

Las paredes son de mampostería de 0,35 metros de grueso y sobresalen un promedio de 1,50 metros sobre el terreno hasta el trasdós de la bóveda, que, como en el anterior, es doble tabicada de ladrillo, con dimensiones interiores en planta, de 14,60 por 3,10 metros.

El coste total de la fábrica fué de 1.926,95 pesetas, y el del aljibe 3.042,55 pesetas, que para su cabida de 202 metros cúbicos arroja un importe unitario de 15,06 pesetas.

Se ve que, á pesar de tan desfavorables circunstancias y sin contar la piedra sacada en provecho de la conservación, valorando en un 6 por 100 el interés y la amortización del dinero invertido, con que se llene un par de veces al año tan sólo, el precio del metro cúbico de agua resulta á 0,35 pesetas, menos de la octava parte de lo que costaría traer el agua de la rambla de la Viuda, de esta capital, entre cuyos puntos, y á mitad de distancia, se ubicó el aljibe.

Ambas cisternas casi se llenaron con los chaparrones del período tormentoso de comienzos del pasado Agosto, y volvieron á almacenar agua hasta desbordarse con las primeras, aunque este año muy tardías, lluvias otoñales.

El sistema puede darse, de consiguiente, por experimentado de modo suficiente y satisfactorio, habiendo permitido una y otra instalación dar algún riego este último verano en estos sedientos tramos y emplear bastante piedra en cacargos, que de otra suerte hubiera sido difícilísimo, si no imposible, efectuar.

ENRIQUE G. GRANDA.

Castellón 25 de Enero de 1918.

Faro-baliza de los bajos del Llobregat.

(CONTINUACIÓN) (1)

ESFUERZOS CORTANTES.—La magnitud de éstos nos ha de servir para averiguar la importancia de las armaduras transversales en las dos vigas centrales, ya que las otras se derivan de éstas.

El valor del esfuerzo cortante será: 1.º, en el empotramiento la suma de todas las fuerzas exteriores, ó sea

$$E = 125.180 \text{ kg}$$

y 2.º, en el extremo de la viga, la suma de las fuerzas que obran desde el capitel á la parte superior, ó sea

$$E' = 1.002 + 1.173 + 202 = 2.377 \text{ kg.}$$

Para calcular las armaduras transversales, que han de contrarrestar estos esfuerzos, y conocer la situación que han de ocupar, llamaremos:

- E_t al esfuerzo cortante total en el punto que consideremos.
- s sección de la armadura en este punto.
- e distancia de la primera armadura al empotramiento ó á la sección anterior á la que consideremos.
- R coeficiente de trabajo del metal al esfuerzo cortante.
- d longitud de las armaduras iguales próximamente al brazo de palanca del par flector.

Debiendo equilibrar las armaduras al esfuerzo cortante del punto considerado, debemos sentar la siguiente igualdad

$$E_t \times e = s \cdot R \cdot d \quad \text{luego } e = \frac{s \cdot R \cdot d}{E_t}$$

Si calculada con esta última fórmula la distancia de la primera armadura al empotramiento de la viga, quisiéramos averiguar cuál será la distancia de la segunda armadura á la primera, bastaría aplicar la misma fórmula á otra viga de longitud igual á $L - e$, y así sucesivamente. Pero es necesario tener en cuenta que el hormigón de la viga resiste á una parte del esfuerzo cortante, y aunque, en general, los constructores desprecian esta resistencia, no debemos hacerlo nosotros en este caso en que la viga va además recubierta por una camisa de sillería que también ayuda á la resistencia del esfuerzo.

El hormigón resistirá, pues, á una parte del esfuerzo representado por la sección de la viga multiplicada por el trabajo admisible del hormigón al esfuerzo cortante, es decir:

$$E'' = 100 \times 60 \times 5 + 2 \times 60 \times 20 \times 5 = 42.000$$

luego el esfuerzo á que han de resistir las armaduras es

$$125.180 - 42.000 = 83.180$$

Si constituimos las armaduras con hierros de 10 milímetros, la separación de la primera de éstas del empotramiento será de

$$e = \frac{11 \times 700 \times 89,8}{83.180} = \frac{691.460}{83.180} = 8 \text{ cm.}$$

Si deducimos esta separación á diversas alturas tendremos:

En la parte inferior del fuste de la columna, ó sea un metro del empotramiento,

$$e = \frac{691.460}{55.680} = 12 \text{ cm.}$$

A 2 metros del empotramiento

$$e = \frac{691.460}{35.180} = 19$$

A 3 metros del empotramiento

$$e = \frac{691.460}{15.680} = 44$$

Y á 4 metros del empotramiento ya el esfuerzo cortante es menor que el que resiste el hormigón de la viga, pero no por esto dejaremos de colocar algunas armaduras transversales porque éstas, además de resistir el esfuerzo cortante, tienen la misión, que debemos atender, de enlazar las dos armaduras asegurando la transmisión de los esfuerzos. Así, pues, distribuiremos las armaduras en la forma indicada por la siguiente figura, desde la base de la basa hasta el capitel:

Definida completamente la viga central hemos de hacer notar que los cálculos anteriores tienen por base el momento flector en el empotramiento, el cual va disminuyendo constantemente á medida que consideramos una sección más distante de la base de la columna-torre. Esto quiere decir que debemos reducir la cantidad de acero á medida que nos acercamos al capitel, y como no sería práctico cambiar el diámetro de las varillas, suprimiremos la tercera hilera interior de las armaduras á 4,50 metros de la base, y aunque una de las otras dos hileras podríamos también suprimirlas bastante antes de llegar al capitel, no lo haremos porque la hilera exterior de cada armadura nos servirá para anclar el zuncho de acero, al que también se unirán las varillas de repartición de la cúpula, ó sea las que siguen la dirección de las generatrices de aquella bóveda de revolución; y la segunda de las hileras de las armaduras continuará hasta el piso de la cámara para servir de anclaje á éste y así aseguraremos

(1) Véase el número anterior.

perfectamente la continuidad de resistencia á los esfuerzos, haciendo la construcción verdaderamente monolítica.

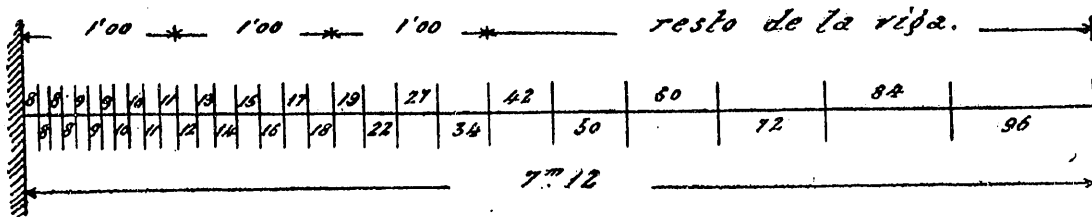
Prolongación de la viga armada en el macizo de hormigón sumergido.—Las vigas que acabamos de calcular no deben terminar en la base de la columna-torre porque, como hemos dicho,

Tenemos, pues, una viga cuyos datos son:

$$h = 370 \text{ cm.}; \quad a = 420; \quad f = 0.$$

$$S = 6 \text{ barras de } 40 \text{ mm.} = 67,86 \text{ cm}^2$$

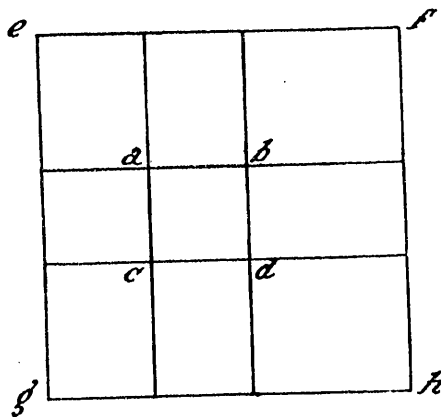
$$S = 0$$



la ola ejerce su potente acción hasta 1,625 metros por debajo del nivel medio y porque debiendo este macizo impedir el vuelco de la construcción sobre él, cada vez con mayor momento flector, á medida que descendemos obran las fuerzas exteriores.

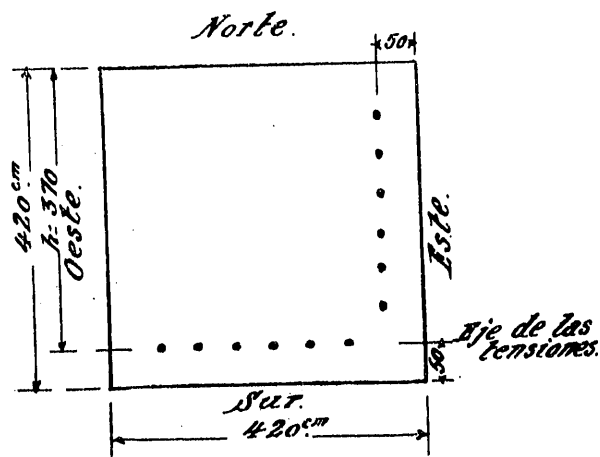
Es interesante, pues, probar la resistencia de este macizo.

Para realizar esta prolongación las armaduras de la viga antes calculadas se amarran á la cuadrícula interior *a b c d* del entramado de viguetas doble T, que pueden verse instaladas á un metro por debajo del nivel medio en el macizo de hormigón, y del



marco *e f g h* de este entramado parten. Después de bien unidas á él las armaduras del macizo sumergido, las cuales se anclan junto á la base de éste, lográndose así la construcción monolítica, rígida y con perfecta continuidad de esfuerzos que ha dado margen á la construcción que hemos ideado, creyéndola la más racional para este caso particular.

Dada la gran masa de hormigón que constituye este macizo sumergido, que sin alcanzar grandes coeficientes de trabajo le permitirá resistir los esfuerzos de compresión, sólo lo armaremos á la extensión y en la forma que aparece en la siguiente figura,



que representa la nueva sección de la viga, que consideramos á $1,625 - 0,50 = 1,125$ por debajo de la base de la columna-torre, es decir, en el límite inferior adonde alcanza la acción directa de la ola.

En su consecuencia tendremos:

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{-12 \times 67,86 + \sqrt{12^2 \times 67,86^2 + 2 \times 420 \times 12 \times 67,86 \times 370}}{420} = \\ &= \frac{-814,32 + \sqrt{663.117,12 + 253.090.656}}{420} = \\ &= \frac{-814,32 + 15.929,6}{420} = 35,9 \text{ cm.} \\ d &= 370 - 35,9 + \frac{2}{3} 35,9 = 358 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Conocidos estos datos, averiguemos cuál será en esta nueva sección de la viga, que ahora es para nosotros la de empotramiento, el momento flector de las fuerzas exteriores.

El empuje de la ola sobre el 1,125 metros del macizo sumergido que consideramos, será:

$$\frac{2}{3} 6,30 \times 1,125 \times 15.000 = 70.875 \text{ kg.}$$

en el caso más desfavorable de usarse el recinto de hormigón en sacos para construir este macizo.

Esta fuerza está aplicada á 0,525 metros de la sección considerada; por lo tanto, el momento de la resultante antes hallada de las fuerzas exteriores y el de esta última fuerza respecto á dicha sección será:

$$125.180 (280 + 112,5) + 70.875 \times 52,5 = 52.854.087 \text{ kg. por cm.}$$

En cambio, la arista de giro de toda la construcción se ha alejado de la resultante de los pesos á 2,55 metros (no teniendo en cuenta más que la masa compacta de hormigón dentro del recinto de sacos ó del cajón de hormigón armado), luego quedará contrarrestado del antes deducido momento flector una cantidad igual á

$$\left[94.971 + 3,14 \left(\frac{2,30 + 2,60}{2} \right)^2 \times 1,125 \times 15.000 \right] 255 = 32.324.055 \text{ kg. por cm.}$$

Luego el momento flector para el que ha de ser calculada la viga, será:

$$52.854.087 - 32.324.055 = 20.530.032$$

Ya podemos, pues, conocer los trabajos máximos del hormigón y del metal en la sección de la viga considerada, que serán:

$$r = \frac{20.530.032 \times 2}{358 \times 420 \times 35,9} = \frac{41.060.064}{5.397.924} = 7,6 \text{ kg. por cm}^2$$

$$R = \frac{420 \times 35,9 \times 7,6}{2 \times 67,86} = \frac{114.592,8}{135,72} = 844 \text{ kg. por cm}^2$$

Como se ve, el trabajo del hormigón es exiguo por efecto de su gran masa, necesaria para asegurar un buen coeficiente de se-

guridad de toda la construcción; y en cuanto al acero, no hemos querido elevar más su trabajo para prevenirnos de las imperfecciones de la construcción en este macizo sumergido, especialmente si se adopta el sistema del recinto de sacos de hormigón.

ESFUERZOS CORTANTES.—El valor del esfuerzo cortante en esta sección considerada es de

$$125.180 + 70.872 = 196.055 \text{ kg.}$$

pero como la sección del hormigón en esta parte es de

$$325^2 \times 3,14 = 204.178 \text{ cm}^2$$

resulta que éste puede resistir, sin armaduras, un esfuerzo cortante de

$$204.178 \times 5 = 1.020.890 \text{ kg.}$$

es decir, un esfuerzo muy superior al que sobre él actúa. Luego evidentemente no se necesitan las armaduras transversales en este macizo sumergido.

Pero es de advertir que los esfuerzos cortantes, sobre producir deslizamientos de una sección sobre otra, por esfuerzos verticales en nuestro caso, que son contrarrestados por las armaduras transversales ó por la coherencia del hormigón en nuestro caso, producen además esfuerzos de cizalla ó esfuerzos horizontales en la viga que examinamos. Para contrarrestar estos esfuerzos de cizalla, así como para anclar la cuadrícula de vigas de doble T antes mencionada, por el lado de las compresiones, proponemos la colocación de dos varillas de 40 milímetros de diámetro por el lado Norte del macizo y otras dos iguales por el lado Oeste ancladas todas cerca de la base del macizo, y así obtenemos una perfecta resistencia del conjunto.

Tabique armado de cierre de la caja de la escalera.—La situación del hueco de la escalera de gato que da acceso á la parte alta de la torre, obliga á interrumpir la camisa de sillería de ésta por el lado de tierra, y á construir, para cerrar dicha caja, un tabique de hormigón armado que al exterior se le dará el mismo aspecto de la sillería, con el propio enlucido del hormigón, para no destruir la unidad estética del conjunto. En la parte baja de este tabique se situará la *puerta de hierro* que, abriendo hacia afuera, dará acceso á la escalera.

La situación de este tabique lo pone al abrigo de toda acción directa de las olas, pero no de su acción refleja, es decir, de que al envolver la ola la columna-torre se precipiten sobre él las aguas más ó menos tumultuosamente, produciendo choques que acrezcan la presión estática, digámoslo así, debida á la altura de agua que cargue sobre el tabique. Este no empieza hasta los 2,50 metros de altura sobre el nivel medio del mar, pero, para tener en cuenta el efecto desconocido de la fuerza viva del agua al precipitarse sobre el tabique, lo calcularemos para la presión que ejercería el agua, en quietud, sobre la parte inferior de este tabique si empezara á la altura de la plataforma del embarcadero. Con este exceso creemos suficientemente compensadas las acciones desconocidas.

Con esta hipótesis la presión del agua sobre el primer metro de la parte inferior del tabique sería

$$0,70 \times 4,10 \times 1.000 = 2.870 \text{ kg.}$$

presión que equivale á una carga por metro cuadrado de

$$\frac{2.870}{0,70} = 4.100 \text{ kg.}$$

El tabique tendrá 0,70 metros de luz y se considerará apoyado por sus extremos en la sillería.

El momento flector será:

$$M = \frac{4.100 \times 0,70^2}{8} = 251 \text{ kg. por m.} = 25.100 \text{ kg. por cm}^2$$

El espesor teórico del tabique vendrá dado por

$$h = \sqrt[3]{\frac{25.100}{741}} = 5,83 \text{ cm.}$$

Luego situando el eje de la armadura extendida, única que llevará el tabique á 2,5 centímetros del paramento interior, el espesor total del repetido tabique será de 10 centímetros.

La sección del metal será:

$$S = 0,695 h = 0,695 \times 5,83 = 4,05 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 8 milímetros de diámetro que tienen 0,50 centímetros cuadrados de sección, la separación de éstas será de

$$\frac{0,50 \times 100}{4} = 12,5 \text{ cm.}$$

Comprobemos si con estos elementos deducidos de una manera aproximada, quedan los coeficientes del metal y del hormigón dentro de los límites admitidos.

Aplicando la fórmula deducida al calcular el piso superior de la torre, tendremos:

$$\varphi = -0,001 \times 12 \times 4 + \sqrt[3]{12 \times 4 (0,0001 \times 12 \times 4) + 0,02 \times 6} = -0,48 + 2,447 = 1,967 \text{ cm.}$$

El brazo de palanca del par elástico

$$d = h - \frac{\varphi}{3} = 6 - 0,655 = 5,345 \text{ cm.}$$

El esfuerzo de tensión y compresión

$$R = \frac{M}{d} = \frac{25.100}{5,345} = 4.696 \text{ kg.}$$

y, en consecuencia,

$$r = \frac{4.696}{100 \times 1,967} = 24 \text{ kg por cm}^2$$

y

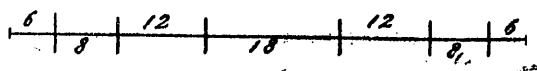
$$R = \frac{4.696}{4} = 1.174 \text{ kg. por cm}^2$$

es, pues, admisible la composición del tabique.

ESFUERZO CORTANTE.—Tiene por valor $E = 1.435$ kilogramos; siendo el brazo del par flector $d = 5,345$, y adoptando varillas de 6 milímetros de diámetro que tienen 0,28 centímetros cuadrados de sección, la separación de la primera armadura del apoyo será de

$$e = \frac{8 \times 0,19 \times 700 \times 5,345}{1.432} = 6 \text{ cm.}$$

haremos, pues, la siguiente repartición:



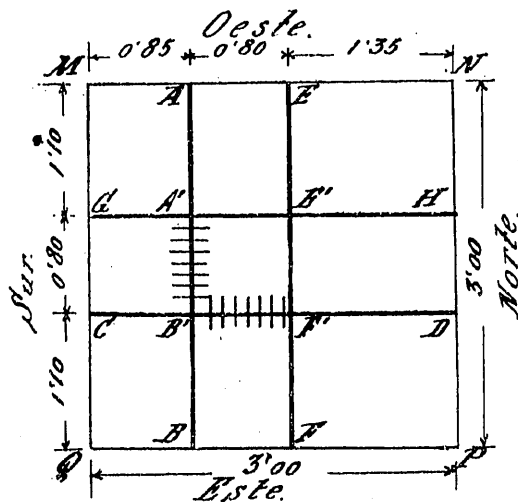
Viguetas de la cuadrícula.—Las únicas viguetas que conviene calcular son las que forman la cuadrícula interior, donde se amarran las armaduras extendidas de la viga armada del fuste de la columna.

Su disposición es la de la figura siguiente, en que las viguetas á calcular aparecen marcadas con línea gruesa y aquellas á que se unen las armaduras extendidas se representan por trazos transversales.

Como los esfuerzos se ejercen en un solo sentido sobre la torre, ó se transmitirán á la vigueta $A'B'$ ó á la $B'F'$. De manera que bastará calcular el sistema de vigas que resulte más cargado.

Estos sistemas serán:

1.º Cuando se transmitan los esfuerzos á $A'B'$ habrán de resistirlos las vigas AB' , CF' , GE' y EF' ; cuando se transmitan á la $B'F'$, los resistirán las vigas BF' , BA' , FE' y GH .



Estas son, en realidad, las vigas esenciales; las demás son útiles para hacer solidario el conjunto y para proporcionar la continuidad de la resistencia permitiendo el enlace de todas las armaduras.

La fuerza que obra sobre la vigueta $F'B'$ se deduce tomando la diferencia de los momentos de las fuerzas exteriores y del peso de la construcción respecto al punto de giro de la sección del macizo inferior en que van colocadas las vigas, y dividido este momento resultante por la distancia de la vigueta $F'B'$ al punto de giro, obtendremos la fuerza que sobre ella obra, suponiendo nula la cohesión del hormigón en el plano inferior de las vigas. Pero la cohesión del hormigón tiene algún valor y no es lógico despreciarla en absoluto. Para tenerla en cuenta observemos que si por efecto de los esfuerzos estas vigas hubiesen de ser rotas y arrancadas de la masa de hormigón, tendría que vencerse la resistencia del hormigón á la flexión en la capa de 0,50 metros de espesor que cubre á las vigas. Ciertamente, que nos hemos impuesto no tener en cuenta esta resistencia en el cálculo de vigas armadas, pero no sería lógico seguir este criterio en este caso particular, que nos conduciría á adoptar viguetas sobradamente resistentes. Así, pues, pudiendo adoptar un coeficiente de trabajo á la flexión del hormigón de 2 kilogramos por centímetro cuadrado, restaremos del momento flector máximo debido á las fuerzas exteriores el que ocasiona en el mismo empotramiento este fuerza opuesta por el hormigón y que en realidad está uniformemente repartida.

La diferencia entre los momentos de las fuerzas y los pesos será:

$$(125.180 \times 3,20 + 2/3 \ 4,75 \times 0,50 \times 15.000 \times 0,25) - [(94.971 + 3,14 \times 2,375^2 \times 0,50 \times 1.500) 2,375] = 400.161 - 247.110 = 153.051 \text{ kgm.}$$

La fuerza que ha de resistir la vigueta $B'F'$ será, pues,

$$P = \frac{153.051}{2,775} = 55.153 \text{ kg.}$$

Las reacciones sobre las vigas BA' y FE' serán, pues,

$$\frac{55.153}{2} = 27.576 \text{ kg.}$$

y ésta será la carga que como peso aislado obra sobre dichas viguetas, pero disminuido su efecto por el esfuerzo contrario producido por la resistencia del hormigón á la flexión; pero como este último es un esfuerzo igualmente repartido, la diferencia la hemos de obtener, no entre las fuerzas, sino entre los momentos flectores en el empotramiento más próximo al punto de aplicación de la fuerza aislada.

La fuerza opuesta por el hormigón será por metro lineal de viga, tomando el trabajo del hormigón igual á 2 kilogramos por centímetro cuadrado.

$$100 \times 50 \times 2 = 10.000 \text{ kg.}$$

En consecuencia, el momento flector que ha de servirnos para calcular la viga de 1,90 metros de luz empotrada en sus dos extremos será, despreciando el peso propio de la viga que habría de sumarse á la carga de 10.000 kilogramos antes hallada.

MOMENTO FLECTOR debido á la fuerza aislada en el ayoyo A'

$$M' = 27.576 \times \frac{1,10^2 \times 0,80}{1,90^2} = 5.363 \text{ kgm.}$$

MOMENTO FLECTOR debido á la resistencia del hormigón.

$$M'' = 10.000 \frac{1,90^2}{12} = 3.000 \text{ kgm.}$$

$$M = M' - M'' = 5.363 - 3.000 = 2.363$$

Tomaremos como coeficiente de trabajo máximo para estas viguetas 10 kilogramos por milímetro cuadrado, por tanto

$$\frac{M}{R} = \frac{2.363}{10.000.000} = 0,0002363$$

Las viguetas laminadas que presentan este momento resistente son las de 220 milímetros de altura por 70 milímetros de ancho en las cabezas, con un espesor medio de éstas de 16 milímetros y de 10 milímetros en el alma.

Las reacciones producidas sobre las vigas á que se unen las viguetas que acabamos de calcular son

$$\text{Sobre la } HG = \frac{10.000 \times 1,90}{2} + 27.576 \frac{(3 \times 1,10 + 0,80) 0,80^2}{1,90^2} = 2.000 \text{ kg.}$$

El momento flector máximo en el empotramiento de esta viga será

$$M = 2.000 \left(\frac{0,85 \times 2,15^2}{3^2} + \frac{1,65 \times 1,35^2}{3^2} \right) = 1.540 \text{ kgm.}$$

que como se ve es menor que el que nos ha servido para calcular las vigas AB y EF , luego las vigas HG y CD deben ser idénticas á las antes calculadas.

Las vigas exteriores son las que indudablemente podrían ser de menor importancia, pero como se han de unir á las anteriores para formar la cuadrícula, y como el ahorro de peso sería pequeño, dada su escasa longitud, les asignaremos las mismas dimensiones.

Si no se quisiera contar con la resistencia que opone el hormigón que envuelve las vigas, éstas deberían tener una sección de 260 milímetros de altura, con 12 milímetros de espesor del alma, una anchura en las cabezas de 108 milímetros y un espesor medio en éstas de 16 milímetros.

Cajón de hormigón armado.—Ciertamente que, teniendo este cajón forma tronco-cónica, si no hubiese de sufrir el traslado desde el sitio de su construcción al de su empleo, y una vez fundado no quedara su parte superior expuesta al oleaje mientras dura su relleno, no necesitaría armadura alguna, porque no es-

tando sometido más que á la presión debida á la altura del agua, y siendo la dirección de esta fuerza en todos los puntos la de los radios de las circunferencias de sus secciones rectas y teniendo igual intensidad en todos ellos, es indudable que todos los esfuerzos serían de compresión.

Pero las circunstancias antes dichas obligarán al cajón á sufrir esfuerzos excepcionales en alguna de sus partes, y esto nos aconseja proporcionarle alguna armadura que, dando rigidez y solidaridad al conjunto, asegure su resistencia.

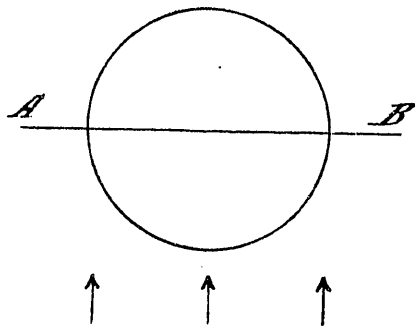
Como los mayores esfuerzos que ha de sufrir el cajón son los que el oleaje producirá en la parte superior cuando estando fondeado esté vacío, calcularemos solamente esta parte.

El cajón tendrá 6 metros de diámetro en la parte superior y 10 metros en la inferior; su espesor será de 20 centímetros en toda la parte tronco-cónica (el espesor del fondo será deducido por consideraciones de flotación, de que luego hablaremos), y la altura total será de 10 metros.

El esfuerzo del oleaje en la faja de un metro de ancho de la parte superior será de

$$\frac{2}{3} \times 6,26 \times 15.000 = 62.550 \text{ kg.}$$

y el momento del empuje en los puntos A y B, deducido como ya lo hemos hecho en el curso de esta Memoria y de una manera suficientemente aproximada, será de 15.637 kilogrametros; en con-



secuencia, las armaduras necesarias para resistir la tensión tendrán una sección de

$$\frac{15.637}{1.200} = 13,03 \text{ cm.}$$

poniendo varillas de 12 milímetros, cuya sección es de 1,13 centímetros cuadrados, su separación será de

$$\frac{1,13 \times 100}{13,03} = 8,5 \text{ cm.}$$

en números redondos.

Esta separación de varillas se aumentará en el segundo metro á 9,5 centímetros, en el tercer metro á 11, en el cuarto metro á 13 centímetros y en el quinto metro á 15 centímetros, continuando con esta misma separación de 15 centímetros hasta el fondo, pues si bien es verdad que las secciones rectas aumentarán de diámetro, en cambio, disminuirá el efecto de los esfuerzos anormales á medida que alcancemos mayor cota.

Estas armaduras constituirán las directrices del cajón, pero deben, además, ponerse armaduras en el sentido de las generatrices, escogiendo para ello varillas de 10 milímetros, colocadas á distancias de 15 centímetros en la base inferior, varillas que no llegarán todas á la parte superior, sino sólo las suficientes para seguir manteniendo próximamente esta separación.

El fondo del cajón se armará sólo para hacerlo solidario con las paredes del tronco de cono, pues su espesor será grande, y, á éste efecto, de las varillas, en el sentido de las generatrices, se escogerán las necesarias y convenientes para formar la armadura

del fondo del cajón constituida por dos sistemas octogonales formados con la prolongación de dichas generatrices para que el deseado enlace con las paredes sea efectivo.

El piso superior se formará de igual manera por dos sistemas octogonales de varillas de 10 milímetros de diámetro formados con la prolongación de las varillas generatrices del cajón.

El Ingeniero autor del proyecto,

JOSÉ CAVESTANY.

(Continuará.)

Levantamientos hidrográficos

NUEVOS APARATOS

POR

A. MERCAU, INGENIERO

(Conclusión.) (1)

2. AUTOPLANÍGRAFO

Este aparato permite obtener á una escala determinada, no sólo la traza icnográfica de un perfil, sino también, en un orden más general, el trazado completo del camino recorrido por una embarcación. De ahí el nombre que le he dado.

El aparato consta de un sistema de dos ejes horizontales que se cortan á 90°. Uno de ellos, el de menor longitud AB (véase fig. 4.ª), lleva dos pequeñas ruedas de igual diámetro que pueden girar libremente, una á cada extremo del mismo, y se halla dispuesto de modo que forma á su vez soporte de una pequeña plataforma sobre la cual se coloca una brújula ó un giróscopo eléctrico.

El otro de mayor longitud CD, lleva en uno de sus extremos una rueda E, de mayor diámetro, dispuesta igualmente de modo que puede girar libremente; la parte restante del mismo está fileteada á tornillo y pasa á través de dos pequeños cojinetes sostenidos por el eje menor; uno de ellos le sirve al mismo tiempo de tuerca, á favor de una pequeña lámina metálica F, provista de un tornillo de presión I, que puede hacerse engranar á voluntad con aquél.

Todo el aparato va dispuesto sobre una mesa ó tablero que le sirve de soporte. Sobre ellos se fija la hoja de papel en que ha de inscribirse el trazado.

Ligado al eje menor y en correspondencia con el punto de intersección de los dos ejes, se ha colocado un lápiz G, dispuesto de tal modo que puede llevarse á voluntad en contacto con el papel.

El borde de las ruedas se ha tallado en bisel, de modo que el aparato sólo puede girar y no resbalar sobre el papel.

Llevando en correspondencia con la extremidad Norte de la aguja magnética un índice fijo á la caja que la contiene (la suspensión es á la Cardan), ó bien automáticamente, si se emplea un giróscopo, es posible disponer constantemente el eje mayor ó principal del aparato en una mayor dirección fija, el norte magnético en el primer caso ó el verdadero en el segundo.

Por otra parte, y mediante una transmisión flexible H, análoga á la usada por los dentistas, accionada, ya sea por un *loch* ó corredera, por un velocímetro ó por la hélice misma de la embarcación, es posible imprimir al eje mayor un movimiento de rotación continuo que, á su vez, produce sobre el lápiz un movimiento de traslación paralelo al eje mayor (2).

(1) Véase el número anterior.

(2) El eje mayor no puede tomar un movimiento de traslación por impedírselo la rueda mayor dispuesta en un plano normal á él.