

# Colección de puentes de altura estricta<sup>1</sup>

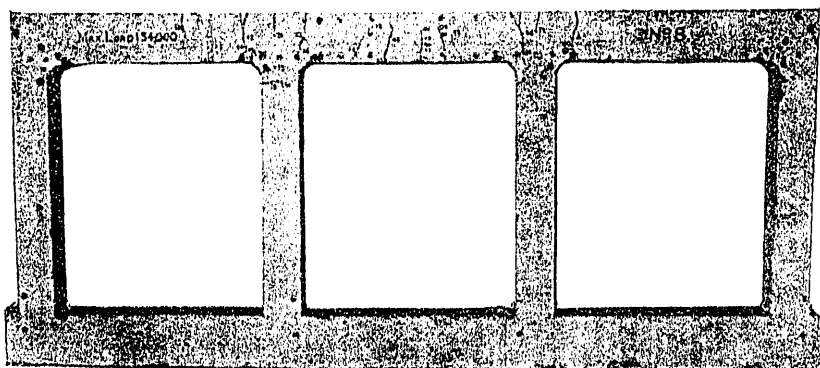
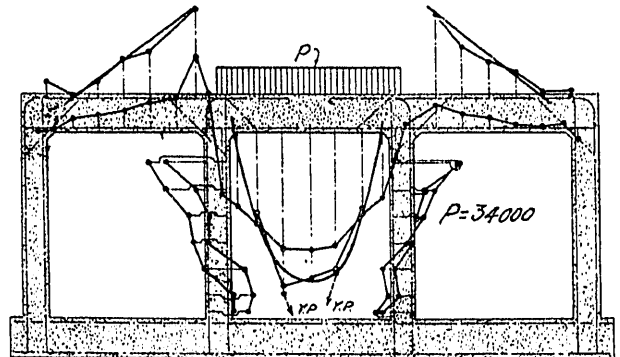
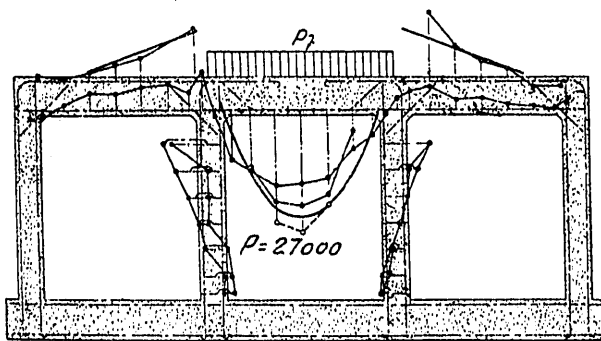
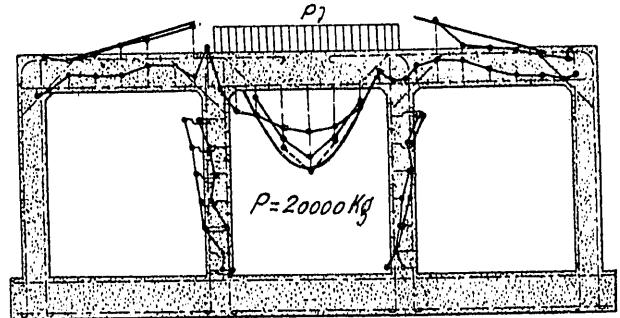
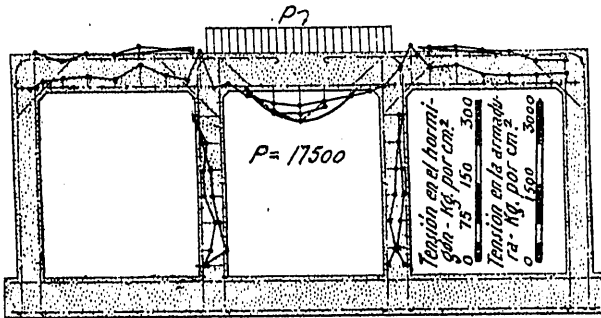
Modelos de las series 3.<sup>a</sup> y 4.<sup>a</sup>

En el artículo anterior expusimos el método de cálculo utilizado en las estructuras de los modelos de estas dos series, y su aplicación se ha llevado a cabo considerando los siguientes esfuerzos:

- 1) Peso propio y del pavimento.
- 2) Sobrecarga móvil.

acartelamientos se extienden hasta el cuarto y el quinto de la luz central en los modelos de losa y vigas respectivamente. Para los tabiques adoptamos espesor constante en toda la altura.

La relación de las luces de los dinteles la hemos determinado por la condición de equilibrio directo de



Experiencias de Mikishi en el Laboratorio de la Universidad de Illinois, 1918

a) Curvas de las tensiones teóricas y experimentales, carga en el tramo central.

b) Grietas observadas después de la experiencia.

3) Variación termohigrométrica equivalente a un descenso de 25 y aumento de 15° C.

4) Desnivelación de los apoyos en 4 cm.

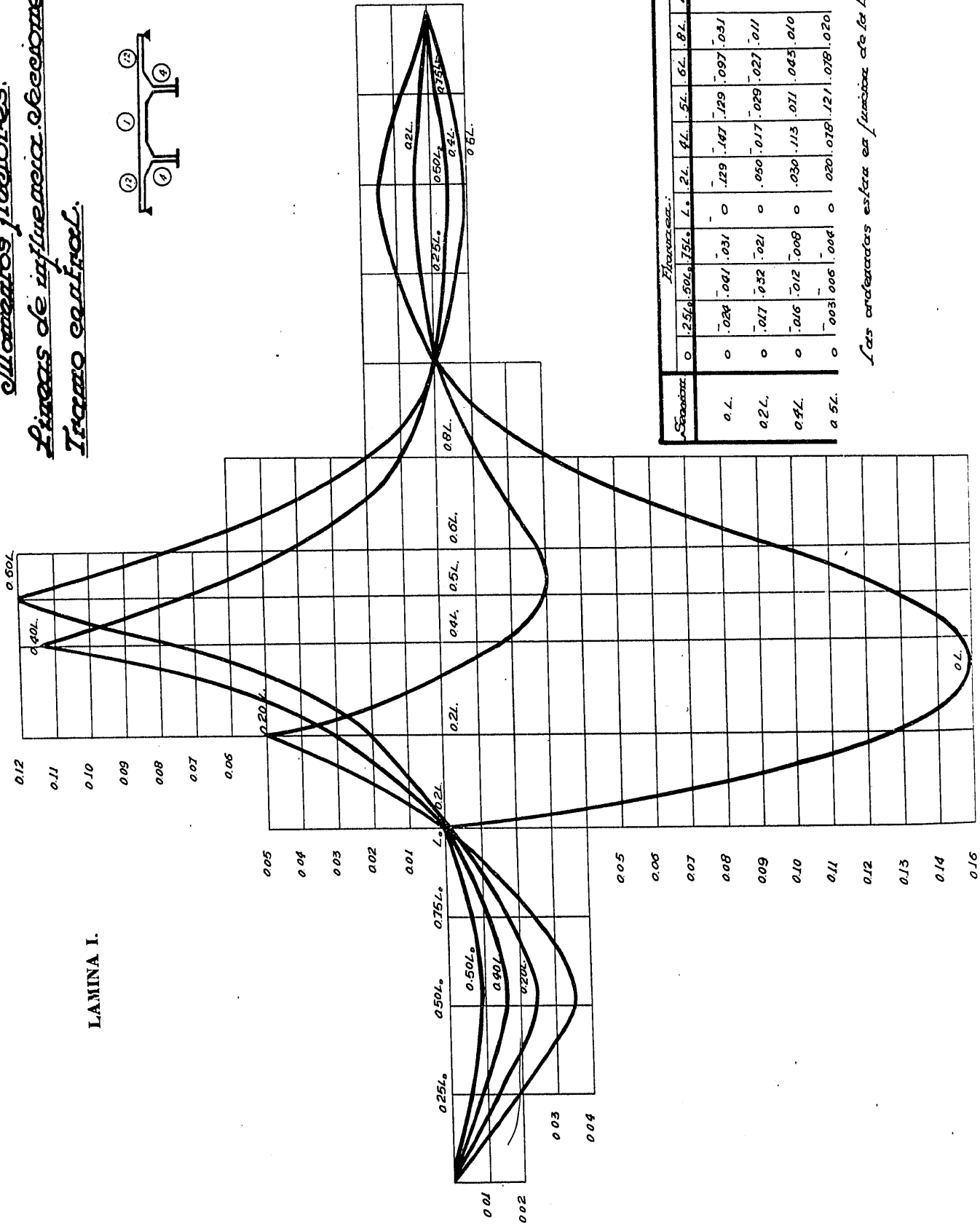
Las estructuras las hemos obtenido por combinación de dinteles con las formas estudiadas para viga doblemente empotrada en los interiores y viga apoyada y empotrada en los exteriores. En todas ellas la amplificación de momentos de inercia es 3, y los

pares de empotramiento en el caso de carga uniformemente repartida, llegando a  $L_0 = L_2 = 0,77L_1$ , correspondiendo una relación de rigideces  $\frac{k_0}{k_1} = 1,20$ .

Entre tabique y dinteles la relación es  $\frac{p_1}{k_1} = 4$ . Lo mismo que en los pórticos sencillos hemos supuesto que cada tren de sobrecarga se distribuye en un ancho de 3 m y lo resisten el mismo ancho de losa en los modelos de este tipo, y repartiéndose en propor-

<sup>1</sup> Véase el número anterior, página 121.

*Momentos flexores.  
Lineas de influencia. Secciones  
Tramo central.*



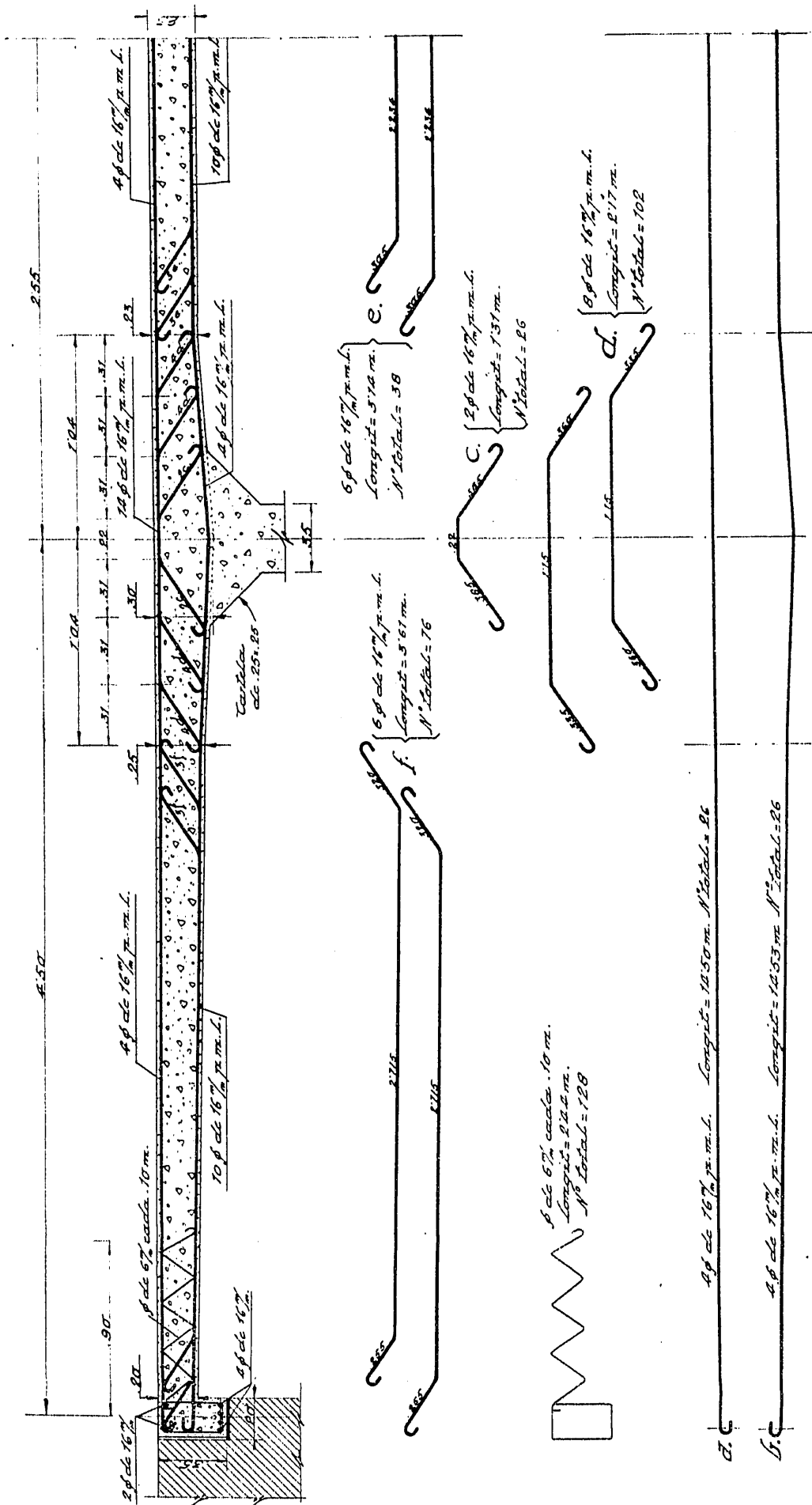
LAMINA I.

| Sección | Flexores: |       |       |      |    |      |      |      |      |      |   |      |      |      |   |
|---------|-----------|-------|-------|------|----|------|------|------|------|------|---|------|------|------|---|
|         | 0.25L     | 0.50L | 0.75L | L    | 2L | 3L   | 4L   | 5L   | 6L   | 8L   | L | 2.5L | 5.0L | 7.5L | L |
| 0.4L    | 0         | .024  | .041  | .031 | 0  | .129 | .147 | .129 | .097 | .031 | 0 | .014 | .020 | .011 | 0 |
| 0.2L    | 0         | .017  | .032  | .021 | 0  | .050 | .017 | .029 | .027 | .011 | 0 | .005 | .007 | .004 | 0 |
| 0.4L    | 0         | .016  | .012  | .008 | 0  | .030 | .113 | .071 | .045 | .010 | 0 | .009 | .006 | .005 | 0 |
| 0.5L    | 0         | .003  | .006  | .004 | 0  | .020 | .078 | .121 | .078 | .020 | 0 | .008 | .012 | .006 | 0 |

*Las ordenadas están en función de la luz del tramo central*

SEMI-SECCION LONGITUDINAL

m. E. 1/20



LAMINA II. Modelo de paso superior de carretera sobre ferrocarril de simple via

ciones de 40 por 100 y 60 por 100 sobre las dos vigas correspondientes en los otros modelos.

El resumen de los cálculos es el siguiente:

A) Determinación de los momentos de empotramiento en dinteles y tabiques para varias posiciones

D) Obtención de los momentos flectores y esfuerzos cortantes máximos en todas las secciones para cada una de las luces consideradas.

E) Cálculo de espesores y armaduras en las secciones central y extremas de los dinteles.

F) Distribución de hierros a lo largo de los dinteles.

G) Cálculo de la armadura secundaria de los dinteles (serie III) o comprobación de la resistencia del hormigón cuando aquélla no sea precisa (serie IV).

H) Obtención de los esfuerzos más desfavorables en el tabique en las dos hipótesis siguientes: a), momento flector máximo, y b), compresión longitudinal máxima.

Ilustramos este desarrollo únicamente con las líneas de influencia de los momentos flectores para las secciones del tramo central; pero la marcha seguida es análoga a la que describimos con detalles de todas las etapas en las series I y II.

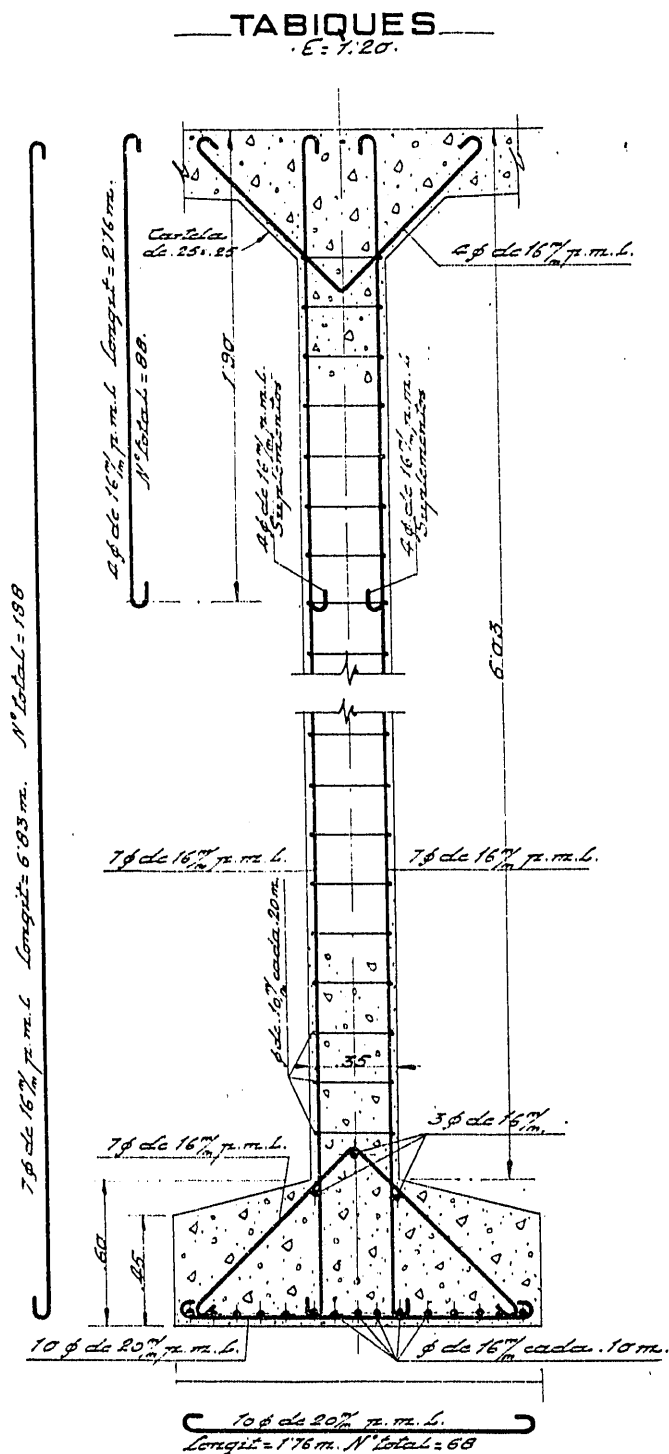
El armado es análogo al de los pórticos sencillos, pues se ha hecho con arreglo a las mismas normas de sencillez y economía en la mano de obra; así, suprimimos la armadura secundaria en las losas, empleando calibres de 18 a 22 mm en los hierros de la armadura principal. En las vigas hacemos la distribución de hierros por cuchillos, combinándolos de modo a obtener el menor número de plantillas diferentes; los calibres empleados son de 22 a 35 mm, utilizando para los estribos el de 10 mm.

Un detalle especial en los modelos de la serie III es la utilización de alambres de 5 mm doblados en zig-zag para reforzar las extremidades de la losa en una región donde no existe número suficiente de barras levantadas.

También es detalle especial de dichos modelos la adopción de pequeños acartelamientos en la unión de tabique y dinteles, con objeto de alojar los hierros inclinados que colaboran en la resistencia en las tensiones de tracción desarrolladas en una u otra cara del tabique cuando la sobrecarga esté en uno o en otro de los dinteles adjuntos. En la figura adjunta se exponen los resultados de las experiencias llevadas a cabo por Mikishi Abe sobre un pórtico triple, con carga uniformemente repartida en el tramo central; fácilmente se comprueba la eficacia del armado que proyectamos observando la situación de las grietas después de la rotura.

Aunque los puentes que se proyectan constan únicamente de tres tramos, pueden servir para cualquier número de ellos sin más que repetir el central las veces que sea preciso, pues entonces las condiciones de trabajo se mejoran en los nuevos dinteles y tabiques; pero deberá adoptarse la misma armadura y dimensiones para no complicar la ejecución. Únicamente será preciso tomar precauciones especiales para aminorar los efectos de retracción cuando la longitud total sea importante; aconsejamos como límite para ésta los 70 m.

Las juntas de construcción deben dejarse en los tabiques, a nivel del plano inferior de la losa o vigas, y en los dinteles se procurará hormigonar de una vez todo el correspondiente a un tramo cuando se trate de losas; en el caso de vigas es preciso ejecutar primero los forjados inferiores; en seguida, las vigas,



de la fuerza unidad (véase artículo anterior, lámina II).

B) Determinación de los momentos de empotramiento para variaciones termohigrométricas y asiento de los apoyos (véase artículo anterior, lámina II).

C) Deducción de las líneas de influencia de los momentos flectores y esfuerzos cortantes en las secciones más interesantes (ejemplo, lámina adjunta).

que se procurará llenar de una vez a todo lo largo, o interrumpiendo las longitudinales en los puntos al cuarto de la luz; es decir, sobre las vigas riostras; después de las vigas se llenará el tablero superior, procurando llevar forjados y voladizos a todo lo ancho del puente.

Para la cimentación de los tabiques, proyectar o macizo continuo o zapata de hormigón armado, corrida en toda la longitud de aquéllos.

En cuanto a los estribos, se proyectan definitivamente para cada modelo, habiendo adoptado la sección que se indica en la figura; es decir, dos macizos paralelepípedicos, uno para el cuerpo de estribos y

otro para el macizo de cimentación, avanzando éste con respecto a aquél únicamente por la cara interior, para centrar la resultante de modo a conseguir la transmisión de una carga centrada al terreno de apoyo. El espesor del cuerpo de estribo está calculado con la condición de que la resultante, en el caso más desfavorable, pase por el extremo del núcleo central y el del macizo de cimientos para centrar la resultante que le transmite aquél; únicamente cuando el terreno de cimentación exija una carga unitaria muy reducida será preciso ensanchar la base, mediante escalonamiento simétrico, a los dos lados, en una altura no inferior a la anchura suplementaria.

Carlos FERNANDEZ CASADO  
Ingeniero de Caminos

## Diques y marejada

Se sabe hoy calcular bastante bien el empuje que sufre un dique vertical que hace de barrera contra las olas. En el largo camino que se ha seguido desde lo poco que se sabía ayer hasta llegar a los conocimientos que hoy se tienen, ocupan lugar preferente Gaillard, Barré de Saint Venant, Flamant, y más recientemente Benezit, Sainflou y Lira. Es digno de especial mención el último folleto de Jorge Lira que lleva por título *Rompeolas verticales*; estudia las averías de Antofagasta, Valencia y Catania; aplica en cada caso el procedimiento de cálculo de Sainflou y el suyo, y deduce que se debe seguir el de Sainflou. No se puede dudar que en Lira se junta un alto mérito ingenieril con unas excelsas cualidades personales.

Ese estudio de Lira tan preciso, y esos diques que han estado a punto de resistir, nos dicen que ya no falta mucho para saber calcular la sección de un dique vertical. Van poco a poco desapareciendo las frases vagas tan repetidas sobre la fuerza incalculable del mar, y van dejando el puesto a fórmulas y trazados, en los que cada día se puede tener más confianza; tanta, por lo menos, como la que se tiene al calcular un muro de sostenimiento de tierras.

Ultimamente Penna y d'Arrigo han publicado un estudio sumamente interesante sobre las vibraciones de los diques verticales, del que me propongo dar un día detallada cuenta. Las olas que rítmicamente golpean un muro producen un efecto de resonancia que merece detenido estudio y atención; salta a la vista la importancia de ese estudio para las torres de los faros batidas por el mar. Cada día se va despejando más el horizonte. La impresión que antes se sentía ante el espectáculo del mar embravecido era la de que había que perder toda esperanza de descifrar lo que allí estaba ocurriendo; hoy ya es otra cosa; y aunque al mismo tiempo que se aprende, se va sabiendo lo mucho que falta que saber, la ingeniería marítima va siendo cada vez más digna de llevar ese nombre.

Aunque se ha llegado a saber bastante bien cuál es el empuje de las olas contra un dique, no se debe creer que las cosas ocurren como si dentro del agua en reposo se moviese un ariete o catapulta que golpease al muro. El agua está en movimiento y eso cambia los datos del problema.

Si el paramento frente al mar tiene altura bastante y la ola se refleja en él, el agua pierde su movimiento orbitario y se mueve en un continuo subir y bajar que da origen a las características ondas inmóviles del *Clapotis*; mientras una gota de agua sube verticalmente de *b* a *a*, otra baja de *c* a *d*. La superficie del mar va presentando la serie de curvas que hay entre *ad* y *bs*. Recordemos el cálculo del dique; la altura *ab* es el doble de la altura de la ola, cuando *af* es vertical; si

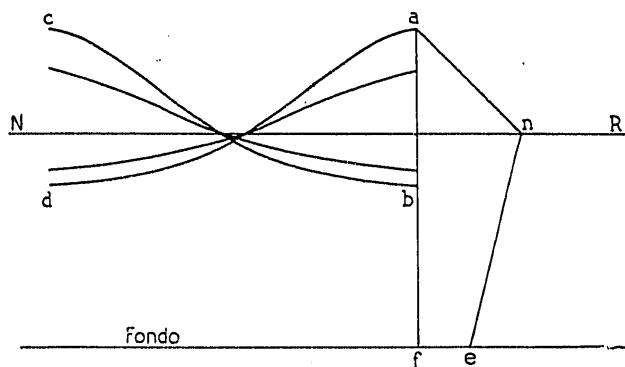


Fig. A.

*NR* es el nivel de reposo del mar, nivel que podemos determinar con exactitud, se puede trazar la línea *ane*, en la que *an* es una recta inclinada a  $45^\circ$ , y *fe* es el límite de los semiejes mayores de las órbitas elípticas descritas por la gota de agua, cuando, en el fondo, se convierten en una recta. Esta distancia *fe* es aproximadamente igual a

$$\frac{2h}{1 + \frac{\pi^2 H^2}{2L^2}}$$

fórmula en la que  $2h$  es la altura de la ola,  $2L$  es su longitud y  $H$  es la profundidad del mar. La línea *anef* nos da los empujes a las diferentes alturas del mar. Si todo el muro fuese un solo monolito, el área total *anef* sería la medida del empuje, que habría que aplicar a una altura sobre el fondo igual a lo que del fondo dista el centro de gravedad de ese cuadrilátero.

Ese empuje, compuesto con el peso del muro, da