Jorge Lira Orrego

Rompeolas verticales

(*Continuación*)

La tercera obra de abrigo de paramentos verticales que ha experimentado un accidente serio, cuyo estudio consideramos particularmente interesante, es el molo de Catania, en Sicilia.

Este puerto, cuyo plano general se indica en la fig. 13, se encuentra expuesto al oriente con un fetch de más de mil millas marinas, que permite que las olas alcancen un desarrollo muy grande, si no máximo, razón por la cual las características de ellas alcanzan las cifras más altas del Mediterráneo; es así que, mientras en Nápoles se consideran olas de 4 metros de altura y 60 metros de largo, producidas con un fetch de 500 millas, y en Génova se las admite de 5 metros de alto con 75 metros de altura, debidas a un fetch de 600 millas, en Catania la altura considerada es de 7 metros y su largo de 100 metros con un fetch de 1044 millas. La altura de estas olas concuerda con la que se ha aceptado que tenían las olas que produjeron el accidente de Valencia, y parece ser la mayor que se haya observado en el Mediterráneo; pero las olas de Valencia fueron más largas que las de Catania, 150 metros en lugar de 100. Es cierto que, según manifiesta el ingeniero Sr. d'Arrigo en el interesante estudio que ha escrito sobre el accidente de este último puerto, no se pudo hacer ninguna medida del largo de las olas durante la tempestad que causó tan graves perjuicios en el

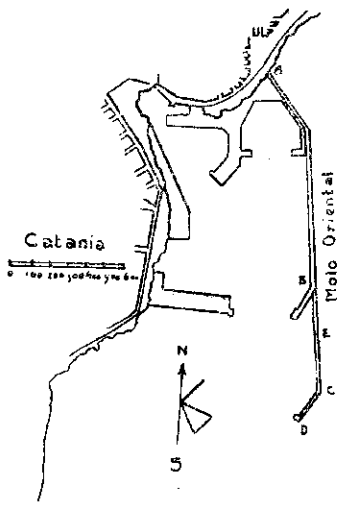

Figura 13

molo, y es posible que el largo de las olas haya sido muy parecido en uno y otro puerto. Esto, por lo que se refiere a las olas que produjeron el siniestro.

Veamos ahora la disposición de las obras y los perjuicios que sufrieron.

La primera parte del molo de abrigo de Catania, desde A hasta B, (fig. 14),

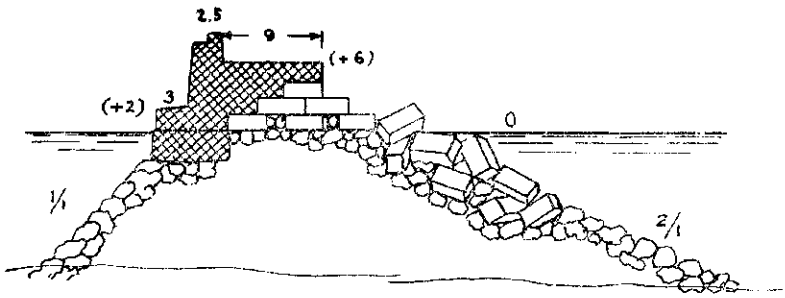

Figura 14

fué hecho según el tipo de enrocados con superstructuras de bloques arrimados y concreto en sitio y defensa de bloques pêle-mêle hasta la profundidad (—9,00), (fig. 15). Este tipo de obra ha resistido muy bien, y no sufrió ningún perjuicio

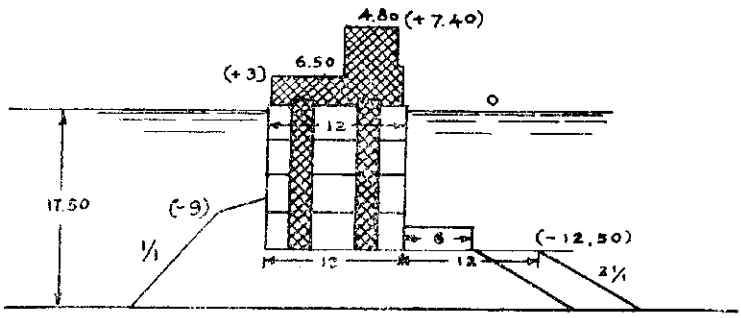

Figura 15

con la tempestad del 21 de Febrero de 1930, a que ya nos hemos referido y de la cual seguiremos ocupándonos.

La segunda parte, que constituye la prolongación del molo, en vista del buen éxito conseguido con el molo Vittorio Emmanuele III, de Génova, construído con muros de bloques ciclópeos, fundados sobre infrastructuras de enrocados, se proyectó según un tipo análogo (figura 15), pero fundado a (—12.50 m.) con un muro más grueso formado por blo-

ques más pesados. En la fig. 16 pueden verse las líneas generales del tipo que se construyó, ligeramente diferente del proyecto, pues se suprimieron los pozos que atravesaban verticalmente los bloques de 320 toneladas de peso unitario, y que debían llenarse después de concreto colocado bajo agua. El pie del muro se protegió por delante con una capa de bloques de concreto de unas 80 toneladas de peso y por detrás por medio de un prisma de enrocados, que llegaba hasta la cota (—8.00).

El estado de avance de las obras, cuando sobrevino la tempestad, era el siguiente:

El muro de bloques estaba hecho en toda la parte BC, que tiene 581 m. de largo aproximado, medido por fuera, y en 150 m. más o menos del trozo CD.

La superstructura de la obra estaba terminada desde B hasta E, en una longitud de 300 m.; en los 70 m. siguientes estaba colocada la plataforma de concreto en sitio y el muro de parapeto parcialmente hecho.

Los efectos de la tempestad fueron los siguientes:

En una extensión de casi 200 metros, entre B y E, en la cual la obra estaba, por consiguiente, terminada, la superstructura de concreto en sitio, junto con la capa superior de bloques y en partes la segunda, se deslizaron hacia el interior del puerto, según una forma ligeramente curva en planta, cuya flecha horizontal alcanzó a 0.50 m.; el conjunto de la obra vertical experimentó un asentamiento medio de unos 0.20 metros y una ligera inclinación hacia el lado del mar, pues el asentamiento llegó a 0.27 metros por el lado del mar y a 0.18 metros solamente por el lado del puerto.

Casi toda la fila superior de bloques, en el resto del molo, fué movida hacia el interior del puerto; 32 de los bloques que la componían cayeron hacia el lado del puerto, 20 de los cuales se quebraron y 33 de los bloques restantes alcanzaron a tener un desplazamiento horizontal de más de 1 metro, desplazamiento que alcanzó a 4.25 m.

La mayor parte de los bloques de la segunda capa del punto E hacia el extremo, que descansa sobre la otra al nivel (—6,00), fueron movidos hacia el puerto: 9 de estos bloques cayeron hacia el interior y 39 se quebraron; el desplazamiento máximo fué de 2.35 m., fuera de los que cayeron. Algo parecido, pero en menor escala, sucedió también con los bloques de la tercera capa, que se mo-

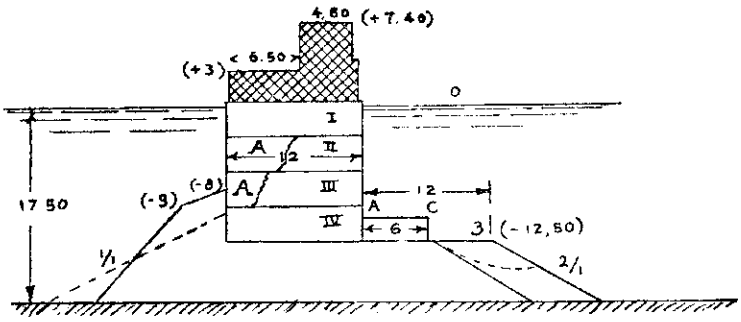

Figura 16

vieron más de 1 metro, o que se quebraron, advirtiendo que los bloques de esta última capa están protegidos por los bloques de pie, al lado del mar, y espaldeados por enrocados, por el lado del puerto.

Aparte de estos desperfectos de carácter general, hubo varios bloques que se quebraron, sin caer hacia el interior, y hubo casos en que la parte marcada A en la fig. 16, cayó, y la parte de la derecha quedó en pie, desplazada simplemente hacia la izquierda. Los enrocados que forman la berma delantera de la plataforma de la infrastructura fueron removidos, como indica la línea de segmentos en B de la misma figura, siendo de advertir que esos enrocados pesan 7 y 8 toneladas. Los bloques de defensa AC se inclinaron hacia el muro y en varios se quebró la arista superior junto al muro. Finalmente, cerca del molo y a lo largo de él, se produjo por el lado del mar una zanja longitudinal de unos 30 metros de largo y una profundidad máxima de 1,50 m.

Los desperfectos producidos han sido, pues, numerosos y es interesante buscar su explicación, aplicando el método de cálculo del señor Sainflou, de donde puede resultar una nueva comprobación de este método.

En primer lugar, es fácil explicarse la socavación en forma de zanja longitudinal, que se produjo cerca del pie del talud de enrocados de la infrastructura del molo. A este respecto, basta calcular la longitud del eje mayor de las elipses correspondientes a las órbitas de fondo, que con H, hondura frente al molo, igual a 18 m., y L, largo de la ola, igual a 100 metros, a lo que corresponde:

$$H : L = 0{,}18$$

daría:

$$2.a_f = h\sqrt{K^2 - 1} = 0{,}74\,h$$

El valor de $\sqrt{K^2 - 1}$ se encuentra en un cuadro, pág. 21, del informe sobre este tema presentado por mí al Congreso de Navegación de 1926. Como en el caso presente la altura h de las olas es de 7 metros, se llega a un eje menor de $0{,}74 \times 7 = 5{,}18$ metros.

El período teórico de las olas vale:

$$t = \sqrt{K} \cdot \sqrt{\frac{2\pi L}{g}}$$

en que el valor de K vale 1,24 (verlo en la página 19 del mismo informe), de manera que resulta para el período *t*, el valor de 9 segundos. De estos valores numéricos se deduciría una velocidad orbitaria máxima en el fondo de

$$v = \frac{\pi \times 5{,}18}{9} = 1{,}81 \text{ m/s.}$$

Esta velocidad es sin duda suficiente para remover la arena que forma el fondo del mar a lo largo del molo y explica lo forma de la zanja de que nos ocupamos. En cuanto a la distancia teórica entre esa zanja y el paramento del muro, es de L:4, o sea 25 metros; de manera que la zanja debe encontrarse prácticamente al pie del talud de enrocados, como ha sucedido en realidad, según se desprende de los sondajes citados por el señor d'Arrigo.

Pasemos ahora a estudiar la solicitación del muro de bloques, completo y sin coronación ni parapeto. Para hacer este cálculo aplicaré el método del señor Sainflou, que, como hemos visto, da para las presiones valores superiores al mío y es de carácter más riguroso.

En la aplicación de estos métodos de cálculo desempeña un papel fundamental el valor de la profundidad del mar, H, que se considere: en los casos en que el

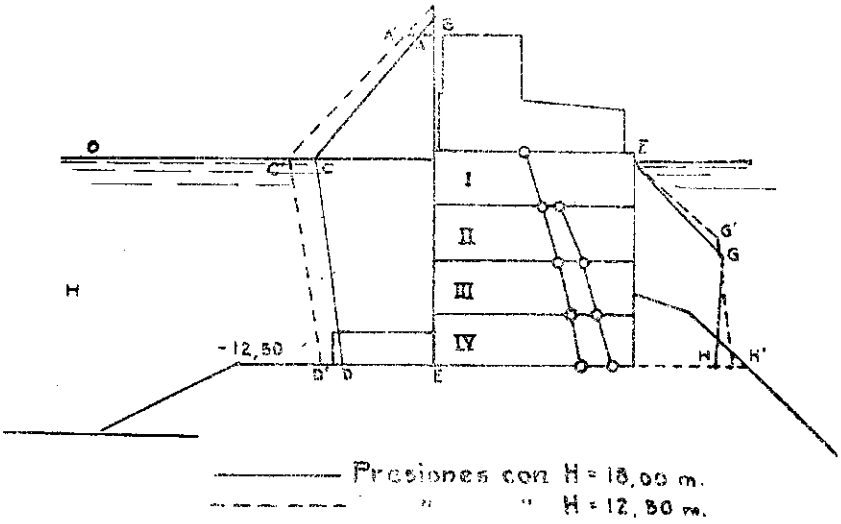

Figura 17.

paramento vertical llega hasta el fondo mismo no hay duda ninguna al respecto; pero cuando el muro descansa sobre una base de enrocados no muy alta, como en el caso presente, cabe dudar entre la profundidad del asiento del muro y la profundidad total, pareciendo lo más natural considerar un valor de H comprendido entre los dos valores extremos de H, 18.00 m. y 12.50 m., y he anotado en la figura 18 las distribuciones de presiones y subpresiones correspondientes a los dos valores de H, y las curvas de presiones resultantes de los empujes debidos a las olas y los pesos resistentes a los diferentes niveles.

El simple examen de esta figura nos revela que las presiones máximas producidas por las olas son de 7,3 y 8,9 toneladas por metro cuadrado y que al pie del muro valen 5,4 o 7 toneladas, según que se considere una u otro valor de H. En cuanto a las presiones soportadas por los materiales de construcción entre sí, son bajas en el concreto, pero resultan de 6,5 y 12,5 kilógramos por centímetro cuadrado en los enrocados de asiento, lo que es bastante, particularmente la última cifra, que corresponde al caso de H = 12.50 m. y que explicaría que los enrocados hubieran cedido y el muro se hubiera inclinado hacia el lado del puerto. Como hubo socavación del fondo al pie del macizo de enrocados de base, por el lado exterior según vimos, el conjunto de las dos cosas explica el descenso general del muro.

En el cuadro siguiente se han reunido los resultados del cálculo de estabilidad al volcamiento y al deslizamiento, relativos a las dos profundidades H, de 18 m. y de 12.50 m.

Nivel	H = 18 m				H = 12.50		
	Q t	p k/cm.²	P_1 t	P_2 t	Q t	p k/cm.²	P_2 t
I	27	0,83	130	130	36	....	130
II	57	1.24	65	63	64	1.20	44
III	78	2.52	98	89	95	2.95	74
IV	98	4.32	128	116	118	5.75	103
V	117	6.50	175	167	146	12.50	147

En este cuadro *Q* corresponde al empuje en toneladas ejercido por el agua en la parte de la obra situada encima de cada nivel; *p* indica la presión en la arista interior de cada juntura, expresada en kilógramos por centímetro cuadrado; P_1 y P_2 las fuerzas de frotamiento, calculadas con un coeficiente de frotamiento 0,54 entre concreto y concreto, y 0,60 entre concreto y enrocados; en el caso de P_1 se ha tomado como subpresión en cada juntura el término medio entre la exterior y la interior; en el caso de P_2 se ha tomado como sub-presión uniforme la del lado exterior, que es mayor. Al calcular el peso que obra sobre el nivel I no se ha considerado sub-presión, porque el concreto en sitio queda adherido a los bloques superiores.

Examinando las cifras de ese cuadro, se ve desde luego que para el caso de deslizamiento, que parece ser en general el lado débil de estas obras, es más desfavorable considerar la sub-presión uniforme e igual a la exterior; los resultados que así se obtienen son un poco más desfavorables que los que corresponden a la sub-presión intermedia y no se prestan a dudas. Las fuerzas resistentes al deslizamiento, comparadas con los empujes correspondientes, en el caso de H=18 m. indican que el muro debió resistir, aunque con un margen de seguridad muy pequeño; en el caso de H=12.50 indican que el muro debió deslizar, encontrándose casi en equilibrio al nivel V. Examinando en detalle lo que sucedió en la porción BE del muro, enteramente terminada, se ve que en partes hubo deslizamiento que llegó hasta la última fila, es decir, hasta el nivel V, y en partes no hubo deslizamiento, lo que conduciría a pensar que los cálculos deben hacerse más bien con un valor de H intermedio.

Si se supone que, por asentamientos irregulares de la infrastructura o por cualquiera otra causa, los bloques se separen del concreto en sitio y éste no ejerza su peso sobre ellos, es fácil ver que éstos se encontrarían en condiciones de equilibrio bastante precarias.

Número del bloque	Empuje sobre él	Resistencia de frotamiento
1	28	29,5
2	27,5	29,5
3	24,7	28,5

El bloque 4 queda en mejores condiciones; si se considera el conjunto de los dos primeros, el empuje sería 56 tonela-

das y el esfuerzo resistente 61,5 t. Estas cifras permitirían explicarse que en algunas partes de la obra concluída se hayan movido los bloques 1, 2, 3 y hasta 4, no habiéndose producido igual deslizamiento en otras partes.

Respecto a la parte del molo en que no había coronación ni parapeto de concreto en sitio, se produjo el deslizamiento de los bloques, aún del inferior, y numerosos bloques se quebraron. Es interesante aplicar el cálculo a su solicitación y ver si sus resultados justifican los hechos.

Para determinar las presiones y las sub-presiones producidas por las olas, considero que el hecho de que la parte superior del paramento vertical no existiera, no tiene gran importancia, porque indudablemente la reflexión de la ola se hace desde el nivel del agua en reposo hacia abajo; creo que es muy difícil establecer esto por medio de la teoría, pero el error que se comete al aceptarlo, que probablemente existe, no debe ser muy grande. Tampoco es de mucha importancia relativa para los resultados el adoptar para H el valor 18 m. o el 12.50 m.; de manera que haré el cálculo sólo con este último. Naturalmente un cálculo como este sólo puede aplicarse suponiendo que el bloque I de la figura 18 no ha caído, pues de otra manera el efecto del muro sobre las olas sería muy distinto del considerado.

En esas condiciones y tomando como presión en la cara superior del bloque los 0.6 de la elevación de la ola sobre ella, se tendría: como valor del empuje de la ola hacia el interior, 4,2 toneladas; como peso neto del bloque, tomando en cuenta la presión superior y la sub-presión, 12 toneladas, y como fuerza de frotamiento, que se opondría al empuje, 6,5 toneladas, cifra casi igual al empuje y que explica el deslizamiento del bloque por poco que baje la presión sobre su cara superior.

Para explicarse la quebradura de los bloques hay que estudiar las condiciones en que pueden encontrarse los bloques de la capa superior, fig. 18, en el momento en que, alcanzando la ola a su mayor elevación junto al muro, pasa por encima de él. Es indudable que una parte de la cara superior del bloque recibe la presión de la masa de agua, que supongo tenga un valor medio de 8 m. y

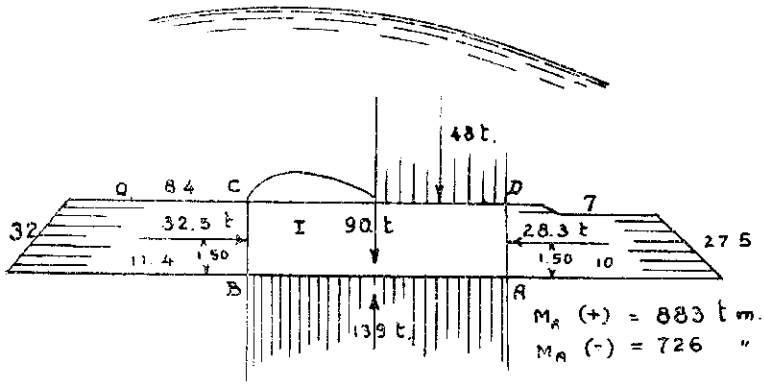

Figura 18.

que actúe en la mitad del ancho del muro; y por efecto de esa presión, del peso del bloque, de la sub-presión y del empuje ejercido por la ola sobre el bloque, éste se encontrará solicitado a la rotación en torno de A con un momento positivo que vale $27,5 \times 1,625 + 139 \times \times 6 = 877$ t. m., y un momento negativo que vale $90 \times 6 + 48 \times 3 = 726$ t. m. Siendo mucho mayor el momento positivo, el bloque se levantará en B, y al caer, cuando baje la ola, puede quebrarse fácilmente o quebrar a uno de los que se encuentran debajo de él. Naturalmente, no se puede pretender que las cifras que resultan del cálculo correspondan a los verdaderos valores de las presiones y sub-presiones que solicitan al bloque; pero es de suponer que sean parecidas a las verdaderas, desde el momento en que los resultados que se desprenden de ellas concuerdan con los hechos observados: bloques quebrados o arrastrados hacia el interior, y el hecho que cita el señor D'Arrigo de que durante los días en que el mar estaba agitado los bloques tomaban un movimiento oscilatorio muy marcado, que hacía decir a la gente de mar que «bailaban».

Fuera de los efectos que hemos analizados, producidos por la tempestad de 31 de Febrero, en Catania, hay otros muy interesantes, como la fractura longitudinal de algunos bloques, que es imposible someter al cálculo y que indican que los esfuerzos a que se encuentran sometidas estas obras y los elementos que las componen son sumamente complejos y extraordinariamente grandes.

CONCLUSIONES

El estudio de los cuatro accidentes graves que se han examinado permite deducir algunas conclusiones relativas a los procedimientos de cálculo de los esfuerzos soportados por los rompeolas de paramento vertical.

Desde luego, conviene llamar la atención nuevamente a la falta de datos relativamente precisos acerca de las características de las olas. Casi nunca se han tenido verdaderas medidas de la altura de las olas; muchos ingenieros no se han preocupado siquiera de su largo, y cuando lo han indicado, ha sido como una simple apreciación; tampoco se han preocupado del período, que es sin embargo el elemento más fácil de medir. Los cálculos que se hagan tendrán, pues, que descansar siempre sobre bases poco sólidas y sólo se podrán aceptar sus resultados como vagas aproximaciones.

La aplicación del método del señor Sainfou permite explicarse todos los accidentes, y a mi juicio, puede adoptarse para el cálculo de las obras que se proyecten en el futuro. Este método es sencillo y la única dificultad que puede presentarse está en la fijación de los datos que han de intervenir en el cálculo.

A este respecto la comparación de las características de las olas que se han observado en los accidentes estudiados más atrás y las que se han anotado en diversos casos en que no ha habido accidentes, permiten distinguir entre las olas debidas a tempestades lejanas, que llegan a la costa después de haber recorrido grandes distancias, y las olas que se observan en el punto mismo de la tempestad, es decir, que están sometidas a la acción del viento que las produce: las primeras son mucho más largas y más regulares, y por consiguiente a igualdad de altura son más peligrosas. En la costa de Chile, bañada por el Océano Pacífico, se puede admitir para las olas de la primera clase unos 300 a 400 metros de largo y 7 a 8 metros de altura; para las olas producidas directamente por las tempestades de la costa, la altura puede ser la

misma, pero el largo parece no ser superior a 100 o 150 metros; creo que en el Atlántico habrá que contar con olas de las primeras y en el Mediterráneo de las segundas, que concuerdan bastante bien con lo observado en Valencia y en Catania.

En cuanto al cálculo mismo, hay dos puntos acerca de los cuales puede haber indecisión, a saber: el valor que debe asignarse a la profundidad H que figura en las fórmulas, y la manera cómo deben considerarse las sub-presiones.

Respecto al valor de H, cuando la base del muro vertical se encuentra muy cerca del fondo, no hay duda de que debe darse a H el valor que corresponde a la profundidad del mar; pero, cuando la profundidad es mucho mayor que la altura del muro vertical y la infrastructura de enrocados tiene bastante importancia, las órbitas de las moléculas líquidas a poca distancia relativa del muro tienen todavía la forma que corresponde a una profundidad mucho mayor que la altura del muro y no sería posible adoptar esta última altura como valor de H. Precisando un poco más la idea con algunas cifras yo considero, por ejemplo, que en el caso de Valencia, H debe tener como valor la altura del muro; en el caso de Catania un valor intermedio entre ésta y la hondura del mar, y en el caso de Antofagasta, la hondura del mar, que es el triple de la altura del muro.

Por lo que se refiere a las sub-presiones, cuando se trata de materiales como los bloques, que descansan uno sobre otro con interposición de agua, o de bloques sobre enrocados, a mi juicio debe considerarse la sub-presión, siempre que sea desfavorable. En efecto no sólo es posible ver que el agua se mueve por las junturas y que adquiere presión en ellas, sino que, sin considerar las sub-presiones con todo el valor que pueden llegar a tener, no es posible explicarse probablemente ninguno de los accidentes que hemos analizado más atrás. Toda discusión acerca de contactos sólidos entre los bloques entre sí o los bloques y los enrocados descansará siempre en suposiciones más o menos lógicas, cuyo efecto será siempre disminuir el valor de la sub-presión, y la prudencia aconseja, a mi juicio, ser pesimista y adoptar francamente el mayor valor que la sub-presión pueda tener, aunque el espíritu científico no quede enteramente satisfecho.

(Continuará)