

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS.

MADRID, 15 DE MAYO DE 1887.

4.^a Serie.

Tomo 5.^o

Número 9.^o

AÑO XXXV DE LA PUBLICACIÓN.

SUMARIO.

Puerto de Barcelona. Estudio teórico y práctico de los bloques huecos propuestos para la construcción de los nuevos muelles, por D. Julio Valdés, Ingeniero de Caminos (continuación).—
Condiciones que deben reunir las viviendas para que sean salubres, por D. E. Estada, Ingeniero de Caminos (conclusión).

PUERTO DE BARCELONA

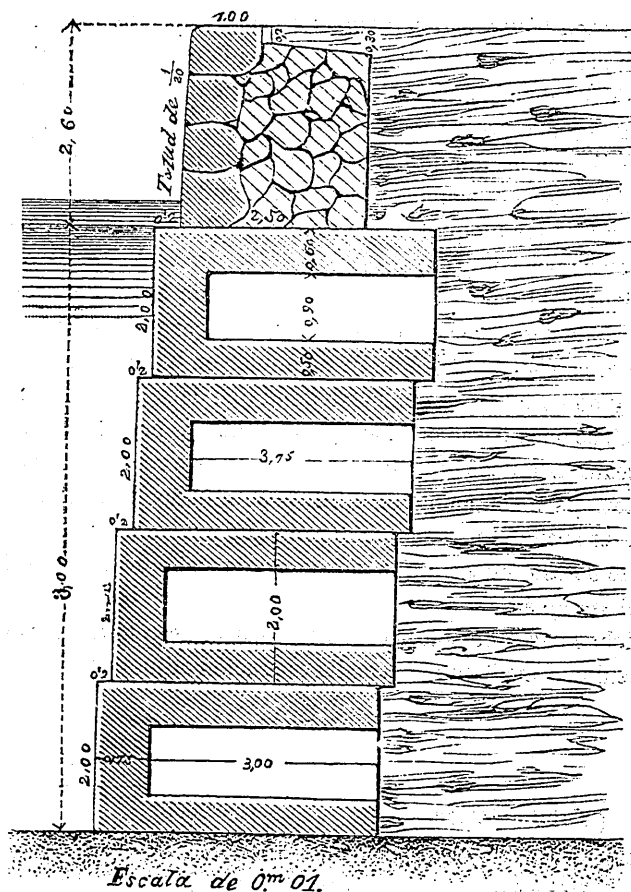
ESTUDIO TEÓRICO Y PRÁCTICO DE LOS BLOQUES HUECOS PROPUESTOS PARA
LA CONSTRUCCIÓN DE NUEVOS MUELLES.

(Continuación.)

En los muelles provistos de embarcaderos, sabemos, en efecto, que las mercancías habrán de depositarse en ellos ó sobre los vehiculos que circulen por las calles transversales intermedias, pero siempre al alcance del radio de giro de las grúas, y por consecuencia, á mayor distancia de la arista de los muelles que en los que carezcan de dichos complementos y en los que las cargas, por regla general, gravitarán sobre los terraplenes y el muro, hasta una línea bien próxima á su arista exterior. Por lo tanto, en el primer caso, y concretándonos á la posición de la sobrecarga más desfavorable, ó sea á los puntos en que no haya establecidas grúas ni aparatos elevadores de ningún género, los muros de sillería superiores á 2,^m60 de altura, no necesitarán las mismas garantías de solidez que los otros muelles, por cuanto no alcanzará á su base la influencia de las sobrecargas de los tinglados, cuyo paramento exterior se haya fijado como minimum á 4,00 metros de la arista del muelle. En cambio los muros de bloques inferiores recibirán por sí solos toda la acción de la sobrecarga susodicha, sin que ésta contribuya por su propio peso sobre las fábricas al consiguiente exceso en el momento de resistencia. Debemos, pues, considerar: 1.^o, el cálculo de estos muros de bloques en la hipótesis de una sobrecarga variable en los embarcaderos ó tinglados y sin sobrecarga propia, debida al peso de los depósitos provisionales ó de las grúas que graviten sobre su

misma fábrica; y 2.º, la comprobación de la resistencia de los muros ó muelles superiores con dichas sobrecargas actuando sobre sus prismas particulares de máximo empuje.

Establecidas estas premisas importantes, consignaré á continuación los datos fijos é hipotéticos en que se han basado estos cálculos, y los fundamentos que me han servido para determinarlos.



(Figura 1.ª Véase la pág. 115 de la REVISTA.)

Pesos específicos de las diversas fábricas.—El peso del metro cúbico de la sillería y de las fábricas de mampostería y hormigón, se ha obtenido con rigor experimentalmente, tomando el término medio de las numerosas operaciones practicadas.

Los resultados definitivos, obtenidos en números redondos, son los siguientes:

Peso
del metro
cúbico.
Kilogramos.

Sillería y mampostería hidráulica (consideradas como una sola fábrica para el muro superior).	2.314
Hormigón hidráulico con cal de Theill.	2.240

Peso de cada bloque y determinación gráfica de su centro de gravedad.—Bien sea la arena ó la tierra la empleada en la formación de los terraplenes de los muelles, es lógico suponer que durante la construcción de los mismos, aquélla por su extrema movilidad y su escaso talud natural, y la segunda por el estado de fluidez en que ha de encontrarse hasta un límite avanzado de la explanación, irán rellendo lenta y gradualmente las partes huecas de los bloques, expulsando de ellas el agua que contienen, hasta cerrarlas por completo.

Es indispensable, por lo tanto, tener en cuenta esta circunstancia y calcular el peso de este relleno, que ha de formar parte integrante del macizo total de la resistencia. Pero á fin de acumular en contra, como es lo más prudente, y no en favor de una estabilidad que debe hacerse excesiva, todas las deducciones basadas en simples hipótesis, por fundadas y racionales que sean, admítase que la densidad de este relleno ó peso favorable suplementario, sea solamente de **1,50**, poco superior á la del agua, cargada de sustancias arcillosas en suspensión, lo que equivale á suponer un mínimo la parte de este hueco á que alcanza el depósito de las materias constitutivas del terraplén.

Con dichas bases ha sido fácil determinar el peso total de cada bloque, que ha resultado mediante la sencilla operación adjunta:

Hormigón.

	Peso en kilogramos.
Volumen. { Total exterior. 15m ³ ,000	
{ Hueco. 2,378	
{ Ranuras. 0,110	2,488
	12,512

$$12m^3,512 \times 2.240 = 28.027$$

Tierra fluida.

Volumen = 2,378 por 1.500 kilogramos.	3.567
TOTAL.	31.594 kilogramos.

de 31.594 kilogramos, y determinar el centro de gravedad del conjunto, para lo que ha bastado combinar entre sí las diferentes figuras geométricas en que racionalmente pueden dividirse sus dos secciones rectas, longitudinal y transversal, en proporción inversa á los productos de sus respectivas áreas parciales por las densidades á cada una de ellas correspondiente. En la hoja primera de los planos se han dibujado estas construcciones gráficas auxiliares en escala suficientemente perceptible, bastando la inspección de estas figuras para comprender la marcha y el orden de las operaciones.

Límites prácticos de resistencia.—Para fijar con toda exactitud los límites prácticos de resistencia, ya al deslizamiento, ya al aplastamiento, ya á la cohesión, no sólo se han consultado los autores de reconocida reputación en la ciencia y práctica de las construcciones, sino que he juzgado prudente comprobar de un modo directo sus apreciaciones. Pero habiendo hallado, por regla general, y á causa indudablemente de los medios poco perfectos de que me era dado disponer, coeficientes bastante más elevados que los deducidos, he adoptado éstos para el cálculo, en la seguridad de que su estricta aplicación me habría de conducir á resultados favorables á la estabilidad.

Dichos límites son los siguientes:

	Tangente α .	Valor de α .
Angulo de deslizamiento entre las piedras areniscas de grano medio.	0,76	37°,14'
Idem de la piedra arenisca sobre hormigón.	»	»
Idem de hormigón sobre hormigón (bloques).	0,74	36°,30'
Idem de hormigón sobre arena de grano medio.. . . .	0,56	29°,15'
Talud natural de las tierras medio arcillosas, mezcladas con cascote, en estado seco (con la horizontal).	45°	
Idem íd. humedecidas.	De 3 $\times$ 2	
Arena húmeda.	30°	

Resistencia práctica al aplastamiento de la piedra arenisca de dureza media (piedra de Monjuich).	26 kilog. por cent. ²
Idem del hormigón de piedra arenisca de Monjuich y cal eminentemente hidráulica de Theill. De uno á tres meses de inmersión ó en estado fresco.. . . .	4 kilog. por cent. ²
De tres á seis meses.. . . .	10 kilog. »
De uno á más años.	14 kilog. »

Resistencia á la cohesión de la piedra arenisca

de Monjuich.	2,29 kilog. por cent. ²
Idem del hormigón con cal de Theill.	1,12 kilog. »

En posesión de los anteriores datos, puede comenzarse el estudio de la resistencia del muro en los diversos casos ya enumerados y en las varias hipótesis, más ó menos desfavorables, en que convenga comprobar su estabilidad.

PRIMERA HIPÓTESIS.

φ = Talud natural de las tierras.	45°
ρ = Peso del metro cúbico de terraplén.	1.500 kilogramos.
Sobrecarga por metro cuadrado en los tingla-	
dos ó embarcaderos.	6.000 »
Idem sobre el muro.	0 ^k ,000

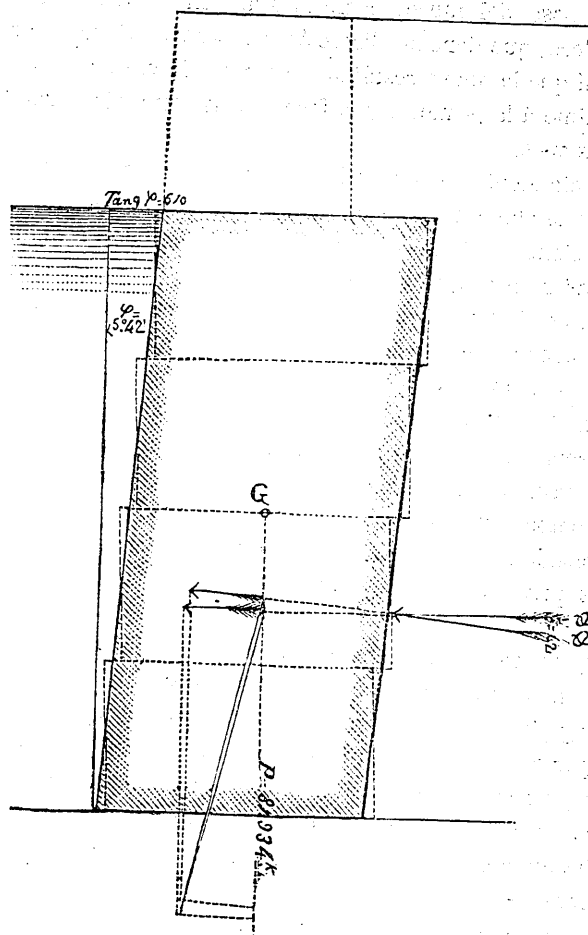
Como vemos, estos datos son parecidos á los que han servido de base para el cálculo de los muelles de Amberes, con las únicas diferencias de suponer nula la sobrecarga del muro, y de tener en cuenta, como es forzoso, la contrapresión del fluido exterior.

Asimismo se despreciarán para esta y las demás hipótesis la cohesión de las tierras y el rozamiento de éstas contra el muro; y para la primera y segunda el peso de las cargas líquidas sobre los retallos exteriores de los bloques (2.400 kilogramos).

Muy variados son los procedimientos que pueden adoptarse para la comprobación de la estabilidad, bien por fórmulas y cálculos analíticos, bien por procedimientos puramente gráficos, bien por la razonada combinación de unos y otros. Asimismo puede determinarse desde luego la resistencia del sistema completo, ó como es más lógico en el caso actual, en que puede aquél descomponerse en partes ó elementos en cierto modo independientes entre sí, analizar y estudiar para cada uno de ellos sus condiciones particulares de estabilidad bajo los *tres* puntos de vista en que debe ser considerada.

Por este último método puede llegarse con facilidad á la determinación de una curva bastante exacta de presiones, de cuyo estudio se desprenderán las deducciones convenientes á nuestro objeto.

La primera solución, que como más sencilla se ocurre, es la sustitución de los retallos verticales de ambos paramentos por los *taludes* medios equivalentes, del modo indicado en la figura adjunta, considerando como *sobrecarga constante* el peso del muro superior y el de las tierras comprendidas entre el nivel de la baja mar y el de coronación.



(Fig. 2.ª)

Este sistema, sin embargo, aunque conduce á resultados casi idénticos, bajo el punto de vista de la resistencia al giro, que si hubiéramos considerado los verdaderos paramentos verticales de cada bloque, puede inducir á error relativamente á las demás condiciones de la estabilidad, ó sean al deslizamiento de las juntas y á la compresión del material.

Concretándonos á la hipótesis que se examina, vemos, en efecto, que el empuje máximo total, cuyo valor, deducido más adelante, es igual á 19.809 kilogramos, se reduce al descomponerlo según la normal al nuevo paramento, inclinado $5^{\circ},42'$ con la vertical (talud de $\frac{1}{16}$), en la proporción de 1 á 0,995, valor del coseno de dicho ángulo. Pero en cambio, la intersección del nuevo empuje con la vertical que pasa por el centro de gravedad del sistema, y en cuyo punto debe construirse la resultante de aquella

fuerza con el peso del muro, caerá más alta en dicha vertical que la del empuje verdadero, que tiene su dirección en sentido rigurosamente horizontal. De aquí que la nueva resultante cortara á la base en un punto sumamente próximo á la primera, y la forma sensiblemente igual de las dos curvas de presiones.

No existe esta identidad, sin embargo, para la inclinación de ambas resultantes sobre el plano de la base ó de la junta que se considere, apartándose sus direcciones tanto más cuanto mayor sea el talud ó ángulo con la vertical del paramento equivalente.

Es posible, por lo tanto, que se llegara á obtener un resultado erróneo en cuanto al coeficiente de deslizamiento, y lo mismo podría asegurarse del coeficiente de compresión, toda vez que las longitudes representativas de los planos de las juntas, y que entran como elemento principal en el cálculo de la repartición de las presiones sobre las mismas (sean ó no uniformes), son mayores en veinte centímetros que las verdaderas en el caso de los paramentos inclinados.

Iguales consideraciones podrán hacerse si se tratara de la contrapresión exterior. Los pesos parciales y totales del muro son iguales en ambos casos.

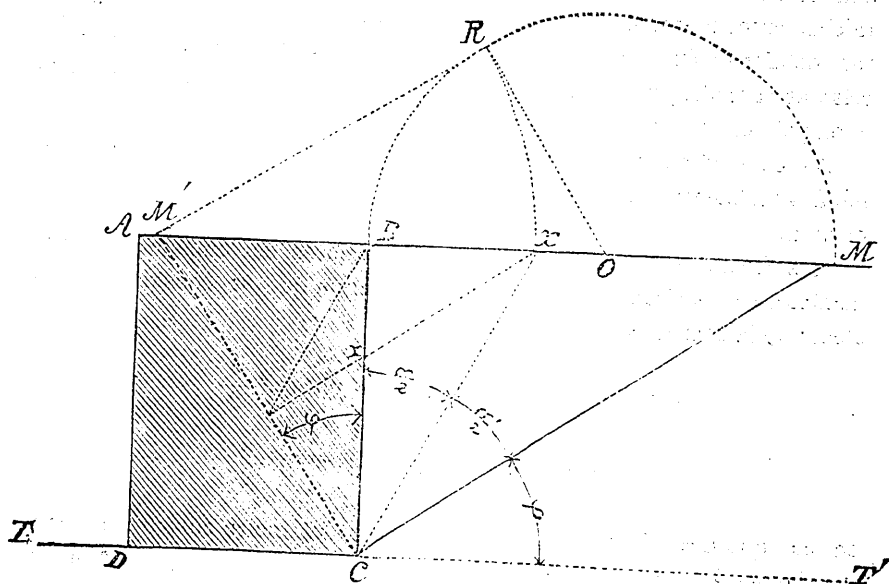
Así, pues, y para obtener mayor exactitud, deberá considerarse aisladamente cada una de las partes ó secciones horizontales del muro en su verdadera magnitud y posición, partiendo siempre del plano de coronación á la junta ó plano paralelo que la determine; hallar para cada una de ellas la intensidad y dirección de todas las fuerzas que actúan sobre estos sistemas parciales y construir su resultante total, fijando su punto de intersección con dicha junta como perteneciente á la curva de presiones definitivas.

El fraccionamiento del muro (lámina 2.^a) se hará de un modo lógico en cinco secciones: correspondiendo la primera al muro superior, y las restantes á cada plano de asiento de los cuatro bloques inferiores.

Se comenzará por la determinación de los centros de gravedad de cada elemento de por sí que se han marcado en el dibujo con las letras g , g_1 , g_2 , etcétera.....; seguidamente, se combinarán estos centros entre sí para fijar los nuevos centros (ó las verticales de los mismos) de las secciones compuestas de que se ha hecho mención; y así, combinando g con g' (correspondiente al prisma lateral de tierras que gravita sobre el último bloque) obtendremos el centro de gravedad G de la sección completa superior al plano de la baja mar. Combinando G con g_1 , obtendremos el G_1 de la segunda sección, y así sucesivamente hasta el G_4 , que experimentará el centro de gravedad de todo el sistema.

Seguidamente se procederá á la determinación gráfica del prisma de máximo empuje, la que en el caso actual en que los paramentos interiores

de cada sección se consideran verticales y horizontal la línea superior del terraplén, puede conseguirse por tres procedimientos gráficos igualmente sencillos indicados en la figura adjunta.



(Fig. 3.a)

Sea A B C D la sección de muro que se considera; TT', el terreno ó base de fundación; AM, la horizontal superior del terraplén; CM, la recta que forma con TT' el ángulo ψ del talud natural de las tierras.

Si por el punto C se tira la recta CM', que forme con el paramento interior CB el ángulo ψ , sabemos (en la hipótesis de que sean nulas la cohesión de las tierras y el rozamiento de éstas contra el muro) que para obtener la recta CX, que limita el prisma CBX de máximo empuje, basta trazar una semicircunferencia sobre BM y la tangente á la misma desde M', rebatiendo por último la recta M'R sobre M'X.

También se obtendrá el mismo punto X rebatiendo directamente sobre AM la recta M'C, alrededor del punto M'; ó finalmente, determinando la bisectriz del ángulo $\alpha = 90^\circ - \psi$.

Empleando, pues, cualquiera de estos procedimientos para cada una de las cinco secciones, obtendremos una serie de rectas paralelas, cuyas intersecciones con la horizontal, límite superior del terraplén, nos fijarán los prismas sucesivos de máximo empuje, que sobre cada una de ellas gravitan.

Ahora bien; como sobre la indicada horizontal ó límite de la explanación

ción, se ha dibujado en su exacta posición, ó sea á una distancia de 4'00 metros de la arista exterior del muelle, la sobrecarga de 6.000 kilogramos por metro superficial, que se supone colocada sobre los embarcaderos ó andenes, trazando por cada uno de sus puntos de intersección, con las paralelas antes mencionadas, las correspondientes verticales, éstas segregarán de dicha sobrecarga total la parte que gravita en cada uno de los prismas parciales, y que hay que tener en cuenta aisladamente para hallar el empuje correspondiente á cada sección.

Así en el caso actual, se ve que la sobrecarga no afecta en lo más mínimo á la resistencia del muro superior, y sólo en parte á la de la sección inmediata.

Las fórmulas conocidas que dan los valores del empuje horizontal máximo, en las circunstancias antedichas, según que se considere ó no el efecto de la sobrecarga, son las siguientes:

$$(\text{sin sobrecarga}) = Q = \frac{1}{2} p h^2 \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2}$$

$$(\text{con sobrecarga}) Q = (p' + \pi) \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2};$$

en las que h = altura del muro; p = peso del metro cúbico de tierra; $\alpha = 90^\circ - \psi$; (ψ = ángulo del talud natural); π = sobrecarga por metro superficial; $p' = \frac{1}{2} p h^2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$ = (peso del prisma de máximo empuje).

Ambas fórmulas, que se reducen en realidad á una sola más general, escribiendo la primera bajo esta forma:

$$Q = \frac{1}{2} p h^2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \times \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = p' \times \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2},$$

y representando por p' en un caso el peso aislado del prisma de máximo empuje, y en el otro el de aquél, más el de la correspondiente sobrecarga, se deducen con la mayor facilidad de los procedimientos gráficos de la estática.

Sabemos, en efecto (fig. 3.^a), que si desde el punto X se traza una paralela á la recta CM , la magnitud Cx , interceptada por ella sobre la CM' , será proporcional al empuje horizontal buscado, y el valor general éste tendrá por expresión:

$$Q = \frac{1}{2} p Cx^2 \times \operatorname{sen} M'CM.$$

Ahora bien; $M'CM = 90^\circ$, puesto que $BCM = 90^\circ - \psi$; luego

$$\operatorname{sen} M'CM = 1.$$

Además, en el triángulo XxC , rectángulo en x , por ser Xx paralela á CM , el cateto

$$Cx = CX \times \text{sen. } \frac{\alpha}{2};$$

pero CX en el triángulo rectángulo CXB , es igual

$$CX = \frac{BC}{\cos. \frac{\alpha}{2}} = \frac{h}{\cos. \frac{\alpha}{2}},$$

luego

$$Cx = \frac{h \times \text{sen. } \frac{\alpha}{2}}{\cos. \frac{\alpha}{2}} = h \times \text{tg. } \frac{\alpha}{2},$$

y sustituyendo

$$Q = \frac{1}{2} p \times h \text{ tg. } \frac{\alpha}{2} \times 1 = \frac{1}{2} p h^2 \text{ tg. }^2 \frac{\alpha}{2};$$

Hubiéramos llegado más pronto á este resultado, observando que siendo iguales los triángulos Cxx' y XBx ,

$$BC = Xx = h,$$

$$y \quad Cx = Xx \times \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = h \times \text{tg. } \frac{\alpha}{2}.$$

Estas deducciones son independientes del valor de ψ .

Para encontrar los valores sucesivos de Q comenzaremos por determinar los de sus elementos en cada una de las secciones del muro.

Así, tendremos:

$$\alpha = \psi = 45^\circ; \quad \frac{\alpha}{2} = 22^\circ, 30';$$

$$\text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 0,414214, \quad \text{tg. }^2 \frac{\alpha}{2} = 0,171562.$$

Alturas de las diversas secciones.

- $h = 2,60$ (muro superior).
- $h_1 = 4,60$ (" " hasta la base de cuarto bloque).
- $h_2 = 6,60$ (" " del tercer bloque).
- $h_3 = 8,60$ (" " del segundo bloque).
- $h_4 = 10,60$ (altura total).

Peso de los prismas de máximo empuje.

$$p = 2.105 \text{ kilogramos.}$$

$$p_1 = 6.573 \quad "$$

$$p_2 = 12.152 \quad "$$

$$p_3 = 19.615 \quad "$$

$$p_4 = 28.964 \quad "$$

Pesos de las sobrecargas correspondientes á estos prismas.

$$\pi = 0^k,00.$$

$$\pi_1 = 7.740 \text{ kilogramos.}$$

$$\pi_2 = 11.520 \quad "$$

$$\pi_3 = 15.300 \quad "$$

$$\pi_4 = 19.080 \quad "$$

Valores de empuje horizontal.

$$Q = 2.105 \times 0,4142 = 872 \text{ kilogramos.}$$

$$Q_1 = (6.573 \times 7.740) 0,4142 = 5.928 \text{ id.}$$

$$Q_2 = (12.152 \times 11.520) 0,4142 = 9.805 \text{ id.}$$

$$Q_3 = (19.615 \times 15.300) 0,4142 = 14.461 \text{ id.}$$

$$Q_4 = (28.964 \times 19.080) 0,4142 = 19.899 \text{ id.}$$

Los puntos de aplicación de estos empujes, como se suprime la cohesión de las tierras, estarán situados en cada segmento al tercio inferior de la altura correspondiente. Estas longitudes, que representaremos por la letra h' , serán las medidas de los brazos de palanca de cada empuje, y sus productos por éstos, nos darán los momentos estáticos de dichas fuerzas.

Brazos de palanca.	Momentos del empuje.
$h' = 0,867$	$M = 872 \times 0,867 = 756 \text{ kilogramos.}$
$h'_1 = 1,530$	$M_1 = 5.928 \times 1,53 = 9.070 \text{ id.}$
$h'_2 = 2,200$	$M_2 = 9.805 \times 2,20 = 21.571 \text{ id.}$
$h'_3 = 2,860$	$M_3 = 14.461 \times 2,86 = 41.358 \text{ id.}$
$h'_4 = 3,53$	$M_4 = 19.899 \times 3,53 = 70.243 \text{ id.}$

Conocidas la intensidad, punto de aplicación y dirección de cada empuje, pueden determinarse sus resultantes con los pesos de los segmentos que ya conocemos, al determinar sus respectivos centros de gravedad

Estos pesos son los siguientes:

$$P = 14.651 \text{ kilogramos.}$$

$$P_1 = 34.543 \quad "$$

$$P_2 = 50.340 \quad "$$

$$P_3 = 66.137 \quad "$$

$$P_4 = 81.934 \quad "$$

Trazadas y conocidas estas resultantes, habrá que combinar con ellas las contra-presiones del fluido exterior, cuya determinación es igualmente sencilla. La fórmula que da estos empujes, es:

$$Q = \frac{1}{2} \pi H^2, \text{ en que } \pi = \text{peso del metro cúbico} = 1.000 \text{ kilogramos}$$

y H = altura de la carga líquida.

Tendremos, pues, para los cuatro últimos segmentos, puesto que el primero se halla todo el superior al plano de la bajamar:

$H_1 = 2^m, 00$	$Q'_1 = 2.000$ kilogramos.
$H_2 = 4, 00$	$Q'_2 = 8.000$ »
$H_3 = 6, 00$	$Q'_3 = 18.000$ »
$H_4 = 8, 00$	$Q'_4 = 32.000$ »

Los brazos de palanca y momentos de estas contra-presiones, serán:

Brazos de palanca.	Momentos.
$H'_1 = 0^m, 67$	$M'_1 = 1.340$ kilogramos.
$H'_2 = 1, 33$	$M'_2 = 10.640$ »
$H'_3 = 2, 00$	$M'_3 = 36.000$ »
$H'_4 = 2, 67$	$M'_4 = 85.440$ »

La comparación de estos momentos con los anteriormente deducidos, comprueba, como expresé anteriormente, la necesidad de tener en cuenta las contra-presiones que en ciertas hipótesis, como la que ahora se considera en que los empujes térrcos son pequeños, pueden producir momentos superiores á los últimos, haciendo pasar la curva de presiones al lado opuesto de la vertical del centro de gravedad correspondiente, y aun comprometer la estabilidad del muro con relación al giro sobre la arista interior del mismo y por la desigual repartición de las presiones, como veremos más adelante.

Las diferencias entre los momentos correlativos, que denominaremos m, m_1 , etc....., nos dará la medida de las acciones impulsivas de las fuerzas exteriores, con relación á la arista exterior ó interior del muro, según su signo positivo ó negativo.

Estas diferencias son las siguientes:

$$\begin{aligned} m &= M = + 756 \text{ kilogramos.} \\ m_1 &= M_1 - M'_1 = + 7.330 \text{ »} \\ m_2 &= M_2 - M'_2 = + 10.931 \text{ »} \\ m_3 &= M_3 - M'_3 = + 5.358 \text{ »} \\ m_4 &= M_4 - M'_4 = - 15.197 \text{ »} \end{aligned}$$

Construídos los nuevos paralelógramos de las fuerzas, y obtenidos los

puntos de intersección de las resultantes definitivas con las bases de los respectivos segmentos, la curva de presiones pasará por los mencionados puntos, arrancando, naturalmente, del punto medio del plano de coronación.

Resistencia al giro.—La resistencia al giro en cada una de las secciones del muro queda asegurada desde el momento en que la curva de presiones, como se desprende de su examen, pasa por el interior de sus juntas ó bases de apoyo. Pero esta condición no basta para demostrar su estabilidad.

Si por el centro de gravedad de cada junta (punto medio), tomamos á uno y otro lado de la misma una distancia

$$c_1 = c_2 = \frac{I}{\omega v_1}, \text{ en la que}$$

I = Momento de inercia de la junta ó base de apoyo respecto del eje perpendicular á su plano en el centro de gravedad correspondiente.

ω = Area de la base.

$v_1 = v_2$ = (Para el caso de una base rectangular) = Producto de la semibase por la resultante vertical de las fuerzas elásticas originadas por la compresión.

(En el caso actual, siendo la junta ó base un rectángulo de longitud a , la distancia $c_1 = c_2 = \frac{1}{6} a$), sabemos es condición precisa para que todos los puntos de la base se hallen sujetos á compresión, que la curva de presiones corte á la misma entre su centro y los puntos así determinados, ó cuando más, coincida con uno de ellos, en cuyo caso extremo, la presión en la arista más inmediata será un máximo y nula en la opuesta. Luego si dicha curva corta á la junta en un punto exterior á la distancia $c_1, c_2 = \frac{1}{3} a$, habrá una cierta zona de la base que trabajaría por tensión, lo que siendo imposible en la mampostería, produciría el desgarramiento, agrietado y ruina de las fábricas.

Como vemos en el plano, la curva de presiones corta á todas las juntas en puntos interiores á las distancias c_1, c_2 , si bien en la última (base general de fundación del muro), dicha intersección se aparta muy poco del punto límite inmediato á la arista interior, lo que demuestra que dicha arista es la más enérgicamente comprimida en la hipótesis que se considera, y que esta presión es casi nula en la arista exterior.

Resistencia á la compresión.—Si queremos calcular con toda exactitud esta compresión máxima, así como las que actúan en cualquier punto de esta y de las otras juntas, haremos uso de la fórmula de Collignon, deducida de la condición estática anterior:

$$R = \frac{P}{\Omega} \left(1 + \frac{3px}{a^2} \right), \text{ en la que}$$

A = Semi base.

P = Esfuerzo vertical á repartir aplicado á una distancia p del centro de gravedad de la hilada.

Ω = Superficie total de la base.

R = Presión por unidad superficial en el punto de la base situado á la distancia x de su centro de gravedad.

Aplicando esta fórmula al caso actual y al punto de la arista interior de la base general del muro, que es de todos los del sistema el que sufre la mayor compresión, tendremos:

$A = 1.875$, $\Omega = 3m^2,75$, $P = 81.934 \text{ kilog.}$, $p = 0m,60$,
y substituyendo

$$R = \frac{81.934}{3,75} \left(1 + \frac{3 \times 0,60 \times 1.875}{1.875^2} \right) = 42.824 \text{ kilogramos,}$$

ó sea una presión por cent.² = $4k,28$, muy inferior, como vemos, al límite marcado de resistencia.

(Se continuará)

JULIO VALDÉS,
Ingeniero de Caminos.

CONDICIONES QUE DEBEN REUNIR LAS VIVIENDAS PARA QUE SEAN SALUBRES

(Conclusión.)

Saneamiento.—Para que las viviendas reúnan todas las condiciones higiénicas que son de desear, y que tan grande influencia tienen sobre la salud y la longevidad de sus moradores, no basta que estén ventajosamente situadas y orientadas, que estén construidas con esmero y convenientemente ventiladas; es necesario además que no contengan focos de infección que puedan inutilizar y neutralizar dichas ventajas. Los excrementos sólidos y líquidos, los residuos de cocina, las aguas sucias de todas clases, así procedan del lavado de suelos ó ropas, como de los fregaderos, baños y tocadores, son otros tantos focos de infección permanentes, propios de todas las casas, que además de los que accidentalmente pueden producirse, como los escapes de gas del alumbrado, las emanaciones de industrias y establecimientos insalubres, el mefitismo causado por ciertas enfermedades, etc., etc., es necesario combatir enérgicamente para no experimentar sus dañosos efectos.