

GENERALIZACION DE LA FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS DIQUES DE ESCOLLERA Y COMPROBACION DE SUS COEFICIENTES

Por RAMON IRIBARREN CAVANILLES con la
colaboración de CASTO NOGALES Y OLANO, Ingenieros de Caminos.

A lo largo del presente artículo se expone la comprobación hecha, mediante la observación directa, de "Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera", publicada en un folleto en el año 1938, según indican los autores en los primeros párrafos de este interesante trabajo.

En el folleto titulado *Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera*, publicado en julio de 1938 (*), se determinó la expresión

$$P = \frac{N \cdot A^3 \cdot d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

En dicho folleto, textualmente se especificaba:

" P = peso de los cantos o bloques, en kilogramos.
 $N = 15$ en los diques de escollera natural.
 $N = 19$ en los diques de escollera de bloques artificiales.
 $A = 2h$ = altura total de la ola que revienta sobre el dique, medida en metros.
 d = peso específico del material de los cantos, en toneladas por metro cúbico.
 α = ángulo con la horizontal del talud del dique."

En relación con los coeficientes N , y antes de determinarlos, sólo a título provisional y mediante un único caso de observación para cada uno de ellos, el del dique de Orio para las escolleras naturales y el de San Juan de Luz para las artificiales, textualmente se indicaba también en dicho folleto:

"Sólo resta ahora determinar el coeficiente N y comprobar si, como parece deducirse de todo lo expuesto, es sensiblemente constante, o varía con los demás elementos de la fórmula.

En el peor de los casos, se tratará de un coeficiente

similar al clásico y variable coeficiente C de la fórmula del movimiento uniforme $V = C \sqrt{Ri}$ ".

A pesar de los doce años transcurridos, durante los cuales solamente se ha afinado el razonamiento seguido para la deducción de la fórmula, en forma que hubiera convenido ser tenida en cuenta por los recientes traductores del folleto, siguen aún en pie dichos coeficientes 15 y 19, debido a los satisfactorios resultados siempre obtenidos en numerosos casos de aplicación práctica.

La fórmula está deducida realmente para el talud superficial de los diques, y también solamente a título provisional se indicó al final del folleto una generalización para todas las profundidades de la obra, y en relación con la cual textualmente se decía:

"Esta generalización de la fórmula supone un cierto margen de seguridad, pero no es lógico aplicar en el mar los resultados estrictos, obtenidos mediante la aplicación de las fórmulas teóricas, cuando en tierra es norma general multiplicarlos por amplios coeficientes de seguridad.

De todos modos, mucho agradeceré a mis compañeros, que conozcan detalladamente casos prácticos concretos, tengan la amabilidad de hacérmelos llegar, para afinar los coeficientes."

Desgraciadamente, esos necesarios detalles, correspondientes a cada caso particular y en especial a las averías sufridas, son difíciles de obtener, por lo que vamos a hacer especial mención, en este estudio, a uno de singular interés.

Nos referimos a la interesante recopilación, casi secular y efectuada en el puerto de Argel, de pesos de cantos o bloques y sus correspondientes taludes estables a diversas profundidades, después de reparadas numerosas averías de perfiles deficientes, recopilación efectuada por MM. J. Larrás et H. Colin en su artículo de diciembre de 1947, publicado en la revista *Travaux*.

(*) Este folleto ha sido traducido y publicado en el número de enero de 1949 del *Bulletin of the Beach Erosion Board-Office, Chief of Engineers-Washington, D. C.*, del Department of the Army de EE. UU. El coeficiente K de dicho folleto lo denominamos aquí N , para evitar confusiones con $K = \csc \pi \frac{H}{L}$, y por similares razones, el ángulo α lo denominamos aquí α .

De dicha recopilación, efectuada en el cuadro de la página 609 del citado artículo, se obtienen los siguientes datos completos, o sea que comprenden los pesos de los bloques o cantos, sus taludes y las profundidades correspondientes:

MATERIALES	Peso mínimo — Toneladas	Talud máximo	Profundidad mínima — Metros
Bloques artificiales.	50	5/4	— 5
Cantos naturales.	4	3/2	— 11
Idem.	1	3/2	— 14
Restos de cantera. .	—	2/1	— 18

Como talud también estable superficial se puede adoptar el de 3/1, formado por bloques de hormigón de 50 toneladas de peso, adoptado para el refuerzo del dique Norte y que, según se indica en el citado artículo, ha resistido perfectamente incluso al máximo temporal sufrido por el puerto de Argel, o sea el de 3 de febrero de 1934, que destruyó gran parte del dique Mustafá. También procede adoptar como profundidad del pie del dique los 35 metros a que llega este dique Norte.

Para las comprobaciones que se efectúan a continuación se conocen además, con aceptable aproximación práctica, las máximas características de las olas de dicho violentísimo temporal, cuyo período llegó a $13 \frac{3}{4}$ segundos (*).

La máxima amplitud vertical de una boya de balizamiento situada en el exterior del puerto fué de 7 metros, y esto constituye un límite superior aproximado a la altura de la ola.

Se ha pretendido, para explicar la altura del orden de 9 metros, correspondiente a las láminas vertientes observadas sobre los parapetos de los diques que, simplemente por inercia, y haciendo abstracción de otras fuerzas tales como las de flotación, la amplitud del movimiento vertical de la boya era menor que la altura de ola.

La boya y todo flotador de sección horizontal constante puede asimilarse a un oscilador vertical cuyo período propio, fácil de determinar con cierta aproximación, era indudablemente mucho menor que los $13 \frac{3}{4}$ segundos del período de la ola.

En estas condiciones, la amplitud vertical máxima del oscilador, o boya, ha de ser prácticamente igual o más bien algo mayor que la del mar.

Para hipotéticos períodos menores del mar, que se aproximasen ya al período propio de la boya, las oscilaciones verticales de ésta, amplificadas por resonancia, serían mucho mayores que las de aquél, y única-

mente para períodos de oleaje aun más breves que dicho período propio de oscilación de la boya, dichas oscilaciones podrían ser menores que las del mar.

Para que esto hubiese sucedido, durante las observaciones del temporal de Argel a que nos referimos, hubiera sido preciso que el período propio, vertical, de la boya fuese prácticamente superior a los $13 \frac{3}{4}$ segundos, lo que estimamos imposible en una boya de balizamiento.

La altura máxima de ola antes de llegar a los diques era, por consiguiente, aproximada a los 7 metros o algo menor, y solamente al reventar sobre ellos (*) esta altura, amplificada por la propia obra, llega a ser del orden de los 9 metros, como a continuación se determina.

Debido a las fuertes pendientes de los diques de escollera, o, mejor dicho, al pequeño recorrido que, en relación con la longitud de onda, ha de verificar la ola desde la vertical del pie del dique hasta la parte superior del mismo, el consumo de energía, a pesar de las rugosidades de la escollera siempre pequeñas en relación con dicha longitud de onda, ha de ser pequeño. Además, el despreciarlo únicamente supondría, si realmente fuese de alguna importancia, un aumento, siempre conveniente, del margen de seguridad.

En cierto modo nada más (pues una escollera no es una playa, aunque dada la longitud de onda se le parece a estos efectos) pudieran servir para comprobar la pequeñez de dicho consumo de energía los gráficos del artículo que hemos publicado en la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS el mes de noviembre último, en los que las curvas correspondientes a pendientes superiores al 10 por 100 son casi coincidentes con las de conservación de la energía.

Comprobación más fehaciente aún, tanto de ésta como de las demás hipótesis simplificadoras que forzosamente se han de hacer en estos complejos temas, es la confrontación que, con la realidad observada, hacemos a continuación en los propios diques de Argel.

Si designamos por H_p la profundidad del pie del talud y por L_p , h_p , K_p las características (**) de la ola sobre la profundidad H_p ; por H la profundidad

(*) Incluso en los diques verticales se produce una amplificación similar producida por la propia obra, amplificación que, en este caso, hace que la amplitud del movimiento vertical superficial, en la pared, sea generalmente mayor que el doble de la altura de la ola.

Véase el folleto "Cálculo de diques verticales", publicado también en julio de 1938, y traducido y publicado en el *Boletín de los Congresos Internacionales de Navegación*, de julio de 1939. Véase también la confirmación experimental de dicha amplificación, constituida por las figuras 13 y 18 del artículo de A. Stucky y D. Bonnard, publicado en *Travaux* de enero de 1937. Los resultados obtenidos en dichas publicaciones son también admisiblemente proporcionados a la altura de ola indicada y a su correspondiente amplificación.

(**) Tanto para estas notaciones como para todo lo demás, puede verse nuestra ponencia presentada a la cuarta comunicación de la Sección segunda del XVII Congreso Internacional de Navegación.

(*) Véase la ponencia presentada a la segunda cuestión de la segunda Sección del XVI Congreso Internacional de Navegación por MM. M. Benezit y M. Renaud.

del punto del talud que consideremos, y por L, h, K , etcétera, las características correspondientes de la ola, y si, por las razones expuestas, admitimos la conservación de la energía, inmediatamente se deduce:

$$h = h_p \frac{p}{p_p},$$

siendo:

$$\dot{p} = \sqrt{K} \sqrt{\frac{a_0}{a}} \quad \text{y} \quad p_p = \sqrt{K_p} \sqrt{\frac{a_0}{a_p}},$$

deducidos de la curva aproximada:

$$\frac{h}{h_0} = \sqrt{K} \sqrt{\frac{a_0}{a}}$$

de la figura 22 de la citada ponencia, o de su cuadro correspondiente, comprendido entre las páginas 32 y 33 de la misma.

Puede utilizarse la curva aproximada prescindiendo del factor de rotura $\sqrt{\frac{b_0}{b}}$ debido a que la acción de

éste es tan brutalmente rápida, que no da tiempo a que realmente produzca sus efectos antes de la rotura, y aunque así no fuese totalmente, como dichos efectos son muy similares para todas las roturas, quedarían involucrados, al prescindirse de ellos, en los coeficientes N , determinados por observación directa de la realidad.

En relación con la generalización de la fórmula, a la que se ha hecho mención al principio de este estudio, procede hacer notar que desde hace varios años se ha afinado a base del siguiente razonamiento, que, aunque también supone algunas simplificaciones, el resultado final a que llegamos nos comprobará, al contrastarlo con la realidad observada que es la que siempre tiene la última y definitiva palabra en la técnica, que su grado de aproximación es también suficiente para las aplicaciones prácticas.

Siendo la causa principal de las posibles remociones de los cantos de las escolleras, la máxima velocidad molecular, horizontal, de la ola al romper en sus condiciones límites, $v_h = \sqrt{gh}$ (*), los efectos de la máxima velocidad orbitaria, también horizontal, correspondientes a cualquier profundidad

$$v_{\text{máx}} = \frac{\pi r}{T},$$

serán similares a los de una ola hipotética, o virtual,

cuya velocidad v'_h le fuese igual; o sea que habría de cumplirse la igualdad $v_{\text{máx}} = v'_h$, o bien:

$$\frac{\pi r}{T} = \sqrt{g h'} = \sqrt{g \frac{A'}{2}}.$$

Siendo el semiperíodo

$$T = \sqrt{\frac{\pi}{g} \cdot L \cdot K},$$

inmediatamente se obtiene la altura de la ola virtual:

$$A' = 2 h' = \frac{2 \pi r^2}{L K},$$

que, introducida en lugar de A en la fórmula, que así se generaliza, nos permite calcular el talud o el peso de los cantos a la profundidad considerada.

Siendo también

$$K = C \text{th} \pi \frac{H}{L}, \quad LK = L_0,$$

y r en contacto con el talud

$$r = r_f = \frac{h}{\text{Sh} \pi \frac{H}{L}},$$

se obtiene en definitiva:

$$A' = \frac{2 \pi h^2}{L_0 \text{Sh}^2 \pi \frac{H}{L}}.$$

La inclinación del talud, y otras circunstancias, podrían influir algo en todo esto, pero no variando mucho de unos diques a otros, quedaría también involucrada su influencia en los coeficientes que, como se ha indicado, se determinan por observación directa.

Como comprobación de todo lo expuesto, que se viene aplicando desde hace varios años en numerosas obras que han resistido satisfactoriamente violentos temporales, vamos a aplicarlo, al fehaciente e interesante caso de los diques, a Argel, en el que, por las razones expuestas, podemos fundadamente empezar por admitir:

$$H_p = 35 \text{ m.}; \quad A_p = 2 h_p = 7 \text{ m.}, \quad 2 L_0 = 1,56 (2 T)^2 = 1,56 \times 13,75^2 = 295 \text{ m.}; \quad L_0 = 147,5 \text{ m.}$$

Para distintos valores de la profundidad H , medida a partir del nivel medio en movimiento, obtenemos:

(*) Véase el citado folleto de julio de 1938, o su traducción, y la referida ponencia presentada al Congreso de Lisboa.

H	35	31,5	28	24,5	21	17,5	14	10,5	7	3,5	0
$\frac{H}{L_0}$	0,2373	0,2136	0,1898	0,1661	0,1424	0,1187	0,0949	0,0712	0,0475	0,0237	0
$K = Cth \pi \frac{H}{L}$	1,3231	1,3751	1,4382	1,5171	1,6160	1,7460	1,9300	2,1964	2,6548	3,7128	∞
$2L = 2L_0 \cdot \frac{1}{K}$	222,96	214,52	205,03	194,49	182,55	168,92	151,75	134,31	111,13	79,47	0
$P = \sqrt{K} \cdot \sqrt{\frac{a_0}{a}}$	0,9211	0,9277	0,9372	0,9505	0,9690	0,9951	1,032	1,088	1,181	1,379	∞
$2h = 2h_p \cdot \frac{P}{P_p}$	7,00	7,05	7,12	7,22	7,36	7,56	7,84	8,27	8,98	10,48	∞
$A' = \frac{2\pi h^2}{L_0 Sh^2 \pi \frac{H}{L}}$	0,39	0,47	0,53	0,72	0,93	1,25	1,78	2,78	5,20	14,96	∞
$S_h = \frac{\pi h^2 K}{2L}$	0,23	0,25	0,28	0,32	0,38	0,46	0,61	0,88	1,52	4,03	∞
$H_r = H - S_h$	34,77	31,25	27,72	24,18	20,62	17,02	13,39	9,62	5,48	-0,53	$-\infty$

Las curvas de variación de A' y $2h$ en función de la profundidad H , referida al nivel medio en movimiento, se representan en la figura 1, en la que también se dibujan las curvas de sobreelevaciones superficiales S_h y la recta de rotura teórica $H = h$, correspondiente a los fuertes taludes de los diques de escollera (*).

El punto de encuentro de esta recta con la curva $2h$ nos determina la altura de 9,70 metros de la ola al romper sobre el dique, aproximada, aunque algo superior, a los 9 metros adoptados por los Ingenieros de Argel.

En la figura 2 se representan las alturas de ola $2h$, referidas al nivel del mar en reposo; $H_r = H - S_h$, habida cuenta de las sobreelevaciones S_h , y la curva correspondiente que nos da las alturas virtuales A' , que hemos de tener en cuenta para el cálculo del dique en sus zonas sumergidas.

La sección tipo de los diques de Argel, sancionados por la experiencia casi secular y deducida del interesante cuadro recopilado por MM. Larras y Colin, es la indicada con trazo lleno en la figura 3.

Siendo así que si en determinada zona el talud de un dique es más rígido que el requerido por su equili-

brio o estabilidad se producirán asientos durante los temporales, que, suavizando el talud, tenderán a adaptarlo a dicho equilibrio, es lógico efectuar las comprobaciones correspondientes determinando, mediante los cálculos teóricos y los coeficientes que se desean contrastar con la realidad, los taludes correspondientes a los puntos o zonas cuyas características se conocen por prolongada observación directa.

Para ello, de la fórmula

$$P = \frac{N A^3 d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3},$$

deducimos:

$$\cos \alpha - \sin \alpha = \frac{Ct \alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2 \alpha}} = \frac{A}{d - 1} \sqrt[3]{\frac{N \cdot d}{P}};$$

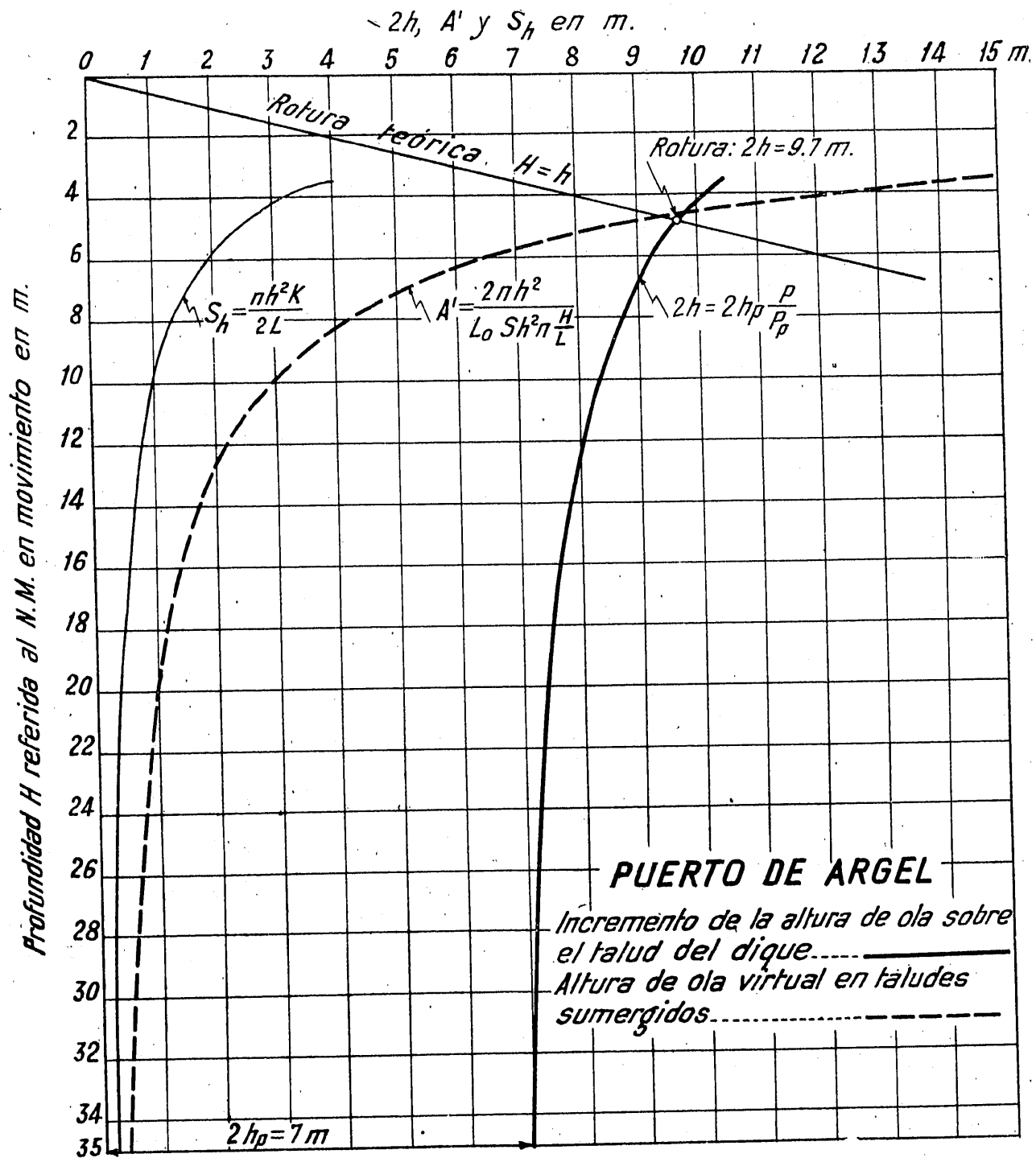
de la que, conocido el último miembro, inmediatamente deducimos el talud $ct \alpha$; que nos permite dibujar el perfil teórico, para compararlo en la figura 3 con el determinado por la Naturaleza.

Así obtenemos para el talud superficial de bloques de hormigón de 50 toneladas:

$$\frac{Ct \alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2 \alpha}} = \frac{9,7}{1,36} \sqrt[3]{\frac{19 \times 2,36}{50000}} = 0,688,$$

o sea el talud $ct \alpha = 3,51$.

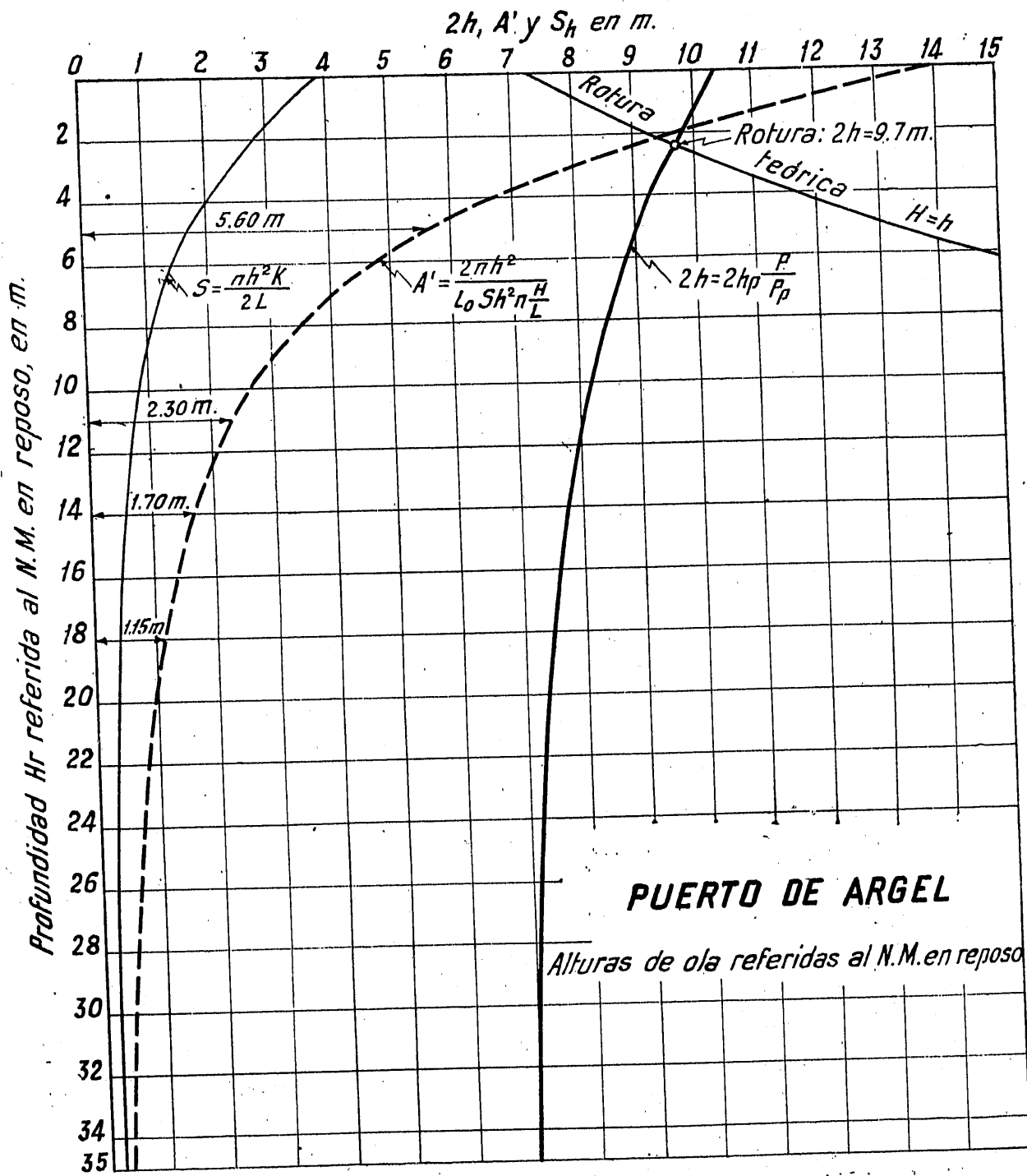
(*) Véase el apartado h), *Rotura de las olas*, página 26 y siguientes, de la citada ponencia presentada al XVII Congreso Internacional de Navegación celebrado en Lisboa.



Altura de ola que aborda el dique..... $2h_p = 7 \text{ m.}$

Altura de ola al romper sobre el dique..... $2h = 9.70 \text{ m.}$

Figura 1.



Altura de ola que aborda el dique — $2h_p = 7 \text{ m.}$
 Altura de ola al romper sobre el dique — $2h = 9.70 \text{ m.}$

Figura 2.

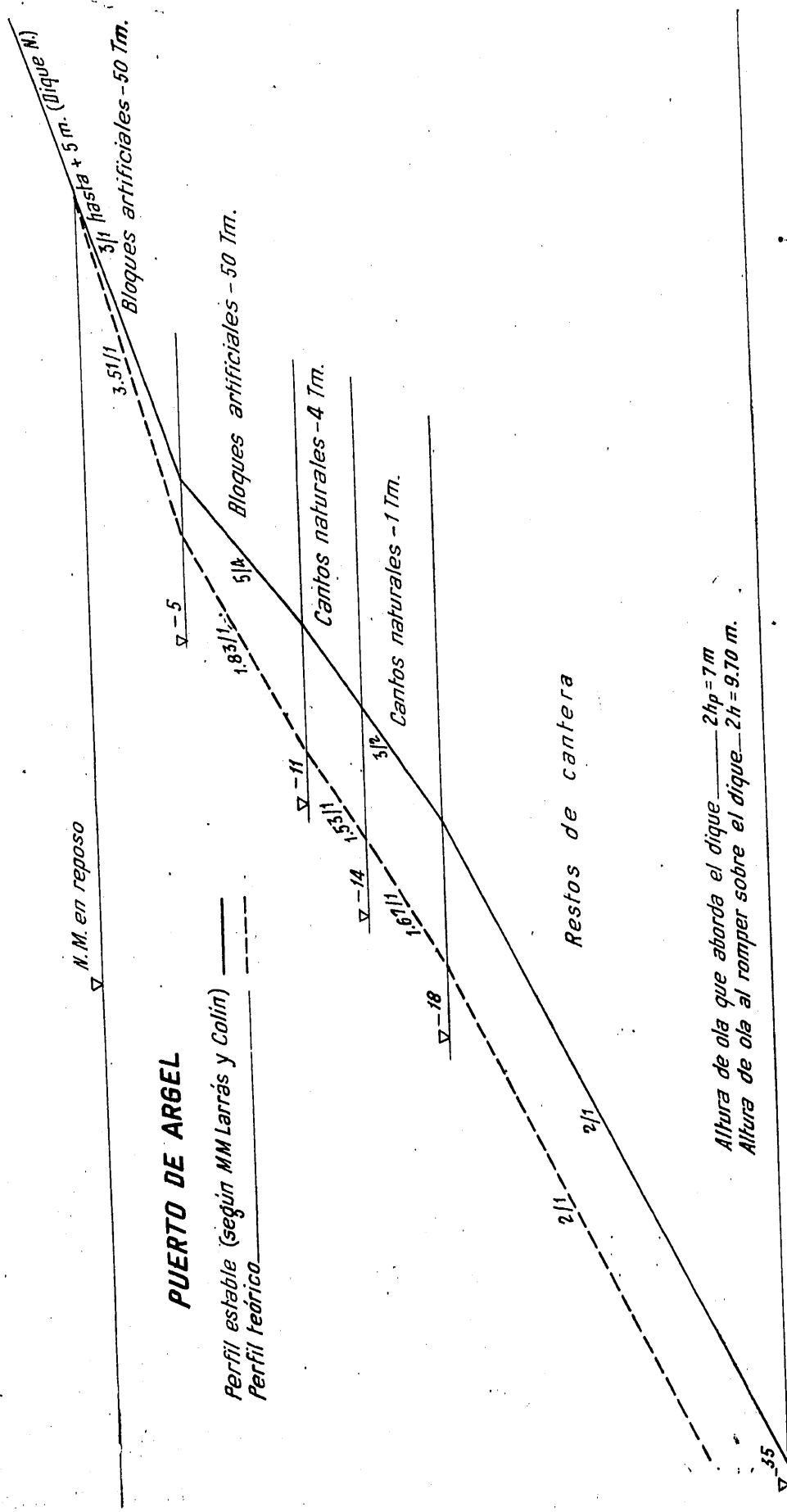


Figura 3.

Para la escollera de bloques artificiales situada por bajo de la profundidad $H_r = -5$ m., referida al nivel de reposo, obtenemos:

$$\frac{Ct\alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2\alpha}} = \frac{5,6}{1,36} \sqrt[3]{\frac{19 \times 2,36}{50\,000}} = 0,397,$$

o sea el talud $ct\alpha = 1,83$.

Para las escolleras naturales situadas por bajo de $H_r = -11$ m.:

$$\frac{Ct\alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2\alpha}} = \frac{2,30}{1,7} \sqrt[3]{\frac{15 \times 2,7}{4\,000}} = 0,293,$$

o sea el talud $ct\alpha = 1,53$.

Para las situadas por bajo de $H_r = -14$ m.:

$$\frac{Ct\alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2\alpha}} = \frac{1,70}{1,7} \sqrt[3]{\frac{15 \times 2,7}{1\,000}} = 0,343,$$

o sea el talud $ct\alpha = 1,67$.

Para la zona profunda $H_r = 18$ m., constituida por los restos de cantera, cuyo peso variará desde 1 000 Kg. a un pequeño peso mínimo, el peso de los cantos obtenido para el talud fijado $ct\alpha = 2$ sería:

$$P = \frac{15 \times 1,15^3 \times 2,7}{\left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right)^3 \times 1,7^3} = 143 \text{ Kg.},$$

muy aceptable para un peso de cantos que, como se ha indicado, puede bajar desde 1 000 Kg. hasta un pequeño peso, y cuyos cantos, de peso inferior a dichos 143 Kg., situados superficialmente, descenderían por el talud, que por este proceso, y seguramente sin asiento de importancia, quedaría constituido superficialmente por cantos de peso superior a aquél.

El peso necesario de los cantos al pie del dique, donde la altura de ola virtual es de 0,39 m., sería solamente:

$$P = \frac{15 \times 0,39^3 \times 2,7}{\left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right)^3 \times 1,7^3} = 5,6 \text{ Kg.}$$

Se obtiene así el perfil teórico, indicado de trazos en dicha figura 3, cuya aproximación con el real es ya muy satisfactoria; pero si en lugar de adoptar como altura de ola incidente su límite superior $H_p = 7$ m., deducida de las oscilaciones de la boya, nos fijamos en la máxima altura de ola de 9 m. adoptada por los Ingenieros de Argel, obtenemos el siguiente cuadro, similar al anterior y correspondiente a una altura $2h_p = 6,45$ m., determinada después de algunos tanteos, con la finalidad de que la máxima altura de ola al romper sea los 9 m. citados:

H	35	31,5	28	24,5	21	17,5	14	10,5	7	3,5	0
$2h = 2h_p \cdot \frac{p}{p_p}$	6,45	6,49	6,56	6,65	6,78	6,96	7,22	7,62	8,27	9,65	∞
$A' = \frac{2\pi h^2}{L_0 Sh^2 \pi \frac{H}{L}}$	0,33	0,40	0,49	0,61	0,79	1,06	1,51	2,36	4,41	12,69	∞
$S_h = \frac{\pi h^2 K}{2L}$	0,20	0,21	0,24	0,27	0,32	0,39	0,52	0,75	1,29	3,42	∞
$H_r = H - S_h$	34,80	31,29	27,76	24,23	20,68	17,11	13,48	9,75	5,71	0,08	$-\infty$

La figura 1', similar a la 1, comprueba que, en efecto, la altura de ola al romper es de 9,05 m., o sea prácticamente coincidente con los 9 m.

En la figura 2', similar a la 2, se determinan las alturas de ola virtuales, A' , correspondientes a las diversas profundidades, en las que, siguiendo también análogo procedimiento, obtenemos los siguientes taludes:

Para el talud superficial de bloques de hormigón de 50 toneladas:

$$\frac{Ct\alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2\alpha}} = \frac{9,05}{1,4} \sqrt[3]{\frac{19 \times 2,4}{50\,000}} = 0,641,$$

o sea el talud $ct\alpha = 3,04$.

Para la escollera de bloques artificiales situada por bajo de la profundidad $H_r = -5$ m.:

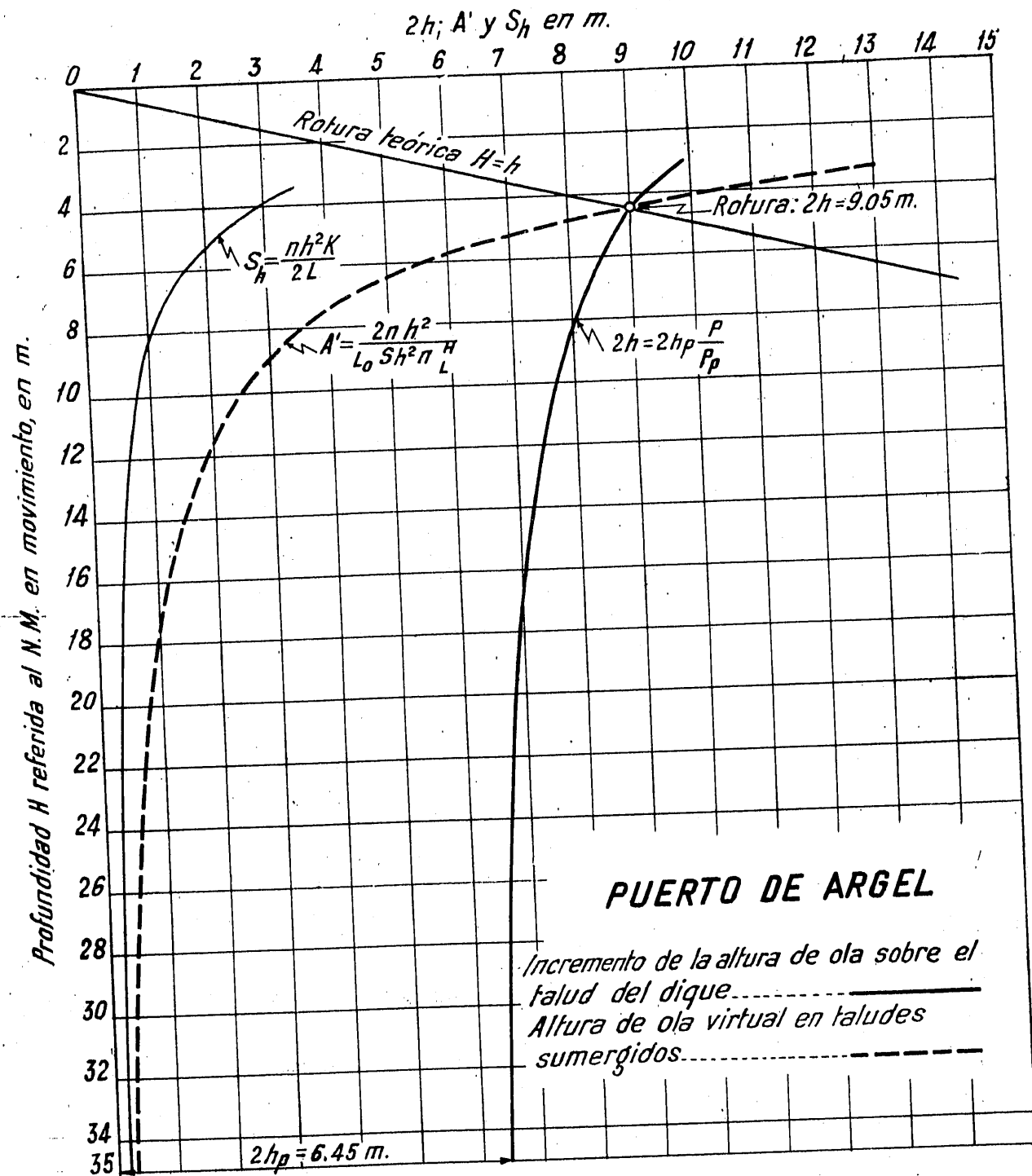
$$\frac{Ct\alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2\alpha}} = \frac{5,0}{1,4} \sqrt[3]{\frac{19 \times 2,4}{50\,000}} = 0,346,$$

o sea el talud $ct\alpha = 1,68$.

Para las escolleras naturales situadas por bajo de $H_r = -11$ m.:

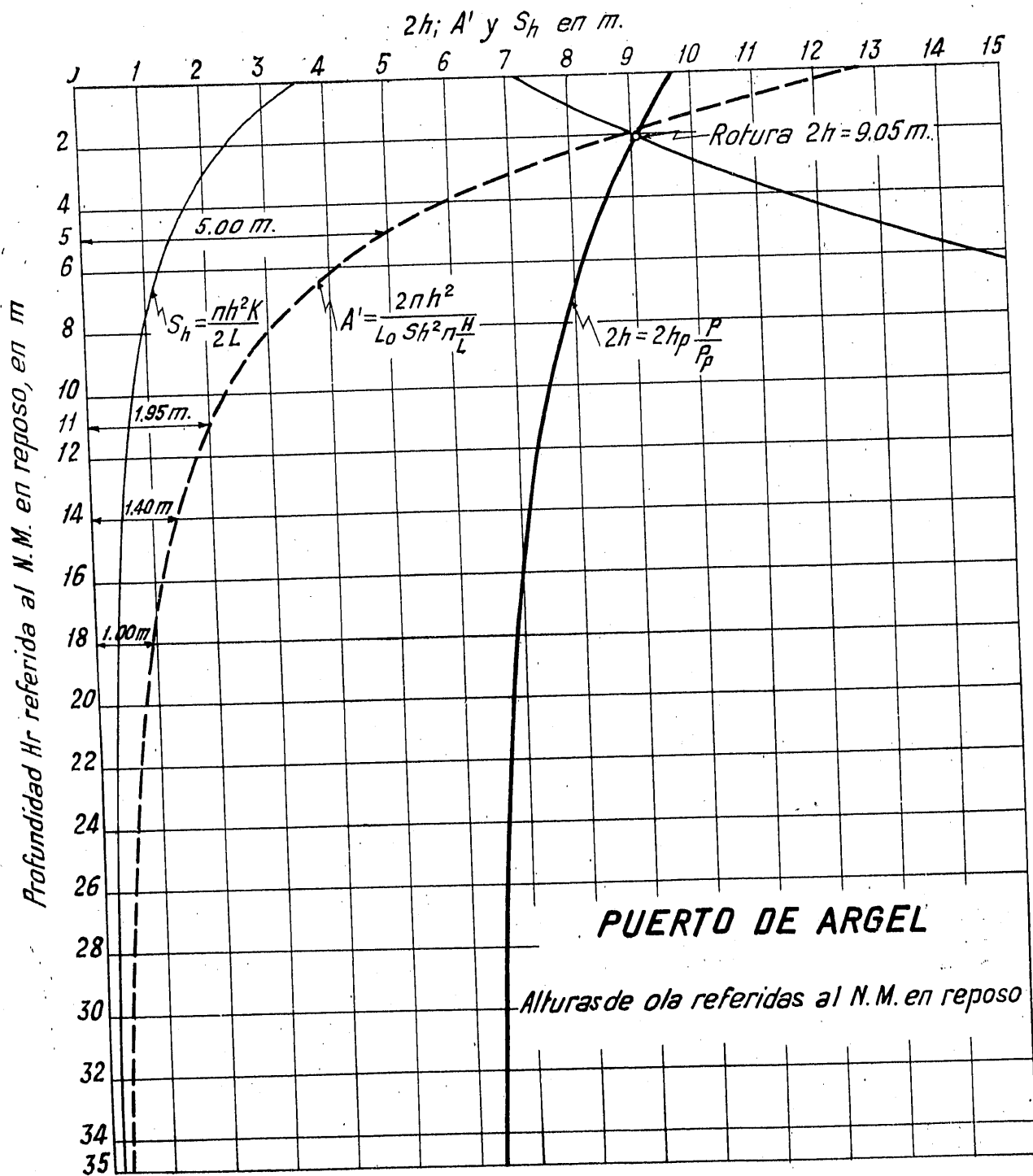
$$\frac{Ct\alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2\alpha}} = \frac{1,95}{1,7} \sqrt[3]{\frac{15 \times 2,7}{4\,000}} = 0,248,$$

o sea el talud $ct\alpha = 1,43$.



Altura de ola que aborda el dique $2h_p = 6.45 \text{ m.}$
 Altura de ola al romper sobre el dique $2h = 9.05 \text{ m.}$

Figura 1'.



Altura de ola que aborda el dique — $2h_p = 6.45 \text{ m.}$
 Altura de ola al romper sobre el dique — $2h = 9.05 \text{ m.}$

Figura 2'.

Para las situadas por bajo de $H_r = -14$ m.:

$$\frac{Ct \alpha - 1}{\sqrt{1 + Ct^2 \alpha}} = \frac{1,40}{1,7} \sqrt[3]{\frac{15 \times 2,7}{1000}} = 0,282,$$

o sea el talud $ct \alpha = 1,51$.

Para la zona profunda $H_r \cong 18$ m. se obtiene un peso:

$$P = \frac{15 \times 1,00^3 \times 2,7}{\left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right)^3 \times 1,7^3} = 91 \text{ Kg.},$$

también muy aceptable, y el peso correspondiente al pie del dique será:

$$P = \frac{15 \times 0,33^3 \times 2,7}{\left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right)^3 \times 1,7^3} = 3,4 \text{ Kg.}$$

Obtenemos así un perfil teórico, representado en la figura 3', similar a la 3, aun más aproximado al real; pero el hecho realmente interesante es que ambas figuras, cuyas alturas de olas de cálculo difieren en menos del 8 por 100, grado de aproximación que estimamos difícil que se rebase nunca práctica y realmente, quedan comprobadas fehacientemente por la observación directa, más que secular, repetimos, de esta interesante recopilación. También queda así comprobado, indudablemente, por la fehaciente observación directa, que, a pesar de las simplificaciones que forzosamente hay que introducir en estos complejos temas de la técnica marítima, el grado de aproximación realmente obtenido es superior al de muchos cálculos de la técnica terrestre, en los que, hasta legalmente, se imponen amplios coeficientes de seguridad, generalmente superiores a dos y frecuentemente aproximados a tres.

En los diques de escolleras el aumento proporcional, no absoluto, de coste originado por estos siempre convenientes coeficientes de seguridad no sería superior al de las obras terrestres y, además, su importe se recuperaría en no largo plazo, puesto que, al dar un peso algo superabundante a sus cantos o bloques, los movimientos de éstos y su consiguiente desgaste disminuirían, ahorrándose costosos gastos de conservación.

Por estas razones parece conveniente, a pesar de la muy satisfactoria comprobación que acabamos de efectuar, y que no hay que olvidar que se refiere al equilibrio estricto límite, adoptar, cuando menos, un reducido coeficiente de seguridad de 1,5 en los coeficientes N , que así se elevarán a 29 y 23, respectivamente, para los bloques artificiales y cantos naturales.

Más realmente que al peso de estos bloques o cantos afectaría este aumento de los coeficientes a los taludes de los proyectos, que se suavizarían un poco, y no hay que olvidar tampoco que dicho reducido coefi-

ciente de seguridad de 1,5 sólo supondría un margen de $\sqrt[3]{1,5} = 1,15$ en la altura de la ola o en el tamaño de los cantos.

De todos modos, y en aras de una estricta economía, puede prescindirse de dicho reducido margen de seguridad, siguiéndose empleando los coeficiente primitivos 15 y 19 en los grandes diques cimentados profundamente, siempre que se calcule el aumento de la altura de ola producido por la propia obra siguiendo el procedimiento indicado.

En cambio, y para simplificar los cálculos en los diques menores, puede adoptarse dicho coeficiente de 1,5, o sean los coeficientes N , iguales a 23 y 29, en los diques que estén cimentados a menor profundidad, pudiéndose tomar, sólo a costa de esta precaución, la altura de ola incidente en lugar de la altura de ola que revienta sobre el dique, como textualmente se indicó ya en 1938.

Siendo las profundidades relativas de rotura teórica, deducidas del citado cuadro y de la curva

$$\sqrt{K} \sqrt{\frac{a_0}{a}} \text{ de la figura 22 de la ponencia, } \frac{H}{L_0} \cong 0,03,$$

a la que corresponde un factor de amplificación de altura de 1,3, se podrá calcular un dique de escollera a base de la altura de onda incidente y adoptando los citados coeficientes 29 ó 23 que involucren el margen de seguridad 1,5, siempre que la profundidad relativa de su pie sea menor que $\frac{H}{L_0} = 0,06$, correspondiente

al factor de amplificación de la citada curva $\frac{1,3}{\sqrt[3]{1,5}} = 1,13$, o sea siempre que la profundidad de cimentación del dique sea menor que $\frac{H}{L_0} \times L_0 = 0,06 \times \times 250 = 15$ m. en nuestras costas cantábricas, o que $\frac{H}{L_0} \times L_0 = 0,06 \times 150 = 9$ m. en las mediterráneas.

Como se hizo constar en el XVII Congreso Internacional de Navegación celebrado en Lisboa, es también altamente satisfactorio que la fórmula deducida en la ponencia norteamericana de Epstein y Tyrrell para los diques reflejantes de escollera, partiendo de nuestra expresión de las presiones de reflexión

$$P_r = \frac{C \cdot V}{g} (*), \text{ es similar a la que obtuvimos el año}$$

1938 para diques rompeolas.

En efecto: la fórmula americana es:

$$P_r = R_t \frac{5 H^3}{(S - 1)^3 (1 - r)^3},$$

(*) Véase el citado folleto *Cálculo de diques verticales*.

y la nuestra:

$$P = \frac{N \cdot A^3 d}{(\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 (d - 1)^3};$$

en las que:

$P_t = P$ = peso de los cantos.

$H = A = 2h$ = altura de la ola.

$s = d$ = densidad relativa del material.

μ = talud natural de la escollera ≈ 1 .

$r = \operatorname{tg} \alpha$ = pendiente de la escollera.

siendo R_t y N los coeficientes.

Pasando la fórmula americana a nuestras notaciones, se transforma en:

$$P = R_t \cos^3 \alpha \frac{A^3 d}{(\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 (d - 1)^3},$$

que es la nuestra, con la única diferencia de incluir el $\cos^3 \alpha$ en el coeficiente.

Al establecer nuestra fórmula se indicó ya, como se ha recordado, que el coeficiente pudiera variar en función de los propios datos del problema.

Prácticamente el ángulo α , en la superficie que es donde más puede diferir, no variará mucho, pues desde $\operatorname{ctg} \alpha_1 \approx 3$, correspondiente a los diques corrientes de escollera, no puede empinarse más que $\operatorname{ctg} \alpha_2 = 2$, aun en los diques reflejantes, por el enorme peso de los cantos que esto requiere. Entre estos límites máximos la relación es:

$$\frac{\cos^3 \alpha_1}{\cos^3 \alpha_2} \approx 1,2,$$

lo que solamente representaría una pequeña diferencia en el peso de los cantos y aun menor en su tamaño, cuya relación sería de $\sqrt[3]{1,2} = 1,06$. Solamente la observación directa puede determinar debidamente N ó R_t , incluso en taludes muy fuertes.

Respecto a este último coeficiente, se debe indicar que únicamente puede tener realidad la expresión para él determinada en la ponencia norteamericana cuando el manto protector esté constituido por bloques paralelepípedicos perfectamente arrimados, con sus tres dimensiones en direcciones horizontales, normales al talud, y según la línea de máxima pendiente, siendo precisamente en estas condiciones teóricas, de reducidas juntas, cuando es de menos aplicación el procedimiento de cálculo seguido, fundado en las presiones internas que deben transmitirse a través de dichas juntas. Si, por cualquier causa o asiento de los bloques, se mueven éstos, no existen ya realmente las citadas tres dimensiones teóricas, transformándose el coeficiente R_t en el N determinado únicamente a base de la dimensión escalar del canto.

Aunque solamente sea a título de curiosidad, es también interesante comparar los resultados obtenidos para el valor teórico $A' = \frac{2\pi r^2}{LK}$ con los resultados

prácticos relativos a las velocidades límites de erosión en el fondo de los canales, para lo cual supondremos el fondo horizontal, es decir, $\alpha = 0$, y la fórmula que nos da el peso de los cantos sería:

$$P = \frac{N A'^3 d}{(d - 1)^3}.$$

Como

$$A' = \frac{2\pi r^2}{LK},$$

nos queda:

$$P = \frac{8\pi^3 N d}{(d - 1)^3} \times \left(\frac{r^2}{LK} \right)^3,$$

y siendo

$$v_{\max} = \frac{\pi r}{T} \quad y \quad T = \sqrt{\frac{\pi}{g} L K},$$

se obtiene:

$$P = \frac{8 \cdot N \cdot d \cdot v_{\max}^6}{g^3 (d - 1)^3}.$$

Aplicando esta fórmula para la velocidad en el canal, $v_{\max} = 1$ m./seg., y con un peso específico medio del material que constituye los cantos o granos, $d = 2,6$ Tm./m.³, se obtiene:

$$P = \frac{8 \times 15 \times 2,6 \times 1^6}{9,81^3 \times 1,6^3} = 0,081 \text{ Kg.},$$

lo que representa un cubo de:

$$l = \sqrt[3]{\frac{P}{1000 d}} = \sqrt[3]{\frac{0,081}{2600}} = 0,03 \text{ m.},$$

dimensión de grava cuyo orden de magnitud está aún de acuerdo con la realidad observada para dicha velocidad límite de erosión, sobre fondos horizontales, de 1 m./seg., a pesar de la enorme extrapolación efectuada, que no sería admisible extralimitar indefinidamente, y que así pasa aceptablemente, y sin modificar los coeficientes, desde cantos o bloques de varias toneladas de peso a estas gravas que no llegan a los 100 gramos.

Como consecuencia de todo lo expuesto, estimamos haber comprobado fehacientemente, mediante la observación directa, que constituye siempre la definitiva sanción de estas cuestiones técnicas, la generalización de la fórmula y los valores de sus coeficientes, a pesar de las simplificaciones que siempre es forzoso introducir en estos complejos temas.