

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

Faro-baliza de los bajos del Llobregat.

(CONTINUACIÓN) (1)

EMPUJES. — Según la teoría de Mr. Birault puede tomarse con la suficiente aproximación para el empuje en un punto cualquiera definido por su ángulo β con el diámetro vertical (véase la figura anterior)

$$e' = -\frac{1}{4} V \cos 2\beta$$

luego, teniendo en cuenta que para los puntos A y B $\beta = 90^\circ$ y 180° , respectivamente, y que su coseno es -1 , tendremos:

$$e'_1 = -\frac{1}{4} 60 = 15; e'_2 = -\frac{1}{4} 216 = 54; e'_3 = -\frac{1}{4} 253 = 63;$$

$$e'_4 = -\frac{1}{4} 261 = 65 \quad \text{y} \quad e'_5 = -\frac{1}{4} 270 = 68.$$

Resumiendo los esfuerzos de compresión y empujes hallados en cada una de las divisiones de la cúpula, tendremos

COMPRESIONES.

$$\begin{aligned} N_1 &= n_1 + 2' = 618 + 60 = 678 \\ N_2 &= n_2 + n'_2 = 588 + 173 = 761 \\ N_3 &= 678 + 228 = 906 \\ N_4 &= 716 + 248 = 964 \\ N_5 &= 1.090 + 270 = 1.360. \end{aligned}$$

ESFUERZOS DE TENSION. — Llamaremos r al radio de las secciones rectas.

$$\begin{aligned} E_1 &= (e_1 + e'_1) r_1 = (290 + 15) \times 1 = 305 \\ E_2 &= (501 + 54) \times 1,20 = 666 \\ E_3 &= 665 + 63 \times 1,40 = 1.019 \\ E_4 &= (767 + 65) \times 1,45 = 1.206 \\ E_5 &= (767 + 68) \times 1,50 = 1.252. \end{aligned}$$

Según estos valores de los esfuerzos deberían cubrirse los espacios que constituyen las cuatro dovelas consideradas en que hemos dividido la parte de cúpula cuya anchura en la base es de un

metro con las armaduras necesarias para que sumadas sus secciones en cada dovela dieran:

$$1.^\text{a} \text{ dovela inferior } \frac{1.252}{1.200} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$2.^\text{a} \text{ dovela } \frac{1.206}{1.200} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$3.^\text{a} \text{ dovela } \frac{1.019}{1.200} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$4.^\text{a} \text{ dovela superior } \frac{666}{1.200} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Pero para tener en cuenta los esfuerzos anormales que pudieran producirse por algún roción de la ola que llegara á la cúpula, y para no hacer trabajar al acero con el límite de su resistencia aceptado, dispondremos las siguientes armaduras:

1.ª dovela = 4 varillas de 7 mm. = 1,53 cm²	á distancias de 14 cm.
2.ª dovela = 4 id. 7 mm. = 1,53 cm²	id. 14 cm.
3.ª dovela = 4 id. 6 mm. = 1,13 cm²	id. 14 cm.
4.ª dovela = 4 id. 5 mm. = 0,78 cm²	id. 14 cm.

Los esfuerzos de compresión que antes hemos deducido son muy pequeños en relación á la superficie que presenta en cada una de las juntas de las dóvelas el metro de anchura de la cúpula considerada que, por ejemplo, en la base de ésta tiene 800 centímetros cuadrados de sección, y como las compresiones deducidas en dicha base ascienden á 1.360 kilogramos, resulta una presión de 1,70 kilogramos por centímetro cuadrado.

Pero el espesor del tabique de hormigón de la cúpula no ha de deducirse solamente teniendo en cuenta estas compresiones, sino considerando que entre cada dos armaduras directrices, es decir, las que acabamos de deducir, hay un forjado de 14 centímetros de luz apoyado en ellas, que soporta por metro cuadrado una carga igual á los empujes antes deducidos para cada dovela antes considerada. Esta manera de obrar nos proporcionará además el medio de conocer el diámetro conveniente de las armaduras de repartición, ó sea las colocadas en el sentido de las generatrices.

El momento del empuje en la dovela inferior, que será la que consideraremos por ser la más cargada, será, teniendo en cuenta que es una carga uniformemente repartida

$$\frac{835 \times 0,14^2 \times 100}{8} = 1.620 \text{ kg. por cm.}$$

El espesor teórico será

$$h = \sqrt{\frac{1.620}{741}} = 1,5$$

de suerte que el espesor total sería $1,5 + 3 = 4,5 \text{ cm.}$, que no es práctico.

(1) Véase el número anterior.

La sección de las armaduras de repartición será:

$$s = 0,695 \times 1,5 = 1,04 \text{ cm}^2$$

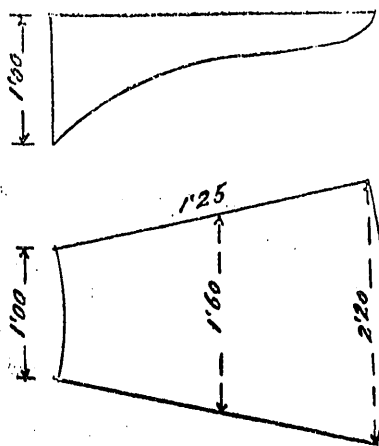
Adoptaremos, pues, cuatro varillas de 6 milímetros de diámetro, que se colocarán á distancia de 25 centímetros en la base, distancia que se reducirá en la parte superior por el estrechamiento de la cúpula. En cuanto al espesor de hormigón de las paredes de ésta lo elevaremos á 8 centímetros, no sólo para hacer práctica su ejecución, si que también para prevenir los esfuerzos anormales de los rociones del oleaje que pudieran llegar á la cúpula.

Piso de la cámara de servicio.—Como el capitel de la columna-torre sólo presenta el hueco de 0,70 metros de ancho y 1,45 metros de largo, donde se alojan las escaleras, es necesario solamente cubrir este hueco para dejar constituido el piso de la cámara. Este hueco se cubrirá con losa de vidrio, que dará luz á las escaleras, y con una trapa, que dará entrada desde la última escalera á la cámara de servicio.

Capitel.—El capitel, cuyo ensanchamiento respecto al fuste de la columna-torre tiene por objeto proporcionar el suficiente espacio á la cámara de servicio, y, además, como principal fin, y á esto tiende la forma exterior que se le ha dado, el de desviar el roción de la ola que tienda á ascender por la columna-torre para que no logre alcanzar el aparato. Estas consideraciones nos hacen ver que, si bien normalmente la parte volada de este capitel sólo estará sometida á los esfuerzos procedentes del peso de la construcción superior, acrecido por las fuerzas exteriores que sobre ella actúen, en otras ocasiones este capitel tendrá que resistir á los grandes esfuerzos que sobre él ejerza la reventazón de la ola.

¿Cuál será el esfuerzo vertical producido por los paquetes líquidos que lleguen al capitel? Nos es desconocido. Pero teniendo en cuenta que una parte del esfuerzo de la ola se consume en el choque contra la columna-torre y otra parte se invierte en elevar los paquetes líquidos de que hablamos, estimo que no me alejaré de la realidad si hago la hipótesis de que la presión ó esfuerzo producido sobre el capitel en sentido vertical de abajo arriba, será, por metro cuadrado, la mitad próximamente del que la ola produce sobre la columna-torre. Así, pues, en números redondos admitiremos una presión de 7.000 kilogramos por metro cuadrado.

Tomaremos, para comprobar la resistencia de este capitel, una porción de él de un metro de anchura en la parte interior ó lado de la columna-torre, que dará al exterior, ó sea en la cor-



nisa, una anchura de 2,20 metros, con ancho medio de 1,00 metros.

La presión será de

$$1,60 \times 1,25 \times 7.000 = 14.000 \text{ kg.}$$

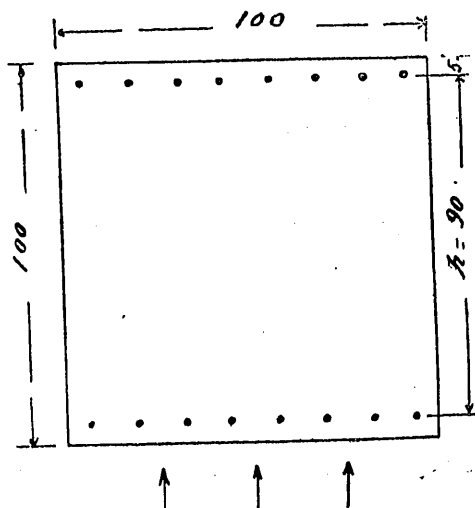
que podremos considerar uniformemente repartida; por lo tanto, su momento respecto á la sección de empotramiento será

$$M = 14.000 \times \frac{1,25}{2} \times 100 = 875.000 \text{ kg. por cm.}$$

En el punto medio de la parte considerada el momento flector será

$$M_1 = 1,90 \times 0,625 \times 7.000 \times \frac{1,25}{4} \times 100 = 259.656 \text{ kg. por cm.}$$

Las dimensiones de la viga en la sección de empotramiento serán las de la siguiente figura.



Dada su altura, no podemos considerarla como un forjado, sino como una viga rectangular; por lo tanto, emplearemos para su cálculo las fórmulas á éstas correspondientes, deducidas por los Sres. Tedesco y Forestier, aplicando la circular francesa.

Armaremos la viga en la parte superior, que en este caso es el de las compresiones, con ocho barras de 8 milímetros de diámetro, lo que supone una sección total del metal de 4 centímetros cuadrados, y por la parte inferior, ó sea en este caso por el lado de las tensiones, con ocho barras de 12 milímetros de diámetro, con una sección total del metal de 9,04 centímetros cuadrados.

La fibra neutra distará de la cara superior de las compresiones.

$$\begin{aligned} \varphi &= \frac{-12(9,04 + 4) + \sqrt{12^2(9,04 + 4)^2 + 2 \times 100 \times 12(9,04 \times 95 + 4 \times 5)}}{100} = \\ &= \frac{-156,48 + \sqrt{21.485,76 + 2.109.120}}{100} = \frac{-156,48 + 1.460,7}{100} = 13,04 \text{ cm.} \end{aligned}$$

El brazo del par elástico será

$$\begin{aligned} d &= 95 - 13,04 + \frac{2,3 \times 100 \times 13,04^2 + 12 \times 4 \times 8,04}{100 \times 13,04 + 12 \times 4} = 81,96 + \\ &+ \frac{11.336 + 385,9}{1.304 + 48} = 81,96 + 8,6 = 90,56 \end{aligned}$$

En consecuencia, el trabajo máximo de compresión del hormigón será

$$r = \frac{875.000}{90,56 \left(\frac{100 \times 13,04}{2} + \frac{12 \times 4 \times 5}{13,04} \right)} = \frac{875.000}{58.683} = 15 \text{ kg. por cm}^2$$

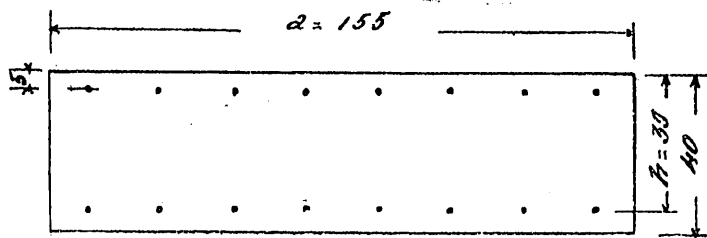
y el trabajo del metal á la extensión será el esfuerzo de tensión y compresión divididos por la sección del metal, ó sea

$$\begin{aligned} R &= \frac{\left(\frac{100 \times 13,04}{2} + \frac{12 \times 4 \times 5}{13,04} \right) 15}{9,04} = \frac{648 \times 15}{9,04} = \\ &= 1.075 \text{ kg. por cm}^2 \end{aligned}$$

He de hacer constar, para que no se estime error de concepto, que he hecho este cálculo sin tener en cuenta los esfuerzos contrarios á los que acabo de considerar, y lo he hecho así, porque no pudiendo precisar con exactitud la magnitud de las fuerzas exteriores que se han fijado por una hipótesis más ó menos cierta, he preferido dar este huelgo á los cálculos de resistencia.

Al fin y al cabo, si esto representara un exceso de metal, sería de importancia mínima.

La sección á la mitad del trozo del capitel, cuya resistencia estudiamos, es la de la adjunta figura.



La distancia á la cara superior de las compresiones de la fibra neutra será en esta sección de

$$\varphi = \frac{-12(9,04 + 4) + \sqrt{12^2(9,04 + 4)^2 + 2 \times 155 \times 12(9,04 \times 35 + 4 \times 5)}}{155} = \frac{-156,48 + 1.120,6}{155} = 6,28 \text{ cm.}$$

El brazo del par flector

$$d = 30 - 6,28 + \frac{2/3 \times 155 \times 6,28^2 + 12 \times 4 \times 3,1}{155 \times 8,1 + 12 \times 4} = 21,9 + \frac{6.779,7 + 148,8}{1.255 + 48} = 21,9 + 5,3 = 27,2.$$

El esfuerzo de tensión y compresión será, pues, teniendo en cuenta el momento flector en esta sección antes deducido:

$$T' = \frac{259.656}{27,2} = 9.545 \text{ kg.}$$

Y en consecuencia los trabajos máximos r del hormigón y R del metal, serán

$$r = \frac{9.545}{\frac{155 \times 8,1}{2} + \frac{12 \times 4 \times 5}{8,1}} = 15 \text{ kg. por cm}^2$$

$$R = \frac{9.545}{9,02} = 1.056 \text{ kg. por cm}^2$$

Vemos, pues, por los cálculos anteriores que el hormigón sufrirá escasas compresiones, como era de prever dada su masa, y que el metal trabajará en buenas condiciones.

Es interesante, ahora, conocer en condiciones normales cuál será la fatiga de la armadura superior. Ésta, con los esfuerzos anormales que hasta ahora hemos considerado, trabajaba á compresión, pero cuando éstos no se produzcan, que será el caso más general, sólo actuarán sobre el capitel los pesos de la construcción superior y los esfuerzos que sobre ella obran, y en consecuencia la armadura superior del capitel será la extendida.

Estos esfuerzos serán los siguientes:

	Kilogramos
Peso del trozo del capitel considerado.....	2.612
Peso de la parte de la construcción superior que carga sobre este trozo de capitel.....	1.264
Presión del viento sobre la cúpula y transmitida á la parte del capitel considerada, ó sea el n° del cálculo de la cúpula.....	270
Sobrecarga de los pisos, á razón de 400 kilogramos por metro cuadrado.....	800

El momento flector será, teniendo en cuenta que la cúpula descansa sobre el capitel á 0,50 metros del empotramiento que consideramos

	Kilogramos por centímetro.
$M_2 = \left\{ \begin{array}{l} 1.264 \times 50 \dots\dots\dots = 63.200 \\ 2.612 \times \frac{125}{3} \dots\dots\dots = 108.833 \\ 800 \times \frac{125}{2} \dots\dots\dots = 25.000 \\ 270 \times 50 \dots\dots\dots = 13.500 \end{array} \right.$	
TOTAL.....	210.533

La fibra neutra en este caso se hallará respecto á la arista inferior de la sección considerada á

$$\psi = \frac{-12(4 + 9,04) + \sqrt{12^2(4 + 9,04)^2 + 2 \times 100 \times 12(4 \times 95 + 9,4 \times 5)}}{100} = \frac{-156,08 + \sqrt{24.485,76 + 1.020.480}}{100} = \frac{-156,08 + 1.022,2}{100} = 8,66 \text{ cm.}$$

El brazo de palanca del par elástico será

$$d = 95 - 8,66 + \frac{2/3 \times 100 \times 8,66^2 + 12 \times 9,04(8,66 - 5)}{100 \times 8,66 + 12 \times 9,04} = 95 - 8,66 + 5,5 = 91,84 \text{ cm.}$$

El esfuerzo de tensión y compresión será de

$$T' = \frac{210.533}{91,84} = 2.292 \text{ kg.}$$

En consecuencia la compresión máxima del hormigón

$$r = \frac{2.292}{\frac{100 \times 8,66}{2} + \frac{12 \times 9,04 \times 5}{8,66}} = 5 \text{ kg. por cm}^2$$

Y el trabajo del metal á la extensión

$$R = \frac{2.292}{4} = 573 \text{ kg. por cm}^2$$

Sería superfluo comprobar en este caso la sección en el medio de la anchura de la parte volada, porque las cargas de la construcción superior no llegan á ella.

Los escasos esfuerzos de compresión del hormigón eran de prever, dada la masa de éste necesaria para formar el capitel; pero, repito, que es esta una parte de la construcción en que conviene extremar las precauciones de seguridad por lo desconocido de los esfuerzos que sobre ella pueden actuar.

Para contrarrestar los esfuerzos cortantes y dar al capitel la rigidez necesaria se pondrán las armaduras transversales que aparezca en la figura correspondiente de la hoja de detalles.

Este capitel tiene sus armaduras perfectamente unidas á las de la viga del fuste de la columna, que seguidamente calcularemos, en forma tal, que constituyen un verdadero anclaje del capitel al fuste.

El Ingeniero autor del proyecto,
JOSÉ CAVESTANY.

(Continuará.)