

Construcción de Rompeolas

Al tratar de los rompeolas de escolle-
ra, indicamos las líneas generales que
parece conveniente seguir en su disposi-
ción, según las enseñanzas que se han de-
ducido de la experiencia. En general, el
cálculo no interviene en la determinación
de las dimensiones de esas obras, pues es
imposible fijar los esfuerzos a que van
a encontrarse sometidos sus diversos ele-
mentos, y esas dimensiones son determi-
nadas por comparación y en vista de las
maquinarias de construcción que van a
emplearse y del orden que va a seguirse
en su ejecución.

En los rompeolas de muro las cosas
son diferentes; los esfuerzos que solicitan
la construcción son determinables, con
mayor o menor aproximación, y, como
he tenido ocasión de manifestarlo en otras
oportunidades, hay métodos de cálculo
que permiten llegar a resultados que con-
cuerdan con las observaciones que han
podido hacerse; de manera que, cuando
haya datos acerca de la violencia de las
olas, es decir, acerca de su altura y su
largo, se puede calcular la sollicitación de
los muros y deducir de ella sus dimen-
siones.

De la observación de las obras que han
resistido en buenas condiciones, puede
deducirse que los muros rompeolas nece-
sitan estar fundados a una profundidad
por lo menos igual a una y media vez la
altura de las mayores olas. En este sentido
el cálculo no puede dar ninguna indica-

ción precisa. En efecto, el señor Sainflou
ha deducido de la teoría de la reflexión de
las olas, una expresión que permite de-
terminar la profundidad que debe tener
el agua al pie de un muro para que las
olas no rompan, es decir, para que se ve-
rifique la reflexión; pero la profundidad
que indica ese cálculo es siempre muy in-
ferior a la que se adopta en los muros
rompeolas, que es la que he indicado más
arriba. En realidad, el cálculo de la pro-
fundidad puede servir para fijar la de
fundación del muro, multiplicando a
aquella por un coeficiente igual a 1,5,
con lo cual se llega, generalmente, a una
cifra muy parecida a una y media vez
la altura de la ola. En los mares con ma-
rea sería necesario referir esa profundi-
dad a la baja marea.

La altura del muro, encima del nivel
del mar, depende de las circunstancias:
hay casos en que debe ser la misma de
las explanadas vecinas y en que llega
hasta la cota (+4); con frecuencia se
adopta la cota (+3). Naturalmente, en
los mares con marea esa altura se medirá
encima de las altas mareas, y se la suele
reducir hasta 2 m. En mares muy fuertes
se ha llegado a la cota (+6.50).

Generalmente, se agrega un parapeto
que eleva el paramento exterior del muro
hasta que las olas no alcancen a derra-
marse por encima de él, es decir, hasta
7 u 8 metros sobre las altas mareas.
Muchas veces, cuando no importa que

las olas pasen por encima del parapeto, se ha reducido esa altura y aun se ha suprimido enteramente el parapeto, como por ejemplo, en Bengasi y en la parte extrema del molo de Valparaíso. En caso que la violencia de las olas no sea grande, se puede modificar las cifras anteriores, según sea esa violencia, como se ha hecho con mucha frecuencia.

El espesor del muro se determinará según las circunstancias, dibujando la línea de repartición de las presiones sobre

sobre constitución de rompeolas, presentado al Congreso de Navegación de 1905, propusieron una disposición general de este tipo de obras, que se reproduce en la figura 44, y que corresponde al caso de mares violentos. A mi juicio, esa disposición general debería modificarse ligeramente, aumentando un poco la profundidad al pie del muro, hasta unos 12 m. y elevando un poco la plataforma superior, hasta unos 3,5 ó 4 m. En cuanto a la forma particular del parapeto, que

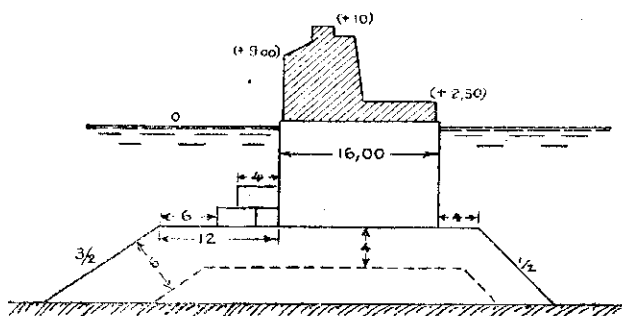


Fig. 44

el muro y aplicando los métodos ordinarios de la Estabilidad de las Construcciones. Al hacer el cálculo de las presiones soportadas por el muro, desempeña un papel fundamental el valor que debe asignarse a la profundidad del agua que debe considerarse en el cálculo; en ocasiones anteriores he estudiado este punto con algún detalle y no creo oportuno repetir ahora ese estudio. Otro tanto podría decirse acerca de la manera de efectuar ese cálculo. Como resultado de esos cálculos, el espesor medio de esos muros resultará, generalmente, superior a la profundidad del agua a su pie, y si el mar es muy violento, el espesor máximo del muro llegará a ser cercano del doble de esa profundidad.

Los ingenieros italianos, señores, Bastiani, d'Urso y Simoncini, en un informe

fué imitada de este tipo en el puerto de Antofagasta, parece que no se justifica; es preferible hacerlo enteramente vertical. La defensa del pie del muro es conveniente reducirla a una sola capa de bloques, y es aconsejable reducir su altura, conservando para los bloques un peso de alrededor de 60 toneladas. La berma exterior puede reducirse a 10 m. y, seguramente, de ello no resultará inconveniente, pues el perfil de la obra se aleja menos del caso teórico; en cambio es mejor aumentar a 5 ó 6 la interior. En cuanto al espesor del muro, que los autores del tipo a que me he referido, fijan en 16 m. para mares violentos, variará según los casos; pero, sin duda, en parajes expuestos será de 16 m. y aun más, como ha sido necesario hacer en Peterhead, en Antofagasta y en muchos otros casos. En

este sentido, el cálculo puede dar indicaciones muy útiles, como hemos indicado más arriba.

Otro punto que interesa en el proyecto de estas obras es el talud que debe tener la infraestructura de enrocados por el lado exterior, pues por el interior será siempre el talud natural de ellos, o sea, aproximadamente $4/3$. En lo que se refiere al exterior, se han adoptado criterios diferentes: 9:1 en Peterhead; 3:1 en Libau, Mormugao, Touapsé, etc.;

tos, en caso de que la violencia del mar sea menor o que las olas lleguen al muro bajo un ángulo de incidencia reducido.

Particularmente importante en el proyecto de una obra de esta clase es lo que se refiere a la construcción del muro, que, según hemos visto, ha variado mucho en las numerosas aplicaciones de este tipo de obras.

Desde el punto de vista de la resistencia al efecto de las olas, no hay duda de que la construcción de monolitos de gran-

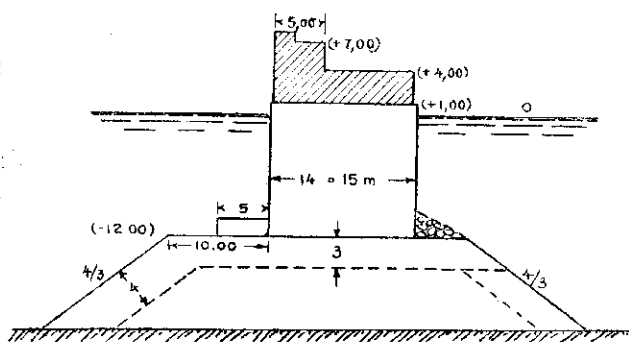


fig 45.

2:1 en Zeebruges, Génova, Catania, Nápoles, Argel, etc.; $4/3$ en Valparaíso, Antofagasta, Iquique, etc. A mi juicio, conviene adoptar el talud más escarpado que sea posible, es decir, el de $4/3$, porque mientras más tendido sea ese talud, mayor es la influencia que ejerce en el sentido de disminuir el valor de la profundidad H que debe introducirse en los cálculos de estabilidad, es decir, es mayor la concentración de la energía que va a transformarse en el muro.

Resumiendo estas observaciones, se podría proponer como perfil recomendable el que indica la figura 45, que corresponde a olas de unos 7 m. de altura y 150 a 200 m. de largo, aumentando la profundidad de fundación del muro, y el espesor de éste en caso de olas más grandes, y disminuyendo ambos elemen-

des dimensiones y varios miles de toneladas de peso individual, es lo preferible. Esos monolitos pueden asentarse directamente sobre el suelo previamente emparejado, o sobre una infraestructura de enrocados, ya sea por medio de cajones metálicos o de concreto armado, fundados por aire comprimido, ya sea por medio de cajones flotantes de concreto armado, que se encallan y se rellenan de concreto. El primero de estos procedimientos tiene el inconveniente de ser más demoroso y de exigir, por consiguiente, mayor tiempo de tranquilidad completa en el mar; el segundo exige una faena de fabricación de los cajones que tiene que ser muy importante y necesita ciertas circunstancias favorables; además, la operación de encallar un cajón de grandes dimensiones exige una completa tranquili-

dad del agua, principalmente, en el momento en que el cajón va a tocar la base de fundación, y esto puede ser un inconveniente que obligue a veces a desechar esta solución. Algunos ingenieros han objetado a los cajones rellenos de concreto la falta de adherencia entre el cajón y el relleno, debido a la contracción de este último durante su endurecimiento, por efecto de la cual, es posible que las paredes de concreto armado se rompan bajo el efecto de las fuerzas exteriores. Yo no comparto estos temores, creo que la separación entre el cajón y el relleno no será nunca tan grande como para que el concreto del relleno no ayude a las paredes exteriores; por lo demás si el relleno es lo suficientemente rico para no descomponerse fácilmente bajo la acción del agua de mar, pueden romperse las paredes del cajón sin que de ello resulte ningún daño grave a la obra. Los cajones del molo de Valparaíso tienen cerca de veinte años en el mar y no se ha notado en ellos ninguna señal que indique quebradura o debilitamiento de sus paredes.

Muchas veces se ha hecho el relleno en parte con concreto y en parte con piedra y arena; buscando la economía. En este caso, como la densidad del relleno es menor, lo que obligará a aumentar el espesor del muro, se ahorra en el relleno, pero se gasta más en los cajones, lo que reduce la economía que se persigue. En todo caso, para adoptar soluciones de esta clase, será necesario que la economía sea muy grande para que compense la menor garantía en la duración. Generalmente, en caso de emplear rellenos pobres, se ha colocado concreto en la parte que corresponde al paramento exterior, de manera que su rigidez ayuda a resistir a la pared delgada de concreto armado. Esto obliga a hacer divisiones longitudinales en los cajones,

lo que los encarece, pues siempre hay que hacer divisiones transversales para que sirvan de trabazón a las paredes longitudinales.

Cuando no es posible el empleo de grandes cajones, hay que elegir entre dos soluciones generales, que son: la construcción de muros continuos o la de monolitos de dimensiones reducidas, formados por la superposición de grandes bloques,

En principio, a mi juicio, es preferible la construcción de muros continuos, pero para que merezcan la confianza que se va a depositar en ellos es necesario que sean formados por elementos suficientemente grandes y muy bien trabados, y que los asentamientos de la infraestructura no sean capaces de dislocar el conjunto y comprometer su resistencia. En ese sentido es muy preferible el sistema de bloques colocados en capas inclinadas, que siguen perfectamente cualquier asentamiento irregular de la infraestructura y que resultan de una trabazón mucho más eficaz que los bloques arriados en capas horizontales. El peso de los bloques no debe ser inferior a unas 60 toneladas y es preferible que sea mayor; la solución adoptada en Bengasi, de hacer el largo de los bloques igual al espesor del muro, es muy recomendable y será conveniente adoptarla, sobre todo en caso de tempestades violentas, siempre que la importancia de la obra justifique la adquisición de un titán poderoso, como es el que se necesita, capaz de levantar unas 150 toneladas; si las condiciones del mar son tales que el trabajo puede hacerse con grúa flotante, la construcción de una obra de esta clase se simplifica notablemente.

Entre las otras soluciones, tan usadas en el Mediterráneo, hay una que consiste en formar monolitos formados con grandes bloques, que se hacen solidarios por

medio del coronamiento de concreto en sitio. Considero preferible la de bloques macizos endentados en las caras verticales y en las horizontales o, por lo menos, en las primeras. En efecto, las diversas soluciones que hemos examinado en los artículos anteriores presentan inconvenientes o incertidumbres.

es que los bloques celulares, mientras están sin relleno tienen poco peso y pueden ser fácilmente, removidos por una pequeña agitación del mar. En Génova, puerto en que el trabajo fué hecho con un gran cuidado, hubo ocasión de experimentar este inconveniente, lo que aconsejó modificar la forma

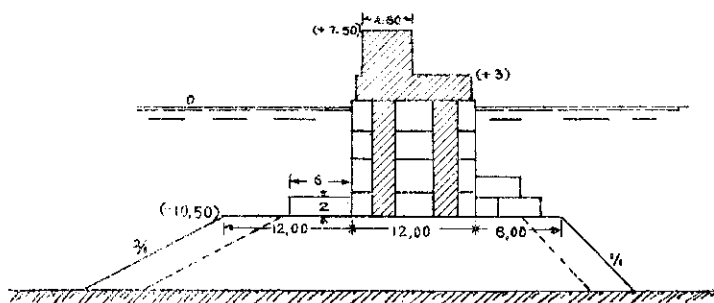


Fig. 46

Los bloques celulares superpuestos empleados en los monolitos de Génova y Valencia, ofrecen dudas acerca de las condiciones de seguridad que puede

de los bloques, dejando en ellos dos pozos circulares de 2 m. de diámetro solamente (fig. 46), con lo cual se aumentó su peso; pero como algunos se quebraron

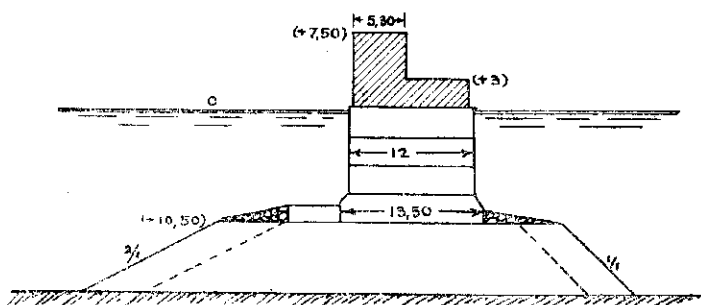


Fig. 47.

presentar el concreto de relleno colocado bajo el agua; sin embargo, en Valencia, en el molo destruido en 1926, que era hecho en la misma forma que el de Génova, los monolitos terminados y endurecidos, se volcaron sin quebrarse. Este inconveniente, parece, pues, discutible.

Otro inconveniente propio del sistema

en la parte debilitada por los pozos y se temía que el concreto que rellenaba esos pozos no fuera capaz de resistir al cizalle, en la última parte de la obra se prefirió hacer los bloques macizos, sin más hueco que el necesario para engancharlos en el momento de la colocación (fig. 47)

Los grandes bloques, como los de Ar-

gel, en los cuales se han dejado pozos de tamaño pequeño, que se han rellenado de concreto en el cual se englobaron barras de fierro, no ofrecen el inconveniente de los anteriores pero su peso es enorme; parece que haciendo cuidadosamente el relleno de los pozos y calculando sus dimensiones, de modo que la resistencia al cizalle sea ampliamente suficiente, pueden dar resultados enteramente satisfactorios,

Los bloques macizos, como los del último trozo de Génova, Catania, Bari, etc., que no tienen salientes para resistir al deslizamiento, no son a mi juicio, recomendables, porque en esta clase de obras los esfuerzos de deslizamiento son enormes. Es cierto que muchas veces no se gana gran cosa impidiendo el deslizamiento de unos bloques sobre los otros, porque éste puede producirse sobre los enrocados de la base; pero es posible que con esa precaución se evite un accidente. En todo caso, el peligro de deslizamiento es tanto menor cuanto más abajo se encuentren las juntas que se considera, de modo que siempre será conveniente oponerse con los salientes al deslizamiento, pues así se evitarán los accidentes, siempre que la resistencia total de la obra no sea deficiente.

Una observación de mucha importancia en lo que se refiere a la construcción de los muros verticales, y, principalmente de los formados por monolitos independientes, es la que han formulado varios autores sobre las condiciones precarias en que se encuentran esas obras, cuando se interrumpe el trabajo deján-

dolas limitadas bajo el nivel del mar en reposo. M. Miche en la *Revue Technique* (París 1933) y don Eduardo de Castro, en la *Revista de Obras Públicas* (Madrid 1934) demuestran el peligro que corren esas obras en esas condiciones, basándose en cálculos derivados del movimiento del agua, y explican lo ocurrido en varios casos de accidentes graves. Recomiendo vivamente la lectura de esos trabajos a los ingenieros que necesiten proyectar o construir obras de esta naturaleza, de los cuales se desprende que una obra sin parapeto soporta efectos dinámicos que pueden llegar a ser considerables y peligrosos, y que una obra sumergida experimenta una pérdida de peso muy grande debida al paso del agua por encima de ella con gran velocidad, que puede llegar a hacerla flotar y ser arrastradas por las olas en longitudes de varios metros.

Las obras con paramentos verticales no pueden aplicarse sino donde las profundidades alcanzan cierto valor, según hemos visto; desde el punto correspondiente hacia tierra será necesario emplear un tipo de escollera, protegido con bloques artificiales, por lo menos en su parte extrema, es decir, donde se verifica el cambio de tipo. La construcción de esta parte exigirá siempre un cuidado particular porque ahí se produce una concentración de energía, que exige una defensa muy bien dispuesta para evitar accidentes. En Antofagasta se han producido desperfectos en esa parte, que han obligado a reconstruir en dos ocasiones el muro-parapeto, quebrado y volcado por las olas.