

ANEJO 11

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE ABRIGO



ÍNDICE GENERAL

1. OBJETO	4
2. DIMENSIONAMIENTO DEL DIQUE PRINCIPAL	5
2.1. FORMULA DE IRIBARREN	6
2.2. FORMULA DE HUDSON	7
2.3. SOLUCIÓN ADOPTADA Y ESPESORES	9
2.4. MORRO DEL DIQUE PRINCIPAL	12
2.5. CORONACIÓN DEL DIQUE	12
3. DIMENSIONAMIENTO DEL CONTRADIQUE	13
4. CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS	16
5. ESTUDIO GEOTECNICO DEL DIQUE	20
5.1. CARACTERÍSTICAS DEL DIQUE	21
5.2. CALCULO GEOTÉCNICO DEL DIQUE	23
5.2.1. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA ROTURA DEL MANTO PRINCIPAL	23
5.2.2. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO	24
5.2.3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL DEL MANTO.	27
5.2.1. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA PÉRDIDA DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL NÚCLEO	31
5.2.2. ASIENTOS	31



ÍNDICE IMÁGENES

1. Figura 1. Batimetría de la ampliación	16
2. Figura 2. Sección tipo del dique	18
3. Figura 3. Modos de fallo geotécnicos e hidráulicos asociados a los diques en talud	25
4. Figura 4. Distribución de presiones según la profundidad.	30

ÍNDICE TABLAS

1. Tabla 1. Características de los elementos del manto	6
2. Tabla 2. Peso unitario de los elementos del manto según la inclinación. iribarren	6
3. Tabla 3. Coeficientes de fallo para la formula de hudson	7
4. Tabla 4. Peso unitario de los elementos del manto según la inclinación. hudson	7
5. Tabla 5. Pesos unitario de la escollera del dique	9
6. Tabla 6. Espesores del manto según el numero de capas	10
7. Tabla 7. Características de las capas del dique	11
8. Tabla 8. Pesos unitario de la escollera del contradique	13
9. Tabla 9. Características de las capas del contradique	14
10. Tabla 10. Coeficientes de seguridad mínimos para diques en talud emergidos	24
11. Tabla 11. Resultados del ensayo SPT	30



1. OBJETO

En el presente anejo se dimensionan las obras de abrigo representadas en la Alternativa 1 escogida en el "*Anejo 9.2. Estudio de soluciones de obras de abrigo*". Para dimensionar la solución escogida se consideran todos los condicionantes obtenidos anteriormente en los anejos:

- "*Anejo 1. Antecedentes y estado actual*".
- "*Anejo 2. Topografía y batimetría*".
- "*Anejo 3. Geología y geotecnia*".
- "*Anejo 5. Clima marítimo y dinámica litoral*".
- "*Anejo 9.1. Estudio de soluciones en planta*".

Para el dimensionamiento de los elementos que componen las distintas capas del dique es necesario atender a las indicaciones descritas en el "*Anejo 5. Clima marítimo y dinámica litoral*", a partir del cual se obtiene el oleaje necesario para el cálculo y dimensionamiento.

Una vez obtenidos los datos necesarios se procede al cálculo y dimensionamiento de las distintas capas del dique, obteniendo el espesor y dimensiones necesarias para resistir el oleaje al que está sometido.

Una vez dimensionado el dique se describen las limitaciones existentes a la hora de diseñar las secciones características de los diques. Conociendo la batimetría de la zona representada en el "*Plano 4. Batimetría*" y la futura distribución de las obras de abrigo sobre el "*Plano 5. Planta definitiva*" podemos determinar de forma aproximada la cota a la que se cimentan tanto el dique como el contradique. Además, mediante la altura de ola de cálculo se puede estimar una cota de coronación para evitar rebases. Con estos datos ya es posible determinar una sección tipo para las obras de abrigo.

Dichas secciones se representan en el "*Plano 10. Sección dique*" y "*Plano 13. Sección contradique*". Para comprender mejor la geometría de las obras de abrigo se adjuntan secciones longitudinales de todas las alineaciones existentes representadas en "*Plano 9. Sección longitudinal dique*" y "*Plano 12. Secciones longitudinales contradique*".

Para finalizar, se describen las comprobaciones geotécnicas necesarias que establece la normativa ROM 0.5-05.



2. DIMENSIONAMIENTO DEL DIQUE PRINCIPAL

Todo dique en talud dispone de una capa principal denominada manto. El manto es la capa más exterior del dique y la que está en contacto con el oleaje, por lo tanto es vital dimensionar los elementos que componen esta capa para asegurarnos que resiste el oleaje de cálculo. Las características del manto condicionarán a las de las demás capas del dique, ya que en primer lugar se dimensiona el manto principal y seguido se obtienen las dimensiones de las contiguas hasta alcanzar el núcleo.

Para el dimensionamiento manto debemos calcular en primer lugar el peso unitario de los elementos que lo componen. Para ello se utilizan los dos métodos de cálculo más extendidos: el método Iribarren y el método de Hudson, ambos con consideraciones distintas. Por lo tanto, vamos a realizar el cálculo para ambas opciones y se escoge el peso unitario más restrictivo.

Para los cálculos necesitamos conocer la altura de ola de cálculo que se obtienen a partir de la altura de ola significativa. En el “*Anejo 6. Clima marítimo y deriva litoral*” se ha calculado la altura de ola significativa en régimen extremal para las distintas direcciones de oleaje para una profundidad de de 4,5 metros. Como ya se menciona en el anejo correspondiente, la profundidad de rotura del oleaje es mayor que la profundidad sobre la que cimenta el dique, por lo que la ola rompe antes de alcanzarlo. Esto significa que la altura de ola de cálculo es la misma que la altura de ola significativa:

$$H_s = (4,5 + 0,6) \times 0,8 = \mathbf{4,08\ m}$$

$$H_c = H_s = \mathbf{4,08\ m}$$

A partir de esta altura de ola se realizan los cálculos correspondientes para obtener el peso unitario de los elementos que componen el dique.



2.1. Formula de Iribarren

La formula de Iribarren vienen dada por la siguiente expresión:

$$w = \frac{\chi}{(\mu \cdot \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3} \times \frac{H^3 \cdot \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

en esta fórmula se consideran una serie de factores que se especifican a continuación:

- χ : *coeficiente de Iribarren*
- μ : *coeficiente de rozamiento del elemento*
- w : *peso unitario del elemento*
- H : *altura de hola de cálculo*
- ρ_s : *peso específico del material*
- ρ_w : *peso específico del agua* ($\rho_w = 1,027 \text{ t/m}^3$)
- α : *angulo de inclinación del talud*

A continuación se describen las características de los distintos posibles elementos que pueden componer el manto del dique:

Elemento	χ	μ	$\rho \text{ (t/m}^3\text{)}$
Escollera	0,430	2,380	2,70
Bloques	0,430	2,840	2,30
Tetrápodos	0,660	3,470	2,30

Tabla 1. Características de los elementos del manto

Con estos parámetros se obtienen los pesos unitarios de los componentes del manto del dique para tres inclinaciones del talud distintas, escogidas por criterios empíricos de experiencia en otros diques en talud de similares condiciones en la misma zona:

Escollera		
Inclinación del talud	Ángulo (°)	w (t)
1,5:1	33,690	6,54
2:1	26,560	3,99
2,5:1	21,800	3,05



Bloques		
Inclinación del talud	Ángulo (°)	w (t)
1,5:1	33,690	6,22
2:1	26,560	4,02
2,5:1	21,800	3,17

Tetrápodos		
Inclinación del talud	Ángulo (°)	w (t)
1,5:1	33,690	4,45
2:1	26,560	3,02
2,5:1	21,800	2,44

Tabla 2. Peso unitario de los elementos del manto según la inclinación. Formula de Iribarren

2.2. Formula de Hudson

La formula de Hudson considera la posibilidad de fallo en un coeficiente K_d . El peso unitario se obtiene de la siguiente expresión:

$$w = \frac{1}{k_d \cdot \cot \alpha} \times \frac{H^3 \cdot \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Esta expresión se asemeja en gran parte a la formula de Iribarren, el coeficiente de fallo es el parámetro que la caracteriza y por eso es fundamental determinar un valor a considerar. Para ello es necesario establecer un porcentaje de daño admisible a partir del cual se obtiene el coeficiente K_d . Según Hudson, este coeficiente varia de la siguiente forma para distintas tipologías de elementos:

Kd				
% daño	Escollera	Tetrápodos	% daño	Bloques
0-5	4	8.3	0	3.5
5-10	4.9	10.8	1	7
10-15	6.6	13.4	2	8
15-20	8.0	15.9	5	14

Tabla 3. Coeficientes de fallo para la formula de Hudson

Se considera que un porcentaje de daño mayor al 20% es demasiado elevado y puede llevar al fallo de las demás capas.



Para los mantos de escollera y tetrápodos se considera un fallo admisible entre 0-5%, mientras que para los bloques se considera un fallo de 2%. A partir de estos datos se obtienen los siguientes resultados:

Escollera (Kd=4)		
Inclinación del talud	Ángulo (°)	w (t)
1,5:1	33,690	7,34
2:1	26,560	5,51
2,5:1	21,800	4,41

Bloques (Kd=8)		
Inclinación del talud	Ángulo (°)	w (t)
1,5:1	33,690	6,71
2:1	26,560	5,04
2,5:1	21,800	4,03

Tetrápodos (Kd=8,3)		
Inclinación del talud	Ángulo (°)	w (t)
1,5:1	33,690	7,13
2:1	26,560	5,35
2,5:1	21,800	4,28

*Tabla 4. Peso unitario de los elementos del manto según la inclinación.
Formula de Hudson.*



2.3. Solución adoptada y espesores

Dado que los diques actuales están compuestos por escollera se escoge la escollera como componente del manto para dar continuidad a la ampliación del dique y poder reutilizar la escollera del contradique para las nuevas obras de abrigo. Vistos los apartados anteriores se han obtenido dos resultados distintos para el peso unitario de la escollera:

Escollera		
Inclinación del talud	Formula de Iribarren	Formula de Hudson
1,5:1	6,54	7,34
2:1	3,99	5,51
2,5:1	3,05	4,41

Tabla 5. Pesos unitarios para la escollera

Para escoger una inclinación del talud se considera puertos de similares características situados en el litoral Valenciano. La inclinación más común es la de 2:1 y por lo tanto es la que se lleva a cabo en tanto para dique como contradique. Cabe destacar que los taludes, que de forma natural, adquieren los materiales con los que se construyen los diques, en ausencia de mareas y oleaje, son:

- Todo-uno entre 1,1:1 y 1,3:1
- Escollera entre 1:1 y 1,25:1

Con los taludes naturales la estabilidad de los diques es precaria y por esta razón será necesario perfilar el talud, una vez vertido el material para obtener un talud 2:1.

Además se debe considerar la altura del frente de vertido, el cual no debe superar los 15 metros:

$$h_{eq} < 1,50 \text{ m}$$

$$h_{eq} = h_{em} + 0,75 \text{ m} \times h_{sum}$$

Una vez dimensionadas las obras de abrigo se deberá verificar esta condición.



Por lo tanto, para un talud 2:1 de escollera se toma un peso unitario de 6 toneladas. Como es difícil obtener escollera de préstamo con exactamente ese peso unitario, se acepta escollera entre 5 y 7 toneladas.

Para obtener el espesor del manto debemos aplicar la siguiente fórmula:

$$e = n \times \sqrt[3]{\frac{w}{\rho_r}}$$

donde:

- n : número de capas
- w : peso unitario (6 t)
- ρ : densidad del elemento (2,70 t/m³)

Según el numero de capas que se dispongan varia el espesor:

Numero de capas	Espesor del manto
1	1,30
2	2,61
3	3,91

Tabla 6. Espesores del manto según el numero de capas

Para estar más del lado de la seguridad, se dispondrán 2 capas de escollera con un espesor total del manto de 2,60 metros, peso unitario de 6 toneladas y talud 2:1.

Una vez dimensionado el manto se procede a las capas intermedias. Se decide disponer dos capas intermedias entre el manto y el núcleo para asegurar la protección de la capa-filtro en caso de avería. Según la experiencia, la disposición de tres capas (incluido el manto) es la mejor opción de cara a la seguridad frente fallo.

Seguido se debe calcular el peso unitario de la escollera de las capas intermedias.

▪ **Capa intermedia 1:**

Para obtener el peso unitario de la primera capa intermedia se utiliza la siguiente expresión:

$$w_1 = \frac{w}{10} = \frac{6 \text{ t}}{10} = 0,60 \text{ t}$$



A este peso unitario le corresponde un espesor de:

$$e_1 = 2 \times \sqrt[3]{\frac{0,60 \text{ t}}{2,7 \text{ t/m}^3}} = 1,21 \text{ m}$$

▪ **Capa intermedia 2:**

Se repite el procedimiento anterior:

$$w_2 = \frac{w_1}{20} = \frac{0,60 \text{ t}}{20} = 0,030 \text{ t}$$

$$e_2 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,030 \text{ t}}{2,7 \text{ t/m}^3}} = 0,45 \text{ m}$$

▪ **Núcleo:**

El núcleo deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{w}{4000} < w_n < \frac{w}{200}$$

Por lo que el peso unitario de los elementos del todo-uno deberá estar comprendido entre 1,50 kg y 30 kg.

Resumiendo, el dique principal estará compuesto por:

Dique principal				
Capa	Material	Peso unitario (t)	Numero de capas	Espesor (m)
Manto principal	Escollera	6	2	2,60
Capa intermedia 1	Escollera	0,60	2	1,20
Capa intermedia 2	Escollera	0,03	2	0,45
Núcleo	Todo-uno	0,0015-0,030	-	-

Tabla 7. Características de las capas del dique principal



2.4. Morro del dique principal

El morro, al ser un punto singular donde la difracción supone un desgaste mayor para los elementos del manto, requiere un peso unitario mayor de los elementos del manto. El peso unitario de los elementos del morro será:

$$w_{\text{morro}} \approx 1,5 \times w = 9 \text{ t}$$

Se dispondrá escollera de peso unitario igual a 9 toneladas. Como ya se ha mencionado, es difícil obtener del préstamo un valor exacto del peso de escollera, por lo que se aceptará escollera de entre 8 y 10 toneladas.

Para este valor, el espesor del manto (realizado en dos capas) será:

$$e = 2 \times \sqrt[3]{\frac{9 \text{ t}}{2,7 \text{ t/m}^3}} = 2,98 \text{ m}$$

Por lo tanto, el morro del dique estará compuesto por escollera de 9 toneladas distribuida en dos capas con un espesor total de 3,00 metros.

Se considera como morro los últimos 10 metros del dique.

2.5. Coronación del dique

La coronación del dique debe estar a una cota no menor que 0,75 veces la altura de ola de cálculo utilizada para su dimensionamiento. Esto significa que para evitar el rebase de las olas, el dique principal debería tener una cota mínima sobre el nivel del mar de 3,06 metros.

Situándonos del lado de la seguridad, se decide que la coronación del dique debe de estar a 3,50 metros sobre el nivel medio del mar ya que también es la cota del dique actual y de esta forma se consigue cuadrar la prolongación con el dique existente.

Además se debe considerar la cota de la mota de trabajo, la cual viene condicionada por la limitación de altura de ola durante el periodo de ejecución del dique. Se destaca que las actividades sobre el dique principal se limitan para alturas de ola superiores a 2,00 metros. Utilizando el mismo procedimiento, la cota de la mota de trabajo no debe ser menor que 0,75 veces la altura de ola limitante para el trabajo, siendo este valor 1,50 metros.



3. DIMENSIONAMIENTO DEL CONTRADIQUE

Para el dimensionamiento del contradique se sigue el mismo procedimiento que se ha utilizado para el dique principal. En este caso, el oleaje tiene una altura significativa distinta ya que la dirección incidente predominante es de componente SE, y por consiguiente la altura de cálculo es diferente que la utilizada para el cálculo del dique principal:

$$H_c = H_s = (3,0 + 0,6) \times 0,8 = 2,88 \text{ m}$$

Para el contradique se utilizará también como elemento del manto la escollera, para esta altura de cálculo se obtienen los siguientes resultados:

Inclinación del talud	Escollera	
	Formula de Iribarren	Formula de Hudson
1,5:1	2,30	2,58
2:1	1,40	1,94
2,5:1	1,07	1,55

Tabla 8. Características de las capas del contradique

Si escogemos el mismo talud que para el dique principal, se toma que el peso unitario de la escollera del contradique debe ser de 2 toneladas, y como con las anteriores capas, se admitirán valores de entre 1,5 t y 3 t.

Si el manto se dispone en dos capas como se hace en el dique, se tiene un espesor del manto de:

$$e = n \times \sqrt[3]{\frac{w}{\rho_r}} = 2 \times \sqrt[3]{\frac{2 \text{ t}}{2,7 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}}} = 1,80 \text{ m}$$

Tal y como se procede en el dique principal, se decide disponer dos capas intermedias entre el manto y la capa-filtro (núcleo):

▪ **Capa intermedia 1:**

Para obtener el peso unitario de la primera capa intermedia se utiliza la siguiente expresión:

$$w_1 = \frac{w}{10} = 0,20 \text{ t}$$

A este peso unitario le corresponde un espesor de:

$$e_1 = 2 \times \sqrt[3]{\frac{0,20 \text{ t}}{2,7 \text{ t/m}^3}} = 0,84 \text{ m}$$



▪ **Capa intermedia 2:**

Se repite el procedimiento anterior:

$$w_2 = \frac{w_1}{20} = 0,010 \text{ t}$$

$$e_2 = 2 \times \sqrt[3]{\frac{0,010 \text{ t}}{2,7 \text{ t/m}^3}} = 0,30 \text{ m}$$

▪ **Núcleo:**

El núcleo deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{w}{4000} < w_n < \frac{w}{200}$$

Por lo que el peso unitario de los elementos del todo-uno deberá estar comprendido entre 0,50 kg y 10 kg.

Resumiendo, el contradique estará compuesto por:

Contradique				
Capa	Material	Peso unitario (t)	Numero de capas	Espesor (m)
Manto principal	Escollera	2	2	1,80
Capa intermedia 1	Escollera	0,20	2	0,84
Capa intermedia 2	Escollera	0,010	2	0,30
Núcleo	Todo-uno	0,0005-0,010	-	-

Tabla 9. Características de las capas del contradique

Siguiendo el mismo procedimiento que en el dimensionamiento del dique, se describe las características que debe tener el morro del contradique:

$$w_{\text{morro}} \approx 1,5 \times w = 3 \text{ t}$$

$$e = 2 \times \sqrt[3]{\frac{3 \text{ t}}{2,7 \text{ t/m}^3}} = 2,07 \text{ m}$$

El morro del contradique está compuesto por escollera de 3 toneladas dispuesta en dos capas de espesor total 2,07 metros.



Respecto a la coronación del contradique hay que resaltar que como la altura de ola de cálculo es menor que en el dique principal, la coronación también es menor. Para una ola de cálculo de 2,88 metros se precisa una cota de 2,16 metros sobre el nivel medio del mar, valor que se aumenta hasta 2,50 metros en la zona más profunda del contradique que corresponde con la bocana.

Respecto a la cota de la mota de trabajo, la cual viene condicionada por la limitación de altura de ola durante el periodo de ejecución del dique. Se destaca que las actividades sobre el dique principal se limitan para alturas de ola superiores a 1,00 metros. Como ya se ha considerado, la mota de trabajo no debe estar a menos de 0,75 veces la altura de ola limitante. Por lo tanto, se establece 0,75 metros la cota mínima de la mota de trabajo del contradique. Se destaca que la carrera de marea máxima es de 0,55 metros, por lo que se dispone de un resguardo de 0,20 metros.

4. CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Previo a la definición geométrica del dique se deben recoger una serie de condicionantes y consideraciones para optimizar la sección tipo de dique y contradique. Cabe destacar que la sección del contradique viene ligada a la sección tipo del muelle, por lo que se trata de cuadrar ambas secciones.

▪ *Geometría del dique:*

En primer lugar, se debe definir la profundidad sobre la que se cimentara el dique, para ello se debe estudiar la batimetría disponible y la distribución en planta de la prolongación, además se deben considerar las características del suelo y si es necesario dragar hasta alcanzar una cota de cimentación mejor.

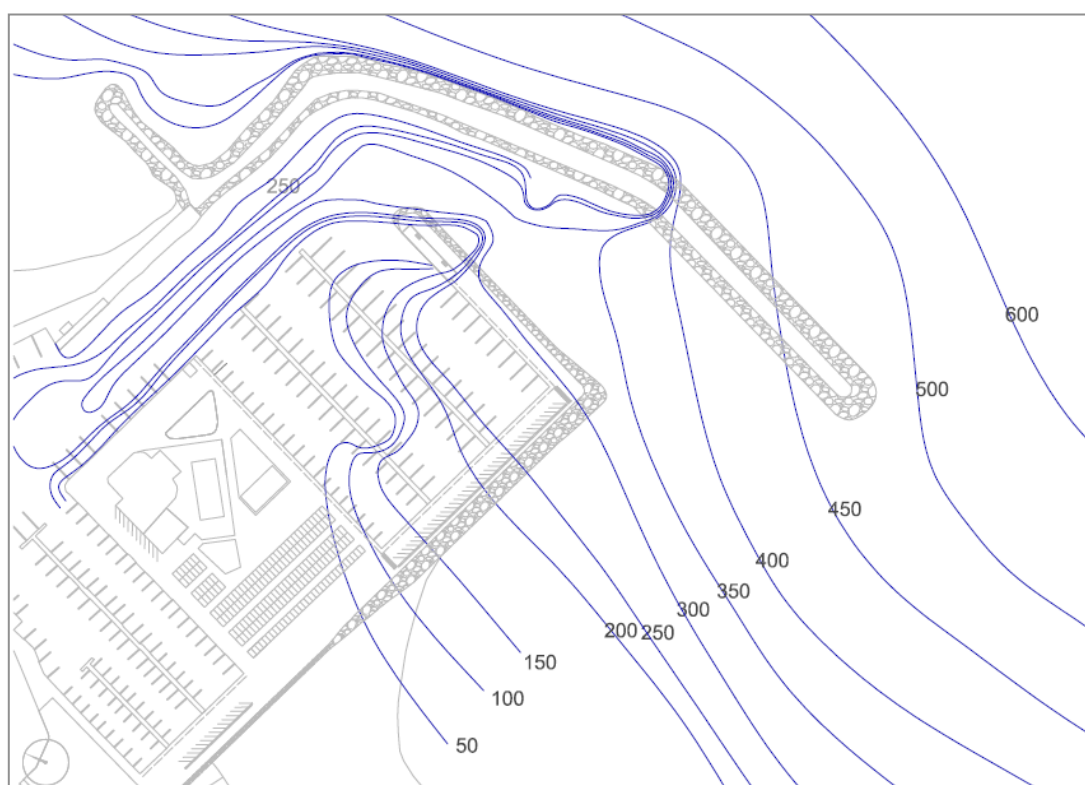


Figura 1. Batimetría de la ampliación

Como se observa en la *Figura 2. Batimetría de la ampliación*, el dique principal se sitúa entre profundidades de 3,50 metros y 4,80 metros. Para representar la sección del dique se considera una cota de -4,50 metros, ya que es la cota necesaria para en la bocana y canal de acceso tal y como se ha determinado en el "Anejo 8. Estudio de la maniobrabilidad", siendo esta sección la situada a mitad de la prolongación del dique.

Además, como se menciona en el "*Anejo 3. Geología y geotecnia*" el fondo marino está formado por una capa de entre 20 cm y 50 cm de material orgánico cimentado sobre una capa de



arenas finas. Se opta por dragar esta capa superficial de material orgánico que no es adecuado para cimentar y además se draga la capa más superficial de las arenas finas hasta alcanzar una cota de 1 metro por debajo del Nivel Medio del Mar (N.M.M). Antes de colocar el material del dique se debe verificar que el fondo donde apoya no ha sufrido aterramientos.

Como ya se ha mencionado, la cota mínima de la mota de trabajo es de 1,50 metros (0,75 veces la altura de ola limitante de trabajo).

Por lo tanto, con los valores que ya conocemos podemos destacar:

- Altura de la mota de trabajo: $1,50 \text{ m} + 4,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 7 \text{ metros}$
- Altura del dique: $3,50 \text{ m} + 4,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 9 \text{ metros}$

Se debe de considerar la anchura de la plataforma, tanto de la mota de trabajo como del dique final. Para la fase de ejecución, se deja una plataforma de 8,00 metros de anchura total sobre la que puede circular la maquinaria pesada, para alcanzar esta anchura es preciso aumentar el talud a 1,9:1 tal y como se representa en el "*Plano 15. Proceso constructivo del dique*". Antes de disponer las capas intermedias se perfila el talud hasta alcanzar una inclinación de 2:1.

Para alcanzar la cota de 3,50 metros establecida por la altura de ola de cálculo, se prolonga el manto principal y se acaba en una sobre coronación de 3,00 metros de ancho. La plataforma que de acceso al faro y a los peatones que quieran acceder al morro es de 8,00 metros de ancho y esta conformada por una capa de hormigón en masa de 30 cm dispuesto sobre otra capa de 60 cm de relleno seleccionado previamente compactado.

En la *Figura 3. Sección tipo del dique*, se pueden observar las características ya descritas.

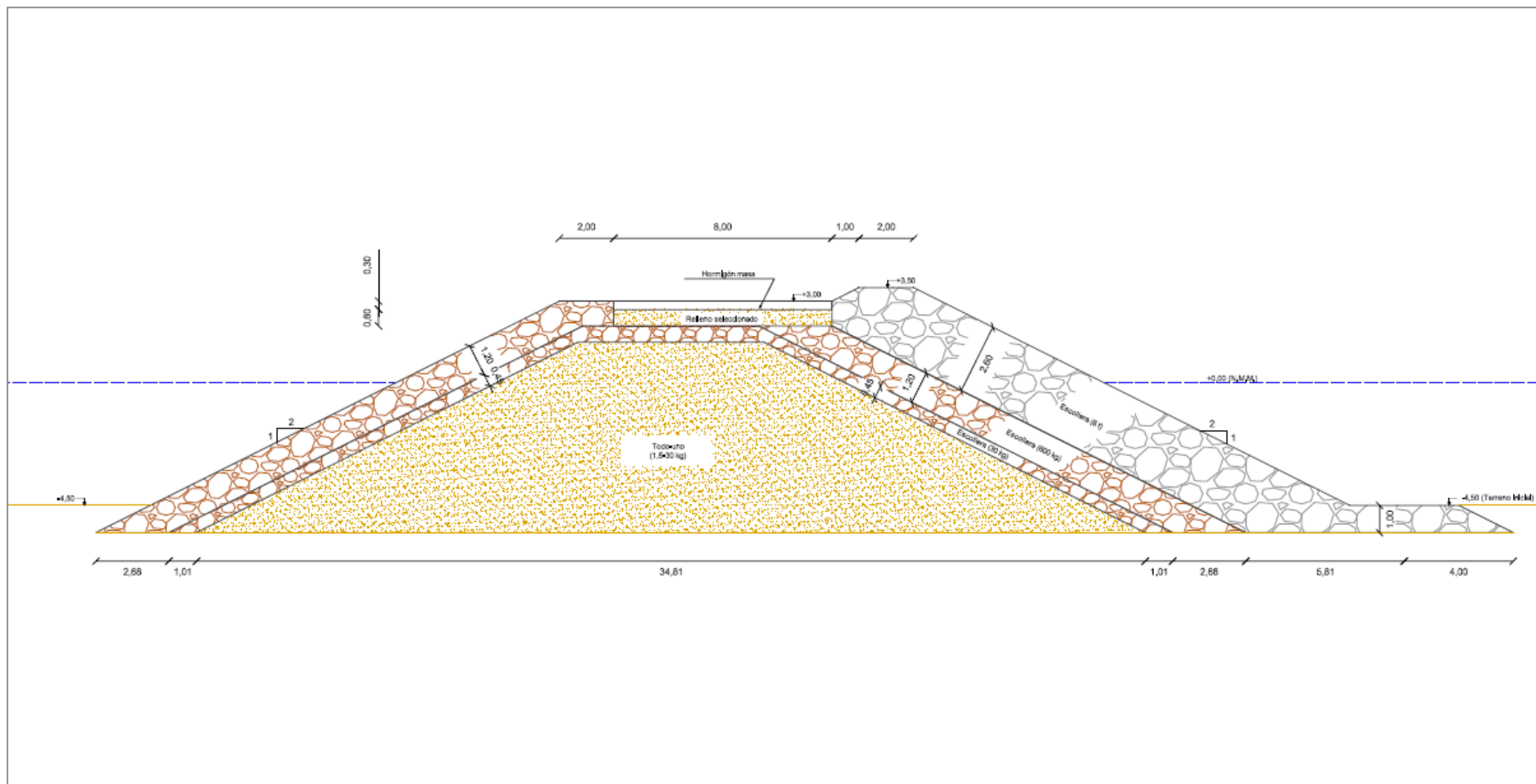


Figura 2. Sección tipo del dique



▪ **Geometría del contradique:**

Como se puede observar en la *Figura 2. Batimetría de la ampliación*, la cota sobre la que cimenta el contradique es mucho más variable que la del dique, y se encuentra aproximadamente entre 0,00 m 3,20 m. El contradique cuenta con dos secciones distintas, una en la alineación sur y otra en la alineación este. La cara exterior del contradique este tiene una cota de cimentación de 4,50 metros mínimo debido al calado exigido para la bocana.

Tal y como se lleva a cabo en el dique, para el contradique se realiza un dragado de 1,00 metro en las zonas más profundas, llegando a ser de hasta 1,50 metros al inicio del contradique para alcanzar a una cota de cimentación mayor.

Para el contradique sur se considera una cota de cimentación representativa de toda la alineación de -2,50 metros

Como ya se ha mencionado, la cota mínima de la mota de trabajo es de 0,75 metros (0,75 veces la altura de ola limitante de trabajo), mientras que la cota del núcleo es menor para disponer de espacio para el pavimento.

Por lo tanto, con los valores que ya conocemos podemos obtener para el contradique sur:

- Altura de la mota de trabajo: $0,75 \text{ m} + 2,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 4,25 \text{ metros}$
- Altura del núcleo: $0,60 \text{ m} + 2,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 4,10 \text{ metros}$
- Altura del dique: $2,50 \text{ m} + 2,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 6 \text{ metros}$

Y para el contradique este:

- Altura de la mota de trabajo: $0,75 \text{ m} + 4,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 6,25 \text{ metros}$
- Altura del núcleo: $0,60 \text{ m} + 4,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 6,10 \text{ metros}$
- Altura del dique: $2,50 \text{ m} + 4,50 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 8 \text{ metros}$

Respecto al pavimento, el caso del contradique se tienen dos secciones distintas: para la alineación sura se requiere de un ancho mayor para disponer una zona de aparcamiento en batería y una zona exclusiva peatonal, mientras que para alineación este el ancho es menor ya que no se requiere de zona de aparcamiento. Para determinar estos anchos se considera:

- Ancho de la zona de circulación de dos sentidos: *5,50 metros*
- Ancho de la zona de estacionamiento en batería: *4,75 metros*
- Ancho del vial peatonal: *2,00 metros*



Por lo tanto, el ancho del de la plataforma del contradique sur es de 14,50 metros mientras que el ancho del contradique este es de 7,50 metros.

Debido a que la geometría del contradique va ligada a la de los muelles y firmes, se incluyen las secciones en el *"Plano 13. Secciones contradique"*.

5. ESTUDIO GEOTECNICO DEL DIQUE

La realización del estudio geotécnico va precedida por una Investigación Geotécnica específica en la cual se obtiene información del terreno existente, dicha información se recoge en el Informe Geotécnico el cual nos sirve de base para las comprobaciones.

En la siguiente imagen se recogen los principales modos de fallo adscritos a los Estados Limite Últimos:

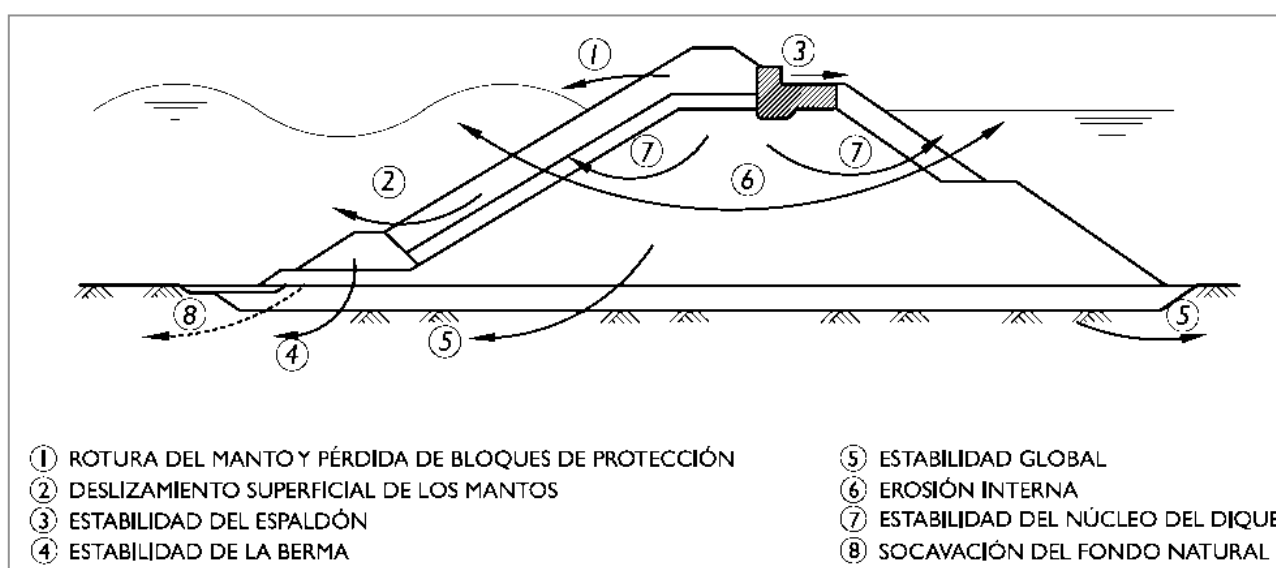


Figura 3. Modos de fallo geotécnicos e hidráulicos asociados a los diques en talud

El estudio geotécnico de la zona de afección de los diques de abrigo está encaminado a estudiar los problemas geotécnicos asociados a este tipo de estructuras en presencia de las oscilaciones del mar con la consiguiente generación de presiones intersticiales.

A efectos de los estudios posteriores es necesario conocer cada tipo de suelo que existe en el entorno del dique, su naturaleza, su granulometría y correspondiente permeabilidad, resistencia y su deformabilidad.

En el presente apartado se realiza el estudio geotécnico del dique principal ya que es el de mayor dimensiones. Una vez obtenidos y analizados los coeficientes de seguridad del dique se decidirá si es necesario el cálculo geotécnico del contradique.



5.1. Características del dique

El dique está compuesto por las siguientes partes, tal y como se puede apreciar en la *Figura*.

▪ **Núcleo:**

El núcleo es la parte más voluminosa del dique y sirve de plataforma de trabajo para ejecutar las demás capas, por lo que se tiene que verificar la estabilidad global del núcleo cuando está desprotegido durante el periodo de trabajo. Está compuesto por material todo-uno de peso entre 1,5 y 30 kg, de granulometría muy amplia y con las siguientes características:

- Densidad seca: $\rho_{seca} = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Densidad saturada: $\rho_{sat} = 2,1 \text{ t/m}^3$
- Angulo de rozamiento: $\phi = 30^\circ$

▪ **Capas intermedias:**

Las capas intermedias sirven de filtro para evitar la erosión del núcleo, por lo tanto, deberían de existir una granulometría continua desde el núcleo hasta el manto. Están compuestas por escolleras de un peso unitario en aumento hasta alcanzar el manto tal y como se ha calculado en este anejo.

La densidad de una pieza de escollera asciende a $2,7 \text{ t/m}^3$, pero al estar dispuesta de forma aleatoria existen huecos de distintos tamaños. Las densidades reales que nos encontramos en el dique y que utilizaremos para el cálculo son:

▪ **Capa intermedia 2:**

- Densidad seca: $\rho_{seca} = 1,6 \text{ t/m}^3$
- Densidad saturada: $\rho_{sat} = 1,9 \text{ t/m}^3$
- Angulo de rozamiento: $\phi = 40^\circ$

▪ **Capa intermedia 1:**

- Densidad seca: $\rho_{seca} = 1,6 \text{ t/m}^3$
- Densidad saturada: $\rho_{sat} = 2,0 \text{ t/m}^3$
- Angulo de rozamiento: $\phi = 40^\circ$



▪ **Manto:**

El manto es la capa más importante del dique ya que es la que absorbe la mayor parte de la energía del oleaje. Este está compuesto por escollera de mayor tamaño tal y como se ha visto en este anejo. Las características de la escollera utilizada son:

- Densidad seca: $\rho_{\text{seca}} = 1,7 \text{ t/m}^3$
- Densidad saturada: $\rho_{\text{sat}} = 2,2 \text{ t/m}^3$
- Angulo de rozamiento: $\phi = 40^\circ$

Se debe diferenciar entre la densidad seca y saturada de los elementos, y la densidad sumergida. La densidad seca es la que se utiliza para obtener el peso volumen de los materiales prestados, ya que es la densidad más representativa del material proveniente de cantera. Utilizaremos la densidad saturada para el cálculo geotécnico donde suponemos que al estar en mar abierto, mediante la capilaridad y la acción del oleaje se encuentra todo saturado.

Para los cálculos en los que el peso sea una fuerza estabilizante, se utiliza la densidad sumergida, ya que es un valor menor y por lo tanto nos estamos poniendo del lado de la seguridad.

Se considera el dique como una cimentación superficial corrida, es decir, la longitud del elemento se considera infinita. Por lo tanto, para cimentaciones superficiales, la *ROM 0.5-05 "Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias"* establece como Estados Límite Últimos de tipo geotécnico :

- Estabilidad Global
- Hundimiento
- Deslizamiento
- Vuelco plástico

Las Estados Límite de Servicio que requieren análisis de tipo geotécnico son los asociados con la deformabilidad del terreno y asentos.

A continuación se procede a realizar las comprobaciones necesarias para verificar el comportamiento geotécnico de las obras de abrigo.



5.2. Cálculo geotécnico del dique

A continuación se adjuntan los coeficientes de seguridad que establece la ROM 0.5-05 para una probabilidad de ocurrencia en el modo de fallo del orden de 0,01.

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo Geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes, F_1	Fundamentales o Características, F_2	Accidentales o Sísmicas, F_3
3.8.4.4	Deslizamiento superficial del manto	1,2	1,1	1
3.5.5 3.5.6 3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad del espaldón: deslizamiento, vuelco y estabilidad global	1,2	1,1	1
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad de la berma	1,3	1,1	1
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad global	1,3	1,1	1
–	Erosión interna	MP	MP	MP
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Rotura del núcleo del dique	1,3	1,1	1
–	Socavación del fondo natural	MP	MP	MP

Tabla 1. Coeficientes de seguridad mínimos para diques en talud emergidos

5.2.1. Verificación de la seguridad frente a la rotura del manto principal

La rotura del manto de protección y la pérdida de elementos que lo componen, arrastrados por el mar, es el modo de fallo hidráulico principal a considerar en el proyecto de los diques en talud.

La ROM 0.5-05 establece que los bloques de protección que forman el manto principal deben ser de tamaños y formas adecuadas al oleaje de proyecto tal y como se ha verificado en este mismo anejo. Como las formulas utilizadas para verificar la estabilidad del manto están basadas en la observación del comportamiento real y en la realización de ensayos en modelos físicos a escala reducida, se recomienda realizar en laboratorio una comprobación experimental de la solución adoptada.



5.2.2. Verificación de la seguridad frente al hundimiento

La formula especificada por la ROM 0.5-05 para la verificación frente al hundimiento de cimentaciones superficiales es la conocida bajo el nombre de Brinch Hansen. Esta fórmula viene representada por la siguiente expresión:

$$q_h = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Una vez obtenida la carga de hundimiento mediante la anterior expresión, se procede a comprobar un factor de seguridad que se obtiene a través de la siguiente operación:

$$F = \frac{q_{hn}}{q_{tn}}$$

Según especifica la ROM, el coeficiente de seguridad para cumplir el Estado Limite Ultimo es de 1,2.

Se procede al cálculo de los parámetros que se necesitan para verificar el hundimiento:

▪ Carga transmitida por el dique:

Se calculará el volumen por metro lineal del dique:

- Volumen del núcleo = 146.5836 m³/m
- Volumen de la capa intermedia 2 = 17.7338 m³/m
- Volumen de la capa intermedia 1 = 43.3328 m³/m
- Volumen del manto = 54.0947 m³/m
- Volumen de relleno base = 4.8000 m³/m
- Volumen de la plataforma = 2.4000 m³/m

*Para el cálculo de las cargas se considerara todo el suelo como saturado ya que con el oleaje y las filtraciones el nivel de agua en el terreno sea muy elevado.

Pesos transmitidos:

- Peso del núcleo = Vol · ρ_{sat} = 307,83 t/m
- Peso de la capa intermedia 2 = Vol · ρ_{sat} = 33,70 t/m
- Peso de la capa intermedia 1 = Vol · ρ_{sat} = 86,67 t/m
- Peso del manto = Vol · ρ_{sat} = 119,00 t/m
- Peso de relleno base = Vol · ρ_{sat} = 10,08 t/m



– Peso de la plataforma = $\text{Vol} \cdot \rho_{\text{horm}} = 5,52 \text{ t/m}$

$$\text{Peso total} = 562,80 \text{ t/m} = 5521,06 \text{ KN/m}$$

La carga transmitida a la cimentación para un ancho total del dique de 48 metros es:

$$q_t = \frac{P_{\text{total}}}{B} = \frac{5521,06 \text{ kN/m}}{48 \text{ m}} = 115,02 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Presiones en la cota de cimentación:**

El dique principal está cimentado sobre un estrato de arenas finas muy permeables en las que se pueden producir ligeros asentamientos en la fase de construcción, el peso específico saturado de estas arenas es de 21 KN/m^3 . Al tratarse de agua salada se tomara como peso específico del agua $10,3 \text{ KN/m}^3$.

Considerando que el dique se cimenta 1 metros por debajo del terreno natural y que el nivel medio del mar está a 5,5 metros de la cota de cimentación, se obtienen los siguientes resultados:

– **Presión total:** $q = 1\text{m} \cdot 21 \text{ kN/m}^2 = 21 \text{ KN/m}^2$

– **Presión intersticial:** $u = 5,5\text{m} \cdot 10,3 \text{ kN/m}^2 = 56,65 \text{ KN/m}^2$

– **Presión efectiva:** $q' = q - u = -35,65 \text{ KN/m}^2$

▪ **Parámetros del hundimiento:**

En primer lugar se calculan los factores de capacidad de carga. Para calcular estos parámetros se requiere del ángulo de rozamiento del terreno sobre el que apoya la cimentación, en nuestro caso las arenas finas tienen un ángulo de rozamiento de 29° .

– $N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \cdot \tan 29^\circ} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{29^\circ}{2} \right) = 16,44$

– $N_c = \cot \phi \cdot (N_q - 1) = \cot 29^\circ \cdot (16,44 - 1) = 27,86$

– $N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 1,5 \cdot (16,44 - 1) \cdot \tan 29^\circ = 12,84$

La formula de Brinch Hasen introduce los efectos de la forma y profundidad de la cimentación, e inclinación de las cargas mediante "factores" que afectan a las tres componentes. Para el cálculo del dique se despreciarán los factores de inclinación ya que la carga está centrada y los factores de profundidad debido a que se trata de una cimentación superficial.



Los factores de forma vendrán dados por:

$$\begin{aligned} - s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi \\ - s_c &= \frac{N_q \cdot s_q - 1}{N_q - 1} \\ - s_\gamma &= 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} \end{aligned}$$

Como la longitud del dique se considera infinita, todos los factores serán iguales a la unidad.

$$s_q = s_c = s_\gamma = 1$$

▪ **Presión de hundimiento:**

Para calcular la presión de hundimiento vamos a trabajar en términos efectivos debido a que existen presiones intersticiales, además consideramos que como el plano de cimentación se encuentra por debajo del nivel freático el peso específico a utilizar en el cálculo será el sumergido $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 10,7 \text{ kN/m}^3$.

Además hay que considerar que al tratarse de un suelo granular, la cohesión se considera nula y por lo tanto la expresión queda reducida:

$$q_h' = q' \cdot N_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Operando se obtiene la presión de hundimiento:

$$q_h' = -35,65 \text{ kN/m} \cdot 16,44 + \frac{1}{2} \cdot 48 \text{ m} \cdot 10,7 \text{ kN/m}^3 \cdot 12,84 = 2711,23 \text{ KN/m}^2$$

Pasamos la carga de efectivas a totales para poder compararla con la carga transmitida:

$$q_h = q_h' + u = 2767,88 \text{ kN/m}^2$$

Para poder obtener el coeficiente de seguridad es necesario obtener las presiones netas tanto para la carga de hundimiento como para la transmitida:

$$q_{hn} = q_h - q = 2746,88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{tn} = q_t - q = 94,02 \text{ KN/m}^2$$

Finalmente el coeficiente de seguridad viene dado por la siguiente expresión:

$$F = \frac{q_{hn}}{q_{tn}} = \frac{2746,88 \text{ kN/m}^2}{94,02 \text{ kN/m}^2} = \mathbf{29,21 \text{ KN/m}^2}$$

El valor del coeficiente de seguridad supera con creces el establecido como mínimo por la ROM 0.5-05, por lo que se considera que la situación es favorable y no se producirán problemas de hundimiento en el dique. Vista la holgura de la que se dispone se prescinde del cálculo con la



sobrecarga de obra y se acepta que el contradique (con menor peso transmitido) cumple la condición de hundimiento.

5.2.3. Verificación de la seguridad frente a deslizamiento superficial del manto

El manto de protección externo puede deslizarse a lo largo de su contacto con el manto secundario. Este problema puede resolverse con medidas preventivas tales como la inclusión de llaves (piezas de mayor tamaño que atraviesen ese contacto y rompan su continuidad) o la construcción de bermas de refuerzo en el pie del dique u otras similares. En España, la inclusión de llaves no es habitual y por lo tanto se descarta por falta de experiencia.

Estos deslizamientos casi planos, con buena parte de la superficie de rotura discurrendo a lo largo de contactos de escolleras de distintas granulometrías. En esos cálculos debe suponerse que la resistencia al corte de los contactos entre capas es puramente friccional ($c = 0$) y adoptarse como ángulo de rozamiento de cálculo un ángulo menor que el de la escollera inmediatamente superior al plano de deslizamiento. Esto es:

$$\phi_c = \phi \times r^n$$

Donde:

- ϕ = ángulo de rozamiento de la escollera por encima del plano de deslizamiento.
- r = relación de tamaños medios de la escollera inferior al plano de deslizamiento y la escollera situada inmediatamente encima. Debe ser menor que 1.
- n = parámetro adimensional que puede investigarse en laboratorio. Para tamaños relativamente uniformes puede suponerse igual a 0,3.

La incógnita principal en estos cálculos es el estado de presiones intersticiales en el contacto, el cual depende, entre otros parámetros, de la permeabilidad de los distintos mantos y de las modificaciones en el régimen hidráulico producidas por la presencia o no de espaldones. En general, como primera aproximación, se puede suponer que el dique es impermeable por debajo del plano de deslizamiento y que la escollera es arrastrada por un flujo de agua paralelo al talud, examinando la situación en el momento en que la ola, en su contacto con el paramento del dique, está en la situación más baja.

Cuando el deslizamiento sea de gran longitud comparado con el espesor de la masa deslizante se podrá utilizar la fórmula simplificada de deslizamientos planos indefinidos.

La verificación de la seguridad puede darse por satisfecha cuando quede probado que el coeficiente de seguridad obtenido sea superior a 1,2.

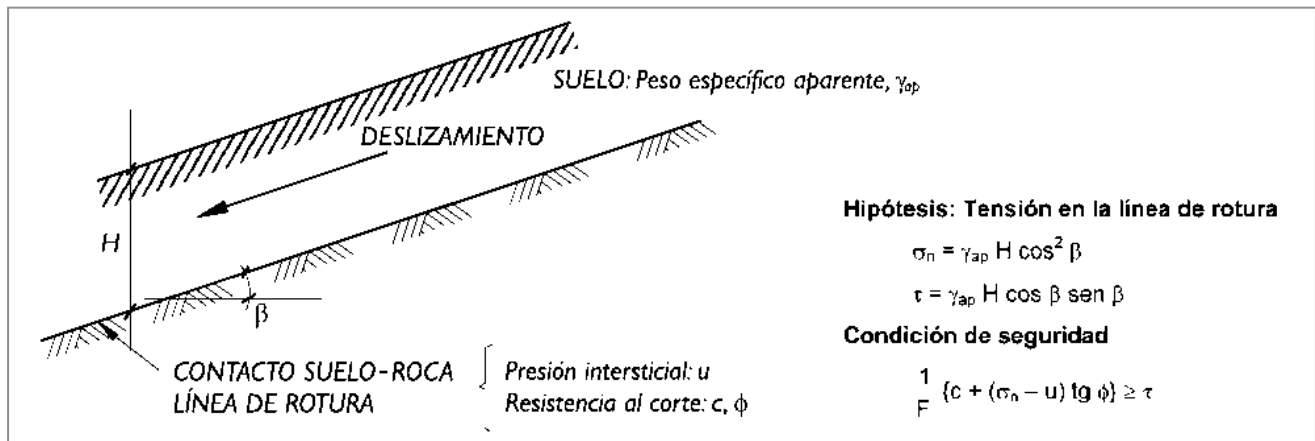


Figura 3. Esquema del método de deslizamiento plano indefinido descrito por la ROM 0.5-05

Para la verificación frente deslizamiento mediante el método de plano indefinido se supone la siguiente sección:

Los parámetros necesarios son los siguientes:

- Angulo con la horizontal: $\beta = 26,57^\circ$
- Espesor vertical del manto: $H = \frac{2,60 \text{ m}}{\cos \beta} = 2,91 \text{ m}$
- Peso específico saturado de la escollera: $\gamma_{escollera.sat} = 2,2 \text{ t/m}^3$

Se supone una rebanada de ancho a y espesor 2,91 metros para realizar el equilibrio de fuerzas:

$$W = \gamma_{escollera.sat} \cdot H \cdot \cos \beta$$

El peso de la rebanada se descompone en dos fuerzas:

$$N = \gamma_{escollera.sat} \cdot a \cdot H \cdot \cos^2 \beta$$

$$T = \gamma_{escollera.sat} \cdot a \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta$$

Las tensiones se obtienen dividiendo los esfuerzos por su área de acción:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot 1} = \gamma_{escollera.sat} \cdot H \cdot \cos^2 \beta$$

$$\tau = \frac{T}{a \cdot 1} = \gamma_{escollera.sat} \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta$$

La tensión máxima admisible viene dada por:

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \cdot \tan \phi$$

$$R = \tau_{max} \cdot (a \cdot 1)$$

Como dice la ROM, se debe analizar la situación en la que la ola arrastra la escollera, examinando el momento en el que la ola está en la situación más baja. Por lo tanto, si suponemos



que en su punto más bajo el nivel del mar está a 4 metros sobre el terreno, la presión intersticial en la base será de 41,2 KN/m. Además hay que considerar que la cohesión de la escollera es nula.

El coeficiente de seguridad viene dado por:

$$F = \frac{R}{T} = \frac{a \cdot \sigma' \cdot \tan \phi}{\gamma_{escollera.sat} \cdot a \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta}$$

Suponiendo un coeficiente $r_u = u/\gamma \cdot d$

$$F = \left(1 - \frac{r_u}{\cos^2 \beta}\right) \cdot \frac{\tan \phi_c}{\tan \beta}$$

El ángulo de rozamiento de cálculo se obtiene como se ha mencionado anteriormente:

$$\phi_c = 40^\circ \cdot 0,8^{0,3} = 37,41^\circ$$

▪ **Calculo del coeficiente de seguridad:**

Para el nivel freático descrito anteriormente se obtiene variación del coeficiente de seguridad según la profundidad:

- Para $z = 0$ (nivel freático menor):

$$u = 0$$

$$r_u = 0$$

$$F = 1,53$$

- Para $z = 1m$:

$$u = 10,3 \text{ kN/m}$$

$$r_u = 0,164$$

$$F = 1,28$$

- Para $z=2m$

$$u = 20,6 \text{ kN/m}$$

$$r_u = 0,328$$

$$F = 1,03 < 1,10$$

A una profundidad de 2 metros por debajo del nivel del mar menor ya no se cumple el coeficiente de seguridad, por lo tanto se deberá considerar aplicar algún método para impedir el deslizamiento. Se considera la opción de disponer una banquetta en el fondo para sostener la capa



de escollera. Este cálculo se realizará en la base del dique a una profundidad desde el nivel del mar de 4 metros:

$$T = \gamma_{escollera.sat} \cdot a \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta = \mathbf{25,15 \text{ KN/m}}$$

En la base del dique ($z = 5,5 \text{ m}$) se tienen las siguientes condiciones:

$$\sigma = \gamma_{escollera.sat} \cdot H = \mathbf{62,80 \text{ kN/m}^2}$$

$$u = \gamma_w \cdot z = \mathbf{41,2 \text{ kN/m}^2}$$

$$R = (\sigma - u) \cdot \tan \phi = (62,80 \text{ kN/m} - 41,2 \text{ kN/m}) \cdot \tan 37,41^\circ = \mathbf{16,52 \text{ KN/m}}$$

como $T > R$ se moviliza el empuje al reposo generado por la banquetta y este será igual a $T - R$:

$$k_p = \frac{1}{\tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{4}\right)} = \mathbf{4,1}$$

$$e'_p = k_p \cdot (\sigma_v - u) = k_p \cdot (\gamma_{escollera.sat} \cdot h - u)$$

El empuje E lleva la misma dirección que el talud y es el que se opone al deslizamiento, se obtiene al descomponer el empuje pasivo:

$$E' = E'_p \cdot \cos \beta = \frac{1}{2} \cdot e'_p \cdot h = \left(\frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_{escollera.sat} \cdot h^2 - u \cdot h\right) \cdot \cos \beta = T - R = \mathbf{21,6 \text{ KN/m}}$$

$$E'_{adm} = \frac{E'}{1,2} = \mathbf{18 \text{ KN/m}}$$

Con este valor de empuje pasivo, el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{R + E'_{p,adm}}{T} = \mathbf{1,37}$$

Para obtener este coeficiente de seguridad, la banquetta tendrá que tener una altura de 1,28 metros, esta altura se ha obtenido despejando la ecuación anterior.

Para verificar que el empuje E' es menor que el que produciría una condición de deslizamiento horizontal de la banquetta:

$$E'(\max) = \frac{\gamma' \cdot L \cdot h \cdot \tan \phi}{F}$$

Para cumplir esta condición con un coeficiente de seguridad de 1,3 se requiere una longitud de la banquetta de 2,00 metros.



5.2.4. Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad global del núcleo

Es necesario analizar los modos de rotura por deslizamiento que pueden ocurrir en el núcleo y cimientto. Ambas roturas pueden producirse según líneas aproximadamente circulares.

Para determinar la rotura del cimientos es necesario tener una buena caracterización del terreno y determinar el grado de consolidación de este. Además se deben definir varias situaciones de proyecto, siendo las más críticas:

- Fase de construcción
- Finalización de construcción (proceso de consolidación)
- Fase de servicio

La rotura del dique según líneas de deslizamiento circulares es un problema muy complejo debido a la variación de las presiones intersticiales a lo largo de la línea de rotura. Para analizar la estabilidad del núcleo, deben tantearse líneas de rotura que afecten a ambos taludes del dique; al lado del mar y al lado del puerto.

Como no se dispone del conocimiento necesario para realizar este cálculo se, aproxima la estabilidad del núcleo mediante el ángulo de rozamiento interno.

En el predimensionamiento del dique, se escogió mediante métodos empíricos basados en la experiencia una pendiente de 2:1 tanto para el talud exterior como para el interior. Como hemos visto, el ángulo de rozamiento es de 30° y se debe cumplir un coeficiente de seguridad de 1,1 obtenido mediante la siguiente fórmula:

$$F = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Para el talud exterior, con un ángulo respecto la horizontal de 27° podemos asegurar que cumple la primera condición. El coeficiente de seguridad es:

$$F = \frac{\tan 30}{\tan 27} = 1,13 > 1,1$$

Por lo tanto, el dique cumple el coeficiente de seguridad de estabilidad de taludes.

5.2.5. Asientos

Respecto a los Estados Límite de Servicio se comprueba el asiento total instantáneo para el dique principal. Dicho asiento no debe ser mayor que 5 cm para verificar las condiciones de la ROM 0.5-05.



Los diques de escollera se adaptan bien a las deformaciones del cimiento. A pesar de ello, la estimación de asientos es necesaria para:

- Conocer la posible influencia en la cota de coronación del dique o en la cota de recrecido.
- Evaluar su efecto en posibles estructuras colocadas en su coronación (espaldones, firmes, etc.).

El cálculo de asientos diferidos, que ocurren después de la construcción, causados por la deformación del terreno natural, debe realizarse aplicando los procedimientos adecuados de la mecánica del suelo.

En general, la condición de asientos suele ser la que fija el valor de la carga admisible en los materiales granulares, que presentan grandes dificultades para la toma de muestras inalteradas. La mayoría de los métodos existentes utilizan la información suministrada por los ensayos in situ, principalmente el de penetración dinámica estándar (SPT).

El asiento que se suele dar en este tipo de terrenos es el asiento instantáneo, el cual se produce casi simultáneamente con la aplicación de la carga. Existen dos métodos para calcular el asiento instantáneo: el método Meyerhof parte del ensayo de penetración estándar, mientras que el método Schmertmann utiliza los resultados de un ensayo de penetración estática.

Para el cálculo de los asientos instantáneos vamos a utilizar el método Schmertmann a partir de resultados aproximados para el terreno del que se dispone, ya que no se ha podido realizar un ensayo de penetración estática.

Para una cimentación corrida, el asiento viene dado por la siguiente expresión:

$$s = C_1 \cdot q_{tn} \cdot \sum_0^{4B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right)$$

donde C_1 es un coeficiente de profundidad que viene dado por:

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q'}{q_{tn}} \geq 0,5$$

donde:

- **Presión total:** $q = 1m \cdot 21 \text{ kN/m}^2 = 21 \text{ KN/m}^2$
- **Presión intersticial:** $u = 5,5m \cdot 10,3 \text{ kN/m}^2 = 56,65 \text{ KN/m}^2$
- **Presión efectiva:** $q' = q - u = -35,65 \text{ KN/m}^2$
- **Presión efectiva:** $q_{tn} = 94,02 \text{ KN/m}^2$



$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{-35,65 \text{ kN/m}^2}{94,02 \text{ kN/m}^2} = 1,18$$

Los resultados del SPT sobre los que se trabajarán son los siguientes:

Profundidad (m)	Golpeo (N)
$0 \leq z \leq 10$	20
$10 \leq z \leq 30$	30
$30 \leq z$	Rechazo

Tabla 2. Resultado del ensayo SPT

Con estos resultados se puede obtener el valor del modulo de deformación E:

$$E = 3,5 \cdot q_c$$

$$q_c = 4 \cdot N$$

$$E = 1400 \cdot N \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

La distribución de presiones será tal que así:

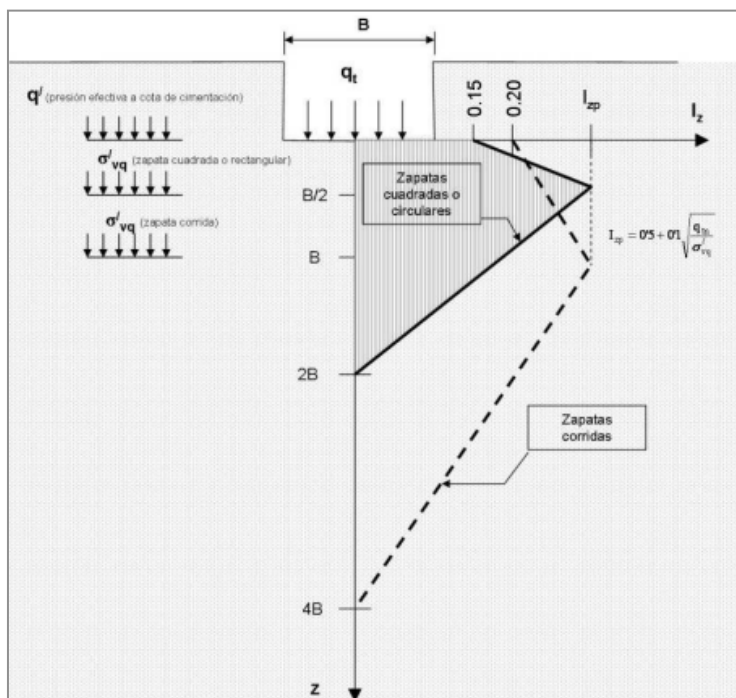


Figura 4. Distribución de presiones según la profundidad



I_z es un coeficiente que varía con la profundidad. Para una cimentación corrida de base $B = 43,80$ metros, su valor máximo se alcanza a una profundidad de B por debajo del plano de cimentación y viene dado por la expresión:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{q_{tn}}{\sigma'_{vq}}}$$

donde σ'_{vq} es la presión efectiva a una profundidad B :

$$\sigma'_{vq} = \left((48m + 1,00m) \cdot \frac{21kN}{m^3} \right) - \left((48m + 5,5m) \cdot \frac{10,3kN}{m^3} \right) = 477,95 \text{ KN/m}^3$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{94,02 \text{ kN/m}^2}{477,95 \text{ kN/m}^3}} = 0,544$$

El asiento instantáneo vendrá dado por el sumatorio de los producidos para las distintas profundidades, por lo tanto, los intervalos a analizar son:

- $0 < z < 9$:

$$I_z = \left(\frac{0,543 - 0,15}{48m} \cdot 9m \right) + 0,15 = 0,22$$

$$\sum_0^9 \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right) = \frac{\frac{0,15 + 0,22}{2} \cdot 9m}{1400 \cdot 20} \cong 0,059 \text{ mm}$$

- $9 < z < 29$:

$$I_z = \left(\frac{0,543 - 0,15}{48m} \cdot 29m \right) + 0,15 = 0,39$$

$$\sum_9^{29} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right) = \frac{\frac{0,23 + 0,41}{2} \cdot 20m}{1400 \cdot 30} \cong 0,147 \text{ mm}$$

- $29 < z$:

$$\sum_{29}^{43,8} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right) = \frac{\frac{0,41 + 0,543}{2} \cdot 14,8m}{1400 \cdot 0} \cong 0 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el asiento total viene dado por:

$$s = 1,22 \cdot 81,04 \cdot (0,059 \text{ mm} + 0,147 \text{ mm}) \cong 20,40 \text{ mm}$$

Se verifica que el asiento total será de 2,0 cm, valor aceptable para el asiento de un dique, ya que la ROM 0.5-05 establece como valor limite 5 cm. Dicho asiento tendrá lugar en el instante en



el que se colocan las cargas, justo en fase de construcción, por lo que después no se deberán de considerar asientos diferidos.

IBIZA PARRA
Miguel

Valencia, Junio de 2015