

OTRAS COMPROBACIONES DE LA FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS DIQUES DE ESCOLLERA

Por RAMON IRIBARREN CAVANILLES

con la colaboración de

CASTO NOGALES Y OLANO

Ingenieros de Caminos.

En el presente artículo exponen los autores nuevas confirmaciones teóricas y experimentales de la fórmula para el cálculo de diques de escollera, publicada por Iribarren en 1938. Se analizan con detalle los resultados de los ensayos efectuados por el Waterways Experiment Station de Vicksburg (EE. UU.), y se llega a la conclusión de que la fórmula y los coeficientes son aplicables con toda generalidad, fijándose los límites prácticos para la rigidez máxima y mínima del talud.

Después de redactada nuestra ponencia para la Cuestión 3 de la Sección II del XVIII Congreso Internacional de Navegación, celebrado en Roma en septiembre de 1953, llegaron a nuestro conocimiento interesantes estudios y experimentaciones referentes a la cuestión, que es conveniente comentar.

Estos estudios y experimentaciones corresponden:

- I. Fórmula propuesta por M. Jean Larras.
- II. Ensayos efectuados en la Escuela Superior Técnica de Chalmers (Suecia).
- III. Ensayos efectuados en el Waterways Experiment Station de Vicksburg (Estados Unidos).

I. Fórmula propuesta por M. Jean Larras.

La forma de la primitiva fórmula, publicada el año 1938, era:

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

Poco tiempo después se estudió la generalización de la fórmula para el cálculo de los taludes sumergidos, deduciéndose la altura de ola virtual:

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

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

Siendo $K = \operatorname{Cth} \pi \frac{H}{L}$ y r el semirrecorrido molecular, en contacto con el talud

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

en las que H es la profundidad del punto del talud que se considere, y L , la semilongitud de ola correspondiente a esa profundidad, se obtiene en definitiva:

$$\begin{aligned} A' = 2h' &= \frac{2\pi r_f^2}{LK} = \frac{2\pi h^2}{L \operatorname{Cth} \pi \frac{H}{L} \operatorname{Sh}^2 \pi \frac{H}{L}} = \\ &= 2h \frac{\frac{2\pi h}{L}}{\operatorname{Sh} 2\pi \frac{H}{L}}, \end{aligned}$$

y nuestra fórmula, así generalizada, se transforma en:

$$P = \frac{N \cdot (2h)^3 \cdot d}{(\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 (d - 1)^3} \left(\frac{\frac{2\pi h}{L}}{\operatorname{Sh} 2\pi \frac{H}{L}} \right)^3, \quad [2]$$

habiéndose ya fijado, el año 1938, los valores de $N = 0,015$, para escollera natural, y $N = 0,019$, para escollera de bloques artificiales.

En el artículo titulado "L'équilibre sous-marin d'un massif de matériaux soumis à la houle", publicado en *Le Génie Civil* de 15 de septiembre de 1952 por M. Jean Larras, se deduce que la fórmula de equilibrio de un macizo de escollera sometido a la acción del oleaje debe ser del tipo

$$F(45^\circ - \alpha) = \frac{2h d^{1/3}}{P^{1/3} (d - 1)} f(2h, 2L, H), \quad [3]$$

en la que F y f son dos funciones que deben anularse con $(45^\circ - \alpha)$ y con $2h$.

Sin otra justificación teórica, se adoptan las funciones siguientes:

$$F(45^\circ - \alpha) = \sin(45^\circ - \alpha) = \frac{\sqrt{2}}{2} (\cos \alpha - \sin \alpha);$$

$$f(2h, 2L, H) = 0,175 \frac{\frac{2\pi h}{L}}{\text{Sh } 2\pi \frac{H}{L}},$$

y se propone la siguiente fórmula definitiva:

$$\sin(45^\circ - \alpha) = 0,175 \frac{2h \cdot d^{1/3}}{P^{1/3} (d-1)} \cdot \frac{\frac{2\pi h}{L}}{\text{Sh } 2\pi \frac{H}{L}}. \quad [4]$$

En el caso de que el talud esté constituido por bloques artificiales, se precisa que es necesario multiplicar el segundo miembro por 1,08, y así, el coeficiente será:

$$0,175 \times 1,08 = 0,189.$$

Despejando de la fórmula [4], publicada por Mr. Larras, el valor de P , se obtiene:

$$P = (0,175 \sqrt{2})^3 \frac{(2h)^3 d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 (d-1)^3} \left(\frac{\frac{2\pi h}{L}}{\text{Sh } 2\pi \frac{H}{L}} \right)^3. \quad [5]$$

que es exactamente nuestra fórmula [2], siendo los valores del coeficiente N :

$$N = (0,175 \sqrt{2})^3 = 0,015, \text{ para el caso de escollera natural.}$$

$$N = (0,175 \times 1,08 \sqrt{2})^3 = 0,019, \text{ para el caso de bloques artificiales, ambos idénticos a los fijados por nosotros en 1938.}$$

Es realmente una satisfactoria coincidencia que se adopten ahora exactamente nuestras funciones y hasta nuestros coeficientes, fundadamente determinados en el año de 1938.

Si a esto se añade la comprobación experimental aportada por Mr. Larras, es indudable que todo ello constituye una nueva e interesante confirmación de nuestra fórmula, a añadir a las anteriormente reseñadas, en nuestra ponencia.

II. Escuela Superior Técnica de Chalmers (Suecia).

Ensayos efectuados por M. Hedar.

Adoptándose el coeficiente de rozamiento $\mu = 1$ y el sistema de unidades en que $\gamma_1 = 1$, la fórmula se emplea en su forma original de 1938, o sea, en nuestras notaciones

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

Como los ensayos no han sido publicados con tanto detalle como los del Waterways Experiment Station, no permiten tan detallado estudio como éstos, siendo sus resultados plenamente satisfactorios, pues no solamente han verificado la fórmula, sino que han comprobado que el coeficiente N es prácticamente constante e igual a 0,015, o sea a su valor fijado ya en 1938.

Más concretamente, y mediante la interesante experimentación efectuada en Chalmers, se han determinado los siguientes valores:

Taludes:	1,5/1	2/1	2,5/1	3/1	6/1
Valores de N :	0,0134	0,0138	0,015	0,0147	0,0165

entre los cuales no puede quedar mejor encajado y comprobado el citado valor 0,015.

Esta comprobación se refiere, como es lógico, a los diques insubmersibles, o sea aquellos cuya cota de coronación es suficientemente alta para impedir el paso, en masa, del agua sobre ella, o sea, y también de acuerdo con lo aconsejado el año 1938, los que llegan hasta la cota A , o mejor $\frac{5}{4} A$, sobre el nivel del reposo.

Se comprueba también que, de acuerdo con lo determinado en nuestra ponencia del Congreso de Navegación de Lisboa de 1949, en relación con el talud límite de rotura, procede prolongar el talud superficial hasta la profundidad A , indicándose que, por bajo de esta cota, se puede disminuir el peso de los cantos.

En nuestro artículo denominado *Generalización de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes*, publicado en la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS de mayo de 1950, se determina el método de cálculo del peso necesario para estos cantos sumergidos, que se resume en nuestra ponencia del último Congreso de Navegación.

(*) También se indica la expresión $P = \frac{N A^3 d}{(\cos \alpha + \sin \alpha)^3 (d-1)^3}$ correspondiente al equilibrio límite de los cantos, o granos, hacia arriba, y que, hace tiempo, venimos empleando para algunas aplicaciones especiales, tales como la determinación de las pendientes de las playas o fondos arenosos.

Además de otras interesantes cuestiones, se ha efectuado alguna experimentación para los diques bajos o sumergibles, pero esta experimentación necesita ser ampliada, pues es indudable que el proyecto de estos diques, para los que probablemente nuestra fórmula será también utilizable, depende de la cota, o profundidad de su coronación, principalmente en relación con la altura de ola.

III. Ensayos del Waterways Experiment Station, Vicksburg (EE. UU.).

Los ensayos han sido efectuados por encargo del "Bureau of Yards and Docks-Department of the Navy", en el "Waterways Experiment Station of Vicksburg", dependiente del Corps of Engineers U. S. Navy, durante los años 1942 a 1950. Los resultados obtenidos, bajo la dirección de Mr. Hudson, han sido publicados por el citado laboratorio en el Technical Memorandum No. 2-365, titulado "Stability of Rubble-Mound Breakwaters", y en la Ponencia Americana de M. M. Gesler, Eaton y Hall, presentada a la Cuestión 1 de la Sección II del XVIII Congreso Internacional de Navegación, celebrado en Roma en septiembre de 1953.

Todos los ensayos se han efectuado a escala 1:45, en un canal con profundidad de agua constante de 2 pies, equivalente a 90 pies en la naturaleza. Las variables han sido el peso y la densidad de los cantos, el talud del dique y el período del oleaje, es decir, la longitud de onda y, por consiguiente, la profundidad relativa $\frac{H_p}{L_p}$ al pie del dique.

Se ha medido la altura de ola en el canal hasta llegar a la máxima, que no produce daños apreciables en el dique, y se ha determinado el valor del coeficiente.

Nuestra fórmula ha sido utilizada en la forma de coeficiente adimensional

$$W = \frac{K' \gamma_f^3 \gamma_r \mu^3 H^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (\gamma_r - \gamma_f)^3} =$$

$$= \frac{K' \gamma_f \frac{\gamma_r}{\gamma_f} \mu^3 H^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 \left(\frac{\gamma_r}{\gamma_f} - 1 \right)^3}; \quad [1]$$

o bien, en nuestras notaciones

$$P = \frac{N' \gamma_1^3 \gamma \mu^3 A_p^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (\gamma - \gamma_1)^3} =$$

$$= \frac{N' \gamma_1 \frac{\gamma}{\gamma_1} \mu^3 A_p^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 \left(\frac{\gamma}{\gamma_1} - 1 \right)^3} =$$

$$= \frac{N' \gamma_1 d \mu^3 A_p^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (d - 1)^3}; \quad [2]$$

que, si se adopta $\mu = 1$; $A_p = A$, en los diques poco profundos, y como unidades de peso y volumen, la tonelada métrica y el metro cúbico, resulta $\gamma_1 = 1$, o sea $N = N' \gamma_1 = N'$, con lo que la fórmula se reduce a

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

que es su forma práctica, dada el año 1938, para la cual se fijó $N = 0,015$ en las escolleras naturales.

En los ensayos que estudiamos se adoptan los siguientes valores:

$W = P =$ Peso de los cantos en toneladas inglesas.

(1 Tn. ing. = 2 000 lib. = 0,908 Tm.).

$\gamma_f = \gamma_1 =$ Peso específico del agua = 0,0312 T. l. / pie³ = 1 Tm./m.³.

$\gamma_r = \gamma =$ Peso específico de la piedra, 137 a 175 lib./pie³.

$\frac{\gamma_r}{\gamma_f} = d =$ Densidad relativa de la piedra = 2,8; 2,6; 2,4; 2,2.

$\mu = f =$ Coeficiente de rozamiento de la escollera = 1,09.

$H = A_p = 2 h_p =$ Altura de ola medida, en pies, al pie del dique.

$\cot \alpha_0 =$ Talud del dique antes del ensayo.

$\cot \alpha =$ Talud más suave del dique después del ensayo.

$K' = N' =$ Coeficiente adimensional a determinar mediante los ensayos.

En nuestras notaciones, que son las que emplearemos a continuación:

$H =$ Profundidad (con sus subíndices correspondientes).

$L =$ Semilongitud de onda a la profundidad H .

$L_p =$ Semilongitud de onda en el pie del dique.

$L_0 =$ Semilongitud de onda en grandes profundidades $H \gg L_0$.

$K = Cth \pi \frac{H}{L}$ (con sus subíndices correspondientes).

En cada ensayo son datos:

P	Columna (2) del Cuadro I
d	— (3) —
$\cotg \alpha_0$	— (4) —
$2 T$	— (5) —
A_p	— (11) —

Con los que se pueden calcular los siguientes elementos:

$$2 L_0 (\text{pies}) = \frac{g}{2\pi} (2 T)^2 \frac{1}{0,305} \cdot \text{Columna (6) del Cuadro I}$$

$$\frac{H_p}{L_0} = \frac{90}{L_0} \dots \dots \dots (7) \quad -$$

$$\frac{H_p}{L_p} = \frac{H_p}{L_0} \cdot \text{Cth } \pi \frac{H_p}{L_p} \dots \dots \dots (8) \quad -$$

$$K_p = \text{Cth } \pi \frac{H_p}{L_p} \dots \dots \dots (9) \quad -$$

$$(*) p_p = \frac{h_p}{h_0} = \sqrt{K_p} \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \left[1 + \frac{\pi H_0}{L_0} \left(K_0 - \frac{1}{K_0} \right) \right]}{\frac{1}{2} \left[1 + \frac{\pi H_p}{L_p} \left(K_p - \frac{1}{K_p} \right) \right]}}$$

Columna (10) del Cuadro I

El valor del coeficiente $N' = K'$, deducido de los ensayos, es:

$$N' = K' = \frac{1}{\gamma_f \mu^3} P \frac{(d-1)^3}{d} \frac{(\mu \cos \alpha_0 - \sin \alpha_0)^3}{A_p^3} =$$

$$= 27,7494 P \frac{(d-1)^3}{d} \frac{(1,09 \cos \alpha_0 - \sin \alpha_0)^3}{A_p^3}, \quad [4]$$

con cuya expresión se calcula la columna (12) del cuadro I, y se representa la figura 1.^a, reproducida del citado Memorándum.

Si en lugar de tomar $\mu = 1,09$, se adopta $\mu = 1$, el coeficiente sería:

$$N' = K'' = 32,0513 P \frac{(d-1)^3}{d} \frac{(\cos \alpha_0 - \sin \alpha_0)^3}{A_p^3}, \quad [5]$$

cuyos valores aparecen en la columna (13) y en la figura 2.^a.

Del examen de estas figuras se deduce que, si bien el valor medio del coeficiente, obtenido en los ensayos, es próximo a 0,015, es decir, al valor dado para $N = N'$, con $\gamma_1 = \gamma_f = 1$ en la publicación original de 1938, este coeficiente aumenta algo para los taludes suaves, y disminuye sensiblemente para los taludes rígidos próximos al 1/1.

(*) Ver: "Generalización de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes", REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, mayo 1950; y las Ponencias españolas a la Comunicación 4, Sección II del XVII Congreso Internacional de Navegación, Lisboa, 1949, y a la Cuestión I, Sección II del XVIII Congreso Internacional de Navegación, Roma, 1953.

A pesar de este resultado, vamos a comprobar, en lo que sigue, que estas variaciones del coeficiente son más aparentes que reales.

Para ello, comencemos por definir, lo más concretamente posible, cuáles deben ser las alturas de ola y los taludes de cálculo:

Altura de cálculo es la de la menor ola que produce averías apreciables.

Talud de equilibrio estable, o de cálculo, $\cot \alpha$, es el talud, o parte del talud, más suave, estabilizado después de la avería.

El talud anterior a la avería es un talud, $\cot \alpha_0$, inestable.

Este fué el criterio, esquemáticamente indicado en la figura 3.^a, aplicado para la determinación del coeficiente, el año 1938, en los diques de Orio y San Juan de Luz, después de asentados por los temporales, y conviene concretar que dicho talud de cálculo es el realmente estable para la ola de cálculo, así definida, pues un talud más rígido sería averiado o deformado por ella.

Para la determinación de este talud de cálculo es preciso fijar la ola real (de cálculo) tenida debida cuenta del aumento de su altura producido por la propia obra (*).

Los taludes de los interesantes ensayos verificados por el W. E. S., que no sufren avería sensible, son taludes justamente estrictos, sin el margen de seguridad mínimo necesario en todos los cálculos teóricos, y no realmente estables, pues algún pequeño aumento de la altura de la ola, siempre posible en la naturaleza, originaría el asiento de dicho talud estricto, aproximándolo al estable, que es el que bruscamente se establece bajo la acción destructora de la ola, y el que realmente, con la necesaria seguridad, resiste su acción.

La fórmula generalizada para todos los diques, y en especial para los profundos, expresada con las mismas unidades, toneladas inglesas y pies, y con el primitivo coeficiente 0,015, que vamos a comprobar, es:

$$P = \frac{N \gamma_1 d \mu^3 A_c^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (d-1)^3} =$$

$$= \frac{0,015 \times 0,0312 \cdot d \mu^3 \left(A_p \frac{p_c}{p_p} \right)^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (d-1)^3}, \quad [6]$$

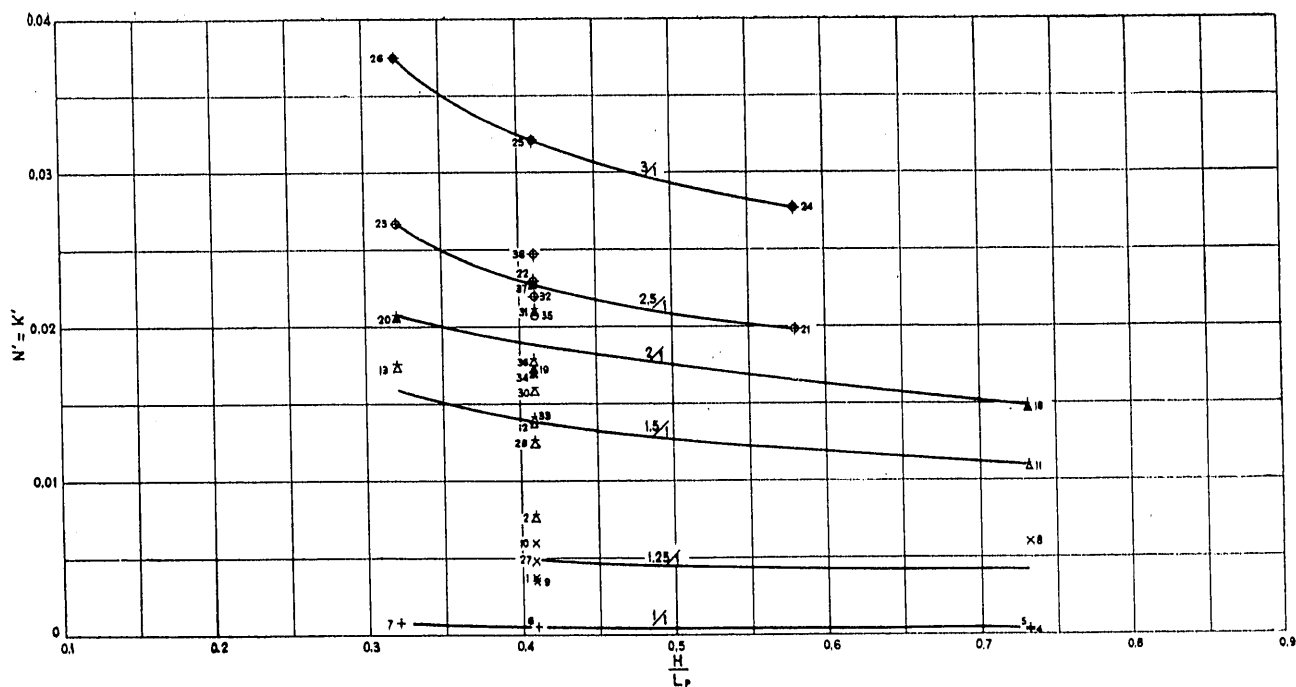
en la que A_c es la altura de ola de cálculo, tenida cuenta de su aumento producido por el propio dique,

y $\frac{p_c}{p_p}$ es el factor de dicho aumento, o sea:

$$A_c = A_p \frac{p_c}{p_p}$$

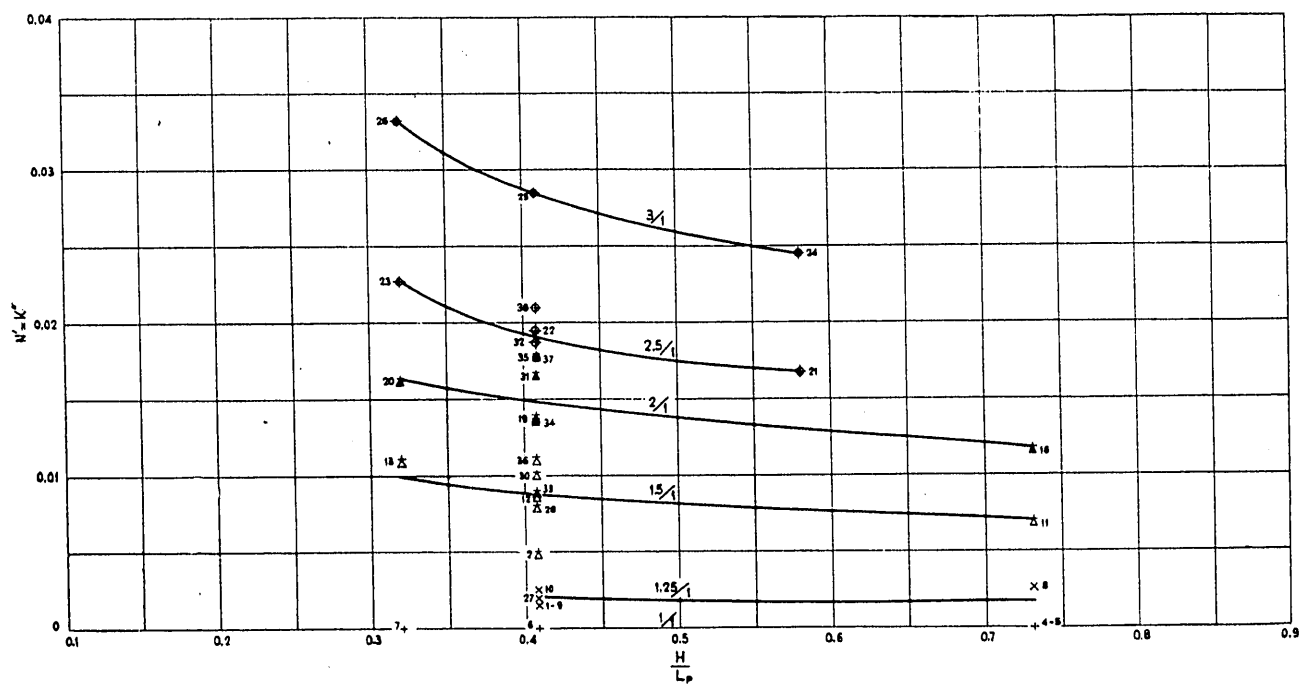
CUADRO I

Ensayos del Waterways Experiment Station													Aumento de altura de ola hasta la rotura.						Aumento de altura de ola hasta la profundidad virtual.								No. ran- leza del dique	$\mu=1.09$		$\mu=1$		Ensayo Nº
Ensayo Nº	Peso P	Densidad relativa d	Talud del ensayo ctg α_0	Periodo 2T Seg.	Longitud 2L ₀ Pies	Profun- didad unitaria $\frac{H_p}{L_0}$	Profun- didad relativa $\frac{H_p}{L_p}$	Ctg α $\frac{H_p}{L_p}$ = K _p	P _p	Altura medida A _p Pies	Coefici. ^{te} con $\mu=1.09$ N' = K'	Coefici. ^{te} con $\mu=1$ N' = K''	$\frac{P_R}{H_R/L_0}$	Profun- didad de rotura $\frac{H_R}{L_0}$	P _R	Altura de ola en rotura. A _R Pies	Talud estable cotg α $\mu=1.09$	Talud estable cotg α $\mu=1$	$\mu=1.09$				$\mu=1$					Ola de cálculo Ac Pies	Talud estable cotg α	Ola de cálculo Ac Pies	Talud estable Ctg α	
																			Talud estable cotg α $\mu=1.09$	Profun- didad virtual $\frac{H_{vo}}{L_0}$	P _{vo}	Altura de ola A _{vo} Pies	Talud estable cotg α $\mu=1$	Profun- didad virtual $\frac{H_{vo}}{L_0}$	P _{vo}	Altura de ola A _{vo} Pies						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)	(32)	(33)
1	4.6	2.8	1.25	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	9	0.0038	0.0016	52.070	0.0260	1.350	13.3	2.01	2.15	1.69	0.0690	1.095	10.8	1.87	0.0560	1.141	11.2	P. Romp.	10.8	1.69	11.2	1.87	1
2	"	"	1.50	"	"	"	"	"	"	11	0.0078	0.0049	42.602	0.0306	1.301	15.7	2.42	2.59	2.26	0.0383	1.238	14.9	2.67	0.0275	1.333	16.0	"	14.9	2.26	15.7	2.59	2
3	"	"	5/3	"	"	"	"	"	"	11	0.0132	0.0093	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3
4	13.5	2.8	1	7	251	0.717	0.732	1.020	0.966	10	0.0002	0	24.229	0.0486	1.175	12.2	1.47	1.59	1.38	0.103	1.018	10.5	1.50	0.0875	1.047	10.8	P. Romp.	10.5	1.38	10.8	1.50	4
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	8	0.0003	"	30.280	0.0404	1.223	10.1	1.35	1.46	1.25	0.125	0.987	8.2	1.38	0.106	1.013	8.4	"	8.2	1.25	8.4	1.36	5
6	"	"	"	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	7	0.0005	"	66.946	0.0213	1.415	10.9	1.39	1.50	1.22	0.131	0.980	7.5	1.33	0.111	1.006	7.7	"	7.5	1.22	7.7	1.33	6
7	"	"	"	12	737	0.244	0.320	1.310	0.920	6	0.0008	"	113.32	0.0139	1.564	10.2	1.36	1.46	1.17	0.143	0.968	6.3	1.27	0.121	0.992	6.5	"	6.3	1.17	6.5	1.27	7
8	"	"	1.25	7	251	0.717	0.732	1.020	0.966	11	0.0061	0.0026	22.027	0.0527	1.156	13.2	1.54	1.65	1.45	0.0935	1.035	11.8	1.58	0.0790	1.066	12.1	"	11.8	1.45	12.1	1.58	8
9	"	"	"	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	13	0.0037	0.0016	36.050	0.0350	1.263	18.0	1.91	2.05	1.71	0.0673	1.100	15.6	1.89	0.0547	1.147	16.3	"	15.6	1.71	16.3	1.89	9
10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	11	0.0061	0.0026	42.602	0.0306	1.301	15.7	1.71	1.84	1.50	0.0875	1.047	12.6	1.64	0.0730	1.088	13.1	"	12.0	1.50	13.1	1.64	10
11	"	"	1.50	7	251	0.717	0.732	1.020	0.966	14	0.0111	0.0070	17.306	0.0640	1.111	16.1	1.82	1.96	1.65	0.0570	1.137	16.5	2.06	0.0460	1.189	17.2	Romp.	16.1	1.82	16.1	1.96	11
12	"	"	"	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	13	0.0138	0.0087	36.050	0.0350	1.263	18.0	1.91	2.05	1.71	0.0673	1.100	15.6	1.89	0.0547	1.147	16.3	"	15.6	1.71	16.3	1.89	12
13	"	"	"	12	737	0.244	0.320	1.310	0.920	12	0.0176	0.0111	56.660	0.0243	1.371	17.9	1.90	2.04	1.67	0.0705	1.090	14.2	1.85	0.0572	1.136	14.8	"	14.2	1.67	14.8	1.85	13
14	"	"	5/3	9.3	443	0.406	0.455	1.122	0.919	15	0.0153	0.0108	27.182	0.0442	1.200	10.5	2.07	2.22	2.03	0.0476	1.181	19.3	2.30	0.0370	1.247	20.4	"	19.3	2.03	19.6	2.22	14
15	"	"	"	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	13	0.0235	0.0166	36.050	0.0850	1.263	18.0	1.91	2.05	1.71	0.0673	1.100	15.6	1.89	0.0547	1.147	16.3	"	15.6	1.71	16.3	1.89	15
16	"	"	"	"	"	"	"	"	"	16	0.0126	0.0089	29.290	0.0416	1.216	21.2	2.25	2.41	2.37	0.0350	1.263	22.1	2.90	0.0235	1.382	24.2	Romp.	21.2	2.26	21.2	2.41	16
17	"	"	11/6	"	"	"	"	"	"	18	0.0130	0.0098	26.035	0.0458	1.190	23.4	2.56	2.75	—	—	—	—	—	—	—	—	"	23.4	2.56	23.4	2.75	17
18	"	"	2	7	251	0.717	0.732	1.020	0.966	19	0.0149	0.0117	12.752	0.0830	1.059	20.8	2.21	2.36	—	—	—	—	—	—	—	—	"	20.8	2.21	20.8	2.36	18
19	"	"	"	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	18	0.0175	0.0138	26.035	0.0458	1.190	23.4	2.56	2.75	—	—	—	—	—	—	—	—	"	23.4	2.56	23.4	2.75	19
20	"	"	"	12	737	0.244	0.320	1.310	0.920	17	0.0208	0.0164	40.000	0.0322	1.286	23.7	2.59	2.80	3.10	0.0205	1.427	26.4	—	—	—	—	"	23.7	2.59	23.7	2.80	20
21	"	"	2.5	8	328	0.519	0.579	1.054	0.940	21	0.0198	0.0168	14.667	0.0737	1.081	24.2	2.69	2.89	—	—	—	—	—	—	—	—	"	24.2	2.69	24.2	2.89	21
22	"	"	"	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	20	0.0229	0.0195	23.413	0.0500	1.168	25.6	2.96	3.18	—	—	—	—	—	—	—	—	"	25.6	2.96	25.6	3.18	22
23	"	"	"	12	737	0.244	0.320	1.310	0.920	19	0.0267	0.0227	35.780	0.0353	1.260	26.0	3.04	3.27	—	—	—	—	—	—	—	—	"	26.0	3.04	26.0	3.27	23
24	"	"	3	8	328	0.549	0.579	1.054	0.940	21	0.0278	0.0246	14.667	0.0737	1.081	24.2	2.69	2.89	—	—	—	—	—	—	—	—	"	24.2	2.69	24.2	2.89	24
25	"	"	"	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	20	0.0322	0.0285	23.413	0.0500	1.168	25.6	2.96	3.18	—	—	—	—	—	—	—	—	"	25.6	2.96	25.6	3.18	25
26	"	"	"	12	737	0.244	0.320	1.310	0.920	19	0.0375	0.0332	35.780	0.0353	1.260	26.0	3.04	3.27	—	—	—	—	—	—	—	—	"	26.0	3.04	26.0	3.27	26
27	27.4	2.8	1.25	10	512	0.351	0.409	1.166	0.914	15	0.0049	0.0021	36.050	0.0350	1.263	18.0	1.61	1.72	1.58	0.0787	1.057	17.5	1.74	0.0645	1.109	18.1	P. Romp.	17.5	1.58	18.1	1.74	27
28	"	"	1.5	"	"	"	"	"	"	17	0.0126	0.0079	26.035	0.0458																		



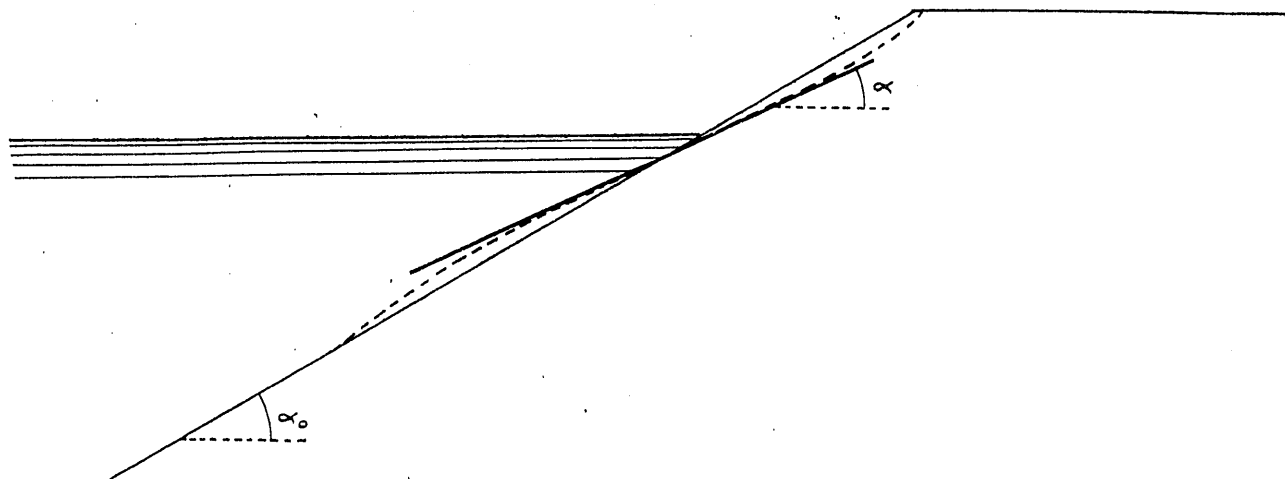
ENSAYOS DEL W.E.S.
VALORES DE $N' = K'$ (COLUMNA-12)
 $\mu = 1.09$

Figura 1.^a



ENSAYOS DEL W.E.S.
VALORES DE $N' = K'$ (COLUMNA-13)
 $\mu = 1$

Figura 2.^a



Talud inestable (antes de la avería)

Talud después de la avería

Talud estable

Figura 3.^a

Como se indicó en el citado artículo de la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS de mayo de 1950, y en nuestra ponencia del Congreso de Navegación de Roma, si el dique es totalmente rompeolas, o de pendiente igual, o más suave que la del talud teórico de rotura, la altura de ola aumenta hasta que su semialtura llegue a ser igual a la profundidad virtual, en cuyo momento rompe:

$$h_R = H_R;$$

o sea:

$$h_p \frac{p_R}{p_p} = h_R = H_R;$$

o bien:

$$\frac{h_p}{L_p} \cdot \frac{p_R}{p_p} = \frac{H_R}{L_p} = K_p \frac{H_R}{L_0},$$

puesto que

$$L_p K_p = L_0;$$

de donde:

$$\frac{p_R}{H_R} = \frac{p_p K_p}{\frac{h_p}{L_p}}; \quad [7]$$

ecuación en la que se conoce el segundo miembro, y que nos permite determinar la profundidad relativa de rotura $\frac{H_R}{L_0}$ y p_R , que es función de $\frac{H_R}{L_0}$.

La altura de ola de cálculo, en este caso de rotura, sería:

$$A_c = A_R = 2 h_R = A_p \frac{p_R}{p_p}. \quad [8]$$

Si, por el contrario, la pendiente del dique es más rígida que la de dicho límite teórico de rotura,

$$\operatorname{tg} \alpha = i_R = \frac{4}{\pi} \sqrt{\frac{h_R}{g}}, \quad (*) \quad [9]$$

el dique es sólo parcialmente rompeolas y el aumento total de altura de ola de rotura no llega a producirse, sino que viene limitado por la profundidad virtual correspondiente a la profundidad real nula, que como se indicó en la ponencia del Congreso de Navegación de Lisboa es:

$$H_{v0} = \frac{g T^2 i^2}{16} = \frac{\pi}{16} i^2 L_0,$$

y la profundidad virtual relativa será:

$$\frac{H_{v0}}{L_0} = \frac{\pi}{16} i^2 = \frac{\pi}{16 \cot^2 \alpha}, \quad [10]$$

función únicamente del talud.

Conocida $\frac{H_{v0}}{L_0}$ se conoce p_{v0} , y la altura de ola de

(*) Véase el artículo "Talud límite entre la rotura y la reflexión de las olas". REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, febrero 1950.

cálculo, que en este caso de ser el dique parcialmente rompeolas, sería:

$$A_c = A_{v0} = 2 h_{v0} = A_p \frac{p_{v0}}{p_p} \quad [11]$$

Se calculan los valores de:

$$\frac{p_R}{H_R} = \frac{p_p K_p}{h_p} = \frac{p_p K_p}{\frac{A_p}{180} \cdot \frac{H_p}{L_p}} = \frac{(10) \times (9)}{(11) \times (8)}$$

Columna (14) del Cuadro I.

$\frac{H_R}{L_0}$ resolviendo la ecuación [7]. Columna (15) del Cuadro I.

$$p_R = \sqrt{K_R} \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \left[1 + \frac{\pi H_0}{L_0} \left(K_0 - \frac{1}{K_0} \right) \right]}{\frac{1}{2} \left[1 + \frac{\pi H_R}{L_R} \left(K_R - \frac{1}{K_R} \right) \right]}}$$

Columna (16) del Cuadro I.

$$A_R = A_p \frac{p_R}{p_p} \quad \text{Columna (17) del Cuadro I.}$$

El talud estable, $\cotg \alpha$, deducido de las fórmulas [6] y [8] correspondiente a la rotura total, sería:

Con $\mu = 1,09$:

$$1,09 \cos \alpha - \sen \alpha = 0,084627 \sqrt[3]{\frac{d}{P} \cdot \frac{A_p}{d-1} \cdot \frac{p_R}{p_p}}; \quad [12]$$

y con $\mu = 1$:

$$\cos \alpha - \sen \alpha = 0,077639 \sqrt[3]{\frac{d}{P} \cdot \frac{A_p}{d-1} \cdot \frac{p_R}{p_p}}, \quad [13]$$

cuyos valores figuran, respectivamente, en las columnas (18) y (19) de dicho Cuadro I.

Si la rotura total no llega a producirse, y el crecimiento de altura de ola queda limitado por la profundidad virtual relativa en el punto de profundidad real nula, será preciso, puesto que p_{v0} es función de

$\frac{H_{v0}}{L_0} = \frac{\pi}{16 \cotg^2 \alpha}$, función de α , resolver las ecuaciones:

$$\frac{1,09 \cos \alpha - \sen \alpha}{p_{v0}} = 0,084627 \sqrt[3]{\frac{d}{P} \cdot \frac{A_p}{d-1} \cdot \frac{1}{p_p}}, \quad [14]$$

para $\mu = 1,09$, y

$$\frac{\cos \alpha - \sen \alpha}{p_{v0}} = 0,077639 \sqrt[3]{\frac{d}{P} \cdot \frac{A_p}{d-1} \cdot \frac{1}{p_p}}, \quad [15]$$

para $\mu = 1$.

De ellas se deducen los taludes estables, $\cotg \alpha$, con los que se calculan los valores de $\frac{H_{v0}}{L_0}$ y p_{v0} , y las

alturas de ola de cálculo $A_c = A_{v0} = A_p \frac{p_{v0}}{p_p}$ que

figuran en las columnas (20) a (27) del Cuadro I.

De las dos alturas A_R y A_{v0} , deducidas como se acaba de indicar, es preciso tomar como ola de cálculo A_c , la menor de ellas, que es la realmente posible y nos indica la naturaleza del dique, total o parcialmente rompeolas, y cuyo talud estable es el correspondiente a dicha ola de cálculo. Sus valores, para las dos hipótesis de $\mu = 1,09$ y $\mu = 1$, figuran en las columnas (28) a (32) del Cuadro I.

El Cuadro II agrupa y ordena los ensayos correspondientes al mismo talud inestable ensayado (columna (4')), y los dos taludes estables correspondientes, calculados como se ha indicado (columnas (30') y (32')) para $\mu = 1,09$ y $\mu = 1$, respectivamente.

En las columnas (34') y (35') se han calculado los valores de las relaciones entre los taludes estables y los inestables.

De este Cuadro II se deducen, entre otras, las siguientes consecuencias:

1.^a Las relaciones entre los valores medios de las columnas (30') y (32') y cada uno de los valores particulares correspondientes difieren poco de la unidad, lo que muestra la constancia práctica del coeficiente $N = 0,015$ para cada talud.

2.^a Los valores de la columna (32') son más seguros y no difieren demasiado de los de la columna (30'), por lo que es aconsejable el empleo del coeficiente de rozamiento $\mu = 1$.

3.^a Los valores de la columna (35') = $\frac{(32')}{(4')}$ consti-

tuyen un índice de la falta de seguridad de los taludes estrictos de la columna (4'). Los taludes estables de la columna (32') pueden implicar un pequeño y necesario margen de seguridad, inferior al exigido, incluso legalmente en la mayoría de los cálculos técnicos.

Con lo que antecede, queda comprobada nuestra fórmula del año 1938, así como la conveniencia del empleo de sus coeficientes $N = 0,015$ y $\mu = 1$. A continuación vamos a establecer los límites máximo y mínimo aconsejables para la rigidez de los taludes.

El talud estable más rígido, correspondiente a $\mu = 1$ y a su talud inestable límite $1/1$, es:

$$\frac{1,36}{1} \approx \frac{1}{3},$$

y, por consiguiente, el empleo de taludes más rígidos no es aconsejable.

Fijado así, lógicamente, un límite práctico para la rigidez máxima de los taludes, vamos a determinar, en lo que sigue, su límite de rigidez mínima; es decir, el talud más suave prácticamente utilizable en los diques de escollera.

Aunque lo mismo se podría hacer para un coeficiente de rozamiento cualquiera, vamos a limitarnos en lo que sigue, y en atención a la consecuencia 2.^a, al valor práctico aconsejable $\mu = 1$.

CUADRO II

Ensayo Nº	Talud inestable cotg α_0	Talud estable cotg α N=0,015		Talud estable Talud inestable	
		$\mu=1,09$	$\mu=1$	$\mu=1,09$	$\mu=1$
(1')	(4')	(30')	(32')	(34')=(30'):(4')	(35')=(32'):(4')
4	1,00	1,38	1,50		
5	1,00	1,25	1,36		
6	1,00	1,22	1,33		
7	1,00	1,17	1,27		
Media	1,00	1,25	1,36	1,25	1,36
1	1,25	1,69	1,87		
8	1,25	1,45	1,58		
9	1,25	1,71	1,89		
10	1,25	1,50	1,64		
27	1,25	1,58	1,74		
Media	1,25	1,59	1,74	1,27	1,39
2	1,50	2,26	2,59		
11	1,50	1,82	1,96		
12	1,50	1,71	1,89		
13	1,50	1,67	1,85		
28	1,50	1,77	1,96		
30	1,50	1,64	1,80		
33	1,50	1,69	1,87		
36	1,50	1,59	1,76		
Media	1,50	1,77	1,96	1,18	1,30
3	1,67	2,26	2,59		
14	1,67	2,03	2,22		
15	1,67	1,71	1,89		
16	1,67	2,26	2,41		
29	1,67	2,04	2,19		
Media	1,67	2,06	2,26	1,23	1,35
18	2,00	2,21	2,35		
19	2,00	2,56	2,75		
20	2,00	2,59	2,80		
31	2,00	2,45	2,64		
34	2,00	2,77	2,97		
37	2,00	2,58	2,87		
Media	2,00	2,53	2,73	1,26	1,36
21	2,50	2,59	2,89		
22	2,50	2,96	3,18		
23	2,50	3,04	3,27		
32	2,50	3,06	3,36		
35	2,50	3,37	3,62		
38	2,50	3,29	3,72		
Media	2,50	3,07	3,34	1,23	1,34
24	3,00	2,69	2,89		
25	3,00	2,96	3,18		
26	3,00	3,04	3,27		
Media	3,00	2,90	3,11	0,97	1,04

Para estudiar la influencia de la altura de la ola incidente, A_p , en el talud estable del dique, cotg α , a igualdad de las demás circunstancias de la fórmula [6], se deduce:

$$A_p = M \frac{\cos \alpha - \sin \alpha}{\frac{p_c}{p_p}}, \quad [16]$$

siendo M constante.

En el caso de ser el dique parcialmente rompeolas, como p_p no es función de A_p ni de α , resulta:

$$\frac{A_p}{M'} = \frac{\cos \alpha - \sin \alpha}{p_{v0}}, \quad [17]$$

siendo p_{v0} función únicamente del talud, como se ha indicado anteriormente, y M' constante para cada $\frac{H_p}{L_p}$.

Los valores de $\cos \alpha - \sin \alpha$, $\frac{H_{v0}}{L_0}$, p_{v0} y $\frac{A_p}{M'}$ se resumen en el siguiente cuadro:

cotg α	$\cos \alpha - \sin \alpha$	$\frac{H_{v0}}{L_0} = \frac{\pi}{16 \cotg^2 \alpha}$	p_{v0}	$\frac{A_p}{M'} = \frac{\cos \alpha - \sin \alpha}{p_{v0}}$
1	0	0,1964	0,9341	0
1,2	0,1280	0,1364	0,9748	0,1314
1,4	0,2325	0,1002	1,023	0,2274
1,6	0,3180	0,0767	1,073	0,2964
1,8	0,3885	0,0606	1,123	0,3460
2	0,4473	0,0491	1,173	0,3815
2,2	0,4966	0,0406	1,222	0,4062
2,4	0,5397	0,0341	1,270	0,4249
2,6	0,5744	0,0291	1,316	0,4365
2,8	0,6054	0,0250	1,362	0,4445
3	0,6325	0,0218	1,406	0,4499
3,2	0,6562	0,0192	1,449	0,4530
3,4	0,6772	0,0169	1,491	0,4541
3,6	0,6959	0,0151	1,532	0,4542
3,8	0,7126	0,0136	1,572	0,4533
4	0,7276	0,0123	1,610	0,4517
4,2	0,7412	0,0111	1,650	0,4492
4,4	0,7535	0,0101	1,686	0,4469
4,6	0,7648	0,00928	1,723	0,4438
4,8	0,7750	0,00852	1,760	0,4404
5	0,7845	0,00785	1,796	0,4368

Se observa que el valor $\frac{A_p}{M'} = \frac{\cos \alpha - \sin \alpha}{p_{v0}}$ crece

rápidamente en los taludes rígidos, y es máximo para cotg $\alpha = 3,5$, decreciendo lentamente para taludes más suaves. Ello nos indica que en este caso de diques parcialmente rompeolas, el talud límite de rigi-

dez mínima admisible es $\cotg \alpha = 3,5$, pues un talud más suave estaría en iguales condiciones de estabilidad que otro más rígido, menor que 3,5. Además, los taludes rígidos $\cotg \alpha < 3,5$ son autoestables, pues un posible aumento de la altura de ola únicamente originaría alguna disminución de la rigidez del talud, tanto menor cuanto más rígido sea éste, quedando así el dique estabilizado, siempre que no llegue a dicho límite $\cotg \alpha = 3,5$, pues más allá que él no hay estabilización posible para estos diques parcialmente rompeolas, destruyéndose la obra.

En el caso de ser el dique totalmente rompeolas, la expresión [16] será:

$$\frac{A_p}{M'} = \frac{\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha}{p_R} \quad [18]$$

De la ecuación [7] se deduce que p_R no es función del talud, sino de la profundidad relativa al pie del dique, que no es función de A_p , y del peralte de la ola que lo aborda $\frac{h_p}{L_p}$ que sí lo es, creciendo el valor p_R al disminuir la profundidad H_p y el peralte de la ola $\frac{h_p}{L_p}$ en el pie del dique.

El menor valor de p_R corresponde a $\frac{H_p}{L_p} = 1$ y la ola de peralte teórico máximo, aunque su peralte real sea menor; es decir, la que rompe al pie del dique tendrá un límite superior del peralte que será menor que:

$$\frac{h_p}{L_p} = \frac{1}{\pi K_p} \approx \frac{1}{\pi}$$

y la ecuación [7] sería:

$$\frac{p_R}{H_p} = \pi p_p K_p^2 \approx \pi$$

de donde:

$$\frac{H_p}{L_0} = 0,29 \quad \text{y} \quad p_R = 0,9139.$$

El mayor valor de p_R correspondería teóricamente a una profundidad y un peralte nulos, lo que no tiene realidad. Un límite práctico podría ser $\frac{H_p}{L_p} = 0,05$ y $\frac{h_p}{L_p} = 0,02$. Para una máxima ola del Canabático con $L_0 = 250$ m., las características de la ola que aborda al dique serían:

$$L_p = L_0 \frac{1}{K_p} = 250 \times 0,1558 = 38,95 \text{ m.};$$

$$h_p = 0,02 \times 38,95 = 0,78 \text{ m.};$$

$$H_p = 38,95 \times 0,05 = 1,95 \text{ m.};$$

y la ecuación [7] sería:

$$\frac{p_R}{H_p} = \frac{1,799 \times 6,4185}{0,02} = 577,344;$$

de donde:

$$\frac{H_p}{L_0} = 0,00373 \quad \text{y} \quad p_R = 2,154.$$

Los valores de

$$\frac{A_p}{M'} = \frac{\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha}{0,9139},$$

$$\frac{A_p}{M'} = \frac{\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha}{2,154},$$

correspondientes a los límites fijados, crecen menos rápidamente a medida que el talud $\cotg \alpha$ aumenta, lo que parece significar que el mismo aumento proporcional de altura de ola requiere una mayor disminución relativa en la rigidez del talud, por lo que convendría limitar también en este caso la suavidad del talud de los diques.

Para comprobarlo y precisarlo, es lógico fijar un aumento límite en la suavidad del talud producido por un posible aumento en la altura de la ola. Estimamos que una variación en la altura de ola del 15 por 100 puede ser posible dentro del grado de aproximación de los métodos para fijar A_p , tanto si es por observación directa como por aplicación de las fórmulas y los procedimientos de cálculo de que se dispone. La relación límite entre los taludes anterior y posterior a la avería podría fijarse, para limitar la gravedad de ésta, en $\frac{3}{2}$, con lo que la cuestión que-

da planteada en la siguiente forma: el más suave talud estable, $\cotg \alpha$, aconsejable para el proyecto de un dique de escollera, es aquél que se suavizaría hasta sus $\frac{3}{2}$ si la altura de ola, A_p , aumenta en un 15 por 100, o sea:

$$A'_p = 1,15 A_p; \quad \cotg \alpha' = \frac{3}{2} \cotg \alpha.$$

En el caso de ser el dique totalmente rompeolas, tendríamos:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\cos \alpha' - \operatorname{sen} \alpha'}{\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha} = 1,15 \frac{p'_R}{p_R}; \\ \cotg \alpha' = \frac{3}{2} \cotg \alpha; \end{array} \right.$$

p_R y p'_R son función de la profundidad unitaria $\frac{H_p}{L_p}$ y del peralte de la ola al pie del dique, que para la altura de ola A_p es $\frac{h_p}{L_p}$, y para la ola aumentada, $1,15 \frac{h_p}{L_p}$.

El caso más desfavorable, es decir, el talud más suave, correspondería a la ola menos peraltada y en menor profundidad relativa, es decir, prácticamente, como antes se ha indicado, a la de características $\frac{H_p}{L_p} = 0,05$ y $\frac{h_p}{L_p} = 0,02$, para la que se dedujo $p_R = 2,154$. El valor de p'_R se obtiene de la ecuación [7]:

$$\frac{p'_R}{\frac{H'_R}{L_0}} = \frac{p_R K_p}{1,15 \frac{h_p}{L_p}} = 502,064.$$

Resuelta esta ecuación, se obtiene:

$$p'_R = 2,097 \quad \text{y} \quad \frac{H'_R}{L_0} = 0,00418,$$

y las ecuaciones serían:

$$\begin{cases} \frac{\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha'}{\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha} = 1,15 \frac{2,097}{2,154} = 1,1195; \\ \cotg \alpha' = \frac{3}{2} \cotg \alpha. \end{cases}$$

Resuelto este sistema de ecuaciones, se obtiene:

$$\cotg \alpha = 4,25; \quad \cotg \alpha' = 6,375.$$

Para la otra onda límite, o sea la de profundidad unitaria $\frac{H_p}{L_p} = 1$, peralte $\frac{h_p}{L_p} = \frac{1}{\pi}$, y $p_R = 0,9139$, tendríamos:

$$\frac{p'_R}{\frac{H'_R}{L_0}} = \frac{p_R K_p}{1,15 \frac{h_p}{L_p}} = 2,732;$$

de donde se obtiene:

$$p'_R = 0,9133 \quad \text{y} \quad \frac{H'_R}{L_0} = 0,3343,$$

y las ecuaciones serían:

$$\begin{cases} \frac{\cos \alpha' - \operatorname{sen} \alpha'}{\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha} = 1,15 \frac{0,9133}{0,9139} = 1,149; \\ \cotg \alpha' = \frac{3}{2} \cotg \alpha; \end{cases}$$

de donde se obtiene:

$$\cotg \alpha = 3,7; \quad \cotg \alpha' = 5,55.$$

Para los demás valores de $\frac{H_p}{L_p}$ y $\frac{h_p}{L_p}$, el valor del talud estable, $\cotg \alpha$, que cumple con la condición fijada, estará comprendido entre 3,7 y 4,25, lo que no hace aconsejable el empleo de taludes más suaves que 4/1, o mejor que 3,5/1.

Estas limitaciones se cumplen en los diques construidos, salvo en algún caso excepcional.

Procede recordar que en el estudio presentado en el Congreso de Navegación de Lisboa del año 1949 se limitaban ya, aproximadamente, los taludes límite de los diques.

Esta interesante limitación práctica se hace aún más categórica en los ensayos de W. F. S., números 21, 22 y 23, cuyos taludes inestables, $\cotg \alpha_0 = 2,5$, se traducen en el estable medio $\cotg \alpha = 3,11$. Suavizados dichos taludes inestables a $\cotg \alpha_0 = 3$, en los ensayos correspondientes, números 24, 25 y 26, no se gana nada en relación con la resistencia de los diques, pues las alturas de olas admisibles resultan ser las mismas que para $\cotg \alpha_0 = 2,5$, lo que comprueba que dicho talud estable, $\cotg \alpha = 3,11$, es o está muy cerca del límite práctico admisible, lo que además explica la aparente anomalía que se observa entre las relaciones de los taludes estables e inestables correspondientes a estos ensayos: 24, 25 y 26.

Se está ultimando una amplia experimentación efectuada bajo los auspicios de la Junta de Investigaciones Técnicas en el canal de ensayos del Laboratorio de Puertos de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Madrid, cuyos resultados comprueban lo expuesto y permitirán afinar algunos detalles del proyecto de los diques de escollera.

Como consecuencia de lo expuesto, procede establecer el siguiente

Resumen.

La fórmula práctica para el cálculo de los diques de escollera establecida el año de 1938:

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

así como su coeficiente $N = 0,015$ para las escolleras naturales y $N = 0,019$ para las artificiales, y su generalización $A' = \frac{2 \pi r^2}{L \cdot K}$ tienen, entre otras, las interesantes confirmaciones siguientes:

La fórmula establecida por Epstein y Tyrrel el año de 1949, así como la de Kenneth Kaplan del año 1952 y la de Larras del año 1953, coinciden y comprueban nuestra fórmula original del año 1938.

Los ensayos efectuados en la Universidad de Chalmers (Suecia), así como el análisis de los del Waterways Experiment Station de Vicksburg (Es-

tados Unidos), comprueban la fórmula y sus coeficientes.

La experiencia secular de los diques de Argel comprueba que esos taludes, tanto superficiales como sumergidos, coinciden con los calculados por la fórmula y empleando los coeficientes determinados el año de 1938.

La limitación de taludes indicada ya, aproximadamente, en el estudio presentado el año de 1949 en el Congreso de Navegación de Lisboa, queda concretada, resultando que no son aconsejables taludes más rígidos que el 1.33/1, ni más suaves que el 4/1, ó mejor el 3,5/1.

Como consecuencia de gran parte de lo expuesto, el último Congreso de Navegación celebrado en Roma el pasado año de 1953, acordó la siguiente conclusión:

"Gracias a los estudios teóricos y a los ensayos experimentales, el Ingeniero dispone actualmente de medios suficientemente precisos para determinar, en los casos corrientes, en función de las características de las olas y según los tipos de diques, el peso y las dimensiones de los cantos y la inclinación de los taludes."