

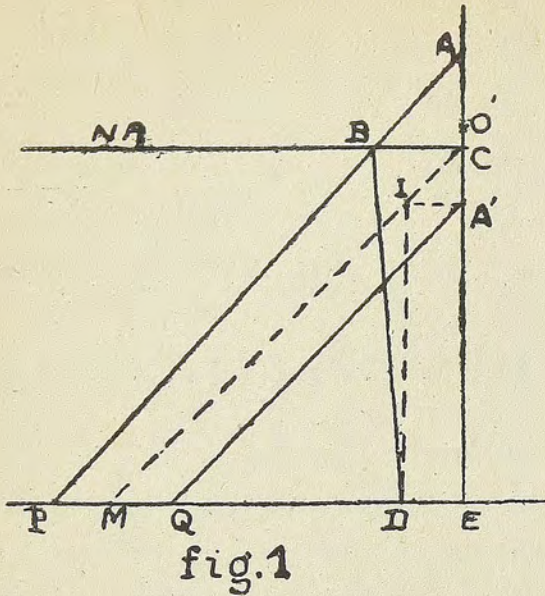
Cálculo de rompeolas verticales

En los números 3, 4 y 5, de 1934, y 4 a 10, de 1936, de «Los Anales del Instituto de Ingenieros», he estudiado con algún detalle lo relativo a las disposiciones de constitución de los rompeolas de muro vertical y las presiones variables que tienen que soportar esos muros por el lado expuesto al oleaje; el presente artículo tiene por objeto tratar del cálculo de la estabilidad de esos muros, cuestión que en realidad no presenta en sí misma ninguna dificultad, pero que es necesario tratar con algún cuidado para evitar errores de concepto, que pueden conducir a resultados desfavorables, que habría sido posible evitar.

En esos artículos hemos visto que un muro de rompeolas se encuentra expuesto por el lado del oleaje a presiones variables, que tienen su máximo al llegar el agua a su mayor elevación junto al paramento del muro y su mínimo, cuando la superficie del agua alcanza su nivel más bajo, mientras por el lado interior, en el cual el nivel prácticamente no varía, las presiones se mantienen invariables. El muro resultaría, solicitado en consecuencia por la diferencia entre las presiones que obran por uno y otro lado, variables de un momento a otro, por su propio peso y por la subpresión que el agua ejerce en su base; la resultante de las diferencias de presión entre uno y otro lado, que hemos llamado *sobrepresiones*, estará dirigida hacia el interior del puerto, cuando las olas se eleven sobre el nivel del agua en reposo, y hacia el mar, cuando las olas bajen de dicho nivel; de esta variación en la sollicitación del muro resultará un movimiento de báscula, que puede llegar a ser peligroso, si las presiones en la base del muro y en el terreno de fundación no son muy moderadas, como ha habido ocasión de constatarlo particularmente en el molo Mustafá, de Argel, que fué destruído por una tempestad de extraordinaria violencia.

Por lo que se refiere a las variaciones de las presiones ejercidas por las olas contra el paramento vertical, en el N.º 4 de los «Anales» (1936), ya citado, he resumido los principales métodos de cálculo de ellas y he manifestado que considero preferible adoptar el del ingeniero señor Sainflou, porque es derivado de consideraciones científicas, en las cuales se han introducido sólo simplificaciones aceptables y que no tienen nada de arbitrario, y porque conduce a resultados comparables con los que se deducen de los estudios experimentales hechos posteriormente; además la aplicación de este método es sumamente sencilla, y en el mismo artículo he dado las tablas necesarias para facilitarla.

Con el objeto de hacer más cómoda esta aplicación y evitar a los interesados el tener que buscar el número de los «Anales» a que me he referido, voy a recordar lo más indispensable para ella.



Si consideramos el paramento exterior de un muro rompeolas, fig. 1, al reflejarse en él la ola, el centro de la órbita que describe una molécula líquida de la superficie se eleva junto al muro desde C a O', siendo esa elevación, que hemos designado por h' .

$$h' = 2. \pi. K \frac{h^2}{L}$$

expresión en la cual K es la cotangente hiperbólica de $\frac{\pi. H}{L}$, llamando H la profundidad del agua en que se propaga la

ola, $2L$ el largo de las olas y $2h$ su altura.

La presión hidrostática EM en el fondo aumenta en la cantidad MP. que vale

$$MP = 2. h. \frac{\sqrt{K^2 - 1}}{K}$$

cuando el agua alcanza al punto A, y disminuye en MQ, cantidad igual a la anterior, cuando el nivel baja a A'. Las ordenadas horizontales comprendidas entre las líneas AP, A'Q y el muro miden las presiones máximas y mínimas que las olas ejercen sobre éste. Si tomamos DE igual a PM y a MQ, es fácil ver que las ordenadas horizontales comprendidas entre las líneas ABD y CID y el paramento del muro representan las sobrepresiones, dirigidas hacia la derecha, es decir hacia el puerto, las primeras y hacia el mar las segundas, siendo mucho mayor la resultante de aquéllas que las de estas últimas.

Los valores de K para los casos más comunes se encuentran en la tabla siguiente, frente a los valores correspondientes de la profundidad relativa $\frac{H}{2L}$

$\frac{H}{2L}$	K
0,08	2,20
0,09	1,99
0,10	1,80
0,11	1,68
0,12	1,57

$\frac{H}{2L}$	K
0,13	1,49
0,14	1,41
0,15	1,36
0,16	1,31
0,17	1,27

Para el caso de una aplicación corriente, en que sólo se necesite conocer el orden de magnitud de las sobrepresiones máximas ejercidas por las olas al elevarse junto al paramento del muro, se podría considerar que, en caso de olas altas y largas, que son las que interesan, se obtiene a lo alto del muro una ley de repartición de presiones parecida a la que indica la figura 1, en que la elevación máxima del agua junto al muro es de $AC = 1,2 \cdot 2h$, respecto al nivel de reposo NR, siendo $2h$ la altura de la ola; la presión al nivel de reposo es prácticamente igual a $1,1 \cdot 2h$ y las sobrepresiones bajo NR varían según la línea BD, siendo la sobrepresión en el fondo igual a $0,85 \cdot 2h$.

El empuje correspondiente, por metro de muro, tendrá como valor, en función de $2h$ y H , que son datos del problema,

$$Q = 2 \cdot h (0,66 \times 2h + 0,95 \times H)$$

Su altura de aplicación sobre el pie del muro será fácil de calcular en cada caso, pero diferirá poco de los $2/3 H$. En caso que el muro no esté fundado directamente sobre el fondo, sino sobre una infraestructura de enrocados, que es el caso general, se dibujará la ley de repartición de las presiones hasta el fondo, como en el caso anterior, y se tomará de ella la parte limitada, por la horizontal del pie del muro, reemplazando H por H' .

La determinación del peso del muro con su coronación y parapeto será fácil de hacer, recordando que el peso del metro cúbico de hormigón del tipo ordinariamente empleado en esta clase de obras difiere muy poco de 2,3 toneladas, una vez que se haya adoptado dimensiones provisionarias para los distintos elementos del muro.

La subpresión que actúa en la base del muro tendrá por el lado interior, en F, fig. 2 un valor igual al que corresponde a la profundidad al pie del muro, que llamaremos H' , o poco diferente de ella, por efecto de las variaciones que tendrá en E, como consecuencia de las variaciones de la presión en ese punto. Si admitimos en E una subpresión igual a la ejercida en cada momento, por la ola, que con

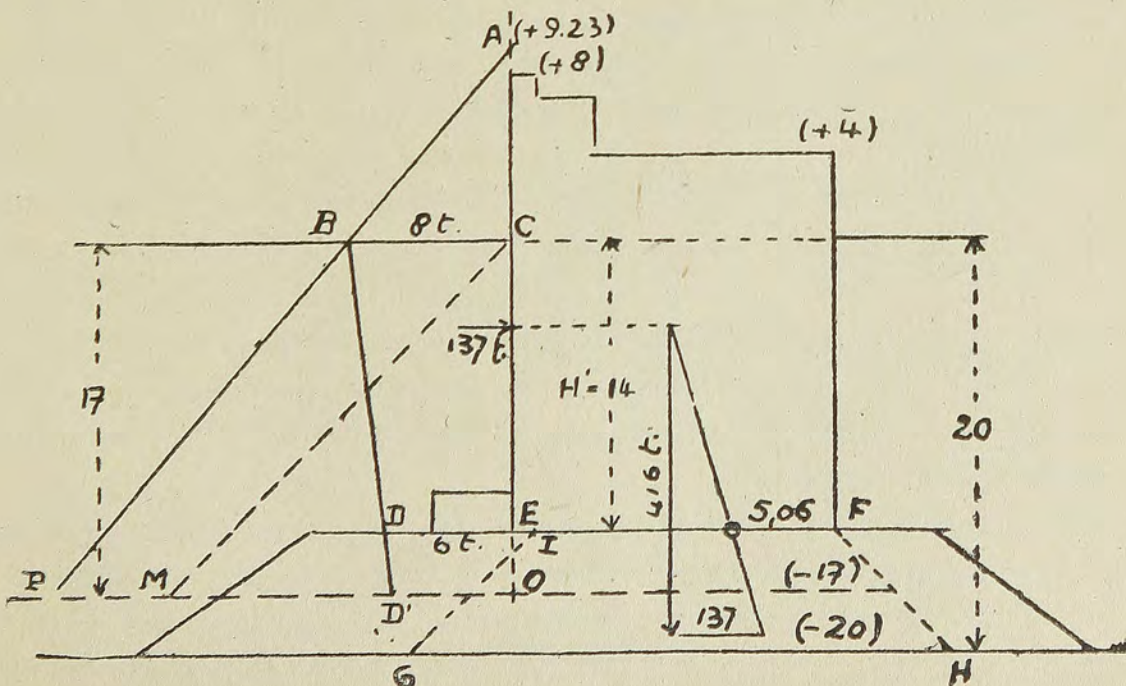


fig. 2

los valores que hemos indicado tendrá como máximo $H' + 0,8 \times 2, h$, y en F la subpresión H' , la distribución de las subpresiones se efectuaría según una ley trapezoidal y su resultante estará más cerca del punto E que de F, lo que da origen a un momento respecto a la vertical que pasa por el medio de la base, del mismo signo que el del empuje Q. Si admitiéramos que la subpresión en F fuera mayor que H' , el valor de la resultante de las subpresiones aumentaría, pero no así su momento respecto a la vertical indicada, que llegaría a ser nulo, cuando la subpresión en F fuera igual a la que hemos admitido para el punto E, que es sin duda el mayor valor que puede tener.

En la incertidumbre que hay respecto al valor de esas subpresiones yo creo que lo más prudente es adoptar la última distribución, que da resultados casi iguales a la otra, respecto al momento de volcamiento, pero en cambio es más desfavorable respecto al deslizamiento, al cual se han debido la mayor parte de los accidentes que se han producido en esta clase de obras.

En cuanto a la superficie expuesta a la subpresiones, es imposible determinarla con alguna precisión. El señor Gourret, Director del puerto de Marsella, ha deducido de observaciones hechas por él que la superficie expuesta a la subpresión, en el caso de bloques de hormigón superpuestos, puede considerarse como equivalente a las tres cuartas partes de la superficie total. En el caso de bloques o macizos que descansan sobre una infraestructura de enrocados, es muy probable que las partes en que hay contacto perfecto entre las piedras y los bloques sean menores que en el caso anterior y que la superficie expuesta a la subpresión sea mayor que los $3/4$ del total. En efecto, si consideramos que los macizos planos van a descansar sobre una superficie formada por una cantidad de piedras irregulares, es indudable que el contacto tendrá lugar en unos pocos puntos aislados, que representan una superficie pequeñísima a la cual corresponderán fatigas enormes para las secciones de contacto, lo que producirá el aplastamiento de los materiales en esos puntos; la superficie de contacto aumentará entonces al doble o al triple, con lo cual se reducirá proporcionalmente la fatiga y las piedras resistirán sin romperse, quedando siempre relativamente muy pequeña la superficie de contacto. Si consideramos, por ejemplo un muro de 12 metros de espesor en la base y si suponemos que los enrocados de la infraestructura soportan una carga máxima de 6 kilogramos por centímetro cuadrado, a la cual corresponde una fatiga media de 3 K., lo que equivale a una carga total vertical de 3,600 kilogramos por centímetro de longitud del muro; si consideramos una carga de ruptura de 200 K. por centímetro cuadrado para las piedras, la superficie de contacto al producirse la ruptura de éstas sería de 18 centímetros cuadrados; la superficie de contacto aumentaría entonces al doble o al triple y ya el material no se rompería, quedando en 54 centímetros cuadrados dicha superficie de contacto, es decir en el 4,2% del total; el resto estaría expuesto a la subpresión.

El cálculo que acabo de insinuar es sin duda un poco arbitrario, pero permite formarse idea de que la superficie expuesta a la subpresión es relativamente muy grande, probablemente del orden de magnitud del 90% de la superficie total. En vista de eso y dada la incertidumbre que hay al respecto yo he considerado siempre en mis cálculos que la subpresión obra sobre toda la base del muro, lo que es

sin duda un poco exagerado, pero el error es pequeño y obra en sentido favorable a la seguridad de la obra.

Por lo que se refiere al método de cálculo, la única observación que creo necesario hacer es que, al calcular las presiones que resultan sobre la base de asiento del muro, hay que tener presente que no es posible que se transmitan esfuerzos de extensión del muro a los enrocados de la infraestructura y que, por consiguiente la resultante de las fuerzas horizontales que solicitan al muro debe provocar sobre los enrocados reacciones dirigidas únicamente hacia arriba; de aquí se desprende que, si llamamos N la componente vertical de esa resultante y u la distancia entre el centro de presión en la base y la arista más cargada, la presión máxima sobre los enrocados será obtenida por la relación, deducida de la ley del trapecio

$$P_{\text{máx}} = \frac{2.N}{e} \left(2 - \frac{3.u}{e} \right)$$

si u es mayor que $e/3$, o

$$P_{\text{máx}} = \frac{2.N}{3.u}$$

deducida de la ley del triángulo, en caso que u sea menor que $e/3$.

Una aplicación numérica permitirá, si no aclarar las observaciones anteriores, que son muy sencillas, por lo menos hacer más visibles sus resultados, por cuanto las cifras hieren en general más fácilmente la imaginación.

Voy a suponer el perfil de un muro, representado en la fig. 2, que se supone expuesto a olas de 7,50 metros de altura ($2h = 7,5$) y 150 metros de largo ($2 \times l = 150$ m.), que se encontrara fundado a 14 metros de hondura sobre una infraestructura de enrocados, que descansara a su vez sobre un fondo de arena en 20 metros de profundidad y que tuviera 16 m. de espesor.

Si aplicamos el método de cálculo de Sainflou para determinar las sobrepresiones, empezaremos por adoptar para la profundidad de propagación de las olas al llegar al muro un valor que podemos fijar en 17 metros ($H = 17$ m.), cifra comprendida entre la profundidad de fundación del muro y la hondura del mar que es de 20 m. Con este valor $\frac{H}{2.L}$ resultaría igual a 0,107, que redondearemos en 0,11 para poder adoptar un valor de K que se encuentre en la tabla dada más atrás, que es $K = 1,68$.

La elevación del centro de las órbitas de superficie sobre el nivel de reposo NR junto al muro vale

$$h'_0 = 2. \pi. K \frac{h^2}{L}$$

que con los valores numéricos del caso resulta

$$h'_0 = 2 \times 3,14 \times 1,68 \times 0,164 = 1,73 \text{ m.}$$

con lo cual la altura AC a que se encontraría el punto A encima del nivel de reposo valdría

$$AC = 7,50 + 1,73 = 9,23 \text{ m.}$$

La distancia MP vale

$$MP = 2.h \frac{\sqrt{K^2-1}}{K}$$

que, con los valores adoptados resulta

$$MP = CD = 7,50 \cdot \frac{1,35}{1,68} = 6,03$$

En la figura 2 puede verse reproducida a pequeña escala la construcción, en que CO vale 17 m., OM es igual a $17 + 6,03$, es decir 23 m., y CA vale 9,23 m., de donde resulta que la presión máxima en la superficie, que es igual a la sobrepresión máxima a ese nivel, vale 8 toneladas por metro cuadrado. En la misma figura se puede ver que la sobrepresión máxima al pie del muro es $M'P' = 6,03$ toneladas por metro cuadrado.

La ley de distribución aproximada de las sobrepresiones estará dada por la línea ABDE, que resulta bastante parecida a la que indica la figura 1, y a la cual corresponde un empuje resultante de 137 toneladas por metro lineal de muro.

La altura del punto de aplicación de esta resultante sobre el pie del muro es de 9,85 m., bastante parecida a los $2/3$ de 14 m., que había indicado más atrás como su valor aproximado.

La vertical del centro de gravedad del muro queda a una distancia de 8,43 m. del punto F; el peso del muro, si se estima en 2,3 toneladas el peso del metro cúbico de hormigón, sería de 690 toneladas por metro lineal, del cual habrá que deducir una subpresión de 274 toneladas, si se estima en 20,2 toneladas la subpresión en E y en 14 la que corresponde a F.

En esas condiciones el peso del muro queda reducido a

$$N = 690 - 274 = 416 \text{ t.}$$

Componiendo esta fuerza vertical con el empuje, se obtiene una resultante que pasa por la base del muro a una distancia u igual a 5,06 metros del punto F' a la cual corresponde una presión máxima en este último punto de

$$p = \frac{2 \times 416}{3 \times 5,06} = 54,8 \text{ t./m}^2$$

o sea 5,48 kilogramos por centímetro cuadrado, perfectamente aceptable para los enrocados de buena clase.

El equilibrio de deslizamiento, adoptando un coeficiente de frotamiento 0,6 entre el muro y los enrocados, daría como fuerza resistente $0,6 \times 416$ toneladas, o sean 249,6 toneladas, que para resistir a un empuje de 137 toneladas, como hemos visto más atrás, indica que hay un margen de seguridad de 1,82, aceptable en esta clase de obras, que se encuentran solicitadas a los esfuerzos máximos sólo una vez cada muchos años.

Las dimensiones que se han indicado en la figura 2 corresponden, pues, bien a las necesidades de la resistencia del muro y de los enrocados, observando que las fatigas máximas que soporta el hormigón son muy bajas.

Si en lugar de considerar la distribución de las subpresiones según la ley trapezoidal indicada más atrás, adoptáramos una rectangular, admitiendo en este caso una subpresión uniforme de 20 toneladas por metro cuadrado, el resultado sería el siguiente: la componente N de la resultante sobre la base del muro valdría 370 toneladas, la distancia u del centro de presión en la base a la arista más cargada sería de 4.70 metros y la presión máxima en esa arista resultaría de

$$p = \frac{2 \times 370}{3 \times 4,7} = 52,5 \text{ t./m}^2$$

lo que da una presión de 5.25 kilogramos por centímetro cuadrado, ligeramente inferior a la que habíamos encontrado antes.

La fuerza resistente al deslizamiento, con el mismo coeficiente de frotamiento 0,6 valdría 222 toneladas y el coeficiente de seguridad al deslizamiento resultaría igual a 1,5, en lugar de 1,8, que había resultado en el caso anterior.

Esta segunda manera de calcular las subpresiones, un poco exagerada probablemente, conduce a resultados un poco más favorables, desde el punto de vista de la fatiga en los enrocados por el volcamiento; pero son más desfavorables por lo que se refiere al deslizamiento, que es lo más peligroso, como habíamos dicho más atrás.

En el ejemplo numérico tratado con ambas maneras de avaluar las subpresiones, la resultante pasa en la base del muro fuera del tercio central, y he calculado la presión máxima en la arista exterior sin contar con esfuerzos de extensión entre el muro y los enrocados de la infraestructura, que, como ya he dicho, no pueden existir. Si a pesar de todo se tomaran en cuenta esos esfuerzos y se calculara la fatiga con la conocida expresión.

$$p = \frac{N}{e} \left(1 \pm \frac{6.a}{e} \right)$$

como he visto hacerlo más de una vez, en que a es la distancia del centro de presión al punto medio de la base, resultarían fatigas un poco menores para los enrocados, que en el caso presente serían de 5,44 y 5,17 kilogramos por centímetro cuadrado, según la ley que se adopte para la distribución de las subpresiones, menores que las anteriormente encontradas. En este caso especial las diferencias son muy pequeñas y no tendrían gran importancia, pero otras veces no sucede lo mismo, y

en todo caso son inferiores a las encontradas sin tomar en cuenta los esfuerzos de extensión y desfavorables a la estabilidad de la obra.

Para terminar con lo que se refiere al cálculo de las presiones unitarias soportadas por los enrocados, conviene tener presente que al aplicar a esta clase de obras los principios derivados de la flexión compuesta se supone implícitamente que se trata de un macizo de una pieza, al cual puede aplicarse la hipótesis de la deformación según las secciones planas, lo que está lejos de suceder en el caso de muros formados por la superposición de bloques artificiales, sin que haya entre ellos ningún aglomerante. En la mayor parte de las aplicaciones de esta clase de obras hechas antes de 1926 los muros se formaban con capas de bloques; cuyo peso no pasaba de 60 toneladas y con frecuencia mucho menos, cuidando de que las juntas fueran trabadas en todos sentidos, con lo cual se formaba una verdadera mampostería ciclópea, cuyos elementos eran de hormigón. Las capas formadas por estos bloques son en realidad flexibles y no tienen por qué mantener planas sus juntas horizontales, al tratar de flexionarse el conjunto bajo la acción de las fuerzas solicitantes, de manera que las fatigas que resultan de la hipótesis de las secciones planas pueden diferir de las verdaderas y ser menores que éstas. Esta es una de las razones por las cuales en las aplicaciones más importantes que se han hecho en los últimos años de los rompeolas de muros se han adoptado bloques de dimensiones y pesos unitarios enormes, que tienen como largo el espesor de los muros. es decir 13 y más metros, anchos del orden de 6 metros y alturas del de 3 a 4 metros, con lo cual los pesos unitarios han alcanzado hasta 500 toneladas, como en el puerto de Bari. Todavía conviene tener presente que, si se dibujan los bloques que componen un muro rompeolas y en el corte transversal se indica la parte en que se producirían esfuerzos de extensión, se puede ver que hay varios bloques que no intervienen en la resistencia general, cuyo peso debe ser descontado del del muro, porque no tienen cómo transmitir su efecto al resto de los bloques. Además de eso, al no intervenir esos bloques en la resistencia del muro, el centro de gravedad de éste se mueve ligeramente en el sentido desfavorable, acercándose a la arista peligrosa. Es probable que a veces el efecto desfavorable de las dos circunstancias que apunto no tenga mucha importancia; pero hay casos en que es digno de ser tomado en cuenta y conviene no olvidarlo.

Al principio de este artículo indiqué la conveniencia de tener cuidado de preocuparse no sólo de las presiones máximas sobre los enrocados, como se hace generalmente, sino también de las que recibe el terreno, que en algunos casos han llegado a ser demasiado fuertes. En el caso del ejemplo considerado ahora la parte IF de la base del muro sobre los enrocados es la que trabaja a la compresión, y suponiendo que interese una extensión GH del terreno, limitada por las líneas IG y FH, inclinadas a 45° , si se observa que IF vale aproximadamente 15 metros, lo que da 27 metros para GH, resulta un peso de 114 toneladas para la parte EFGH del prisma de enrocados, que sumadas a las 416 toneladas que vale N, llegan a 530 toneladas que gravitan sobre GH: la fatiga máxima que por este motivo soporta el terreno sería de 5 kilogramos por centímetro cuadrado, en números redondos, cifra que puede ser exagerada, si el terreno no es de buena clase, como sucede con mucha frecuencia y particularmente en el caso de Argel, ya citado.

Una circunstancia que tiene bastante importancia en el sentido que me ocupa es el espesor de la capa de enrocados que forma la infraestructura de la obra, puesto que por cada metro de aumento en espesor se aumenta en dos metros el ancho de la parte GH del terreno que recibe las cargas del muro. Consideraciones de esta clase, aparte de las que pueden provenir de la reducción del costo de la obra, pueden aconsejar disminuir en lo posible la profundidad H' de la fundación del muro; por eso es muy interesante conocer con la mayor exactitud posible la influencia que puede tener la forma de la infraestructura de enrocados en las presiones ejercidas por las olas sobre el paramento del muro, influencia que en la práctica se traducirá en la fijación del valor de H que se adoptará para calcular dichas presiones, que en el caso presente ha sido de 17 m.

Este ha sido el objeto de las experiencias de laboratorio ejecutadas bajo mi dirección por un grupo de estudiantes de Ingeniería de la Universidad Católica, trabajo que les ha servido como tesis para optar el título de Ingeniero y que se ha podido realizar gracias a la buena voluntad del Ministerio de Marina y de la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile, que han proporcionado los elementos para hacerlo.
