Realizadas las comprobaciones tensionales de las distintas secciones con otro programa auxiliar que incluía la modificación de las características mecánicas de las mismas (secciones neta y homogeneizada para acciones de corta y larga duración), la estructura resultó estar prácticamente en clase I, pues la máxima tracción en servicio ascendió a 6 kg/cm^2 en un apoyo intermedio del nervio lado exterior. El consumo de acero de pretensado preciso fue de $18,6 \text{ kg/m}^2$, de superficie de tablero. El trazado de los tendones en cada nervio puede verse en la figura 16.

El pretensado transversal al tablero se evitó por el hecho de que al ser la flexión de desnivelación variable en intensidad y en signo a lo largo del eje del puente hubiéramos precisado trazados distintos para cada uno de los cables (la alternativa de tendones centrados en el plano medio del forjado es poco eficiente para absorber las flexiones de éste). Por otro lado, la planta romboidal del tablero hubiera obligado a disponer muchos tendones con su anclaje pasivo alojado en las traviesas finales complicando su organización.

Preferimos, por todo ello, disponer armadura transversal pasiva, distribuida a lo largo de cada nervio de acuerdo con las leyes de flexiones y los rasantes concomitantes de cosido entre nervio y forjado. Precisamente, la mayor objeción que cabe hacer a la armadura pasiva de un forjado de enlace entre nervios rígidos a torsión de un puente recto es el riesgo de su rotura por fatiga como consecuencia del cambio de signo de los flectores de arranques engendrados por la desnivelación de nervios que produce la sobrecarga. En nuestro caso, y a pesar de los efectos compensadores del pretensado longitudinal, esta alternancia de signos o se reduce mucho o queda eliminada debido a que la configuración del tablero hace que en cada zona de forjado de enlace predominen los flectores de desnivelación de un signo determinado. La figura 17 nos muestra la armadura pasiva-tipo de la sección transversal, así como la de las zonas de apoyo en fustes de pilas.

En la figura 18 puede apreciarse la distribución longitudinal de la armadura transversal, referenciada en la figura 17, a lo largo del nervio lado interior.

Consideraciones similares en algo a las antes expuestas nos llevaron a renunciar también al pretensado de las traviesas finales. Pretensado que, por otro lado, para ser bien aprovechado en aquéllas, evitando la difusión del axil de comprensión en el resto del tablero, hubiera requerido la existencia del pretensado transversal de forjados en proporción adecuada para igualar los acortamientos del hormigón en ambas direcciones, radial y según eje de traviesa. En la figura 19 puede verse la armadura máxima que incluían las traviesas de líneas de estribos. Se puso especial cuidado en la distribución de las zonas de solapes de barras, evitando al mínimo su concentración y alejándolas de las secciones de esfuerzo máximo.

El dimensionamiento de la armadura pasiva en estado límite último suscita la conveniencia de un comentario sobre los coeficientes de seguridad (γ_f) que se emplean para calcular dicha sollicitación. Siguiendo con el ejemplo de la barra 31 (cuadro II), la sollicitación de torsión de cálculo a que llegamos con los (γ_f) usuales fue:

$$Mt_d = 1,5(226 + 29 + 155) - 0,9 \times 228 = 410 \text{ m} \cdot \text{t.}$$

La preponderancia de los esfuerzos de peso propio y carga permanente en un tablero de puente de hormigón es grande, y el empleo de coeficientes que amplifiquen un 50 % su efecto y reduzcan un 10 % la acción compensadora de pretensado conduce a esfuerzos de cálculo que quizá sean excesivos. Aplicar, por otro lado, el mismo (γ_f) al peso propio que a la sobrecarga

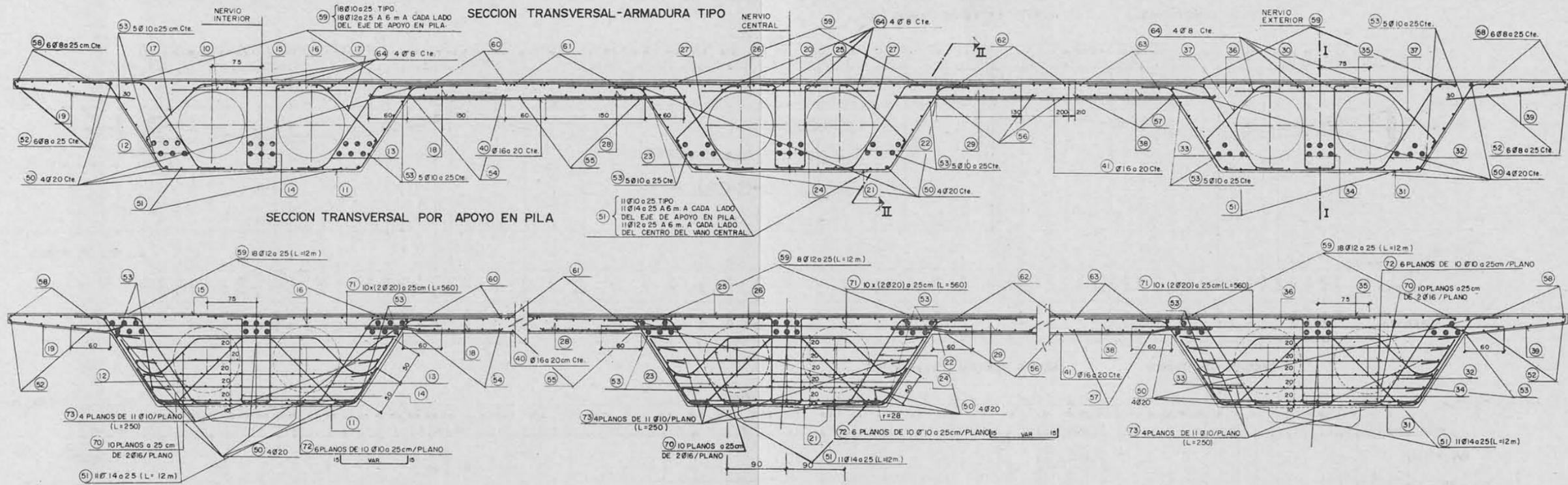


Figura 17

5. ACCIONES CONTENIDAS EN EL PLANO DEL TABLERO

Existen acciones propiamente dichas como la fuerza de frenado y la centrífuga, así como el viento, a las que hay que añadir los empujes de tierras sobre las traviesas finales del tablero. Por cierto que en todo tablero esviado que reciba directamente empuje de

tierras se produce un par de eje vertical al no estar dichos empujes alineados. En nuestro caso, las traviesas tenían longitudes distintas entre sí, por lo que, además del par, existía resultante de empuje de tierras, y este sistema de fuerzas tenía que ser equilibrado a través de los aparatos de apoyo elastoméricos.

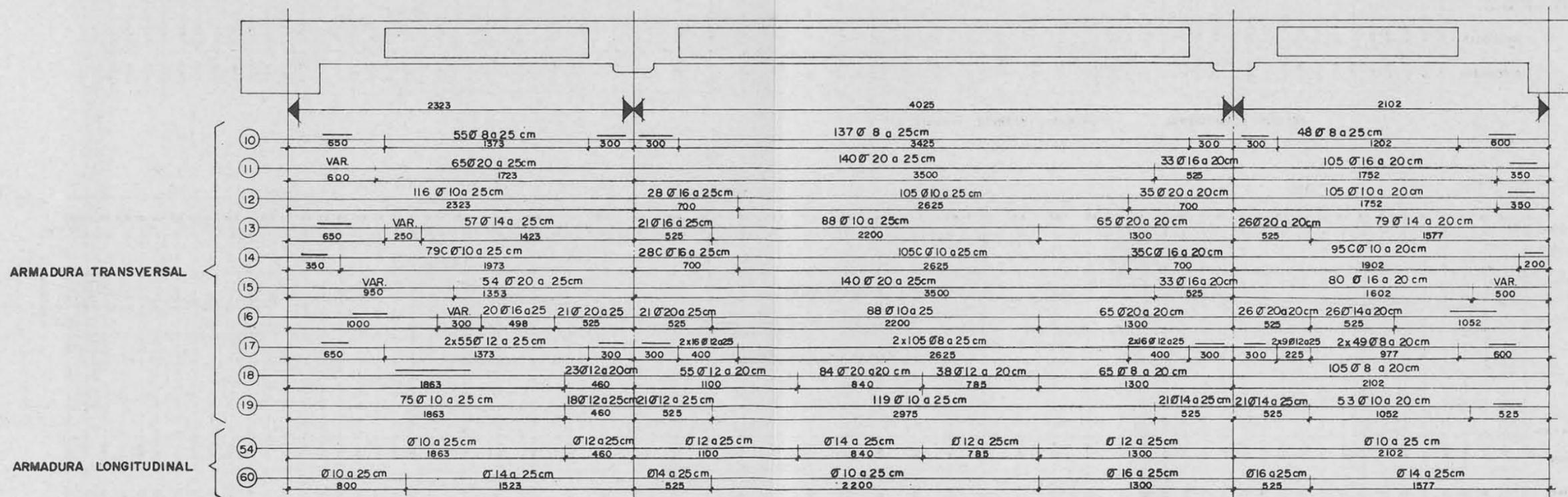


Figura 18

despiece de armadura nervio interior

Al margen de las acciones están las deformaciones impuestas que en nuestro caso tenían carácter ortótropo. En efecto, a la retracción y variación térmica uniforme que existen tanto en sentido longitudinal como transversal, hay que añadir en el primero los acortamientos instantáneos y diferidos engendrados por el pretensado. El problema, desde el punto de vista de las acciones sobre aparatos de apoyo y pilas, podía esquematizarse aceptando un estado de deformación ortótropo, con valores de ($\epsilon_{\text{long.}}$) y ($\epsilon_{\text{trans.}}$) constantes en toda la superficie del tablero.

La resolución del problema hiperestático de encontrar las reacciones individuales que equilibran una sollicitación exterior (Σ) que incluye dos componentes en el plano de la estructura y un par de eje vertical se aborda fácilmente considerando el tablero como un cuerpo rígido que, por efecto de (Σ), experimenta un corrimiento (δ) y una rotación (θ). La cuestión se reduce a la búsqueda de las coordenadas (X_0, Y_0) del centro instantáneo de rotación y del valor (θ) de esta última. En función de estos 3 parámetros (X_0, Y_0, θ) conocemos los desplazamientos (δ_x, δ_y)_i del tablero encima de cada una de las placas de apoyo. Si previamente hemos calculado las rigideces (K_u, K_v)_i del conjunto (placa de apoyo elastomérica + fuste + zapata), donde (u, v) indican ejes de simetría de la pieza, el corrimiento $\vec{\delta}_i$ descompuesto según (u, v) engendrará una reacción:

$$[R]_i = \begin{bmatrix} K_u & 0 \\ 0 & K_v \end{bmatrix}_i \cdot \begin{bmatrix} \delta_u \\ \delta_v \end{bmatrix}_i = [K]_i \cdot [\delta]_i .$$

Las condiciones que nos permiten obtener las coordenadas (X_0, Y_0) del centro instantáneo de rotación, así como el giro (θ) son expresar que la suma de las $[R]_i$ equilibran a la sollicitación exterior (Σ), lo que nos suministra, en efecto, tres ecuaciones. Halladas las incógnitas, conocemos inmediatamente el corrimiento del tablero sobre cada apoyo puntual, las reacciones (R_u, R_v)_i del mismo y, en consecuencia, las distorsiones de la placa elastomérica en ambas direcciones (u, v).

No hace falta decir que la rigidez $[K]_i$ viene muy influida por las dimensiones del aparato elastomérico (superficie y espesor de caucho), cuyo dimensionamiento y optimización en una obra de este tipo dista de ser trivial.

En cuanto a la deformación ortótropa impuesta, el planteamiento es análogo. Ahora buscaremos las coordenadas (X_0, Y_0) del punto fijo a partir del que se producen los corrimientos del tablero por efecto de ($\epsilon_{\text{long.}}$) y ($\epsilon_{\text{transv.}}$) de la deformación impuesta. El movimiento del tablero se completa con una rotación (θ) engendrada por su falta de simetría respecto al eje longitudinal. Estaremos en condiciones de escribir los desplazamientos $[\delta]_i$ de cada apoyo puntual como expresión lineal de (X_0, Y_0, θ). La respuesta del conjunto (pila-neopreno) será como antes:

$$[R]_i = [K]_i \cdot [\delta]_i$$

y las tres ecuaciones que precisamos resultarán de igualar a cero las tres componentes del sistema formado por $[R]_i$.

Las fuerzas sobre fustes y pilastrones y las distorsiones de las placas de apoyo nos dan la base para la comprobación de la validez de estas últimas y para el cálculo de aquéllas. Un sistema práctico es el de realizar sucesivos tanteos con distintas configuraciones de placas elastoméricas. El método operativo es preparar un programa de cálculo mecanizado en el que se introducen como variables las dimensiones de cada una de las placas de apoyo. El ordenador obtiene las flexibilidades (corrimientos para fuerza unitaria) de cada soporte tanto para acciones de corta como de larga duración (diferentes valores de E en el hormigón y de G en el neopreno), y de ellas deduce las $[K]_i$ correspondientes. El programa se completa resolviendo los dos casos antes indicados, de acción exterior o de deformación impuesta al tablero. La solución incluye las distorsiones de cada aparato de apoyo (δ_{um}, δ_{vn}) que han de cumplir la condición:

$$\delta_n = \sqrt{\delta_{um}^2 + \delta_{vn}^2} \leq 0,7 \cdot e_n ,$$

siendo e_n el espesor neto de caucho.

Después de numerosos tanteos, nosotros llegamos a la disposición de placas elastoméricas que puede apreciarse en la figura 5. Las fuerzas horizontales actuantes sobre pilas y pilastro-nes fueron la consecuencia directa de esta disposición.

6. CONCLUSION

El consumo de materiales de la solución ejecutada puede estimarse a partir de los siguientes datos:

— Hormigón del tablero (H-350) en sección tipo	0,61 m ³ /m ²
— Hormigón del tablero incluyendo macizados, riostras finales y ale- tas	0,90 m ³ /m ²
— Armadura pasiva AE-42, incluyendo la dispuesta en riostras finales y aletas	69,7 kg/m ²
— Acero duro de pretensado ($f_{pk} \geq 190$ kg/mm ²)	18,4 kg/m ²

La valoración de estos datos ha de hacerse teniendo presentes los elementos normalmente exteriores al tablero que incluyen y la consecuente simplificación en los estribos.

El Proyecto, desarrollado por ARPING Estudio Técnico, fue llevado a cabo por los Ingenie-ros de Caminos Aparicio Bengoechea y Serrano Orts, en colaboración con el autor.

La obra fue dirigida por J. F. de Assas, Ingeniero de la Tercera Jefatura Regional de Carre-teras del M.O.P. Por parte de AGROMAN, que construyó el puente en el plazo de cinco me-ses, estuvieron presentes los Ingenieros Angel Gil y Carmelo del Moral.

résumé

La structure (4e) du dédoublement de chaussée entre Lasarte et Andoaín

Juan José Arenas López, Dr. ing. des Ponts et Chaussées

Dans cet article, l'auteur décrit la concep-tion et l'analyse d'un passage surélevé type linteau continu, en béton précontraint, de 56° de biais.

Il fait des considérations sur l'économie d'acier de précontrainte à cause du biais par rapport à celui qui se produirait dans une dalle en béton armé, sur les effets structuraux de la précontrainte considérée comme une action volontaire qui compense les charges extérieures, et sur le dimen-sionnement de l'armature passive nécessaire pour les efforts de cisaillement et de tor-sion.

Ensuite, il expose les mécanismes résis-tants qui se développent dans un tablier de ce type et cite les procédés, relativement simples, d'analyse du tablier soumis à des charges normales à son plan et d'obtention d'actions horizontales sur des piles, à cause des forces et des déformations qui lui sont imposées.

Enfin, il détaille les aspects constructifs, tels que la solution adoptée pour éliminer les murs de culée, qui peuvent offrir un intérêt pratique.

summary

Highway Straightening Structure (4th) between Lasarte and Andoaín

Juan José Arenas López, Dr. in. Highway Engineering

This article describes the concept, design and analysis of a continuous concrete, capped type, overpass, prestressed with a 56° skewing angle.

This article includes considerations regard-ing the savings in prestressed steel as a result of the skewing as compared to that which would have been produced by using a reinforced concrete slab, and on the structural prestress effects contemplated as a voluntary compensating action of external loads as well on the size of the passive reinforcement required for cutting and tor-sion stresses.

It discusses the resistant mechanisms de-veloped in a panel of this type and it points out relatively simple analysis procedures of same, subjected to loads which are normal on its plane and of obtention of horizontal action on piles caused by the forces and deformations imposed in same.

Finally, construction aspects such as the solution adopted to eliminate bench walls, which can be of a practical interest, are detailed.

zusammenfassung

Die Struktur (4a) der Fahrbahnauf-spaltung zwischen Lasarte und Andoaín

Dr. Juan José Arenas López, Bauingenieur

In diesem Artikel werden Konzeption, Design und Untersuchung einer Überführung in Form einer durchgehenden Schwelle aus Spannbeton mit einem Abschrägungswinkel von 56° beschrieben.

Der Artikel enthält weiterhin Betrachtungen über die Ersparnis von Vorspannstahl auf Grund des Abschrägungswinkels in Zusam-menhang mit der, die sich bei einer Stahl-betonplatte ergeben würde, über die struk-turellen Wirkungen der als freiwillige Aus-gleichswirkung der Aussenbelastungen be-trachteten Vorspannung und über die Bemessung der erforderlichen passiven Bewehrung gemäss den Schnitt- und Verdrehungsbe-lastungen.

Der Artikel weist beständige Mechanismen auf, die sich auf einer Brücke dieser Art entwickeln und beschreibt verhältnismässig einfache Verfahren zur Prüfung derselben unter normaler Belastung und zur Erzielung von Horizontalwirkungen auf Säulen, auf Grund der darin hervorgerufenen Kräfte und Verformungen.

Es werden abschliessend Bauaspekte aufge-zählt, wie z.B. die angemessene Lösung zur Vermeidung von Quermauern, die in der Praxis von Interesse sein können.