

Colección de puentes de altura estricta¹

Justificación de los elementos estructurales

Justificaremos primero los elementos estructurales comunes a todas las series, y después los particulares de cada una de ellas.

Justificación de los elementos estructurales comunes.—Como ya indicamos, la reducción de altura de tablero se ha obtenido principalmente: 1.º, mediante la adopción de estructura solidaria (justificada en el artículo anterior), y 2.º, adaptación de los dinteles a la forma de igual resistencia a la flexión.

El estudio correspondiente al segundo punto se ha desarrollado considerando las dos clases de dinteles que integran las estructuras, y que corresponden a los tipos de viga doblemente empotrada y viga apoyada en un extremo y empotrada en el otro.

En cada uno de los casos hemos partido de la viga de espesor constante, determinando los momentos flectores producidos por el peso propio y los máximos producidos por la sobrecarga en diversas secciones, para luces comprendidas entre 4 y 24 m. Después, suponiendo que el momento de inercia es proporcional al cubo de la altura, y por consiguiente, que el momento resistente lo es al cuadrado de la misma, hemos determinado la raíz cuadrada de los máximos momentos flectores resultantes, lo que nos dará en primera aproximación la variación teórica del espesor en la viga de igual resistencia.

Esta ley de variación teórica la hemos convertido en práctica, amoldándole rectas, que en la viga doblemente empotrada han sido: horizontal y dos inclinadas simétricas, partiendo del cuarto o del quinto de la luz, y en la empotrada-apoyada, dos inclinadas, partiendo del punto al cuarto o quinto de la luz con relación a la sección de empotramiento.

Como los empotramientos que hemos de considerar no son perfectamente rígidos, sino elásticos, preparamos unos cuantos modelos de vigas con variación de espesores en distintas proporciones y acartelamientos diferentes, para disponer de elementos utilizables en los diferentes casos que se presentan.

El resumen de los cálculos efectuados con este fin es el siguiente:

A) Deducción de las características de los distintos tipos de vigas consideradas: *coeficientes elásticos, factores de transmisión de cargas y momentos de empotramiento* para fuerzas aisladas y cargas uniformemente distribuidas. (Ejemplo: cuadro 1.)

Recordaremos a lo que se refieren estas características:

Coficiente elástico derecho o izquierdo es el factor por el que hay que multiplicar la masa elástica $\frac{I_0}{L}$ correspondiente a la viga con sección uniforme I_0 , para obtener la de nuestra viga en el extremo derecho o izquierdo. Significa el momento que es preciso aplicar en esta sección extrema supuesta libre, para obtener giro unidad, estando la otra perfectamente empotrada.

Factor de transmisión de cargas es la relación entre el momento que aparece en el extremo de una viga empotrada al que lo origina por actuación en el extremo opuesto.

Momento de empotramiento es el correspondiente a la sección extrema de la viga considerada inmóvil.

En el cuadro puede verse la deducción analítica de estos parámetros, que se comprende sin más que recordar las ecuaciones fundamentales de la viga elástica, las cuales, a mi modo de ver, se expresan del modo más claro mediante los dos teoremas de las áreas:

1) En una viga sometida a flexión, el ángulo de las tangentes a la elástica en dos puntos cualesquiera viene dado por el área del diagrama $\frac{M}{EI}$ entre las ordenadas correspondientes a los dos puntos.

2) En una viga sometida a flexión, la ordenada desde un punto Q en la elástica hasta la tangente a esta misma curva en otro punto P viene dada por el momento del área del diagrama $\frac{M}{EI}$, entre los dos puntos con relación al primero.

B) Obtención de las líneas de influencia de los momentos flectores en las secciones más interesantes. (Ejemplo: cuadro 2.)

C) Deducción de los momentos flectores producidos por peso propio y sobrecarga en las distintas secciones de cada una de las luces consideradas. (Ejemplo: cuadro 3.)

D) Determinación de la ley de variación de los máximos momentos flectores referidos al de una sección típica. (Ejemplo: cuadro 3.)

E) Comprobación de la eficacia de la ley de variación de espesores adoptada, al compararla con la de la raíz cuadrada de estos momentos unitarios. (Ejemplo: cuadro 3.)

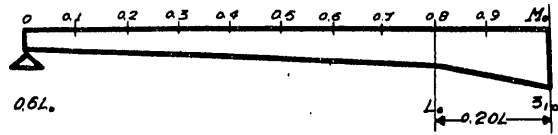
Para el cálculo de las estructuras hemos utilizado el método elástico bajo la forma conocida *slope deflection* de los norteamericanos, resolviendo las ecuaciones por el procedimiento de Cross (*Distributed Fixed End Moments*), que ya detallaremos al exponer un ejemplo.

En la distribución de hierros hemos procurado disponerlos para resistir directamente las tensiones principales, moldeándolos lo más adaptados a las líneas isostáticas que las necesidades constructivas permiten, para lo cual estudiamos detenidamente los elementos de cada estructura mediante dichas curvas de *transmisión de esfuerzos* y las denominadas de *resistencia intrínseca*, valiéndonos para las primeras de las experiencias, generalmente fotoelásticas¹, lleva-

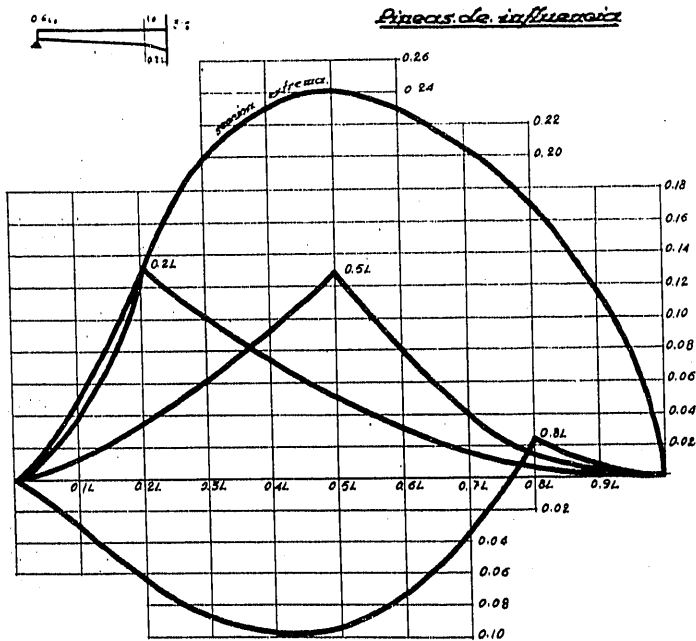
¹ Aprovechamos, una vez más, la ocasión, para llamar la atención sobre la importancia del estudio fotoelástico de las estructuras. Se obtienen directamente las siguientes familias de curvas: *Isocromáticas* de igual componente tangencial máxima de tensión, *isoclinas* o de igual inclinación de las tensiones principales; de éstas se deducen fácilmente las *isostáticas* y las curvas de igual tensión, con lo que se tiene elementos para un estudio completo de la cuestión.

¹ Véase el número anterior, página 27.

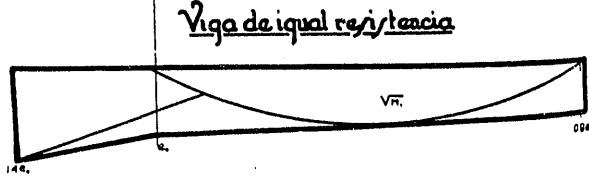
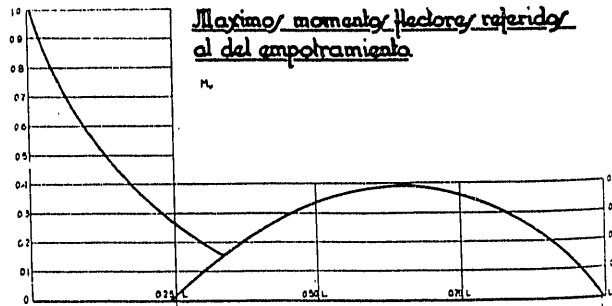
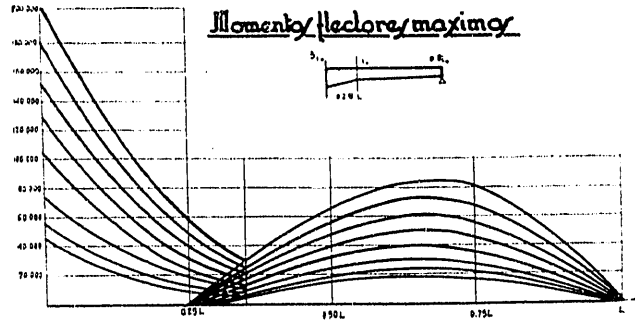
CUADRO 1



Sección	Relación de Momentos de Inercia	Fuerza unitaria en:				Carga continua en toda la viga		Fuerza unitaria en:							
		Extremo izquierdo		Extremo derecho		en toda la viga		a 2L.		a 5L.		a 8L.			
		$(\frac{M}{L})$	$(\frac{M}{L})$	$(\frac{M}{L})$	$(\frac{M}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$		
0	0.60	1.670	.830	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0.1	0.64	1.400	1.260	0.166	.140	0.070	0.063	.125	.012	.038	.008	0.31	.003		
0.2	0.68	1.180	.944	.294	.236	.118	.094	.235	.047	.147	.029	0.59	.012		
0.3	0.73	0.960	.570	.412	.288	.144	.101	.191	.057	.206	.062	0.82	.025		
0.4	0.77	0.780	.468	.520	.312	.166	.091	.156	.062	.260	.104	1.04	.042		
0.5	0.83	0.603	.301	.603	.301	.150	.075	.120	.060	.301	.150	1.20	.060		
0.6	0.88	0.456	.180	.683	.273	.136	.054	.091	.055	.227	.136	1.36	.082		
0.7	0.94	0.320	.096	.745	.226	.112	.034	.064	.045	.160	.112	1.49	.104		
0.8	1.00	0.200	.040	.800	.160	.080	.016	.040	.032	.100	.080	1.60	.128		
0.9	1.80	0.055	.008	.500	.050	.025	.002	.011	.010	.028	.026	0.44	.039		
1.0	3.00	0	0	.333	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Áreas		0.679		0.487		0.991		1033		1507		885			
Momentos		$5 \times 0.705 = 0.479$		$5 \times 0.405 = 0.198$		0.530		380		0.706		0.495			
Factores de Inversibilidad $\alpha = \frac{0.198}{0.479} = 0.416$, $\alpha = 0.60$						$0.991 - 0.487[M_1 - 0.679] = 0.503 - 0.198M_1 - 0.479M_2$		$M_1 = \frac{0.380}{0.291} = 0.130$		$M_2 = \frac{0.706}{0.291} = 0.242$		$M_3 = \frac{0.495}{0.291} = 0.170$			
Coeficientes elásticos $R_1 = \frac{1}{4(0.487 - 0.679)} = 1.25$, $R_2 = 0.73$						$M_1 = 0$, $M_2 = 1.20$, $M_3 = 0.62$									
						$R_1 = 1.49$, $R_2 = 0.72$									



Sección	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0	0.050	0.180	0.200	0.231	0.241	0.230	0.204	0.170	0.118
0.2	0.039	0.134	0.100	0.074	0.013	0.030	0.040	0.015	0.003
0.5	0.013	0.036	0.063	0.093	0.129	0.080	0.040	0.014	0.006
0.8	0.031	0.064	0.087	0.098	0.094	0.086	0.034	0.024	0.008



das a cabo, y controlando las segundas por la situación de grietas en ensayos llevados hasta la rotura.



Fig. 1. Isostáticas en el extremo de un dintel

Las isostáticas en un dintel son de sobra conocidas y justifican plenamente el modo corriente de armarlo: barras horizontales, que en la zona central

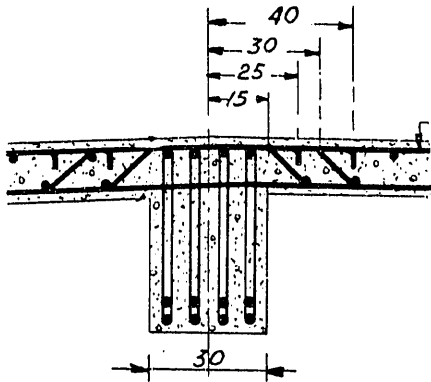


Fig. 2. Detalle del enlace de losa y viga

van inferiores y en las zonas extremas superiores, y barras inclinadas que enlazan ambas regiones. Hemos utilizado este sistema modificando únicamente la inclinación del doblez a 1 1/2 por 1, en lugar del 1 a 1 corrientemente adoptado. La figura 1 evidencia la ventaja de esta variación, pues las barras se adaptan mejor a la forma de las isostáticas, cuya inclinación es inferior a 45° por encima de la fibra neutra, que es donde interesa su actuación.

En los dinteles con vigas disponemos éstas cada 1,50 m (distancia a la que hemos llegado por consideraciones económicas, al considerar las dos funciones de la losa: soportando las cargas y formando la cabeza de las vigas, y por consideraciones prácticas relacionadas con el ancho de vía), adoptando para unión de losa y viga la disposición que se indica en la fig. 2, cuyas características especiales son: supresión de los pequeños acartelamientos y existencia de armadura inferior en la losa.

El problema de la ineficacia del pequeño acartelamiento lo trataremos detenidamente al ocuparnos del enlace de pilar y dintel en los pórticos sencillos; todo lo que exponemos entonces puede aplicarse al caso, pues los es-

¹ Esto se ha utilizado anteriormente y por vez primera en las estructuras de los edificios de la Ciudad Universitaria proyectadas por el ingeniero de Caminos D. Eduardo Torroja, quien utiliza el ángulo de 35°.

pesores de losa y viga, 15 y 30 cm respectivamente, son comparables.

La eficacia de la armadura inferior se comprueba fácilmente al considerar el modo de trabajar una viga en T con cargas en las alas. En la figura 3 se han dibujado las isostáticas para esfuerzos aplicados a la izquierda, pudiendo distinguirse tres regiones: aquella en que sólo existen tensiones de compresión,

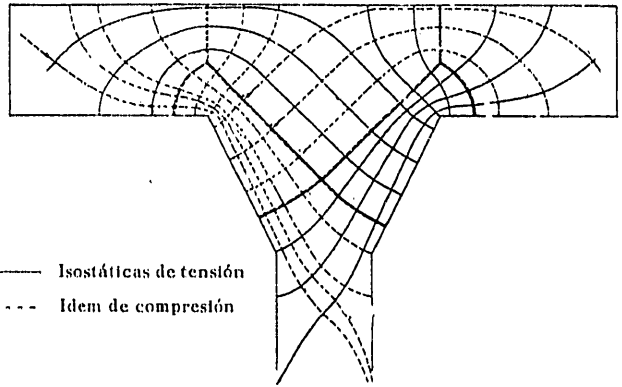


Fig. 3. Isostáticas en una viga en T para cargas situadas en la aleta izquierda

la que sólo tiene tensiones de tracción y las que contienen ambas; por consiguiente, en el ángulo de la región opuesta a la de aplicación de la carga existen siempre tracciones. La disposición adoptada para las armaduras con hierros inferiores e inclinados en las losas y estribos en las vigas sigue muy bien el trazado de las isostáticas, y además absorbe bien las tensiones, como se deduce al examinar las grietas de

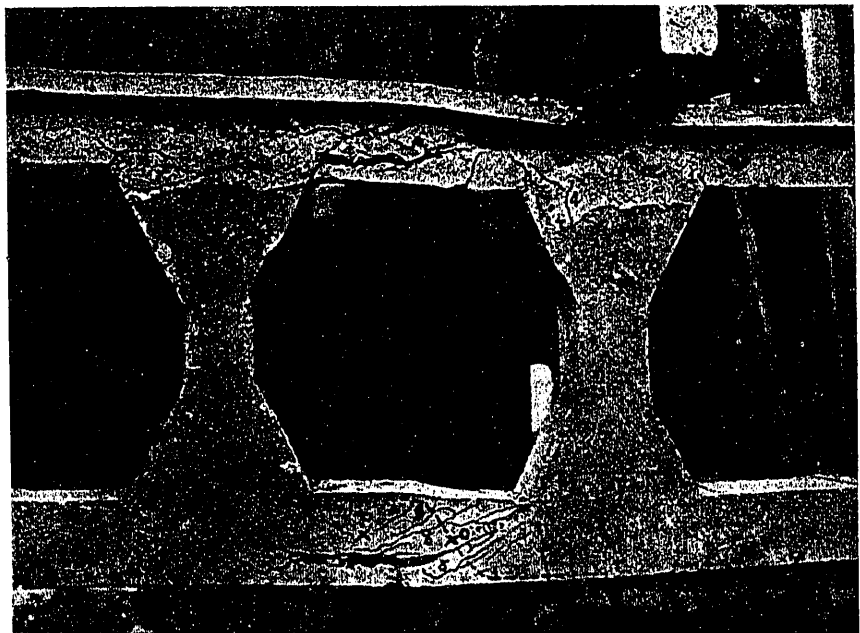


Fig. 4. Estructura ensayada hasta rotura durante la construcción de los nuevos almacenes Laffayette

la estructura ensayada hasta rotura (fig. 4) durante la construcción de los nuevos almacenes Laffayette.

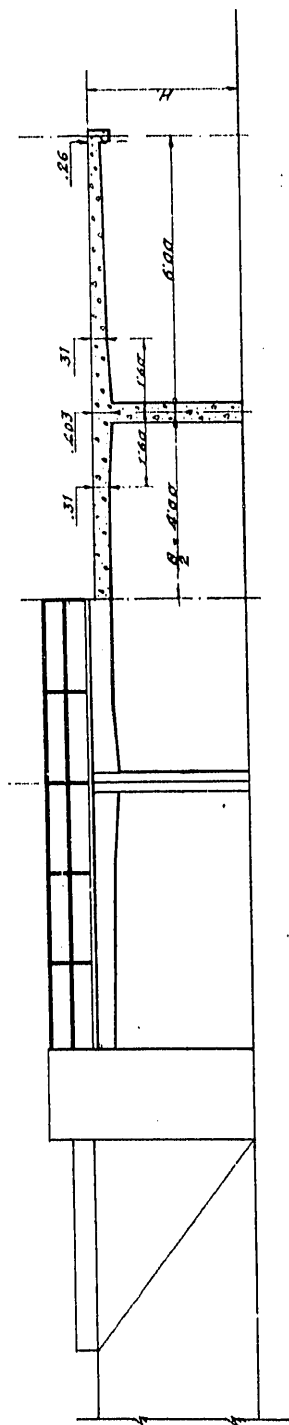
En los tabiques hemos adaptado espesor constante, salvo en los de la serie II, por las razones que exponemos, disponiendo la armadura principal en relación con la del dintel correspondiente, siendo digno de advertir únicamente el modo de armar la unión

con el macizo de cimentación que se detalla en la figura 5. La justificación aparece en las figuras 6 y 7, que corresponden a las experiencias fotoclásticas de Fabre sobre muros empotrados; claramente

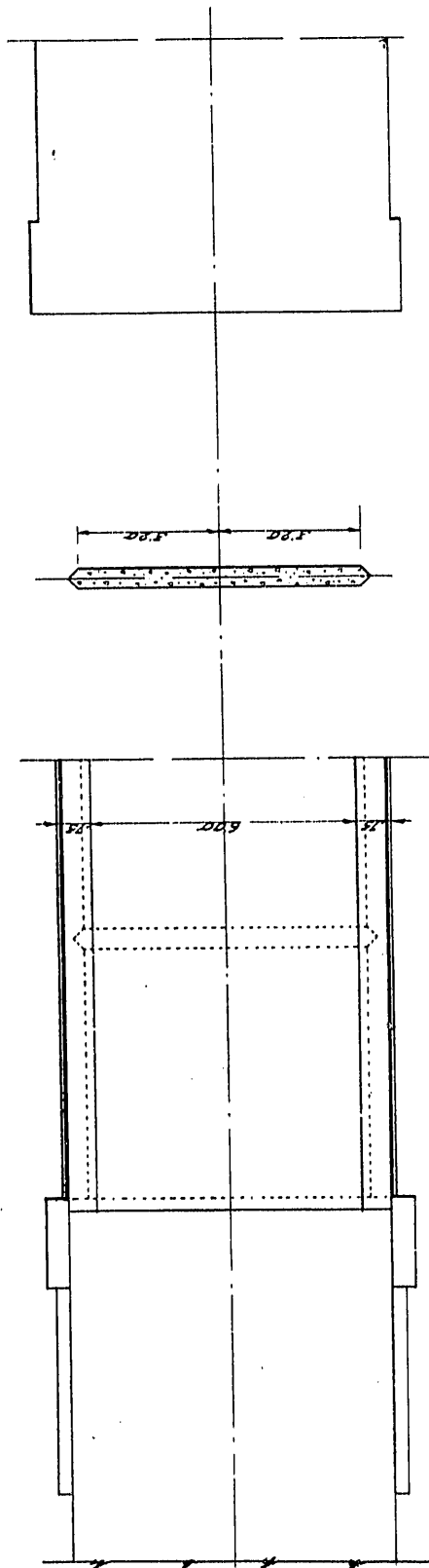
Estos estudios nos han permitido reducir las armaduras a un mínimo; así en las losas sólo existen la longitudinal y una transversal de repartición. En las vigas existe además la armadura transversal, que

SERIE III.—Modelo de 20 metros

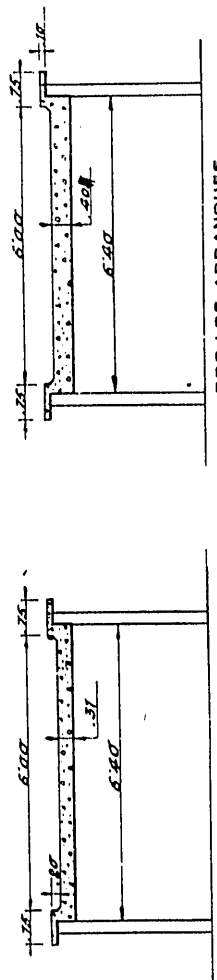
— SEMI-ALZADO — SEMI-SECCION —



— SEMI-PROYECCION — SEMI-PLANTA —



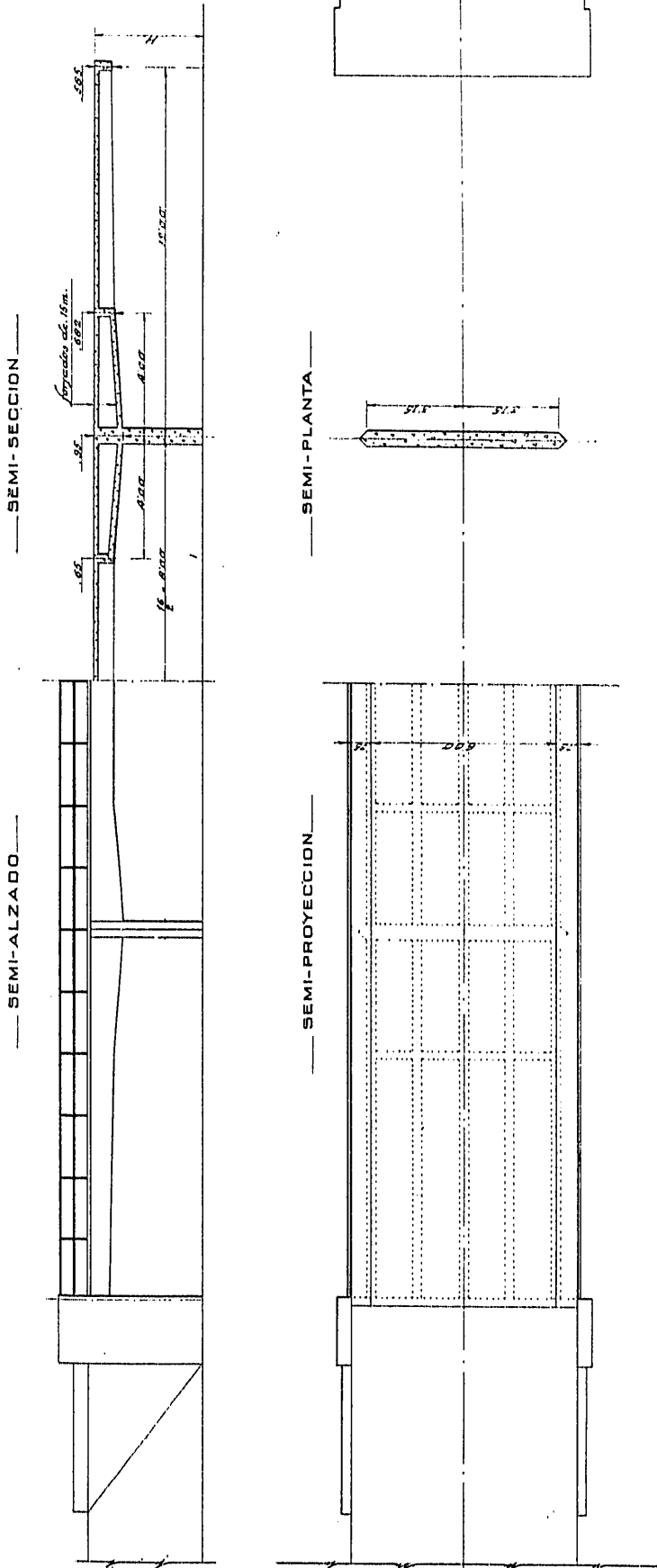
— SECCIONES TRANSVERSALES —



resalta la importancia del hierro inclinado, absorbiendo, por un lado, las tensiones de tracción que corresponden al régimen de trabajo en flexión compuesta, y por el otro, encauzando las de compresión para su distribución en el macizo de cemento.

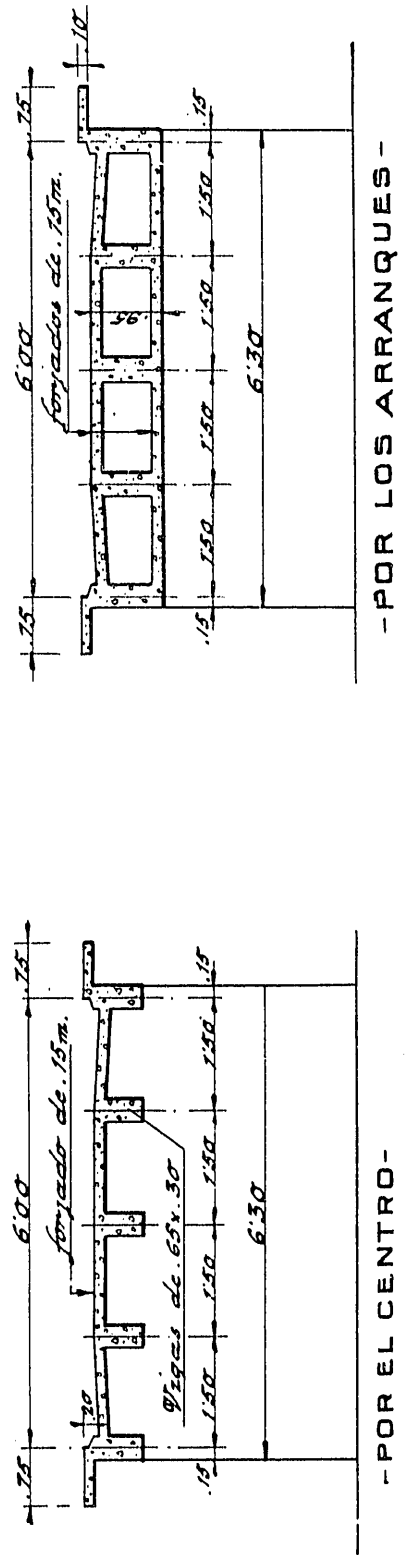
es de estribos dobles de 10 mm, habiéndola combinado con la longitudinal en cuchillos independientes, lo que facilita extraordinariamente la colocación y armado de las mismas.

El criterio de sencillez y economía en la mano de



SERIE IV.—Modelo de 40 metros

SECCIONES TRANSVERSALES



obra ha sido fundamental en la selección de formas constructivas, y como consecuencia de ello, hemos llegado a una simplicidad extraordinaria para la ejecución de los encofrados mediante el empleo exclusivo de secciones rectangulares; también se ha tenido presente en todo lo que se refiere al trabajo del hierro, disponiendo el menor número posible de plantillas diferentes, no utilizando hierros de calibre superior a 35 milímetros, y sacrificando en parte el criterio de armado estricto a la claridad y uniformidad del mismo.

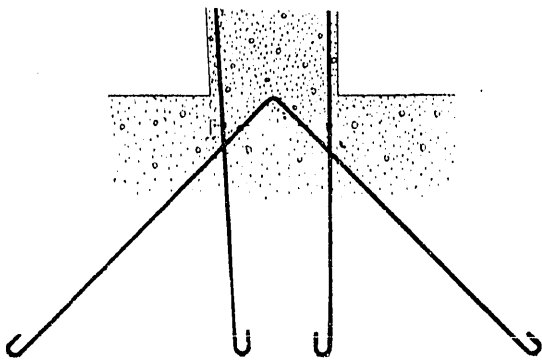


Fig. 5. Detalle de la unión de tabiques y cimientos

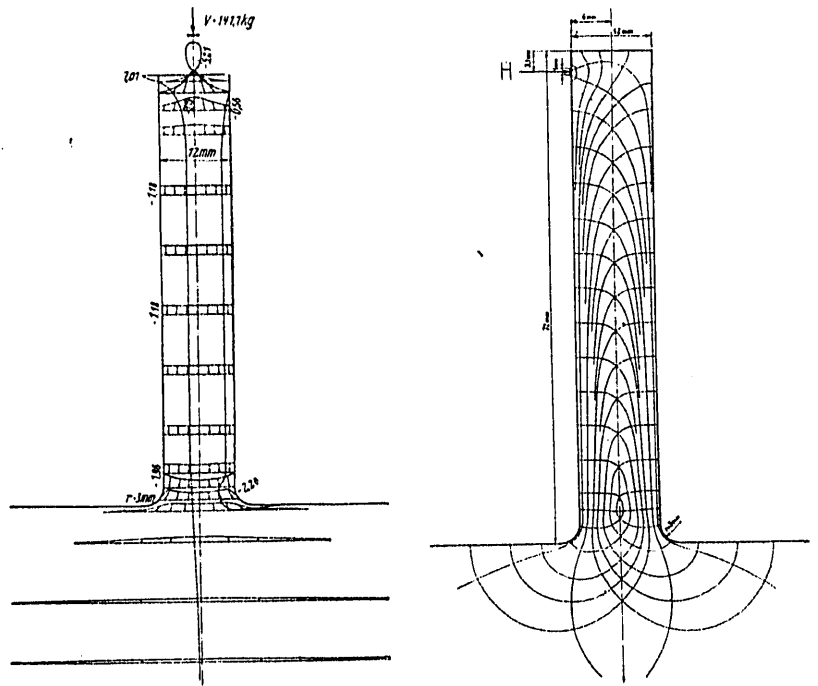
En el cálculo de todas las estructuras hemos tenido en cuenta los siguientes esfuerzos:

- 1) Peso propio, considerando 2 500 kilogramos por metro cúbico.
- 2) Peso del pavimento, a razón de 200 kg/m².
- 3) Sobrecarga móvil, que es la de la Instrucción vigente, repartida en el ancho de vía de 3 m e incrementada en un 30 por 100 por efecto dinámico.
- 4) Variación de temperatura desde + 15 a

—25° C, con relación a la de construcción, incluyendo en el descenso la retracción de fraguado.

Además, según los casos, empuje de tierras y asiento de los apoyos.

Las máximas cargas admitidas han sido:
Hormigón: 60 kg/cm².



Figs. 6 y 7. Experiencias fotoelásticas de la bre sobre muros empotrados

Hierro: 1 100 kg/cm².

Se ha supuesto una relación de coeficientes de elasticidad $m = 12$ y se ha prescindido en los cálculos de las siguientes influencias favorables: trabajo a tracción del hormigón y efecto arco por variación de situación de la fibra neutra.

Carlos FERNANDEZ CASADO
Ingeniero de Caminos

Medición de potencias

En el concepto más amplio, la energía se presenta de diversas formas, y en todas ellas la medida de su magnitud se tiene que verificar, pues sería imposible querer utilizar una cosa que no se conoce su valor; pero en sus diferentes manifestaciones, unas presentan más dificultad de medición que otras; por ejemplo, la energía eléctrica se mide con una gran facilidad; la hidráulica y la térmica son más complicadas de medir. ¿Y la energía mecánica? No se puede decir que la energía mecánica no es importante, que sea una energía de menos valor práctico; al contrario, la energía mecánica es el intermedio necesario para la transformación de energía de una clase a otra; árboles de transmisión, correas, engranajes, etcétera, son necesarios para cada cambio de clase de energía, hasta para permutar, dentro de una clase, la forma en que se manifieste, como, por ejemplo, si se quiere pasar de energía eléctrica continua a alterna; para todo esto es necesaria la energía mecánica: es el desfiladero casi obligado para cualquier energía que ha de transformarse.

La manifestación más general de esta energía es la del eje transmisor, la energía que conduce un sólido al girar; parece que el hombre ha mirado con más simpatía a esta manera de engendrar trabajo, sin duda por su sencillez; mediante el movimiento giratorio ha resuelto un problema de capital importancia: la locomoción en su triple aspecto de aérea, marítima y terrestre. Hasta cuando es necesario un movimiento rectilíneo se recurre a la transformación en giratorio mediante correas o cables sin fin, tornos, etcétera. En toda clase de transformación de energía mecánica está la giratoria acusando su presencia; se puede decir que la energía mecánica se acuña en forma de árbol giratorio. El hombre es, sin duda, esclavo de la rueda.

Una vez vista su importancia, veamos las maneras de hallar su valor. Se trata en concreto de medir la energía mecánica giratoria que puede suministrar una máquina, si ésta es motor, o que llega a ella, si es un receptor. Este problema se ha resuelto en parte con criterios diferentes: uno es transformar la ener-