ANALES
DEL INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE
Calle San Martín N.° 352 - Casilla 487 - Teléf. 88841 - Santiago - Chile

Año XXXVI — Julio-Agosto de 1936 — N.° 7 y 8

Jorge Lira Orrego

Rompeolas verticales

(*Continuación*)

IV.—Comparación de las observaciones experimentales con los resultados de la teoría

Sin entrar todavía en el estudio de los resultados relativos a las presiones ejercidas por las olas y por consiguiente a las sobrepresiones que solicitan al muro en un sentido o en otro, conviene detenerse un poco en el examen del movimiento del agua al reflejarse las olas, contra el muro. En este sentido, las opiniones no han estado enteramente de acuerdo, porque, según algunos ingenieros, el movimiento del agua delante del muro es el que corresponde al *clapotis* o sea la interferencia perfecta de las olas incidentes con las reflejadas, de donde se originan sobre el muro presiones puramente estáticas, que varían entre un máximo y un mínimo y soprepresiones que varían entre un máximo positivo y uno negativo, pasando por cero; según otros, entre los cuales me cuento yo, las cosas son en la realidad mucho más complicadas y el resultado de ellas es que las olas ejercen presiones en parte estáticas y en parte dinámicas, variables también en cada momento; pero, si bien es cierto que entre las ideas de unos y otros hay divergencias fundamentales de principio, que pueden parecer a primera vista irreconciliables, en los resultados prácticos del cálculo no sucede lo mismo y ha sido en realidad muy fácil ponerse de acuerdo.

Por lo que se refiere a la opinión manifestada por mí en el Congreso de Navegación de 1926, que sirvió de fundamento al método de cálculo que presenté a ese Congreso y del cual ya me ocupé en la Primera Parte de este estudio, se basa en observaciones que hice en la parte final del primer trozo del molo de Valparaíso, antes de la construcción de la segunda parte de ese molo, durante una braveza del mar en que las olas no debían sobrepasar los 4 metros de altura y en que su largo no alcanzaría a 80 metros, es decir, que de ninguna manera podían reventar contra el muro, ni mucho menos; pues bien en esa ocasión, apoyando el cuerpo contra el parapeto del molo, se sentía perfectamente el choque de las olas, y sin necesidad de prestar atención se percibía claramente el ruido, como un cañonazo lejano, que correspondía al golpe de ellas. Una cosa y otra eran tan claras y tan inconfundibles, que no me cupo la menor duda de que el choque era perfectamente real y de que

laspresiones soportadas por el muro no eran solamente estáticas; pero al mismo tiempo me formé la impresión de que el efecto del choque no era muy intenso, en este caso por lo menos.

En un interesante estudio hecho en el puerto de Catania, durante la tempestad que en 1932 destruyó el molo de ese puerto, el ingeniero señor D'Arrigo dice que las olas reventaban parcialmente en profundidades de 20 metros, es decir, casi al llegar al molo mismo y de ahí dedujo que el muro debió soportar esfuerzos dinámicos de consideración.

El ingeniero italiano señor Coen Cagli, que ha presentado trabajos sobre este tema a los Congresos de Navegación de 1926 y 1935, dice a este respecto en su último informe que «la transformación de la ola ordinaria en *clapotis* delante de un « muro de paramento vertical no se verifica prácticamente nunca, en las grandes « tempestades sobre todo, y que, por consiguiente, los esfuerzos ejercidos por las olas « contra la muralla deben ser, no de naturaleza puramente estática, como en el caso « del *clapotis*, sino de naturaleza dinamoestática y alcanzar valores notablemente « más elevados que en este último caso, con diferencias tanto más importantes « cuanto menor sea la razón entre la altura $2h$ de las olas y su largo $2L$».

El señor Coen Cagli hace referencia en su informe a los estudios experimentales sobre modelos, que él ejecutó en colaboración con el señor Stuky en el Laboratorio de Losana, de que ya he dado cuenta, y dice que en ninguno de los tres casos sometidos al estudio en ese laboratorio, el de Génova, el de Catania y el de Argel, se pudo conseguir que las olas reventaran delante del muro ni que siquiera se iniciara la reventazón, a pesar de que las características de las olas llegaron hasta los 7 metros de altura y 270 metros de largo en el caso del modelo de Catania y 9 metros de altura con 400 metros de largo en el de Argel. Estos estudios autorizan a creer que, cuando la profundidad del mar delante de los muros es considerable, por lo menos el doble de la altura de las olas, no hay temor de que las olas revienten, ni siquiera parcialmente; pero «en caso de tempestades, sobre todo cuando son « acompañadas de viento fuerte, las olas, retardadas en su propagación por la dis« minución progresiva de la profundidad y en seguida por el efecto del talud de la « infrastructura, y aceleradas en cambio en la superficie por la acción del viento, « ejercen sobre la muralla esfuerzos muy diversos de los que correspondería en caso « que las olas conservaran su carácter puramente oscilatorio. Se trata en este « caso de un fenómeno enteramente comparable a los golpe de mar, que durante « las grandes tempestades se precipitan contra los costados de los buques».

En cuanto a los esfuerzos que las obras deben soportar por estos efectos dinámicos secundarios, el señor Coen Cagli estima que siendo esos esfuerzos de muy corta duración, interesan mucho más al cizalle que al volcamiento.

Se ve, pues, que tanto las observaciooes hechas en rompeolas de paramento vertical como las efectuadas en modelos a escala reducida, parecen indicar que los esfuerzos que las olas ejercen sobre los muros verticales son en parte estáticos y en parte dinámicos; pero eso no quiere decir absolutamente que las conclusiones deducidas de la teoría de la reflexión de las olas, desarrollada por el señor Sainflou, no sean aplicables prácticamente en el cálculo de los esfuerzos soportados por los muros rompeolas.

En efecto, para poder abordar de una manera relativamente sencilla el cálculo de

las presiones que las olas ejercerán sobre un muro es necesario presentar el problema en una forma simple, suponiendo que el fondo del mar es horizontal, es decir, que el agua está animada de un movimiento ondulatorio, que corresponde a una profundidad H determinada, y admitiendo que el paramento vertical del muro llega hasta el fondo mismo, suposiciones que no se realizan en la práctica. Respecto a la primera, el fondo del mar se presenta siempre con una inclinación más o menos marcada, de manera que las profundidades van decreciendo a medida que las olas se acercan a la orilla, modificándose gradualmente su altura y su largo; es por eso que, si se midieran el largo y la altura de una ola que pasa por un punto en que la profundidad tiene un valor determinado, si se midiera también la elevación del centro de las órbitas de superficie sobre el nivel de reposo, que hemos llamado h_o, y el período de la ola, y si se calcularan en seguida estos últimos valores de acuerdo con la teoría trocoidal, no tendría nada de extraño que los valores calculados no concordaran con los medidos.

Esta es la razón por la que, cada vez que se trata de efectuar medidas de las características de las olas, yo he recomendado que no sólo se midan la altura y el largo, sino también h_o, y el período. Esta sería la manera de tener una primera comprobación de concordancia entre la realidad y la teoría, que, si no se realiza, es decir, si las olas no son trocoidales, menos deben realizarse las demás.

En cuanto a la segunda suposición, que el muro esté fundado directamente en el fondo del mar, hay sin duda algunas obras, como el rompeolas de Dieppe a que se refiere la figura 13, en que ha sido posible hacerlo así; pero lo ordinario es que el muro esté fundado sobre una infrastructura de enrocados, en una plataforma situada a varios metros de altura sobre el fondo del mar y con una ancha berma por delante y una fila de bloques de varias toneladas, de peso al pie del muro. El talud inclinado de la infrastructura debe perturbar sin duda la reflexión de las olas; por una parte debe influir en el movimiento orbitario, porque la hondura va decreciendo, tratando de concentrar el efecto de la ola; por otra parte, presenta un paramento de grandes enrocados, sumamente irregular, que ofrece una gran resistencia al movimiento del agua y trata de anular una parte de la energía de la ola. Parece que no es posible someter al cálculo la influencia de estos dos factores contradictorios entre sí; pero no hay duda de que ejercerán un efecto en la reflexión contra el muro y que las presiones resultantes serán diferentes de las que habrían correspondido al caso de la fundación directa. Algo parecido, pero en mucho menor escala sucederá con los bloques de defensa, colocados al pie del muro.

En vista de estas diferencias entre las suposiciones de la teoría y la realidad de la construcción, parece que no debe experimentarse extrañeza, si no se encuentra una concordancia completa entre los resultados del cálculo y las medidas experimentales; antes bien, lo contrario sería de extrañar: lo que hay que buscar, a mi juicio, es la manera de tomar en cuenta en el cálculo las diferencias que hay entre las circunstancias de la construcción y las de la teoría para que los resultados del cálculo puedan corresponder a los de la realidad.

Para formarse idea cualitativa de la influencia que deben tener las circunstancias de que me ocupo, conviene recordar desde luego que la disminución gradual de la profundidad se traduce en un aumento de la altura y una disminución del largo de la ola. En cuanto al paramento inclinado de la infrastructura, si se recuerda que

la aplicación del cálculo al caso de un muro con paramento de 45°, hecha por el señor Miche, que ya he citado, lo condujo a la existencia de presiones en parte estáticas y en parte dinámicas, cuya distribución se ha indicado en la figura 9, es fácil llegar a la conclusión de que la influencia de ese talud inclinado se traducirá en una mayor elevación del agua contra el muro y en que se originarán ciertas presiones dinámicas, dos cosas que se han observado en Génova y en las experiencias sobre modelos, según lo manifestado por el señor Coen Cagli.

En el caso del molo Mustafá, que ha sido estudiado en Argel, esas discordancias son mucho menores, probablemente, porque la diferencia entre la cota que corresponde al pie del paramento vertical y la profundidad del mar es menos marcada que en Génova.

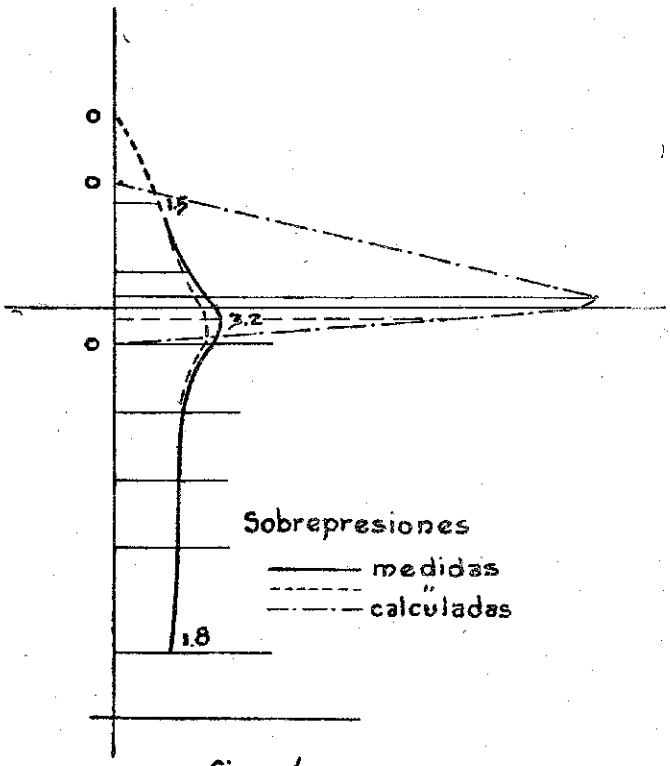


fig. 34

Pasemos ahora a ocuparnos de las concordancias entre las presiones medidas y las calculadas, que en realidad es lo que más nos interesa.

Al examinar los métodos de cálculo que hasta ahora se han propuesto para determinar las sobrepresiones que pueden solicitar a un rompeolas de muro, hemos visto que se les puede dividir en dos grupos distintos: uno que utiliza las experiencias citadas en la obra de Gaillard, «Wave Action» y que calcula las sobrepresiones partiendo de su valor máximo, en la forma que Gaillard aconseja; los otros se basan en el movimiento orbitario del agua, haciendo simplificaciones más o menos distan-

tes de la verdad. Ya hemos visto que los resultados de unos métodos y otros son enteramente distintos, en lo que se refiere al valor de las presiones máximas y a la ley de distribución de las presiones a lo largo de una vertical.

Para terminar definitivamente con los métodos de cálculo derivados de las ideas de Gaillard, creo interesante comparar en la figura 34 el resultado de las medidas hechas en Génova con el resultado del cálculo hecho según el método propuesto por el señor Molitor, basado, según hemos visto, en las ideas y experiencias de Gaillard y que es el método de este grupo que se ha presentado con mayores apariencias de valor científico. En esa figura que se refiere a olas de 3 metros de altura y 100 metros de largo, se puede ver que, según el señor Molitor, las sobrepresiones se encuentran concentradas casi totalmente encima del nivel del agua en reposo *NR* y que la sobrepresión máxima vale 14,4 toneladas por metro cuadrado; en cambio, las sobrepresiones medidas para olas de las mismas características y en la misma profundidad se ejercen con valores bastante comparables en toda la altura del muro y su valor máximo no pasó de 3,2 toneladas por metro cuadrado en una de las experiencias y 3 toneladas por metro cuadrado en la otra, siendo el mínimo en el fondo de 1,8 en ambos casos.

Otra comprobación de que las indicaciones de este método están muy lejos de la realidad se puede encontrar aplicándolo a una braveza de mar extraordinaria, la que produjo el primer accidente en el rompeolas de Antofagasta. Si se consideran en este caso olas de 7 metros de altura y 250 metros de largo, que fueron las características aproximadas de las olas, y se aplica el método de cálculo de que se trata, se llega a un valor de 35,5 toneladas por metro cuadrado para la sobrepresión máxima y a un empuje por metro lineal de molo de 338 toneladas. Si se considera el tipo empleado en la parte extrema de ese molo, que no experimentó el menor perjuicio en aquella ocasión, cuyo peso neto es de 290 toneladas por metro lineal, lo que le daría una resistencia al deslizamiento no superior a 180 toneladas por metro lineal, se ve que debió haber sido arrastrado por las olas. En cuanto a la resistencia al volcamiento, la resultante del empuje y del peso debía haber pasado fuera de la base, a una distancia de 4,70 metros de la arista peligrosa, es decir, la obra debió haberse volcado. Si se considera que no hubo el menor signo de debilidad en esa parte de la obra, hay que llegar también a la conclusión de que los resultados de este método de cálculo no son aceptables, porque son demasiado diferentes de la realidad. En el estudio comparativo que sigue, voy a dejar a un lado, por consiguiente, los métodos de cálculo de ese grupo y a ocuparme únicamente de los del segundo, eligiendo entre ellos el del señor Sainflou que, según he manifestado, reune la ventaja de ser sencillo en su aplicación, que se une a su carácter científico, aunque haya adoptado algunas hipótesis de simplificación.

En la figura 35 puede verse la comparación del resultado de las medidas de sobrepresiones efectuadas en Génova con olas de 3 metros de altura y 100 metros de largo, dibujadas con líneas de segmentos, con el del cálculo de las mismas, hecho según el método del señor Sainflou aproximado y considerando una profundidad H de 13 metros, dibujado con línea llena. El valor de la sobrepresión máxima es bastante parecido en ambos casos y muy parecido también a la altura de la ola; el agua se ha elevado junto al muro más de lo que indica el cálculo, llegando hasta 5.40 metros en lugar de 3.40 metros, como consecuencia de esto al nivel

muro fué de 31,2 toneladas por metro lineal, en el caso de las medidas, y el momento de esa fuerza respecto a la base fué de 188 toneladas metros; el resultado del cálculo aproximado es una sobrepresión total de 28,4 toneladas y un momento de 184 toneladas metros. La concordancia es, pues, bastante satisfactoria, aunque ligeramente inferior el resultado del cálculo al de las medidas.

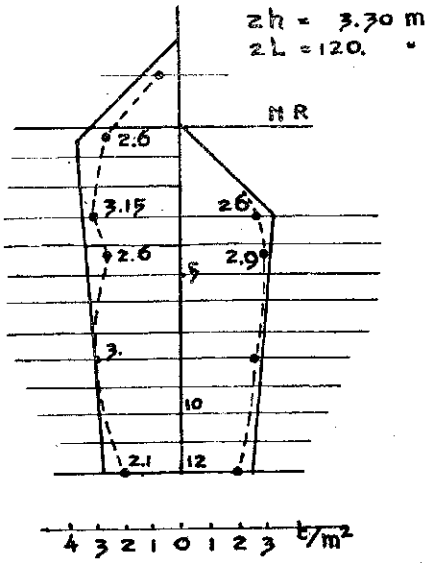


Fig. 38

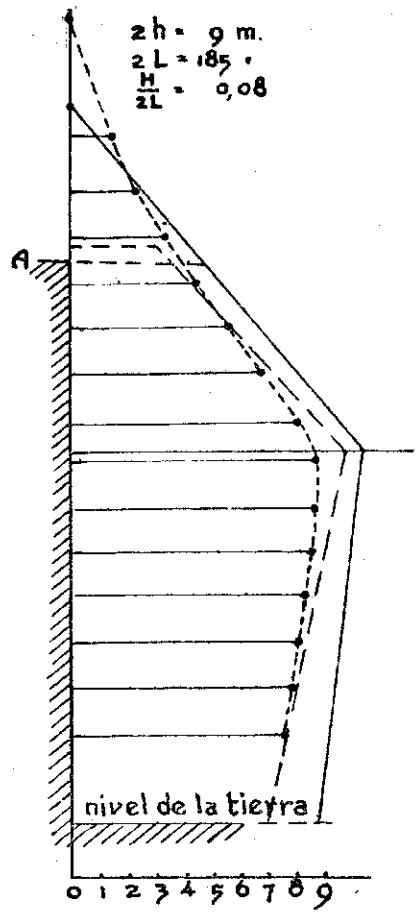


Fig. 39

En la fig. 36 pueden verse las curvas de distribución de las sobrepresiones medidas, dibujadas con línea de segmentos, y calculada por el método simplificado del señor Sainflou, con línea llena, para olas de 4,50 metros de altura y 110 metros de largo, en el mismo puerto de Génova. La concordancia es en este caso mayor que en el anterior, pues ambas curvas casi se confunden, salvo en la parte alta encima del nivel de reposo; como en el caso anterior, el cálculo ha sido hecho con H= 13 metros.

En la fig. 38 se han reproducido las indicaciones correspondientes a las medidas de sobrepresiones hechas en Argel en el Molo Mustafá, cuyo perfil indica la fig. 37 con el piezómetro eléctrico antes descrito y las que se deducen de la aplicación del método Sainflou, en caso de olas de 3,30 metros de altura y 180 metros de largo. En esta figura puede notarse una concordancia muy satisfactoria entre ambos resultados, siendo un poco superiores los correspondientes al cálculo.

Las experiencias efectuadas en modelos a escala reducida conducen en general

a sobrepresiones distribuídas según leyes más regulares que las observadas en el mar, sin duda porque las condiciones en que se verifican las experiencias son también mucho más regulares que las naturales. En la fig. 39, pueden verse los resultados comparativos de las sobrepresiones deducidas de experiencias hechas en el Laboratorio de Hidráulica de Lozana sobre un modelo a escala reducida del rompeolas Mustafá de Argel y las sobrepresionee calculadas por el método del señor Sainflou, aproximado, y por el propuesto por mí. En esa figura puede verse que las indicaciones del método mío, hasta el nivel A del parapeto del muro de Argel concuerdan casi exactamente, en este caso, con las medidas, y que el método del señor Sainflou da resultados ligeramente superiores. Si se considera la altura total que tenía el muro en el modelo, se ve que las indicaciones del método Sainflou se acercan mucho a las de la experiencia, siendo en general superiores a ellas.

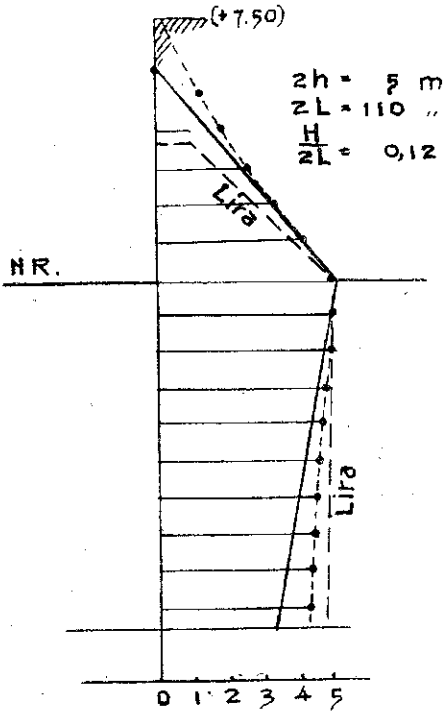


fig. 40

En la fig. 40, se reproducen los resultados comparativos de las medidas hechas en un modelo del molo de Génova, de que ya nos hemos ocupado, con los del cálculo hecho por el método del señor Sainflou y por el mío. En esa figura, puede verse que el método Sainflou da resultados generales más parecidos a las medidas de la experiencia. En este caso particular el valor del empuje total, calculado por el método mío se acerca más al que corresponde a las sobrepresiones medidas. En efecto, el empuje medido vale 79 toneladas por metro lineal; el calculado por el método mío vale 75,5 toneladas y por el método Sainflou, 71,6 toneladas.

Me parece innecesario comparar en un mayor número de casos el resultado del cálculo con el de las medidas efectuadas en modelos. En los dos citados, se ve que el método Sainflou conduce siempre a sobrepresiones comparables con las que han podido medirse, de manera que al adoptar ese método en las aplicaciones de la práctica puede tenerse casi la certidumbre de que, si las características de las olas corresponden a las que se tuvieron en vista al proyectar una obra, la solicitación del muro será muy parecida a la que se ha determinado por el cálculo.

El señor Coen Cagli ha observado que, en general, las experiencias sobre modelos, así como las observaciones hechas en Génova indican que el agua se eleva junto al muro más de lo que indica el método Sainflou, que la presión máxima al nivel de reposo es muy parecida a la altura 2h de las olas y que las presiones disminuyen poco bajo ese nivel, tanto menos cuanto menor es la razón 2h:2L; esas

observaciones lo condujeron a proponer el método sencillo para determinar las sobrepresiones sobre un muro, de que di cuenta al tratar de los métodos de cálculo y al cual se refiere la fig. 11.

Este método parece perfectamente justificado, tanto por las medidas obtenidas en el mar en Génova, como por las experiencias en modelos hechas en Lozana, pero, según ya he tenido ocasión de observarlo en unas y otras la profundidad relativa (H:2L) se ha mantenido dentro de ciertos límites, que corresponden a los casos ordinarios del mar Mediterráneo, no habiendo bajado en ningún caso que yo conozca del valor 0,117. Como en el océano Pacífico y entiendo que también en el Atlántico es frecuente ver olas, producidas por tempestades lejanas, de 7 metros de altura y 300 metros de largo, y no sería raro que se justificara un rompeolas de muro en profundidades del orden 18 a 20 metros. He dibujado en la figura 41 las sobrepresiones que resultarían según el método Sainflou, con valores de H de 15 y 18 metros, a los que corresponden valores de H:2L, de 0,05 y 0,06, mucho menor que las experimentadas hasta ahora. En el caso de H=15 metros se ve muy claramente que ese cálculo conduce a sobrepresiones mayores en el pie del muro que en el nivel libre del agua: sería muy interesante poder efectuar experiencias en modelos a escala reducida en las condiciones de que se trata en este caso, para ver si las indicaciones de la teoría se comprueban en la práctica. En la misma figura, he dibujado las sobrepresiones que resultarían de la aplicación del método del señor Coen Cagli, que conduciría a un empuje total de 121 toneladas por metro lineal de muro, contra 162, que resultan del método Sainflou, es decir, que entre uno y otro hay una diferencia de 34%. Como dato ilustrativo, creo de interés agregar que el cálculo hecho por el método mío conduce a resultados que son casi el término medio entre los otros dos considerados. Esto me hace creer que, mientras la experiencia no demuestre que el método Sainflou conduce a resultados exagerados, es preferible servirse de él en las aplicaciones de la práctica.

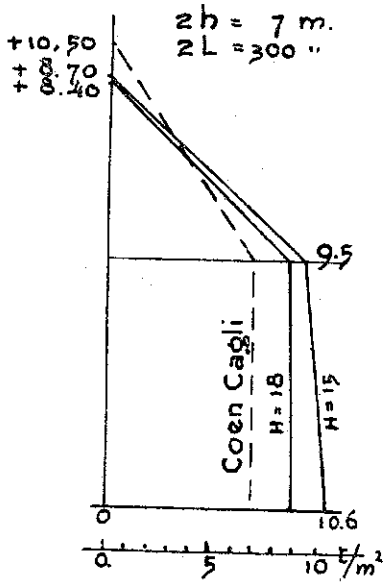


Fig. 41

Respecto a los cálculos que hay que efectuar para comparar los resultados de la aplicación de uno u otro método con las indicaciones de la experiencia, creo conveniente llamar la atención hacia un punto de la mayor importancia, que se refiere al valor de la profundidad *H* que se debe introducir en ellos. En efecto, se mira la figura 37, que representa el molo Mustafá, de Argel, o cualquiera otra relativa a estas obras, se verá que salvo raras excepciones el muro vertical no llega hasta el fondo, sino que está fundado sobre una base de enrocados, limitada a cierta profundidad, base que a veces es de mucha importancia. Al hacer el cálculo, hay que adoptar un valor para la profundidad *H*, sobre el cual puede haber cierta incerti-

dumbre. A primera vista, la cuestión parece muy sencilla y que no debe presentarse duda respecto a ella; más todavía, hay ingenieros que consideran que el valor de las sobrepresiones varía poco con la profundidad y apoyan su opinión en los resultados que han indicado las experiencias hechas en modelos. Por ejemplo, en el Laboratorio de Lozana, en experiencias hechas con el modelo del molo Mustafá de Argel, con olas de 150 metros de largo y altura variables entre 2 y 10 metros, se vió que las sobrepresiones son prácticamente casi las mismas, si el valor de H es 13 metros o 19,50 metros, es decir, si la razón H: $2L$ varía entre 0.115 y 0.13, lo que no tiene nada de extraño, si se comparan los valores de K en el cuadro correspondiente; pero si se consideran olas más largas, de 300 metros, por ejemplo, como hemos considerado más atrás, se vería que los resultados son muy diversos. En efecto, en la figura 42 pueden verse las líneas que corresponden a la distribución de sobrepresiones desde (—13) hacia arriba, medidas y calculadas por el método Sainflou para olas de 7 metros de altura y 150 metros de largo, y las calculadas para olas de 7 metros de altura y 300 metros de largo, tomando en todos los casos valores de H de 13 metros y de 19.50 metros; esas líneas indican que las diferencias entre las sobrepresiones, principalmente cerca de la superficie, no son muy grandes cuando varía la profundidad en la proporción de 1 a 1,5, en el caso de olas de largo mediano, 150 metros; en cambio, cuando las olas son muy largas, 300 metros, esas diferencias son muy grandes y no sería indiferente tomar una profundidad u otra, pues el empuje total sobre el muro varía en la razón de 1 a 1,5. Es, por consiguiente, necesario preocuparse sobre todo en caso de olas largas, de adoptar un valor de H que ofrezca garantías de corresponder al verdadero, para obtener sobrepresiones que no sean pequeñas ni tampoco exageradamente grandes.

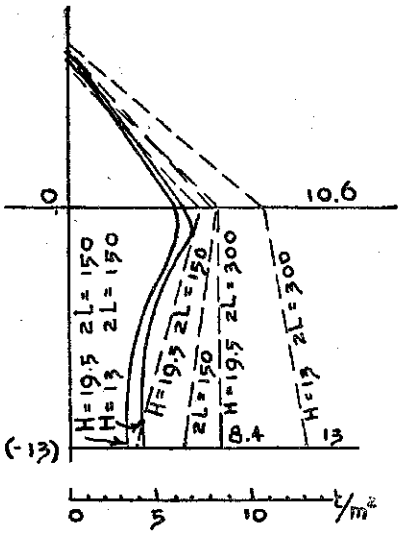


Fig. 42

En caso de un muro fundado directamente en un suelo insocavable no hay duda de que el valor de H debe corresponder a la profundidad del mar, a pesar de que esa profundidad no sea uniforme, pues se puede aceptar que hay un régimen ondulatorio establecido a esa profundidad; si el pie del muro se protege por medio de bloques y la altura de ellos es reducida, como será el caso generalmente, parece natural conservar el mismo valor para H, porque ni la altura ni el largo de los bloques serán suficientes para modificar el movimiento de las olas. Cuando hay una infrastructura de enrocados de poca altura, si su talud exterior es bastante tendido, 5 : 1 o más, con el objeto de proteger el fondo, parece prudente considerar como valor de H la profundidad que limita la berma de la base del muro; si el terreno fuera bastante firme y el talud exterior de la infrastructura fuera la 4 : 3 a 2 : 1, se podría hacer el cálculo con un valor de H mayor, y el resultado no sería sensiblemente más

3.40 metros la sobrepresión, en lugar de valer cero vale alrededor de 1 tonelada por metro cuadrado. Las sobrepresiones calculadas son un poco mayores que las

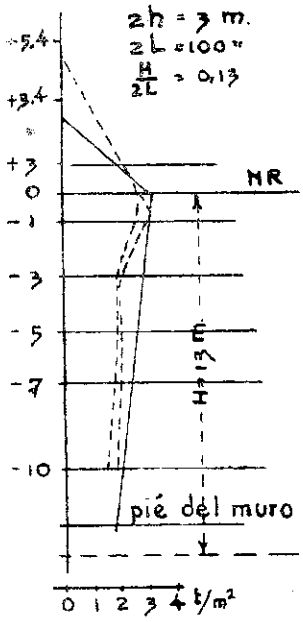


Fig. 35

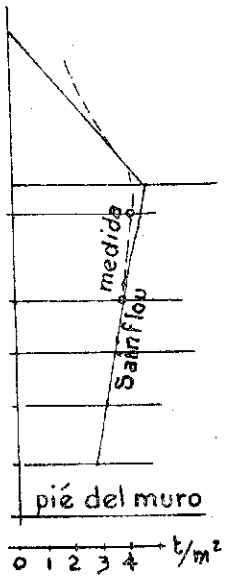


Fig. 36

Argel (Mustafa)

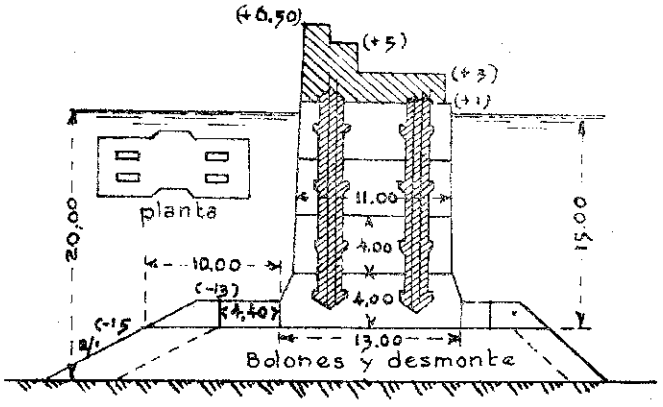


Fig. 37

medidas bajo el nivel del agua en reposo NR; son inferiores a las medidas en la parte situada encima de ese nivel. El valor de la sobrepresión total que solicitó al

favorable, si se considera la hondura del suelo. Si la hondura es muy grande, tres o cuatro veces la profundidad de fundación del muro, el talud de la infrastructura de enrocados será bastante fuerte, 4/3 o 3/2, se podrá aceptar para H el valor que corresponde a la profundidad del suelo, pues el muro vertical representa sólo una pequeña parte de la altura total y las olas llegarán hasta él sin gran modificación. Finalmente en los casos intermedios, que tal vez serán la mayoría, habrá que adoptar para H un valor comprendido entre el que corresponde a la cota de la berma de infrastructura y la del fondo natural. A primera vista, puede parecer que la incertidumbre que tiene que presentarse al adoptar, en estos casos, un valor para H puede influir considerablemente en los resultados del cálculo; pero en realidad no sucede así como puede verse por las cifras contenidas en el cuadro siguiente, en el cual he inscrito, para diferentes valores de H la sobrepresión máxima en la superficie P_s, la sobrepresión máxima en el fondo P_f y el valor del empuje Q por metro lineal del muro, suponiendo que su pie se encontrara a la profundidad de 12 metros y que las olas tuvieran como característica 8 metros de altura y 300 metros de largo, que son excepcionalmente desfavorables.

H	P_s	P_f	Q
m	t/m²	t/m²	t
12	9,5	9,1	150
14	9,5	7.9	137
16	7,9	7,1	124
18	7,5	6,5	116
20	7,1	6,	109

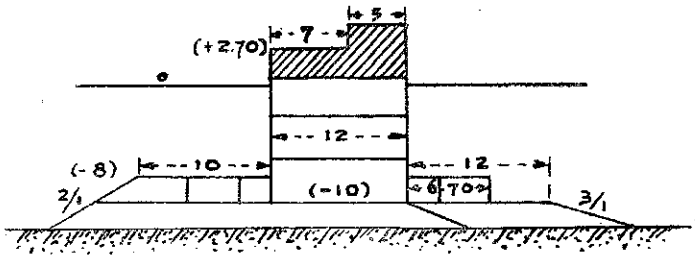
Las cifras de este cuadro muestran que la diferencia entre los empujes máximo no pasa de 40% y que la diferencia entre los que corresponden a los valores consecutivos de H, que es entre los que habría incertidumbre, no pasa de 10%, y generalmente será mucho menor; lo que no tiene importancia en un caso como el que nos ocupa en que la incertidumbre en los datos es muy grande.

V.—Comprobación de los métodos de cálculo por las averías experimentadas en rompeolas verticales

En un artículo publicado por mí en los «Anales del Instituto de Ingenieros» hice un estudio detenido de cuatro graves accidentes ocurridos en obras del tipo que me ocupa, y llegué a la conclusión de que la aplicación del método de cálculo de Sainflou permitía explicarse todos los desperfectos observados, lo que indudablemente es una justificación de ese método. Voy a recordar ahora brevemente esos accidentes y voy a referirme a otros dos, ocurridos posteriormente y que tuvieron consecuencias más graves que los anteriores: la destrucción por el mar de los rom-

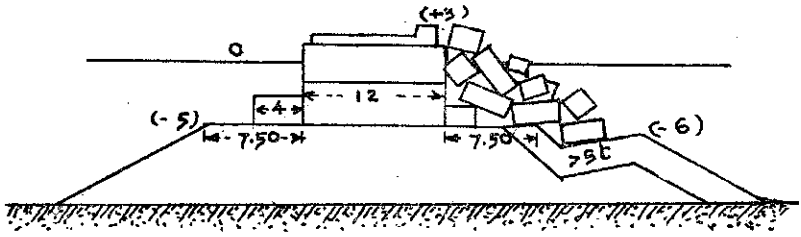
peolas de Catania y de Argel. Todos estos accidentes, que han significado desembolsos considerables para su reparación, han sido fecundos en enseñanzas útiles para la aplicación de un tipo de obra relativamente nuevo, no sólo en lo que puede referirse al cálculo de él sino también en lo relativo a sus disposiciones generales y aun a sus condiciones de aplicación.

El primero de los accidentes citados se produjo en Valencia, en diciembre de 1926. El rompeolas Este de este puerto fué construído según el perfil que indica la figura 43, derivado del que se empleaba en Génova en el molo Príncipe Humberto,



Valencia.
Fig. 43

formado por grandes bloques celulares rellenos de hormigón, que formaban pilas verticales, que debían ser completadas por un macizo de coronamiento, hecho de hormigón en sitio. Cuando esta obra se encontraba en ejecución y antes de que se hubiera construído el macizo de coronamiento, una violenta tempestad, en que se estima que las olas alcanzaron a 7 metros de altura y 150 metros de largo, la atacó de frente y destruyó toda la parte de ella que se había alcanzado a construir. Los reconocimientos ejecutados después permitieron constatar que se habían formado dos



Valencia
Fig. 44

enormes zanjas, paralelas al molo y a poca distancia de él, una por delante y otra por detrás, a consecuencia de las cuales la base de la obra se había movido, enterrándose en el fondo de arena fina y fango, que le servía de descanso. Esas zanjas fueron producidas por las olas que se reflejaban en el muro y por las que pasaban por encima de la obra, principalmente después que ésta fué destruída. Este accidente no sólo vino a demostrar que las enormes velocidades que el cálculo indica que deben producirse en el fondo, son efectivas, sino que ha confirmado claramente el

peligro que hay en fundar obras de tipo vertical en profundidades reducidas, si el fondo no es muy resistente. La reconstrucción de este rompeolas en el cual se abandonó el tipo de paramentos verticales, se hizo emparejando (fig 44) los restos de la obra destruída a la cota (—6.00 metros) y colocando encima pilas formadas por dos bloques celulares superpuestos, cubiertos por un coronamiento de concreto y protegidos por el lado exterior por medio de un prisma de bloques colocados «pêle-mêle».

El rompeolas de Antofagasta fué construído según el perfil representado en la figura 45, modificando en parte el tipo del proyecto, en el cual toda la parte si-

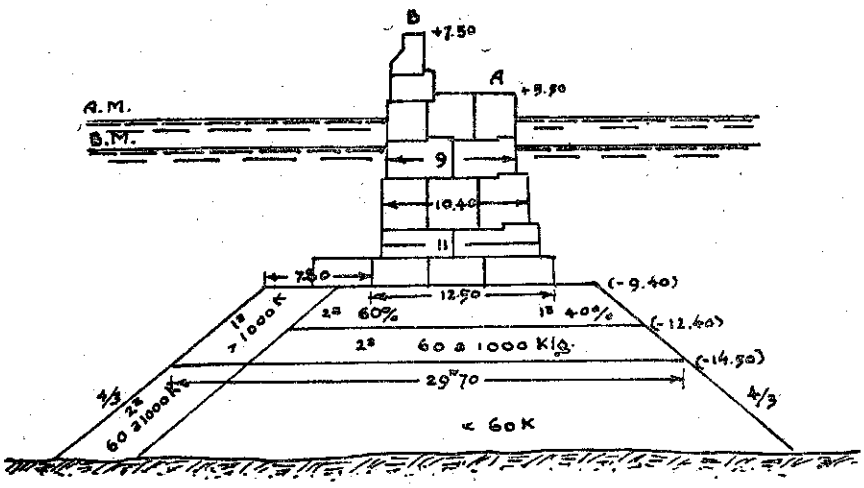


Fig. 45

tuada encima de la cota (+ 1.00 mts.) debía ser de hormigón rico colocado en sitio. Este perfil corresponde a un mar de violencia muy moderada, como se creía el de Antofagasta, pues en las normas del proyecto se tomaron en cuenta olas de 6 metros de altura y 90 metros de largo. En julio de 1928, es decir, dos años y medio después de terminada esta obra, durante una braveza de mar extraordinariamente violenta, en que las olas alcanzaron a 9 metros de altura y 250 metros de largo, según los datos de las autoridades técnicas del puerto, se abrió una brecha de 56 metros de ancho cerca del extremo del molo; quedando indemne el extremo mismo, que en una longitud de 20 metros había sido considerablemente reforzado. El efecto de este accidente se hizo sentir francamente hasta el nivel 4, correspondiente al nivel superior de la última capa horizontal de bloques, en que no hay salientes que se opongan al deslizamiento. El empuje debido a las sobrepresiones era de 73 t. a ese nivel y la resistencia al deslizamiento, de 68 t., lo que explica lo ocurrido; al nivel 5, en que el muro descansa sobre la infrastructura, el empuje fué de 84 t. y el esfuerzo resistente, de 86, cifras casi iguales y que justifican lo que ocurrió en esa capa de bloques, que el del interior deslizó ligeramente. Debo llamar la atención a que el cálculo en este caso, al emplear el método de Sainflou, ha sido hecho considerando olas de altura de 7 metros y no de 9 metros, como indicaron las autoridades del puerto. Esta manera de proceder se justifica en el hecho de que olas de 9 metros habrían

pasado por encima del parapeto en toda la longitud del molo, y eso sólo se observó en la parte extrema de él, donde las olas se peraltaban por efecto de la ligera oblicuidad con que llegaban al molo. Este accidente, que ha sido el primero que se ha podido someter al cálculo, aunque sobre bases no muy seguras, ha permitido desde luego comprobar los resultados del cálculo y ha puesto de relieve la importancia de las subpresiones originadas por las olas y sus efectos sobre la posibilidad de deslizamiento. Al estudiar sus efectos, el Departamento de Obras Marítimas hizo efectuar en Antofagasta experiencias para conocer el coeficiente de frotamiento que corresponde a los bloques empleados en esa obra y llegó a la conclusión de que la cifra 0,6, generalmente admitida, es fuerte y que conviene reemplazarla por una no superior a 0,5.

La reparación de la brecha se hizo reforzando la obra, de manera que su resistencia al volcamiento y al deslizamiento fuera análoga a la de la parte que formaba el extremo, que ofrecía un margen de seguridad de 50 % y que había resistido en perfectas condiciones.

En agosto de 1929, cuando se acababa de terminar la reparación del perjuicio causado en el invierno, durante una braveza del mar que no parecía muy violenta, se observaron en el interior del puerto descensos del nivel del mar extraordinariamente grandes, seguidos de elevaciones rápidas e igualmente extraordinarias del mismo, debidas, indudablemente a ondas de gran longitud, inmediatamente después de las cuales se produjeron grupos de olas enormes, que sobrepasaron el parapeto del molo formando napas, cuyo espesor se estimó en más de 3 metros. No fué posible medir las características de esas olas, porque el fenómeno se produjo en la noche, pero el cálculo ha permitido suponer que la altura de esas olas debió ser de 8 metros y su largo de alrededor de 1,800 metros. Estas olas fueron atribuídas a algún fenómeno sísmico lejano, lo que no parece dudoso, porque el largo de 1,800 metros, nunca observado antes, hace creer que su origen no puede ser el viento.

El efecto que produjeron estas olas enormes, que se produjeron en grupos de tres con intervalo de poco más de dos horas, fué abrir dos grandes brechas y derribar la parte del muro que había quedado en pie entre ellas. Una vez pasada la braveza de mar se pudo ver que todo el muro del brazo principal del molo, desde el fin de la curva, había caído, salvo una parte del trozo reconstituído después del accidente anterior y una parte del trozo extremo. Es interesante observar que la porción del muro reconstruído estuvo al límite de la resistencia, porque una parte de ella fué arrastrada y la que permaneció en pie quedó virada, pero sin experimentar dislocación ni desnivelación apreciables, lo que parece indicar que se hubiera movido sin producir deterior en la base de enrocados, como si no hubiera tenido peso. La parte del extremo que quedó en condiciones parecidas se derrumbó parcialmente, porque fueron removidos ls enrocados de la infrastructura. En esta ocasión, el muro deslizó en partes sobre la base de enrocados y en partes sólo cayeron las capas superiores, lo que indica que el esfuerzo de las olas no fué uniforme, a pesar de que golpearon al muro normalmente, por otra parte indica lo mismo el hecho de que se abriera primero una brecha, después otra y en seguida cayera el resto.

Este accidente demostró, desde luego, que en Antofagasta el mar puede ser mucho más peligroso de lo que se creía. En efecto, las características de las olas que, basándose en las observaciones hechas y en los datos recogidos en la localidad, se

estimaron en 6 metros de altura y 90 metros de largo, resultaron ser de 8 metros de altura y 1,800 metros de largo: una diferencia tan enorme no podía pretenderse que fuera cubierta por los coeficientes de seguridad, que de suyo tienen que ser pequeños en esta clase de obras. Corroboró, además, lo relativo a la importancia que adquieren las subpresiones, como se verá más adelante que ha sucedido en otras partes.

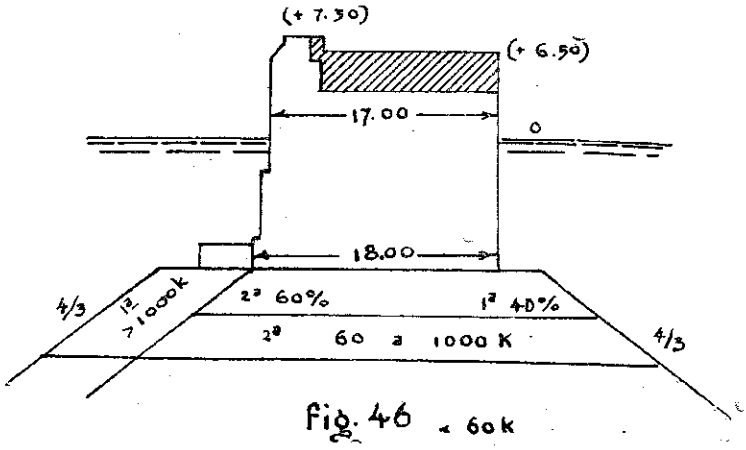


Fig. 46

El cálculo de los esfuerzos soportados por esta obra, controlado por los resultados de los dos accidentes, condujo a proyectar para el muro el tipo representado en la figura 46, que se aplicó en la parte final del molo, en una longitud de 50 metros.

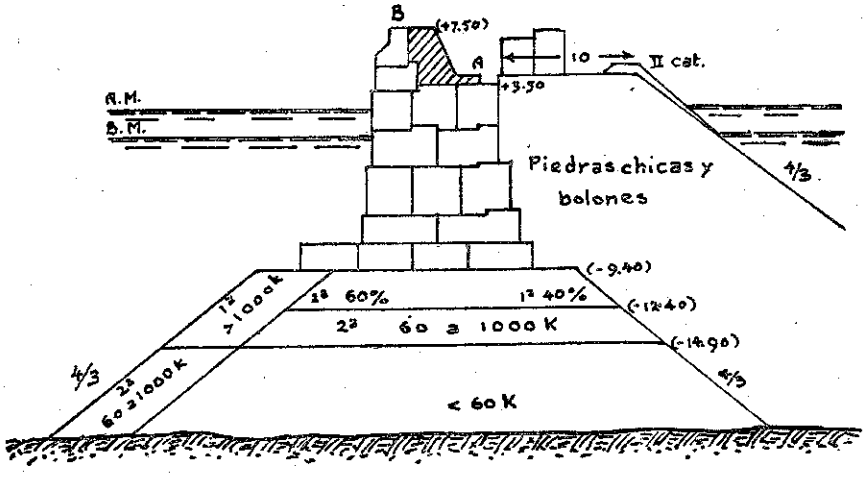


Fig. 47

Este tipo no pudo ser adoptado en el resto de la obra, porque su costo resultaba excesivo y porque la plataforma superior de la infrastructura de enrocados era angosta y el muro tendría que quedar fundado en parte de los enrocados antiguos y

en parte en enrocados nuevos, que tenían una altura de más de 15 metros y que tenían que experimentar asientos muy desiguales; se recurrió por eso a otra solución, que se reproduce en la figura 47. Ella consistió en construir, adosado al molo un prisma de enrocados de todos tamaños, que tiene en su parte superior un ancho de 10 metros y que fué cubierto ahí y en su paramento interior con enrocados de segunda categoría (60 a 1,000 k.); para evitar que las olas que pasen por encima del parapeto remuevan esas piedras, se colocaron dos filas de bloques de hormigón, de los que pudieron ser empleados al reconstruir el muro, que dejan aberturas entre sí para que el agua escurra con velocidades moderadas. En una parte de la obra se construyó una explanada con malecones de atraque, y en ella se redujo la importancia del prisma de enrocados, empleando en su construcción sólo piedras pequeñas.

La segunda parte del molo de Catania (Sicilia) tenía la disposición que se indica en la figura 48: sobre una infrastructura de enrocados se fundó un muro formado por una sucesión de pilas, formadas por cuatro bloques de hormigón de 320 toneladas de peso unitario, que se hicieron solidarias por medio de un macizo de coronamiento, de hormigón en sitio. El pie del muro se protegió por medio de una fila de bloques de hormigón de 80 toneladas y detrás de él se elevaron los enrocados hasta la cota (— 8 metros).

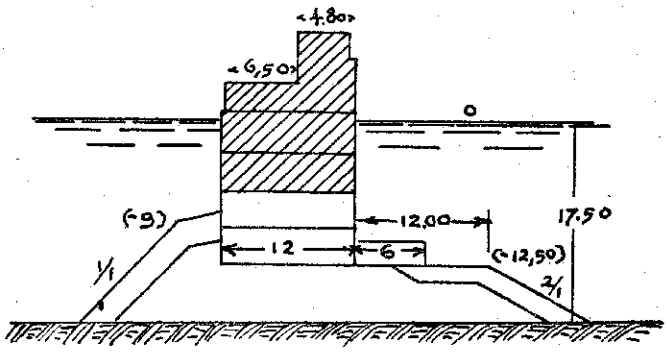


fig. 48

En 1930, mientras esta obra se encontraba en construcción y cuando aun no se había colocado el macizo de coronamiento y el parapeto, sino en una pequeña parte de su longitud, una tempestad extraordinaria, durante la cual las olas alcanzaron la altura de 7 metros y el largo de 100 metros produjo en ella averías de consideración y muy generalizadas. Desde luego se pudo constatar la formación de un foso longitudinal, situado a poca distancia del pie de la infrastructura, que sin duda provocó el deslizamiento de los enrocados y desperfectos en la berma exterior. En la parte en que la obra estaba terminada, en una longitud de 200 metros, se observó un descenso de la infrastructura, que alcanzó a 0.20 metros como promedio con un máximo de 0.27 metros por el lado exterior y un mínimo de 0.18 metros por el lado interior, de donde resultó, en general, un desplome del muro hacia el exterior. En la parte inconclusa de la obra, donde no había coronamiento, casi todos los bloques de

la capa superior deslizaron hacia el interior del puerto, 32 de ellos cayeron detrás del muro y el desplazamiento de 33 de los bloques restantes de esa capa fué superior a 1 metro; la mayor parte de los bloques de la segunda capa deslizaron también y 9 de ellos cayeron hacia el interior; algo parecido, pero en menor escala, acaeció en los bloques de la tercera capa y aun ocurrió que bloques de la capa inferior fueron desplazados, a pesar del prisma de enrocados colocado detrás de ellos, que debió oponerse a su deslizamiento. Fuera de estos movimientos de los bloques se constató que muchos de ellos habían quedado encima del muro, pero se encontraban partidos.

Este accidente, como el de Valencia, demostró la importancia de las socavaciones que puede provocar la reflección de las olas en el muro, a pesar de que la profundidad en Catania es del orden de 17 metros. En este caso el cálculo indicaría una velocidad máxima en el fondo de 3.60 metros por segundo a la distancia de 25 metros del muro; como el pie de la infrastructura se encuentra a 22 metros de distancia del muro la velocidad ahí era de 3 metros por segundo seguramente, lo que es más que suficiente para que se socavara la arena y se produjera el deslizamiento que ya he indicado.

Por lo que se refiere al valor de las presiones y subpresiones, en el estudio que hice con el objeto de comprobar las indicaciones de la teoría, pude ver que los resultados de la aplicación del método Sainflou permitían explicarse perfectamente todos los desperfectos observados, lo que me inducía a pensar que este método podía ser perfectamente aplicable a la determinación de los esfuerzos que pueden solicitar una obra en proyecto.

Creo que no hay necesidad de repetir ahora los cálculos hechos con ese objeto, bastando con la constatación de los resultados.

Tres años más tarde, cuando el rompeolas estaba terminado, en marzo de 1933, se produjo una tempestad mucho más violenta todavía, en la cual la altura de las olas alcanzó a 7.50 metros y su largo a 230 metros. Estas olas, más altas y sobre todo considerablemente más largas que las consideradas anteriormente, eran capaces de producir efectos mucho más desastrosos, como lo demostró la realidad. En efecto, prácticamente, todo el macizo de coronamiento, con el parapeto y las dos capas superiores de bloques fueron arrastrados hacia el interior del puerto en toda la longitud de la obra: los bloques de las dos capas inferiores fueron movidos apenas. La infraestructura de enrocados fué seriamente averiada en su parte exterior, sin duda por efecto de las socavaciones, quedando la berma exterior reducida, en general, a la parte cubierta por los bloques que protegían el pie del muro y dándose el caso de que el derrumbe de los enrocados se extendiera en partes hasta debajo de los bloques, que quedaron sobresaliendo del talud; por otra parte, casi todos los bloques de defensa fueron arrastrados hacia el mar, separándose en unos 0.90 metros del muro, y muchos de ellos quedaron inclinados hacia el muro, lo que indica claramente que la infrastructura de enrocados había descendido bajo el muro mismo más que en el resto.

Este accidente, cuya gravedad fué extraordinaria, puesto que significó la destrucción completa de la obra, vino a demostrar que ésta era manifiestamente incapaz de resistir los esfuerzos provocados por olas cuyas características correspondían a las más grandes medidas hasta entonces en el Mediterráneo. Estos efectos pueden demostrarse fácilmente por el cálculo, lo que, si bien es cierto que no es

necesario, es por lo menos interesante como comprobación de este último. En efecto, aplicando el método Sainflou, se llega a un empuje de 97 toneladas por metro corrido de la parte situada encima de la tercera capa de bloques, nivel A de la fig, 48; el peso de esa parte de la obra es de 221 toneladas, que, descontando el efecto de las subpresiones, queda reducido a 125 toneladas; la resistencia al deslizamiento, considerando el coeficiente de frotamiento de 0,6, superior a mi juicio al que debiera adoptarse, sería de 75 toneladas, cifra muy inferior al empuje solicitante, que explica perfectamente que esa parte del muro fuera arrastrada por las olas.

En este caso, así como en los de Antofagasta y en los de Argel, que veremos más adelante, las olas que atacaron la obra fueron mucho más fuertes que las que se había creído posibles al hacer el proyecto, y eso en una proporción tal que sus efectos sobrepasaron por mucho el margen que habría sido posible englobar en cualquier coeficiente de seguridad practicablemente aceptable. Por otra parte, este accidente ha puesto más claramente de manifiesto la importancia que pueden llegar a tener las socavaciones provocadas por la reflexión de las olas y los desperfectos que a consecuencia de ellas pueden producirse en la infrastructura de las obras de abrigo de paramentos verticales, que pueden llegar hasta ser la causa de la ruina de esas obras. Finalmente el hecho de que los resultados del cálculo permitan explicar el deslizamiento constatado en toda la parte superior de la obra, puede ser considerado como una comprobación más del método de cálculo empleado, que autoriza a adoptarlo para basar en él un proyecto.

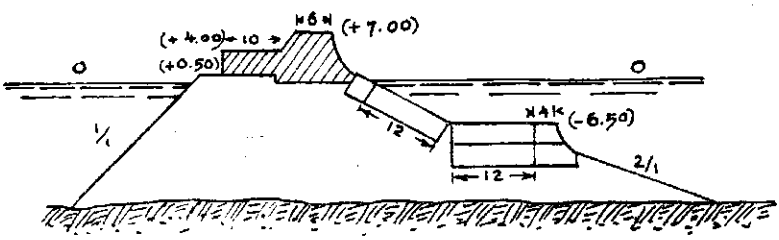


fig. 49

Al reconstruir esta obra, se abandonó el tipo de muro y se recurrió al de escollera, protegiendo los enrocados por medio de grandes bloques de hormigón de 12 metros de largo, de los mismos que se emplearon en el muro destruído. En la fig. 49, puede verse el perfil adoptado, en sus líneas generales; la plataforma superior de la escollera se limitó a la cota (+ 0.50 m.) y sobre ella se construyó un macizo de hormigón que llega a la cota (+ 4.00 m.) con un fuerte parapeto, del mismo material que alcanza a la cota (+ 7.00 m.) con un espesor de 6,00 metros a esa altura.

Para terminar con el examen de los accidentes que han significado perjuicios de importancia en rompeolas de paramento vertical, voy a ocuparme de los que se han producido en el rompeolas Mustafá de Argel, que fué construído después de 1927 según el perfil indicado en la fig. 37, en profundidades del orden de 20 metros, sobre un terreno de arena fina, que forma una capa de unos 10 metros de es-

pesor y descansa sobre un manto de arcilla compacta. Las características de las olas a que iba a encontrarse sometida esta obra se estimaron en 5 metros de altura y 100 metros de largo, que son bastante frecuentes en los lugares no muy expuestos del mar Mediterráneo. El tipo de construcción adoptado, que tiene la particularidad de que en él se adoptó la profundidad (— 15 m.) como cota de fundación del muro, la mayor alcanzada hasta ahora, parecía capaz de resistir holgadamente las tempestades que lo solicitarían; se le formó por pilas compuestas de cuatro bloques superpuestos, cuyo peso alcanzaba a 450 toneladas; estos bloques están atravesados por pozos rectangulares destinados al paso de los aparatos de colocación, que posteriormente se rellenaron con hormigón reforzado con barras de acero; para resistir a los esfuerzos transversales se estableció la solidaridad entre los bloques que forman las diferentes pilas por medio de endentaduras, cuya disposición puede verse en la planta de uno de los bloques; para completar la solidaridad entre las diversas pilas y conseguir que así la que momentáneamente se encontrara más solicitada fuera reforzada por las vecinas, se rellenaron las junturas que quedaban entre las pilas por medio de betún al cual se había agregado cemento. Como se ve el perfil adoptado y la manera de ejecutarlo habían sido muy detenidamente estudiados, aprovechando todas las enseñanzas de la experiencia.

Durante la construcción de esta obra, en Diciembre de 1930 y de 1931, se encontró expuesta a olas mucho más fuertes que las que se habían tomado en cuenta al elaborar el proyecto, pues su altura llegó hasta 7.50 metros en la segunda de ellas. Los efectos que sobre el rompeolas produjeron estas tempestades fueron: asentamientos considerables de la infrastructura, que llegaron a más de 1 metro, principalmente bajo el muro, desplome de éste hacia el exterior y deformación del eje de la obra, en planta, que tomó una forma sinusoidal en reemplazo de la rectilínea. El asiento de la base de enrocados bajo el muro fué atribuído al hecho de que las presiones que el muro ejerció sobre los enrocados, que alternativamente alcanzaban su valor máximo a un lado u otro, según el movimiento de las olas, fueron demasiado fuertes. A mi juicio, hay mucho de cierto en eso, pero creo que el efecto de esas presiones alternativas fué mucho mayor en el suelo, que se encuentra a muy poca distancia bajo la base del muro. En efecto, si se calculan los empujes horizontales que solicitaron al muro, tomando en cuenta olas de 7.50 metros de altura y 150 metros de largo, se encuentra un empuje máximo hacia el interior de 127 toneladas por metro lineal, y de 61 toneladas hacia el exterior, a los que corresponden presiones máximas sobre los enrocados de 11,5 K. por cm². en la arista interior y de 4,2 K/cm². en la exterior; la primera de estas cifras es sin duda exagerada, aun para enrocados de primera calidad, lo que según entiendo no es el caso de Argel; en cambio la segunda es perfectamente normal; de manera que esas presiones serían capaces de justificar un desplome del muro hacia el interior del puerto, pero en ningún caso hacia el exterior como el que se ha producido. Si se calculan las presiones máximas soportadas por el terreno, se llega a cifras como 5,4 K/cm². para el interior, y 4,7 K/cm². para el exterior, muy parecidas en los dos lados y muy elevadas para la resistencia del suelo, siendo siempre mayor la que corresponde al lado interior. El cálculo justificaría, pues, el asiento de la infrastructura, por penetración en el suelo, pero no explica el desplome observado hacia el lado del mar. La causa de ese desplome hay que buscarla en el movimiento de

los enrocados, debido a la socavación a lo largo del rompeolas, producida por la reflexión de las olas en el muro vertical, a lo cual se ha agregado la penetración de los enrocados en el fondo; en el perfil de esta obra después de estas tempestades, publicado en un estudio del señor Renuad, Director del puerto de Argel, en 1933, se puede ver la confirmación de esta hipótesis, pues el talud de los enrocados de la base, que era de 2/1, aparece mucho más tendido; además se debe haber agregado a esas causas la remoción de los enrocados pequeños a través de los grandes por efecto de las enormes variaciones de presión delante de la obra, que han alcanzado sin duda a cerca de 14 metros de altura de agua en el fondo.

El último accidente de esta obra tuvo lugar en febrero de 1934. En esta ocasión la violencia de las olas sobrepasó todo lo que se había observado en el Mediterráneo y alcanzó los valores más fuertes registrados por personas dignas de fe en cualquier parte. En efecto, la altura de las olas alcanzó a 9 metros con elevaciones locales de 10 metros y su longitud frente al molo era de 200 metros, lo que ha hecho

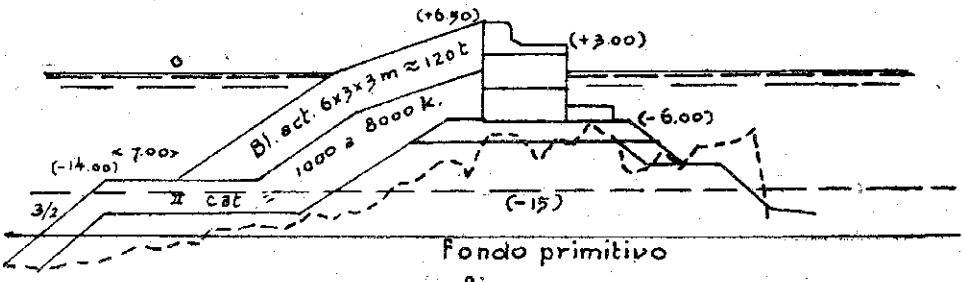


fig. 50

suponer que en alta mar sería de 300 metros; conviene observar que estas grandes olas eran debidas a una tempestad lejana, cuyo centro se encontraba en Cerdeña y llegaban a Argel con tiempo tranquilo, sin viento, lo que hacía que fueran mucho más regulares y que fueran también mucho más largas que lo observado durante las tompestades. El efecto de estas olas fué la socavación paulatina del fondo delante del rompeolas hasta que llegó un momento en que la infraestructura de enrocados se desmoronó bruscamente, desapareciendo en la excavación producida y arrastrando al muro, que se derrumbó en casi toda su longitud hacia el lado del mar libre. La socavación producida por las olas fué de tal naturaleza que el terreno de arena fué removido hasta llegar a la capa de arcilla compacta, situada a los 30 metros de profundidad.

Dada la naturaleza de este accidente no se puede desprender de él nada que interese a las presiones y subpresiones soportadas por el muro, ya que la causa de su caída fué tan ajena a esas presiones, si se quiere; lo que el cálculo podría indicar es que las velocidades en el fondo, al pie de la base de enrocados, sobrepasaron los 6 metros por segundo, lo que explica de sobra las enormes socavaciones observadas. Las otras observaciones que sugiere este accidente, que son interesantes desde el punto de vista de la construcción de los rompeolas verticales, serán tomadas en cuenta más adelante, al tratar de esas cuestiones.

En la reconstrucción de esta obra se abandonó (fig. 50) también el tipo de

muro y con justa razón, pues las ruinas de la obra destruída habrían dificultado enormemente el trabajo y la necesidad de proteger el fondo contra las socavaciones lo habría encarecido en proporción injustificable.

Estos accidentes y otros que se habían producido antes del Congreso de Navegación de 1926, han permitido formarse idea bastante exacta de los verdaderos valores que han tenido que alcanzar las presiones y las subpresiones producidas por las olas; en muchos de ellos no se han podido utilizar esos resultados para comprobar las indicaciones de los métodos de cálculo, porque no se midieron las características de las olas, ya fuera porque no se pudiera o ya porque no se les atribuyera importancia; otras veces los Ingenieros sólo se preocuparon de medir en forma más o menos aproximada la altura de las olas, sin preocuparse de la importancia preponderante que tiene su largo, especialmente si es considerable; finalmente, en los casos que he examinado se ha tenido idea bastante aproximada de las características principales de las olas y se ha podido comprobar que los resultados del cálculo concuerdan de una manera bastante satisfactoria con las cifras que resultan de la experiencia.

(*Continuará*).