

PERFILES TIPO DE MUROS DE MUELLE

Por RAFAEL SOLER GAYA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Se trata de tabular determinados perfiles tipo de muros de muelle apropiados para pequeños y medianos calados — aun cuando los resultados se generalizan hasta sondas de 12 metros —, de tal modo que con el solo conocimiento del calado necesario se determinan las dimensiones de los muros, las presiones sobre el fondo y el coeficiente de deslizamiento, permitiendo ello al proyectista un cómodo y rápido dimensionamiento de estos muros de muelle.

Uno de los proyectos que con cierta frecuencia se presenta a los Ingenieros dedicados a obras portuarias es el de muros de muelle para pequeños o medianos calados. Para su dimensionamiento y cálculo de la estabilidad se recurre entonces a los métodos gráficos o analíticos usuales; también sin necesidad de cálculos se dimensionan por comparación con obras análogas donde concurren circunstancias similares.

El problema que se plantea en estos casos, a menudo suele repetirse con escasas variantes, casi exclusivamente limitadas a la sonda de cimentación del muelle. Por ello si, como es usual, no es preciso partir de unas condiciones específicas en cuanto a las acciones a tener en cuenta — sino que el proyectista, mediante una adecuada elección de los materiales, puede admitir unos valores genéricos para la sobrecarga, la fuerza de tiro en norays, los pesos específicos de fábricas y rellenos, los ángulos de rozamiento del pedraplén de trasdós, etc., que pudiéranse considerar habituales — es posible calcular sólo en función del calado el espesor de los muros de muelle y, por consiguiente, evitar la repetición de cálculos para cada caso, algo engorrosos en general.

De este modo, partiendo de diversas hipótesis habituales, se llega, en función del calado, a unos tipos de muros de espesor constante que pueden transformarse en otros con trasdós ligeramente inclinado aplicando las reglas de Boix, manteniendo su intradós vertical, salvo el pequeño retallo que puedan suponer las zarpas en los tipos que lo tienen.

Los ábacos y tablas a que se llega en el estudio pueden resultar de gran interés para los proyectistas toda vez que, partiendo del calado — valor determinado por el objeto del proyecto —, son conocidas inmediatamente las dimensiones y condiciones de trabajo del muro de muelle, incluso la altura y tizón de los bloques, según las hiladas previstas.

Su posible aplicación, no obstante, está sujeta a tres limitaciones: 1.^a La de elegir los materiales de acuerdo con las hipótesis de partida. 2.^a La de que las sobrecargas y acciones previstas no superen a las consideradas, y 3.^a Que no existan mareas o bien oscilaciones acusadas del nivel del mar que den lugar a embebimientos de rellenos; los supuestos responden, por consiguiente, a muelles pesqueros o de embarcaciones menores del Mediterráneo, a muros de contención de viales que se desarrollen por terrenos ganados al mar o a muelles de mercancías de peso reducido.

CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO DE ATRAQUE

1. Acciones que se tienen en cuenta.

1.1. Pesos propios: pesos específicos de cálculo.

En el hormigón sumergido admitiremos un peso específico aparente de $\gamma = 2,2 - 1 = 1,2$ toneladas/m.³.

En el hormigón emergido adoptamos el de $\gamma = 2,2$ Tn./m.³.

Para la determinación de empujes supondremos que la roca de que procede el pedraplén adosado al trasdós del muro y el relleno tiene un peso específico de 2,65 y que el índice de huecos es de $n = 0,34$, con lo que los pesos específicos aparentes serán:

En la zona emergida:

$$\gamma = 2,65 (1 - n) = 1,75 \text{ Tn./m.}^3$$

En la zona sumergida:

$$\gamma = 2,65 (1 - n) - 1 + n = 1,09 \text{ Tn./m.}^3$$

1.2. Sobrecargas y acciones exteriores.

Las sobrecargas móviles y estáticas S inherentes a vehículos, depósito de efectos o aglomeración de personas, supondremos que equivalen a un máximo de $1,50 \text{ Tn./m.}^2$, cifra algo superior a la que resulta de considerar camiones de gran tamaño cargados — 20 Tn. —, gravitando en su rectángulo circunscrito de $2,50 \times 6,00 \text{ metros} = 15 \text{ m.}^2$ ($1,33 \text{ Tn./m.}^2$).

El tiro de cables o estachas, que entenderemos aplicado a la altura de la coronación del muelle, dependerá del calado.

Para determinar una correspondencia, tan sólo aproximada entre calados y fuerzas de tiro de estachas o cables en los norays, admitiremos las siguientes hipótesis simplificatorias:

1.^a El tiro sobre los norays es igual a la 7,5.^a

parte de la carga de rotura de las estachas normalizadas, consideradas de cáñamo.

2.^a Las estachas de cáñamo se consideran según el Reglamento para la Construcción y Clasificación de buques de acero (Bureau Veritas) para pesqueros de altura y dependen del "numeral de equipo" N. A.

3.^a Para fijar este numeral de equipo en función del calado se suponen embarcaciones de tipo similar a los "bous" típicos del Mediterráneo, admitiendo que las dimensiones lineales varían proporcionalmente en relación con un prototipo medio moderno elegido entre los de las flotillas de Mallorca.

Con arreglo a estas hipótesis calculamos el siguiente cuadro que nos da las fuerzas de tiro en función de los calados:

Calado H	Eslora L	Manga B	Puntal C	Infraestructura S	Casetas S_1	Numeral de equipo N. A.	Estachas de cáñamo — $\varnothing \text{ mm.}$	Fuerza de rotura — Tn.
1	5,72	1,92	0,76	2,07	0,80	9,58	32 y 25	14,3
2	11,74	3,84	1,52	16,56	6,40	78,40	32 y 25	14,3
3	17,16	5,76	2,28	55,89	21,60	258,70	32 y 25	14,3
4	22,88	7,68	3,04	132,48	51,20	613,40	40 y 25	19,4
5	28,60	9,60	3,80	258,75	100,00	1.197,70	53 y 40	44,8
6	34,32	11,52	4,56	447,12	172,80	2.069,63	60 y 50	61,1

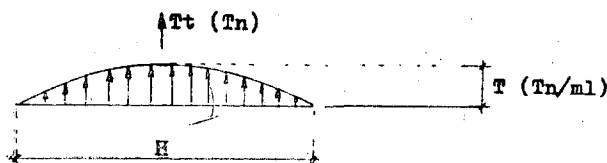
Fuerza de rotura de estachas con 1.100 kilogramos/cm.².

$\varnothing$	25	32	36	40	45	50	53	56	60
F	5,5	8,8	11,2	13,9	17,6	21,5	30,9	34,4	39,6

Observamos que la fuerza de tiro Tt en toneladas responde aproximadamente — con las diferencias propias de una variación escalonada de las secciones de estachas — a la fórmula:

$$Tt (\text{Tn}) = 1,75 \cdot H^2$$

y si admitimos que interesa a una longitud de muelle igual a H con una distribución parabólica de la reacción:



tendremos:

$$\frac{2}{3} H \cdot T = Tt = 1,75 H^2$$

por lo que:

$$T (\text{Tn/ml}) = 2,62 H \quad (H \text{ en m.})$$

El esfuerzo de tiro efectivo, si tenemos en cuenta el coeficiente de seguridad habitual que se toma en el dimensionamiento de amarras, que podemos estimar con un valor medio de 7,5, será:

$$T = 0,35 H \quad (T \text{ en Tn.; } H \text{ en m.})$$

con resultado igual al que se obtiene con cables de acero para el caso de buques mercantes. En efecto, considerando estachas de cable y buques similares a los de menor porte de la Compañía Trasmediterránea se tiene:

Calado H	Eslora L	Manga B	Puntal C	Super- estructura S	Casetas S ₁	Numeral de equipo N. A.	Acero de estachas — Ø mm.	Fuerza de rotura — Kgs.
2	29,5	4,8	3,35	200	54	533	1 Ø 11	6 500
4	59	9,6	6,7	1 600	432	4 708	2 Ø 16	27 500
6	88,5	14,40	10,05	5 400	1 458	15 764	4 Ø 20	86 100
8	118	19,2	13,40	12 800	3 456	37 623	4 Ø 22	104 000
10	147,5	24,0	16,75	25 000	6 750	73 482	6 Ø 25	173 200
12	177	28,8	20,10	43 200	11 664	127 000	6 Ø 28	241 800

y si también admitimos que la reacción interesa a una longitud de muelle igual a H con distribución parabólica tendremos:

$$\frac{2}{3} H \cdot T = Tt = 1,75 H (H - 0,1)$$

por lo que:

$$T \text{ (Tn/ml)} = 2,62 (H - 0,1) \text{ (H en m.)}$$

Si, como es usual, el coeficiente de seguridad que se toma en cables y estachas es del orden de 7,5 podemos admitir que el tiro real sobre noray será:

$$T = 0,35 H \text{ (Tn/ml)}$$

2. Determinación de los empujes.

2.1. Valor del empuje.

Aplicamos la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 \left(1 + \frac{2h}{H} \right)$$

donde:

E = valor del empuje en toneladas.

λ_a = coeficiente que depende del terreno, relleno y forma del muro y que para nuestro caso (ángulo de rozamiento interno del pedraplén, $\phi = 45^\circ$; ángulo de rozamiento del pedraplén con el muro, $\delta = +32,5^\circ$; superficie del muelle horizontal, $\beta = 0^\circ$ y trasdós del muro vertical, $\alpha = 0^\circ$) según las tablas de Krey, calculadas en la hipótesis de deslizamiento plano de Coulomb, alcanza el valor de 0,162.

γ = peso específico del terreno en Tn/m³.

H = altura del muro de atraque en m.

h = altura del relleno equivalente a la sobrecarga

$$\frac{1,5}{1,75} = 0,86 \text{ m.}$$

Empuje entre el nivel 0 y la coronación.

$$E' = \frac{1}{2} 0,162 \cdot 1,75 \cdot (0,25 \cdot H)^2 \left(1 + \frac{2}{0,25 H} 0,86 \right)$$

$$E' = 0,0354 (0,25 H + 1,72) \cdot H$$

$$E'h = E \cos 32,5^\circ = 0,843 E = 0,0298 (0,25 \cdot H + 1,72) \cdot H$$

$$E'v = E \sin 32,5^\circ = 0,537 E = 0,0191 (0,25 \cdot H + 1,72) \cdot H$$

Empuje entre el fondo y el nivel 0.

La altura equivalente a la sobrecarga y relleno emergido, habida cuenta del valor del peso específico aparente del relleno sumergido, será:

$$h = \frac{1,75}{1,09} (0,25 \cdot H + 0,86) = 0,401 H + 1,380$$

$$E = \frac{1}{2} 0,162 \cdot 1,09 H^2 \left(1 + \frac{2 \cdot 1,380}{H} \right)$$

$$E = (0,088 H + 0,244) H$$

$$Eh = E \cos 32,5^\circ = 0,843 E = 0,843 (0,088 H + 0,244) \cdot H$$

$$Ev = E \sin 32,5^\circ = 0,537 E = 0,537 (0,088 H + 0,244) \cdot H$$

2.2. Puntos de aplicación.

Corresponden a los centros de gravedad de los diagramas trapeziales que definen los empujes unitarios e, que valen:

$$e = \lambda_a \gamma H$$

Como en cada tramo (emergido, sumergido) es constante λ_a y γ y sólo nos interesan los valores relativos de e en cada extremo de los tramos, consideraremos sólo el valor H (que incluye la virtual de sobrecargas).

Entre el nivel 0 y la coronación.

$$H_1 = 0,86 \text{ m.}$$

$$H_2 = 0,86 + 0,25 H \text{ m.}$$

La altura H_e del punto de aplicación sobre el fondo del mar (base del muro) será:

$$H_e = \frac{0,25 H}{3} \frac{2,580 + 0,25 \cdot H}{1,720 + 0,25 \cdot H} + H$$

$$H_e = \frac{0,215 + 0,021 \cdot H}{1,720 + 0,25 \cdot H} \cdot H$$

Entre el fondo y el nivel 0.

$$H_1 = 0,401 \cdot H + 1,380$$

$$H_2 = 1,401 \cdot H + 1,380$$

La altura del punto de aplicación sobre la base del muro será:

$$h_e = \frac{H}{3} \frac{2,203 \cdot H + 4,140}{1,802 \cdot H + 2,760}$$

$$h_e = \frac{0,734 \cdot H + 1,380}{1,802 \cdot H + 2,760} \cdot H$$

3. Determinación del espesor de la base.

3.1. Espesores mínimos con máxima excentricidad de resultante.

Fijaremos el espesor e suponiendo que en el caso extremo de coincidir la sobrecarga y el tiro de norays, la resultante pasa a la distancia del pie del muro igual a $1/6$ de la base. El nivel del mar coincide con el de embebido de rellenos. De este modo, para igualar momentos en 0 calculamos el cuadro adjunto.

Aplicando momentos en relación con el punto 0 de la base:

$$\begin{aligned} \frac{5}{6} e [1,750 H e + (0,052 H + 0,164) \cdot H] &= 0,875 H e^2 + \\ &+ 0,436 H^2 + H [F_1 (H) + F_2 (H)] \\ e^2 + 2 (0,037 \cdot H + 0,117) e - 0,746 \cdot H - \\ - 1,711 [F_1 (H) + F_2 (H)] &= 0. \end{aligned}$$

Dando valores a H de 1 a 12 calculamos los coeficientes de esta ecuación, y seguidamente el valor de e realizando el proceso por medio de cuadros que no se incluyen.

Si se dispone una zarpa del 20 % de e de peso despreciable:

$$\begin{aligned} e [1,750 H e + (0,052 H + 0,164) H] &= 0,875 H e^2 + 0,436 \\ &H^2 + H [(F_1 (H) + F_2 (H))] \\ e^2 + 2 (0,030 H + 0,094) e - 0,500 H - 1,14 [F_1 (H) + \\ &+ F_2 (H)] &= 0 \end{aligned}$$

ACCIONES	VALOR	BRAZO	MOMENTO
Verticales			
Hormigón de superestructura	$2,2 \cdot 0,25 H \cdot e$	$0,5 e$	$0,275 \cdot H \cdot e^2$
Hormigón de infraestructura	$1,2 \cdot H \cdot e$	$0,5 e$	$0,600 \cdot H \cdot e^2$
Componente empuje superestruc.	$0,0191 (0,25 H + 1,72) \cdot H$	0	—
Componente empuje infraestruc.	$0,537 (0,088 \cdot H + 0,244) \cdot H$	0	—
SUMA	$1,750 H e + (0,052 H + 0,164) H$		
Horizontales			
Tiro de norays	$\frac{2,62 \cdot H}{7,5}$	$1,25 \cdot H$	$0,436 H^2$
Componente empuje superestruc.	$0,0298 (0,25 H + 1,72) \cdot H$	$\frac{0,215 + 0,021 \cdot H}{1,720 + 0,25 \cdot H} \cdot H$	$\frac{(0,0075 H + 0,051) (0,215 + 0,021 \cdot H)}{1,720 + 0,250 H} H^2$
Componente empuje infraestruc.	$0,843 (0,088 H + 0,244) \cdot H$	$\frac{1,380 + 0,734 H}{2,760 + 1,802 H} \cdot H$	$\frac{(0,074 \cdot H + 0,206) (1,380 + 0,734 \cdot H)}{2,760 + 1,802 \cdot H} H^2$
SUMA	$0,082 H + 0,607 \cdot H$		$0,875 H e^2 + 0,436 H^2 + H [F_1 (H) + F_2 (H)]$

SOBRECARGA $S = 1,50 \text{ Tn/m}^2$

$\beta = 0^\circ$

$T = 0,35 H$

$\varphi = 45^\circ$

$\gamma = 1,75 \text{ Tn/m}^3$

$\gamma = 2,2 \text{ Tn/m}^3$

g

$\delta = 32,5^\circ$

E_h

E_v

$0,25 \cdot H \text{ (m)}$

$\pm 0,00$

RELLENO

1:1

E

$\delta = 32,5^\circ$

E_h

E_v

$\gamma = 1,2 \text{ Tn/m}^3$

G

$H \text{ (m)}$

PEDRAPLEN

$\varphi = 45^\circ$

$\gamma = 1,09 \text{ Tn/ml}$

h_e

$V = G + g + E_v + E'_v$

$D = T + E_h + E'_h$

$\frac{2}{3} e$

$\frac{5}{6} e$

$\sigma_1 \left(Ra \frac{2}{3} e \right)$

$\sigma_2 = 3 \sigma_1$

$\sigma_2 \left(Ra \frac{5}{6} e \right)$

que también se resuelve en función de los distintos valores de H con los resultados del cuadro resumen del epígrafe 5.

3.2. Espesores normales con la resultante pasando por el extremo del núcleo central de la base.

Sin considerar zarpa tendremos:

$$\frac{2}{3} e [1,750 H e + (0,052 H + 0,164) H] = 0,875 H e^2 + 0,436 H^2 + H [(F_1(H) + F_2(H))]$$

$$e^2 + 2 (0,060 H + 0,186) e - 1,490 H - 3,418 [F_1(H) + F_2(H)] = 0$$

que resolvemos en función de H por medio de cuadros que no se incluyen.

Si consideramos una zarpa del 20 % de e tendremos:

$$\frac{4}{5} e [1,750 H e + (0,052 H + 0,164) H] = 0,875 H e^2 + 0,436 H^2 + H [F_1(H) + F_2(H)]$$

$$e^2 + 2 (0,040 H + 0,126) e - 0,831 H - 1,908 [F_1(H) + F_2(H)] = 0$$

que también resolvemos por medio de cuadros auxiliares de un modo análogo al de los tres casos anteriores.

3.3. Presión sobre el enrase.

Las acciones verticales en 1,00 ml. de muelle valen:

$$V(Tn) = 1,750 H e + (0,052 H + 0,164) H \quad (H \text{ y } e \text{ en m})$$

Según que la reacción del fondo tenga lugar en sólo la mitad de la base, o en toda ella, la carga máxima σ será:

$$\text{Sin zarpa} \begin{cases} R \cdot a \frac{2}{3}; \sigma_1 = \frac{2V}{e} \text{ Tn/m}^2 & (\text{toda la base}) \\ R \cdot a \frac{5}{6}; \sigma_2 = \frac{2V}{0,50 e} = \frac{4V}{e} \text{ Tn/m}^2 & (\text{media base}) \end{cases}$$

$$\text{Con zarpa} \begin{cases} R \cdot a \frac{2}{3}; \sigma_1 = \frac{2V}{1,2e} = \frac{V}{0,6e} \text{ Tn/m}^2 & (\text{toda la base}) \\ R \cdot a \frac{5}{6}; \sigma_2 = \frac{2V}{0,60 e} = \frac{3,33 V}{e} \text{ Tn/m}^2 & (\text{media base}) \end{cases}$$

viniendo expresado en ambos casos e en metros y V en Tn.

Podemos, por consiguiente, hallar las cargas máximas unitarias en el borde de la base del muro (con o sin zarpa) con los resultados que recoge el cuadro resumen del epígrafe 5.

3.4. Estabilidad al deslizamiento.

Nos referimos al deslizamiento del muro de hormigón sobre el enrase de la cimentación.

Las acciones horizontales en 1,00 ml. de muelle valen:

$$D(Tn) = (0,082 \cdot H + 0,607) \cdot H$$

Dando valores a H de 1 a 12 se obtienen los valores de D ; dividiendo éstos por los de V (acciones verticales), cuyo valor se indica en el epígrafe 3.3, hallamos el coeficiente C en cada caso, resultando los valores que se reseñan en el cuadro resumen del epígrafe 5.

4. Talud del trasdós y cota de coronación.

En los cálculos anteriores hemos determinado el valor de e para un muro de trasdós e intradós verticales. La regla de Boix nos permite variar el talud del trasdós, resultando que se encontraran en similares condiciones de estabilidad los muros cuyo trasdós se define por planos que pasen por la recta horizontal trazada en él por el punto medio de la altura del muro. Si admitimos que estos taludes inclinados son equivalentes a los producidos en la práctica, al disponer bloques de diferente tizón formando adecuados resultados, resultan los tipos de bloques, cuyas dimensiones son función de e y de H que se definen en el cuadro correspondiente, según el número de hiladas consideradas.

Los perfiles tipo así resultantes no disminuyen la sección de hormigón, pero al dar lugar a la existencia de retallos en el trasdós — y con ello a un rozamiento efectivo de la obra de fábrica con el pedraplén — permiten que las hipótesis básicas adoptadas para el cálculo del muro se aproximen a la realidad con mayor garantía que en los muros simples de trasdós vertical, especialmente en lo concerniente al ángulo de rozamiento de rellenos con fábricas, supuesto

$$\delta = 32,5^\circ < \frac{3}{4} \varphi; \quad \varphi = 45^\circ$$

(Hütte, página 94 del tomo III, ensayos de Müller-Breslau).

El cantil del muelle se ha supuesto a la cota $0,25 H$, lo que responde, con un ligero exceso, a los casos habituales. Como evidentemente a igualdad de espesor de muro mejorarán las condiciones de estabilidad con la disminución de su altura — e inversamente empeorarán con su aumento — si en algún caso concreto conviniera adoptar cotas de cantil distintas a $0,25 H$ puede ello hacerse, y admitirse con tanta mayor aproximación cuanto menor sea la variación, que ésta supone una mayor o menor sobrecarga admisible (según que la cota dismi-

nuya o aumente), cuya diferencia ΔS con la supuesta de $1,5 \text{ Tn./m.}^2$, si ΔH es la diferencia de cotas, puede evaluarse en $\Delta S = \Delta H : 1,75 \text{ Tn./m.}^2$ (ΔH en m.); el pequeño error que se comete en este caso proviene de no considerar el peso propio de la obra de fábrica en la parte correspondiente a la diferencia de alturas, dando lugar a sobrecargas admisibles mayores que las resultantes si se aumenta la altura, y menores si se disminuyen, aun cuando el tiro de norrays ha de ejercer una acción correctora. Se reseña a continuación una tabla de sobrecargas resultantes de las variaciones hasta 0,50 metros:

ΔH	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50 (m.)
ΔS	0,057	0,114	0,172	0,228	0,286 (Tn/m ²)
S	1,567/1,443	1,614/1,386	1,672/1,328	1,728/1,272	1,786/1,214 (Tn/m ²)

5. Esquema, cuadro resumen y ábacos.

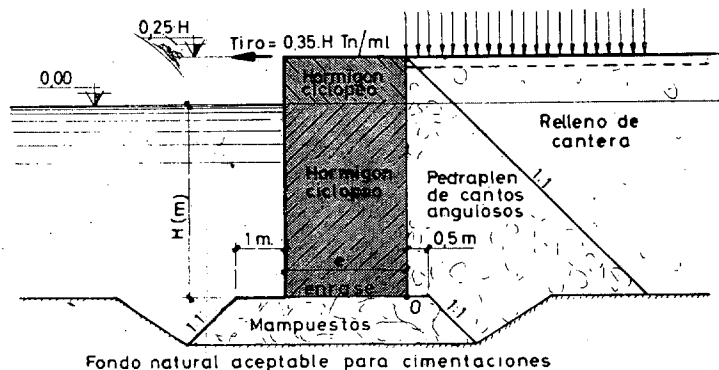
Los resultados de los cálculos a que se ha hecho referencia y las hipótesis de partida se resumen en la viñeta y cuadro que se adjuntan, cuyo entendimiento no precisa de más comentarios.

Unicamente añadiremos que en las columnas "proporción" se han señalado gráficamente la variación de los espesores y de las condiciones de estabilidad en función de la altura, lo que permite, con una simple ojeada, hacerse cargo de las variaciones. La línea fina horizontal que en dichas columnas aparece en las casillas co-

rrespondientes a "Presión máxima sobre el fondo" indica la presión máxima sobre cimentaciones de escollera ("Obras Marítimas", R. Iribarren, pág. 292, 5 Kgs./cm.²); la línea inclinada de trazos de las casillas concernientes a "Coeficiente de deslizamiento" indica el límite que corresponde al coeficiente máximo de $C = 0,5$ ("Obras Marítimas", misma página), y con relación al cual se establece el coeficiente de seguridad al deslizamiento.

También para cada tipo de muro, o hipótesis de cálculo, se han establecido en forma de gráficos aquellos resultados según puede observarse en los cuatro ábacos que dan e , σ y $10 C$ en función de H .

$S \text{ (Tn/m}^2\text{)} = 1.5$ Pesqueros y de recreo,
Mercancías ligeras



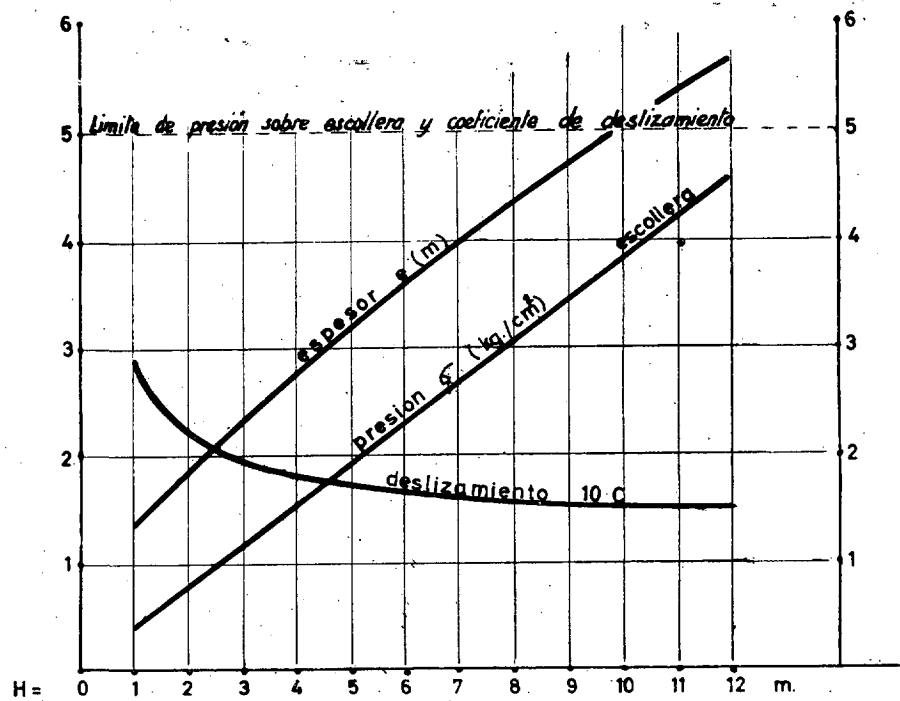
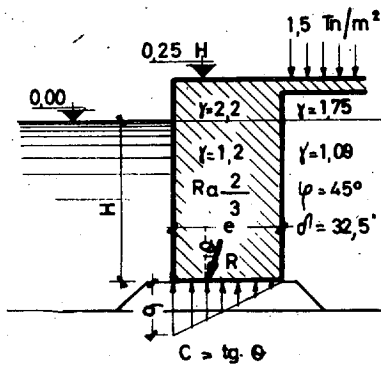
PESO ESPECIFICO DEL HORMIGON EMERGIDO	$\gamma = 2.2 \text{ Tn/m}^3$
" " " SUMERGIDO	$\gamma = 1.2$
" " APARENTE DEL PEDRAPLEN EMERGIDO	$\gamma = 1.75 \text{ Tn/m}^3$
" " " SUMERGIDO	$\gamma = 1.09$
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO DEL PEDRAPLEN	$\phi = 45^\circ$
" DEL MURO CON "	$\delta = + 32.5^\circ$

Perfil de cálculo de muro de trasdós vertical.

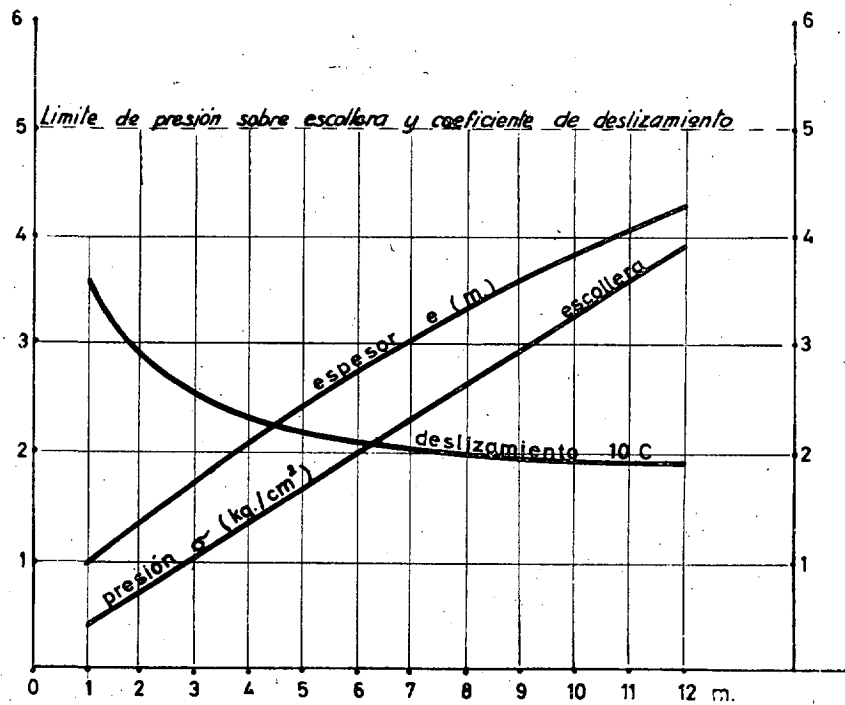
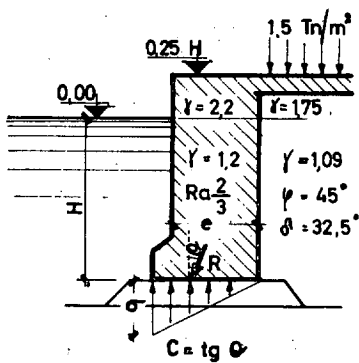
SONDA SOBRE BANQUETA (metros) H = →		1	PROPORCION	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	PROPORCION	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	PROPORCION	8,5	9	9,5	10	10,5	11	11,5	PROPORCION	12	
ESPESOR DEL MURO DE TRASDOS VERTICAL (metros) e =	SIN ZARPA	R.a $\frac{2}{3}$	1,280		1,581	1,883	2,127	2,371	2,589	2,807	2,972		3,137	3,362	3,587	3,779	3,972	4,077	4,182		4,421	4,660	4,830	5,001	5,164	5,237	5,494		5,661
		R.a $\frac{5}{6}$	0,917		1,131	1,345	1,519	1,694	1,849	2,004	2,126		2,249	2,405	2,561	2,696	2,832	2,902	2,986		3,158	3,331	3,451	3,572	3,685	3,798	3,919		4,040
	CON ZARPA	R.a $\frac{2}{3}$	0,963		1,190	1,417	1,599	1,782	1,945	2,109	2,233		2,357	2,529	2,701	2,842	2,983	3,067	3,151		3,330	3,509	3,640	3,772	3,893	4,015	4,136		4,257
		R.a $\frac{5}{6}$	0,752		0,927	1,102	1,244	1,386	1,513	1,639	1,735		1,831	1,964	2,097	2,208	2,318	2,385	2,451		2,588	2,724	2,825	2,925	3,019	3,112	3,208		3,305
PRESION MAXIMA SOBRE EL FONDO (Kgs / cm²) σ =	SIN ZARPA	R.a $\frac{2}{3}$	0,38		0,57	0,75	0,94	1,13	1,32	1,50	1,69		1,88	2,07	2,26	2,44	2,63	2,82	3,02		3,19	3,44	3,59	3,77	3,96	4,15	4,35		4,54
		R.a $\frac{5}{6}$	0,79		1,18	1,56	1,94	2,33	2,72	3,10	3,48		3,88	4,26	4,64	5,04	5,43	5,81	6,22		6,60	6,98	7,36	7,77	8,17	8,55	8,93		9,33
	CON ZARPA	R.a $\frac{2}{3}$	0,33		0,49	0,65	0,81	0,96	1,12	1,28	1,45		1,61	1,77	1,93	2,09	2,25	2,41	2,58		2,74	2,90	3,06	3,21	3,38	3,54	3,71		3,87
		R.a $\frac{5}{6}$	0,68		1,01	1,33	1,65	1,98	2,32	2,63	2,98		3,30	3,62	3,95	4,28	4,61	4,95	5,28		5,62	5,94	6,28	6,65	6,94	7,31	7,61		7,93
COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO EN LA BASE c =	SIN ZARPA	R.a $\frac{2}{3}$	0,29		0,26	0,22	0,20	0,19	0,18	0,18	0,17		0,17	0,17	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16		0,16	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15		0,15
		R.a $\frac{5}{6}$	0,38		0,33	0,29	0,28	0,26	0,25	0,24	0,24		0,23	0,23	0,22	0,22	0,21	0,21	0,21		0,21	0,21	0,21	0,20	0,20	0,20	0,20		0,20
	CON ZARPA	R.a $\frac{2}{3}$	0,36		0,31	0,28	0,26	0,25	0,24	0,23	0,23		0,22	0,22	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,19	0,19		0,19
		R.a $\frac{5}{6}$	0,45		0,39	0,35	0,33	0,31	0,30	0,29	0,28		0,28	0,27	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,24	0,24		0,24

Espesores y condiciones de estabilidad de los muros.

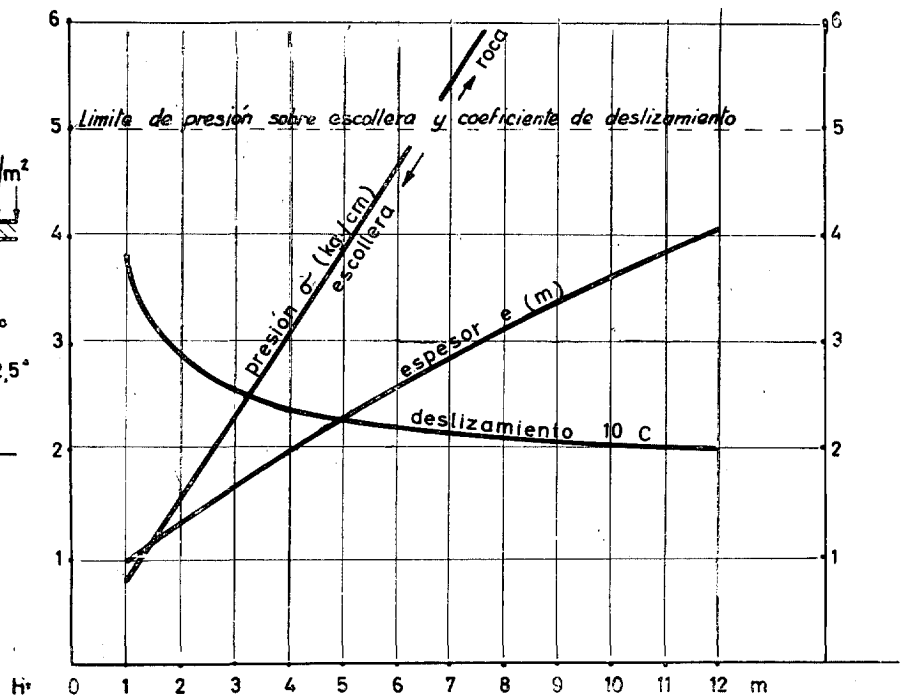
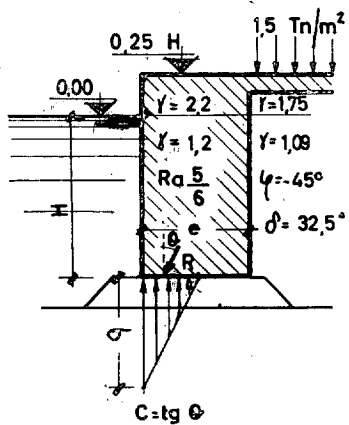
Sin zarpa, resultante a $\frac{2}{3}$ de e.



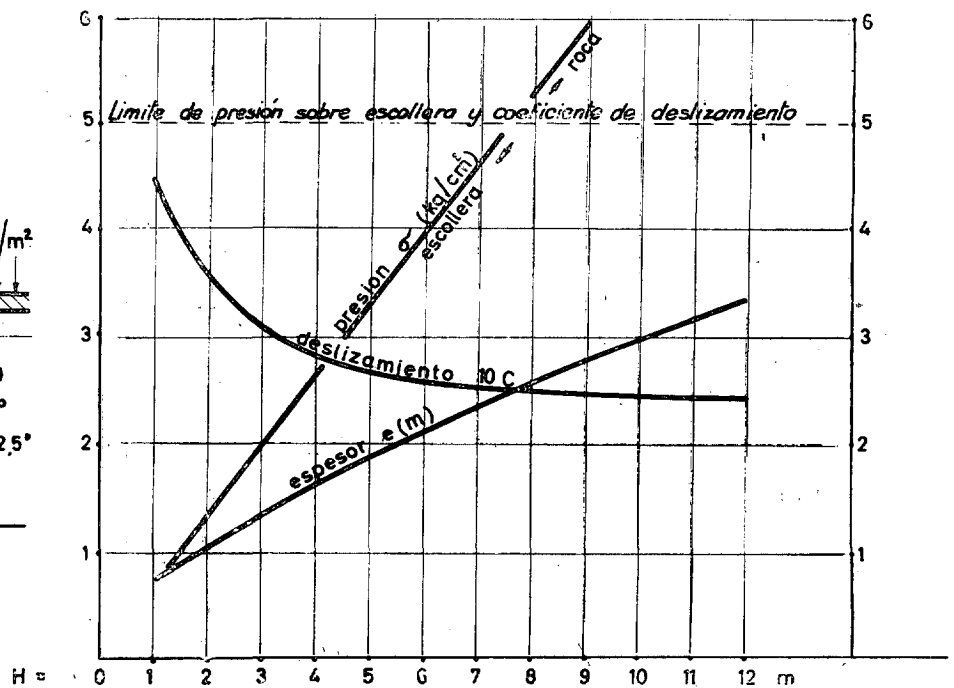
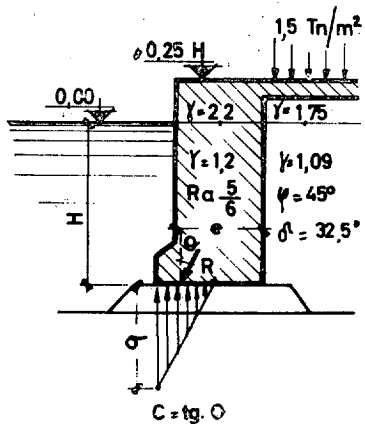
Con zarpa, resultante a $\frac{2}{3}$ de e.



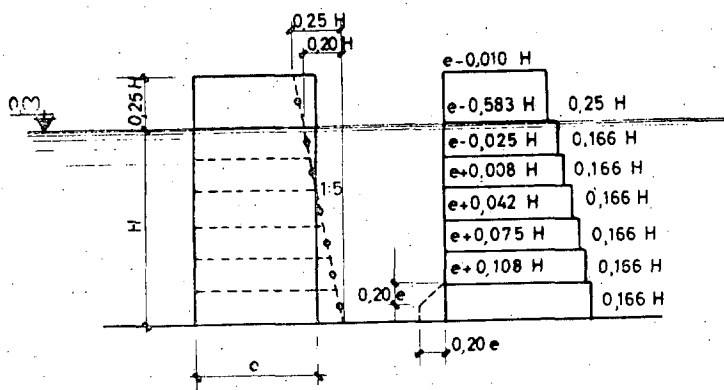
Sin zarpa, resultante a $\frac{5}{6}$ de e.



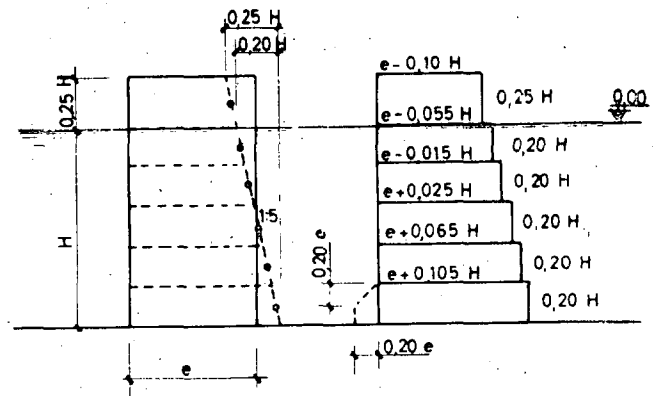
Con zarpa, resultante a $\frac{5}{6}$ de e.



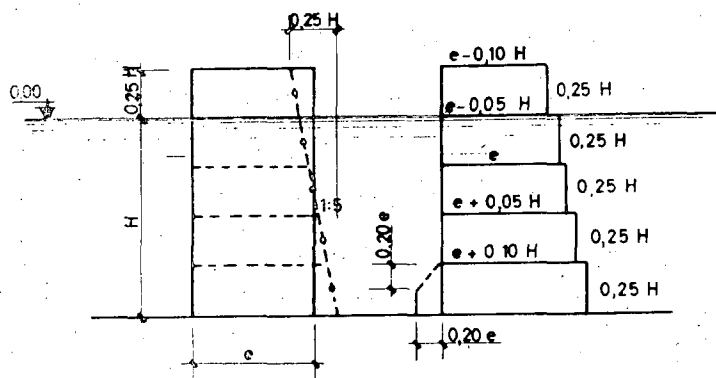
SEIS HILADAS



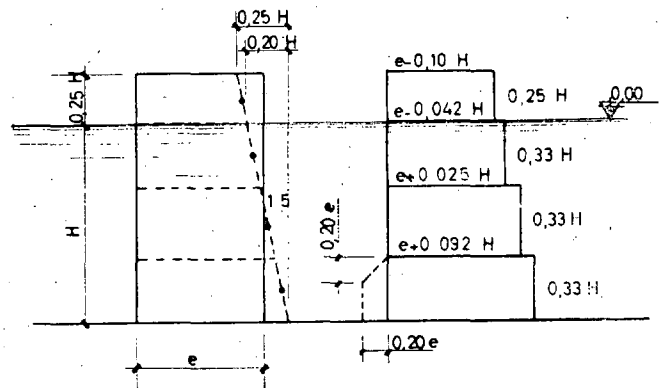
CINCO HILADAS



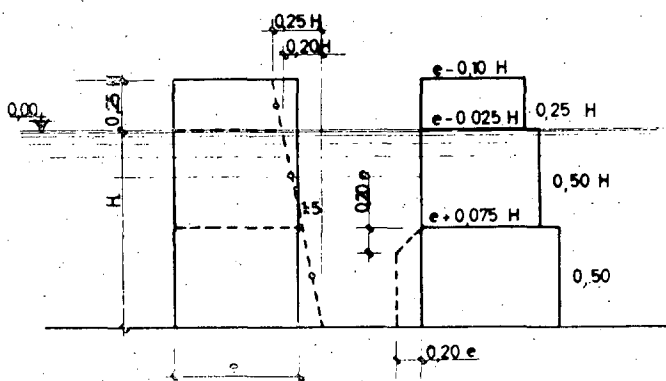
CUATRO HILADAS



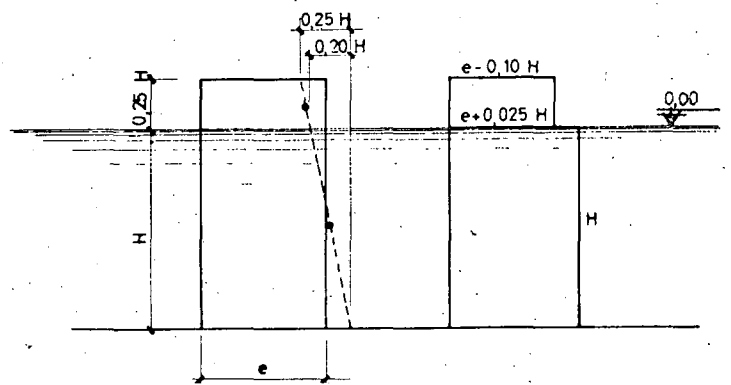
TRES HILADAS



DOS HILADAS



UNA HILADA



Perfiles tipo del muro con talud de trasdós equivalente a 1 : 5.