

## ANEXO 5: CÁLCULO DE LAS OBRAS DE ABRIGO.

---

# ANEXO 5: CÁLCULO DE LAS OBRAS DE ABRIGO.

---

## INDICE

DETERMINACIÓN DEL PESO DEL MANTO .....	75
DETERMINACIÓN DEL PESO DEL FILTRO .....	78
DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL MANTO PRINCIPAL Y FILTRO .....	78
COMPROBACIÓN DE LA BERMA DE PIE .....	80
COTAS DE CORONACIÓN .....	82
CÁLCULO DEL ESPALDÓN Y TRAMO 2 .....	83

### 1. DETERMINACIÓN DEL PESO DEL MANTO

Para comenzar, se deberá analizar si el dique se encuentra en la zona de rotura del oleaje por fondo, para ello se calculará la altura de ola de rotura en todas las profundidades y se comparará con los datos de propagación de oleaje obtenidos mediante la Teoría Airy.

$$H_b = 0,78 * d$$

Siendo:

- $H_b$ : Altura de ola de rotura.
- $d$ : Profundidad.

	Profundidad (m)	Diferencia Cota NMMA (m)	d (m)	$H_b$ (m)
BMVE	10	-0,206	9,794	7,64
NMMA	10	0	10	7,8
PMVE	10	0,214	10,214	7,97

Tabla 1: Comprobación de rotura del oleaje para el tramo 2.

	Profundidad (m)	Diferencia Cota NMMA (m)	d (m)	$H_b$ (m)
BMVE	16	-0,206	15,794	12,32
NMMA	16	0	16	12,48
PMVE	16	0,214	16,214	12,65

Tabla 2: Comprobación de rotura del oleaje para el tramo 3 y 4.

	Profundidad (m)	Diferencia Cota NMMA (m)	d (m)	$H_b$ (m)
BMVE	20	-0,206	19,794	15,44
NMMA	20	0	20	15,6
PMVE	20	0,214	20,214	15,77

Tabla 3: Comprobación de rotura del oleaje para el tramo 5.

Se puede comprobar que en el tramo 2 en condiciones de baja mar casi se iguala la altura de ola de rotura por fondo y nuestra ola de cálculo. Al no encontrarnos en principio en este caso continuaremos con nuestra  $H_s=7.44\text{m}$

Para calcular el peso de las piezas del manto principal se utilizará la fórmula de Hudson (1958):

$$W = \frac{\gamma * H^3}{K_D * \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)^3 * \cot \alpha}$$

Dónde:

- W: Peso medio de las piezas del manto principal (t).
- H: Altura de ola de diseño (m).
- $\gamma$ : Peso específico de los elementos del manto (t/m<sup>3</sup>).
- $\gamma_w$ : Peso específico del agua de mar (1,025 t/m<sup>3</sup>).
- $\alpha$ : Ángulo del talud respecto a la horizontal.
- $K_D$ : Coeficiente de estabilidad de las piezas.

Se ha calculado el tamaño de piezas para cada tramo que requiere reparación manteniendo el talud que tienen para el cálculo:

➤ Tramo 2

Material	Nº capas	KD	GAMMA	Cot $\alpha$	H	W	Espesor
Escollera	2	4	2,65	4	7,44	17,1	3,7
Cubípedo monocapa	1	12	2,35	4	7,44	9,3	1,6
Cubípedo bicapa	2	28	2,35	4	7,44	4,0	2,4
Cubo bicapa	2	6	2,35	4	7,44	18,7	4,0

Tabla 4: Cálculo de los elementos del tronco para el tramo 2.

➤ Tramo 4

Material	Nº capas	KD	GAMMA	Cot $\alpha$	H	W	Espesor
Escollera	2	4	2,65	2,1	7,44	32,6	4,6
Cubípedo monocapa	1	12	2,35	2,1	7,44	17,8	2,0
Cubípedo bicapa	2	28	2,35	2,1	7,44	7,6	3,0
Cubo bicapa	2	6	2,35	2,1	7,44	35,6	4,9

Tabla 5: Cálculo de los elementos del tronco para el tramo 4.

➤ Tramo 3 y 5

Material	Nº capas	KD	GAMMA	Cot $\alpha$	H	W	Espesor
Escollera	2	4	2,65	1,5	7,44	45,6	5,2
Cubípedo monocapa	1	12	2,35	1,5	7,44	24,9	2,2
Cubípedo bicapa	2	28	2,35	1,5	7,44	10,7	3,3
Cubo bicapa	2	6	2,35	1,5	7,44	49,8	5,5

Tabla 6: Cálculo de los elementos del tronco para el tramo 3 y 5.

Por último, para la selección del tipo de piezas del manto se ha realizado un estudio de soluciones con distintas escolleras naturales y artificiales y distinto número de capas, que se puede ver en el **ANEXO 4: ESTUDIO DE SOLUCIONES DE LAS PIEZAS DEL MANTO PRINCIPAL**.

En este anexo se concluye que lo más ventajoso para esta obra serían los Cubípodos monocapa, obteniéndose como resumen para los distintos tramos:

ZONA	Material	Nº capas	KD	GAMMA	Cot $\alpha$	H	W
TRAMO 2	Cubípodo monocapa	1	12	2,35	4	7,44	9,3
TRAMO 3	Cubípodo monocapa	1	12	2,35	1,5	7,44	24,9
TRAMO 4	Cubípodo monocapa	1	12	2,35	2,1	7,44	17,8
TRAMO 5	Cubípodo monocapa	1	12	2,35	1,5	7,44	24,9

Tabla 7: Pesos de las piezas seleccionadas.

Como se trata de una obra de pequeña envergadura lo más recomendable es no utilizar gran variedad de encofrados, ya que esto encarecerá la obra. Se optará por realizar piezas solo de un tamaño. Se optará por un tamaño de 25 toneladas que geométricamente coincide más o menos con los bloques de 3x3m que hay colocados en casi todo el dique, permitiendo un encaje entre huecos adecuado.

ZONA	Material	W
TRAMO 2	Cubípodo monocapa	25,0
TRAMO 3	Cubípodo monocapa	25,0
TRAMO 4	Cubípodo monocapa	25,0
TRAMO 5	Cubípodo monocapa	25,0

Tabla 8: Pesos de los elementos de reparación del manto principal.

## 2. DETERMINACIÓN DEL PESO DEL FILTRO

Para el filtro se utiliza habitualmente escollera que se coloca debajo del manto principal. Siendo recomendable que el peso del filtro se encuentre entre 1/10 y 1/20 del peso de las piezas del manto. Se considera que las capas actuales del manto podrían actuar perfectamente de filtro:

### ➤ Tramo 2

Material	W	Wmin filtro	Wmáx filtro
Escollera	17,1	0,9	1,7
Cubípodo monocapa	9,3	0,5	0,9
Cubípodo bicapa	4,0	0,2	0,4
Cubo bicapa	18,7	0,9	1,9

Tabla 9: Cálculo de los tamaños adecuados del filtro para el tramo 2.

### ➤ Tramo 4

Material	W	Wmin filtro	Wmáx filtro
Escollera	32,6	1,6	3,3
Cubípodo monocapa	17,8	0,9	1,8
Cubípodo bicapa	7,6	0,4	0,8
Cubo bicapa	35,6	1,8	3,6

Tabla 10: Cálculo de los tamaños adecuados del filtro para el tramo 4.

### ➤ Tramo 3 y 5

Material	W	Wmin filtro	Wmáx filtro
Escollera	45,6	2,3	4,6
Cubípodo monocapa	24,9	1,2	2,5
Cubípodo bicapa	10,7	0,5	1,1
Cubo bicapa	49,8	2,5	5,0

Tabla 11: Cálculo de los tamaños adecuados del filtro para el tramo 3 y 5.

Como se puede apreciar en un principio todo el dique estaría o dentro del intervalo de seguridad o por encima del peso máximo recomendado de filtro. Al estar por encima implica que las piezas que estarán por debajo de la capa o capas que vamos a extender no actuarán solamente como filtro, sino que interactuarán con el manto resistiendo parte de las presiones. Como la escollera y cubos sobre los que se va a colocar la capa estaban pensados para ser manto principal no tendremos ningún problema con esto a priori siempre que se garantice una estabilidad hidráulica adecuada. **Al ser Cubípodos monocapa de 25t la opción elegida el filtro debería estar comprendido entre las 1.2t y 2.5t.**

### 3. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL MANTO PRINCIPAL Y FILTRO

Los espesores de las capas de mantos y filtros vienen dado por la ecuación:

$$e = n * D_{n_{50}}$$

Dónde:

$$D_{n_{50}} = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma}}$$

Siendo:

- $\gamma$ : Densidad de la pieza ( $t/m^3$ ).
- $W$ : Peso de la pieza (t).
- $D_{n_{50}}$ : Lado del cubo equivalente (m).
- $e$ : Espesor de la capa (m).
- $n$ : nº de capas

Para la capa de filtro se consideran dos capas, mientras que el manto principal será monocapa en toda la traza, excepto en el morro del dique principal que será bicapa, así pues obtenemos los siguientes espesores de capa en metros:

DIQUE	Cubípodos
GAMMA (t/m)	2,35
W (t)	25
Dnso (m)	2,20
Nº de capas	1
espesor (m)	2,20

Tabla 12: Determinación del espesor de la capa de reparación del manto principal.

#### 4. COMPROBACIÓN DE LA BERMA DE PIE

Según Medina y Gómez-Martín (2015), si el dique se construye a mucha profundidad, la berma de pie está situada en la zona superior alejada del fondo se suele proteger con una capa de escollera de menor tamaño. Para esta comprobación se utilizará la formulación de Gerding E. (1993):

$$\frac{H_s}{\Delta * D_{N_{50}}} = \left( 2 + 0.24 \left( \frac{h_t}{D_{N_{50}}} \right) \right) * N_{od}^{0.15}$$

Dónde:

- $H_s$ : Altura de ola significativa (m).
- $\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$ .
- $\gamma$ : Densidad de la escollera ( $t/m^3$ ).
- $\gamma_w$ : Densidad del agua del mar ( $t/m^3$ ).
- $D_{N_{50}}$ : Lado equivalente (m).
- $N_{od}$ : Coeficiente de daños.
- $h_t$ : profundidad del agua sobre la berma de pie.

Aplicando la formula a los tramos 3, 4 y 5 obtendremos:

Gerding	Tramo 3	Tramo 4 y 5	Gerding	Tramo 3	Tramo 4 y 5	Gerding	Tramo 3	Tramo 4 y 5
Hs	7,44	7,44	Hs	7,44	7,44	Hs	7,44	7,44
Ht	13,92	8	Ht	13,92	8	Ht	13,92	8
Landa	1,54	1,54	Landa	1,54	1,54	Landa	1,54	1,54
Nod	0,5	0,5	Nod	1	1	Nod	1,5	1,5
Delta	1,54	1,54	Delta	1,54	1,54	Delta	1,54	1,54
Dn	1,01	1,72	Dn	0,75	1,46	Dn	0,61	1,31
W	2,68	13,23	W	1,10	8,09	W	0,59	5,85

Tabla 4: Calculo de la berma de pie para distintos criterios de daño.

Por tanto, se construirá una berma de pie sobre la banquetta ya existente en los tramos 4 y 5 ampliándola debido a que la se han detectado problemas en la que ya está ejecutada, mientras que en la sección 3 se generará nueva desde el fondo:

**Berma de pie en el tramo 3: escollera de 3 t.**

- $Dn[m]=1.04$ .
- Espesor berma[m]= $2Dn=2.08$ .
- Ancho en coronación de la berma  $B[m]=4Dn=4.16$ .

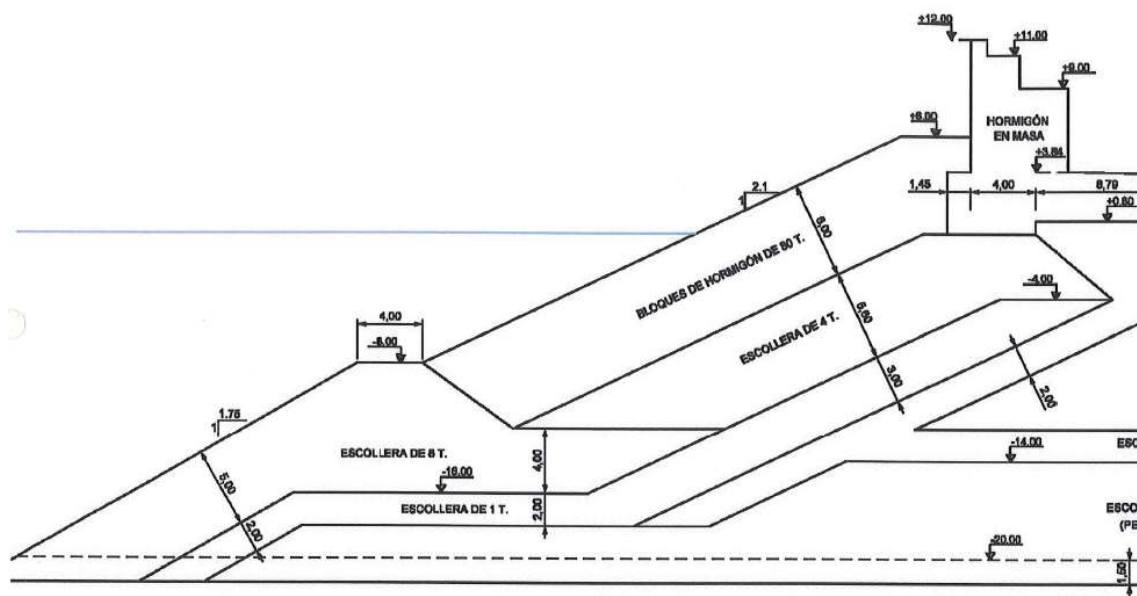
**Berma de pie en el tramo 4 y 5: escollera de 8 t.**

- $Dn[m]=1.45$
- Espesor berma[m]= $2Dn=2.89$ .
- Ancho en coronación de la berma  $B[m]=4Dn=5.8$ .



Como vemos para la berma del tramo 3 elegimos que un coeficiente de daños mínimo ya que las piezas salen de un tamaño aceptable y la tenemos que generar completamente nueva.

Para las secciones 4 y 5 tenemos que tener en cuenta que ya se contaba con una berma de pie de escollera de 8t pero de anchura insuficiente ya que según las formulas tomando piezas de 8t deberíamos tener un ancho de coronación de 5,78 metros mientras que en las secciones tipo del proyecto nos viene un ancho de 4 metros.



**SECCIÓN TIPO 6 (DEL P.K. 1+500 AL P.K. 2+405.03)**

Imagen 1: Sección tipo del tramo 4 con una berma de pie muy potente pero poco ancha.

Se decide ampliar la berma de pie de los tramos 4 y 5 con escollera de 8t para mantener el tamaño ya existente ya que no se considera según los cálculos tanto un problema con el peso de las piezas si no con la geometría de la misma.

## 5. COTAS DE CORONACIÓN

Para el cálculo de la cota de coronación o francobordo de la estructura se utilizará el apartado 2.2.3.3. de la ROM 1.0-09 donde especifica que el francobordo de la estructura ( $F_c$ ) se puede aproximar como  $F_c = 1.5 \cdot H_s$ , para un predimensionamiento del dique no rebasable, siendo  $H_s$  la altura de ola significativa a pie de dique. Teniendo en cuenta el criterio de Iribarren para diques en talud con espaldón, la cota de coronación del manto se puede aproximar como  $A_c = 0,75 \cdot H_s$ .

Así pues, para evitar rebase del oleaje, las cotas de coronación del espaldón y manto principal respecto la PMVE recomendadas son:

- Cota de coronación del espaldón:  $R_c = 1.5 \cdot H_c = 11,16$  m.
- Cota de coronación del manto:  $A_c = 0.75 \cdot 7,44 = 5,58$  m.

Para permitir la construcción en seco con medios terrestres, el núcleo debe quedar como mínimo 1 metro por encima del nivel de PMVE, así que la altura mínima de coronación del manto constructiva será:

$$\begin{aligned} \text{Cota mínima coronación del manto} &= \\ &= \text{Espesor del manto} + \text{Espesor del filtro} + 1 \text{ m} + \text{Carrera de marea.} \end{aligned}$$

Por otro lado, **en los mantos de Cubípodos se recomienda que la berma superior tenga dos capas, independientemente de que el manto sea monocapa o bicapa**. Por tanto, en coronación se debe considerar siempre un espesor del manto igual a  $2D_n$ .

**Como las cotas nos vienen impuestas por lo ya existente** lo único que podemos comprobar es que **la cota real** a la que nos quedaríamos que será la cota real de coronación del **manto más el espesor de dos capas de Cubípodos de 25t**.

- Cota de coronación del manto en el tramo 3:  $6.00 + 4.40 = 10.40$  metros
- Cota de coronación del manto en el tramo 4:  $6.00 + 4.40 = 10.40$  metros
- Cota de coronación del manto en el tramo 5:  $5.60 + 4.40 = 10.00$  metros

Se puede ver que en todos los casos deberíamos estar trabajando seco como era de suponer.

Usando estos valores como referencia, y teniendo en cuenta las cotas mínimas constructivas, se tomarán las siguientes cotas sobre NMMA.

- Cota de coronación del manto = 10.40 m.
- Cota de coronación del espaldón = 11,20 m.
- Cota de coronación del núcleo = variable (+0.8).
- Cota de coronación del filtro = variable (+6.00).

## 6. CÁLCULO DEL ESPALDÓN Y PASEO DEL TRAMO 2

Se ha considerado el método propuesto por Medina y Gómez-Martín (2016) para determinar las fuerzas sobre el espaldón del dique de Cubípodos. Este método se basa en las fórmulas publicadas por Molines (2016) para estimar la fuerza horizontal máxima (Fh) y la fuerza vertical (subpresiones) correspondiente a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima (Fv(Fh)). Estas acciones, aunque separadas en el tiempo, se ha considerado que se dan en el mismo instante (supuesto del lado de la seguridad).

En la siguiente figura se muestra el esquema de presiones y subpresiones sobre el espaldón:

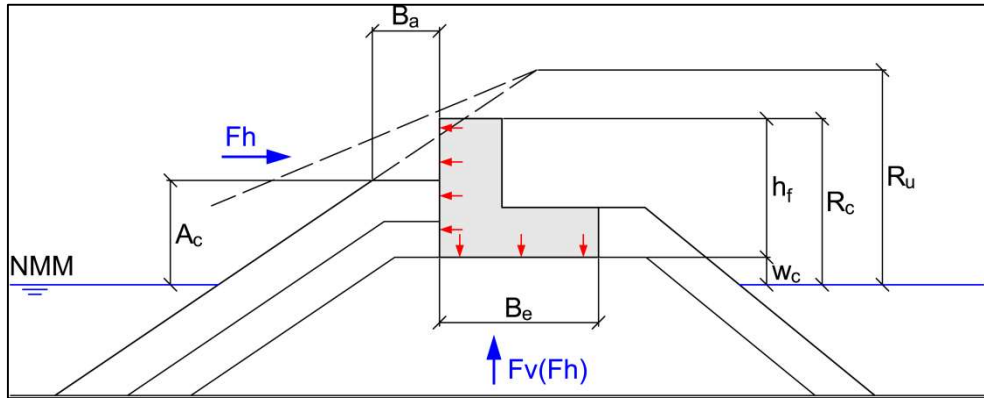


Imagen II: Esquema de presiones y subpresiones sobre el espaldón.

Molines (2016) propone las ecuaciones siguientes para estimar Fh y Fv(Fh):

$$\frac{Fh}{0.5\rho_w g h_f^2} = \left( -1.29 + 1.80 \frac{\gamma_f R_u}{R_c} + 0.93 \left( \frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.16 \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} \right)^2$$

$$\frac{Fv(Fh)}{0.5\rho_w g h_f B_e} = \left( -0.86 + 0.75 \frac{\gamma_f \times R_u}{R_c} + 0.41 \left( \frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.17 \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} - 0.9 \frac{w_c}{h_f} \right)^2$$

$$2.58 H_s > R_u = R_{u0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s I_{r_m} & I_{r_m} \leq 1.5 \\ 1.34 H_s I_{r_m}^{0.55} & I_{r_m} > 1.5 \end{cases}$$

$$\text{con } I_{r_m} = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_s / (g T_{01}^2)}$$

Dónde:

- $R_c$ : Francobordo de la estructura.
- $A_c$ : Francobordo de la berma superior del manto.
- $\gamma_f$ : Factor de rugosidad ( $\gamma_f=0.50$  para cubos bicapa,  $\gamma_f=0.46$  para Cubípodos monocapa y  $\gamma_f=0.44$  para Cubípodos bicapa).
- $B_a$ : Ancho de la berma superior.
- $H_s$ : Altura de ola significativa a pie de dique.
- $\tan \alpha$ : Pendiente del talud.
- $w_c$ : Cota de cimentación del espaldón.

- $B_e$ : Anchura de la base del espaldón.
- $h_f$ : Altura del espaldón.
- $F_h$ : Fuerza horizontal máxima.
- $F_v(F_h)$ : Fuerza vertical asociada a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima.
- $\rho_w$ : Densidad del agua ( $\text{kg/m}^3$  para  $\text{N/m}$  y dimensiones en metros).
- $g$ : Aceleración de la gravedad.
- $L_m$ : Longitud de onda local obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_m = \frac{gT_{01}^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_m}\right)$$

Los rangos de validez de las variables utilizadas en las ecuaciones anteriores son:

- $0.31 < \gamma_f(R_u/R_c) < 0.94$
- $0.07 < (R_c - A_c)/h_f < 0.59$
- $0.01 < w_c/h_f < 0.27$
- $3.13 < \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} < 6.54$

Con estas fórmulas, el factor de seguridad  $S1 = (W - F_v(F_h))\mu - F_h$  se puede estimar para calcular los factores de seguridad a deslizamiento y vuelco del espaldón. El momento volcador debido a  $F_h$  y  $F_v(F_h)$  se puede obtener con las ecuaciones siguientes propuestas por Molines (2016).

$$M(F_h) = 0.55h_f F_h$$

$$M(F_v(F_h)) = \frac{2}{3}(B_e)F_v(F_h)$$

El diseño del espaldón debe considerar un coeficiente de fricción entre el espaldón y la capa de apoyo de  $0.5 < \mu = 0.6 < 0.7$  y factor de seguridad de 1,2 para deslizamiento y vuelco (ver ROM 0.5-05, 2008), la geometría incluye un tacón de 2 metros de ancho por un metro de profundo por lo que se considera que haya problemas de deslizamiento. El espaldón se construirá sobre el anterior dique.

En la sección, la cota de coronación del espaldón es  $R_c[\text{m}] = 11.2$  (referido al NMMA) y el espesor acumulado del manto y filtro es  $e[\text{m}] = 3 + 1.5 = 4.5$  m (la berma superior del manto debe tener 2 capas de Cubípodas, con un ancho de  $B_a \geq 3D_n$ , delante del espaldón). La cota de cimentación del espaldón es  $w_c[\text{m}] = +6.8$  y la elevación en PMVE es 0,85 m.

Teniendo en cuenta las cotas obtenidas anteriormente:

- Cota de coronación del manto = 9.40 m.
- Cota de coronación del espaldón = 11.20 m.
- Cota de coronación del núcleo = variable (+0.8).
- Cota de coronación del filtro = variable (+6.00).

Se obtiene la **altura del espaldón**, que será de  $11.20 - 6.8 = 4.4$  m

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{01}^2}}} = 3.1$$

$$L_m = \frac{g T_{01}^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_m}\right) = \frac{9,8 \times 11,7^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \times 7.5}{L_m}\right) \rightarrow L_m[m]=100,4$$

$$R_u[m] = \min(2.58H_s \text{ ó } 1.34H_s I_r^{0.55}) = 18.6$$

Las fuerzas en el espaldón son máximas en PMVE (d=20,85 m). Las ecuaciones anteriores que permiten estimar los coeficientes de seguridad a deslizamiento y vuelco del espaldón son válidas si:

- $0,31 < \gamma_f(R_u/R_c) < 0,94$
- $0,07 < (R_c - A_c)/h_f < 0,59$
- $0,01 < w_c/h_f < 0,27$
- $3,1 < (L_m/B_a)^{0.5} < 6,5$

La densidad del hormigón en masa del espaldón y el agua de mar son  $\rho_r[t/m^3]=2,4$  y  $\rho_w[t/m^3]=1,025$ , respectivamente.

- $R_c[m]= 11,2$
- $A_c[m]= 9.4$
- $\cot \alpha = 1.5$
- $\gamma_f = 0.46$  para manto monocapa de Cubípodos
- $H_s = 7,44m$
- $w_c = 6,8$
- $h_f[m] = 4,4$
- $B_e[m] = 6$
- $B_a[m] = 3D_n = 3 \times 2,2 = 6,6$
- $g[m/s^2] = 9,81$

Los límites de aplicabilidad son:

- $0,31 < \gamma_f(R_u/R_c) = 0,76 < 0,94$
- $(R_c - A_c)/h_f = 0.41$ ,  $w_c/h_f = 1,55$
- $3,1 < (L_m/B_a)^{0.5} = 3,9 < 6,5$ .

$$\frac{Fh}{0.5 \rho_w g h_f^2} = \left( -1.29 + 1.80 \frac{\gamma_f R_u}{R_c} + 0.93 \left( \frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.16 \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} \right)^2$$

$$\frac{Fh}{0.5 \rho_w g h_f^2} = 1.186$$

$$0.5 \rho_w g h_f^2 = 97 \left[ \frac{KN}{m} \right]$$

$$Fh[kN/m] = 1.186 \times 97 = 115$$

$$\frac{F_v(Fh)}{0.5 \rho_w g h_f B_e} = \left( -0.86 + 0.75 \frac{\gamma_f R_u}{R_c} + 0.41 \left( \frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.17 \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} - 0.9 \frac{w_c}{h_f} \right)^2$$

$$\frac{F_v(Fh)}{0.5 \rho_w g B_e h_f} = 0.718$$

$$0.5 \rho_w g h_f B_e = 133 \left[ \frac{KN}{m} \right]$$

$$F_v(Fh)[kN/m] = 0.718 \times 133 = 95.5$$

Considerando que la geometría incluye un tacón de 1 metro de profundidad se puede garantizar que  $FS(\text{deslizamiento}) = 1.93 > 1.20$  (ver Imagen II).

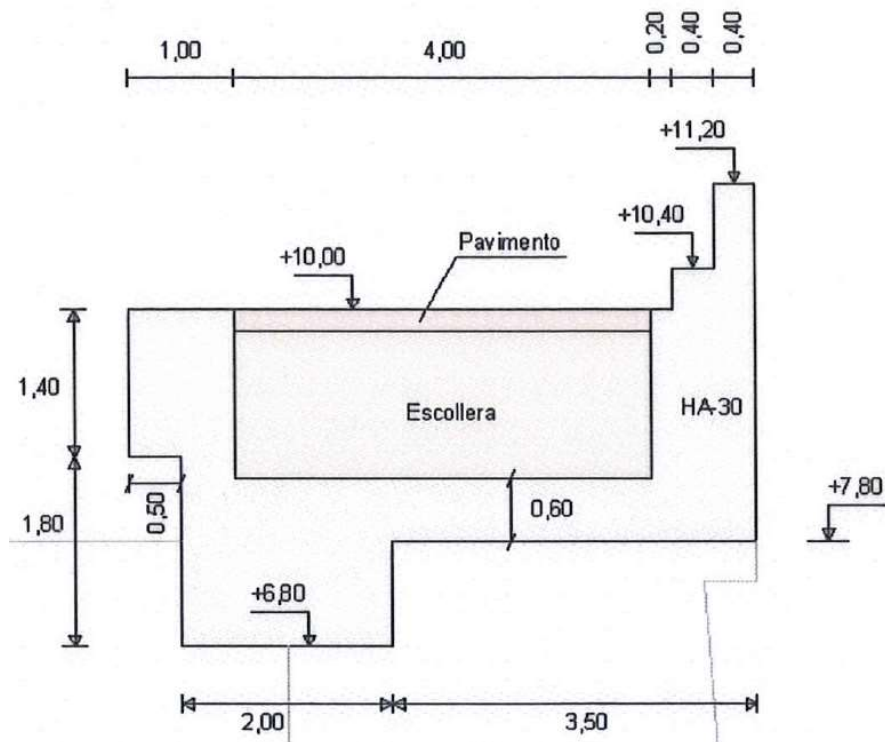


Imagen III: Sección transversal del espaldón tipo 1 para el dique de una capa de Cubípodos.

Para los cálculos se ha simplificado la sección y se supone toda de hormigón dando:

$$W_e [kN/m] = 467$$

$$SF(\text{sliding}) = \mu [W_e - F_v(Fh)] / F_h = 0,6 [467 - 95] / 115 = 1,94 > 1,20 \quad \text{Cumple.}$$

$$M(Fh) / Fh = 0.55 \times h_f$$

$$M(Fh) / Fh = 2.42$$

$$M(F_v(Fh)) / F_v(Fh) = \frac{2}{3} (B_e)$$

$$M(F_v(F_h))/F_v(F_h) = 4$$

$$M(W_e) - M(F_v(F_h)) = 988 - 381 = 607 \text{ mkN/m}$$

Según la ROM 0.5-05 (2008):

$$FS(\text{vuelco}) = [M(W_e) - M(F_v(F_h))]/M(F_h) = 607/279 = 2,17 > 1,2 \quad \text{Cumple.}$$

Por último, se comprueba el caudal de rebase:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot e^{(0.53 I r - 3.27 \frac{A_c}{R_c} \frac{2.19 R_c}{0.5 H_{m0}^3})} = 0.0063$$

Vemos que la estructura propuesta para realizar el espaldón y generar un paseo nuevo cumpliría con los requisitos de la ROM. Si además se mantienen las cotas se reducirían adecuadamente los caudales de rebase. Se propone que en el encuentro con la siguiente parte como ha tenido asientos diferenciales se haga un recredido de las secciones actuales que asemejen dicha forma y si fuese necesario reconstruir las partes más afectadas.

La estructura debido a sus dimensiones necesitaría una armadura para generar las secciones. Esta armadura no se ha calculado debido a que no forma parte directa del objetivo del proyecto.