

# Diques en talud

Apuntes de Clase

María Clavero & Miguel Ortega-Sánchez

Grado en Ingeniería Civil

ETSI Caminos, Canales y Puertos

Universidad de Granada



# Índice general

---

<b>Índice general</b>	<b>III</b>
<b>1. Tipología y comportamiento hidráulico</b>	<b>1</b>
1.1. Geometría del dique en talud . . . . .	1
1.2. Tipos de piezas . . . . .	2
1.3. Rotura de la ola . . . . .	2
1.4. Ascenso y descenso de la lámina de agua. Rebase . . . . .	3
1.4.1. Análisis dimensional . . . . .	3
1.4.2. Condiciones pésimas de rotura . . . . .	6
1.4.3. Rebase . . . . .	7
<b>2. Modos de fallo</b>	<b>9</b>
<b>3. Diseño de las piezas del manto principal</b>	<b>11</b>
3.1. Fases del movimiento . . . . .	12
3.2. Criterios de avería . . . . .	12
3.3. Cuantificación de la estabilidad . . . . .	14
3.3.1. Análisis dimensional . . . . .	14
3.3.2. Cálculo del peso de las piezas . . . . .	16
3.4. Diagrama de cálculo . . . . .	18
3.5. Influencia de la pendiente del talud . . . . .	18
3.6. Efecto del ángulo de incidencia del oleaje . . . . .	20
3.7. Limitación de altura de ola por profundidad . . . . .	22
<b>4. Diseño de mantos secundarios, berma y espaldón</b>	<b>23</b>
4.1. Diseño de los mantos secundarios . . . . .	23
4.2. Dimensiones de la berma de coronación . . . . .	24
4.3. Diseño de la berma de pie . . . . .	24
4.4. Estabilidad del espaldón . . . . .	25
4.4.1. Presiones dinámicas . . . . .	25
4.4.2. Presiones reflectivas . . . . .	27
4.4.3. Cálculo de la estabilidad . . . . .	27
4.5. Peso de las piezas en la región a sotamar . . . . .	28
4.6. Estabilidad de los morros de los diques rompeolas no rebasables . . . . .	28
4.7. Estabilidad de las piezas de la berma de protección de un dique vertical . . . . .	28
<b>Bibliografía</b>	<b>31</b>
References . . . . .	31



# Tipología y comportamiento hidráulico

## 1.1. Geometría del dique en talud

La figura 1.1 muestra la sección tipo de un dique en talud. Las principales variables geométricas que caracterizan la sección son el francobordo,  $F_c$ , la cota de coronación de la berma,  $A_c$ , la profundidad a pie de dique,  $h_*$ , la anchura del espaldón,  $B$ , la pendiente del fondo,  $\beta$ , la anchura superior de la berma,  $B_c$  y la inclinación de los taludes del dique,  $\alpha$ . En relación con la inclinación de los taludes del dique, con frecuencia se distingue el talud a barlomar ( $\alpha_b$ ) del de sotamar ( $\alpha_s$ ). El valor de este ángulo tiene gran influencia en la forma de romper del oleaje sobre la estructura, haciendo que ésta sea más o menos disipativa o reflejante.

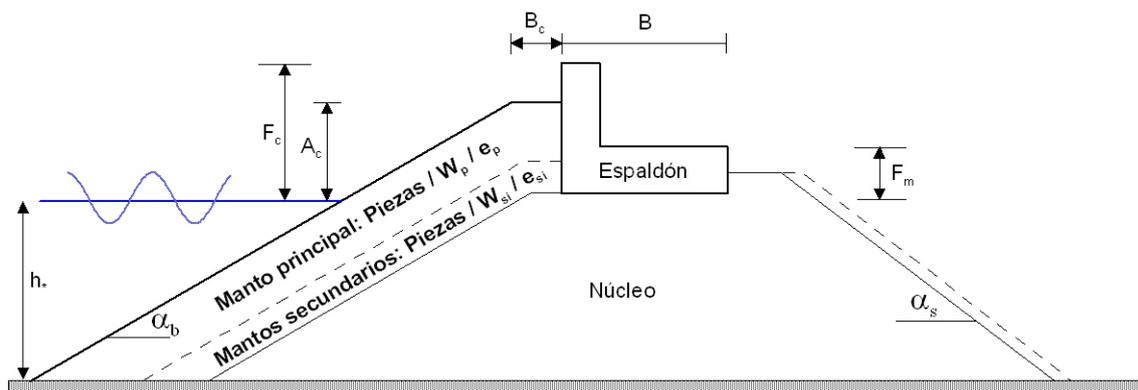


Figura 1.1: Sección tipo de un dique en talud.

Tal y como se expuso al describir las diferentes tipologías de obras de abrigo, el dique en talud se caracteriza por:

1. tener un núcleo central formado por todo uno de cantera con peso entre 5 y 50-100kg, en el que interesa que no haya casi finos,
2. manto principal formado por piezas de escollera u hormigón cuya función principal es disipar la energía del oleaje a través de la rotura sin sufrir daños estructurales y
3. mantos secundarios que actúan como filtro entre el manto principal y el núcleo para asegurar el adecuado comportamiento estructural del dique, así como evitar deslizamientos entre mantos. Excepto en fondo rocoso, en general es necesario construir una berma de pie que sirva de apoyo a los mantos superiores para incrementar la seguridad.

El dique en talud debe estar diseñado para garantizar que, en condiciones de temporal, las olas mayores rompen sobre el talud, de tal forma que alcanzarían el espaldón (en su caso) sólo olas ya rotas. Así pues, las fenómenos que predominan en estas estructuras (por orden de importancia) son

1. Disipación por rotura.
2. Disipación por fricción con bloques.
3. Reflexión.
4. Rebase de olas rotas (controlado por espaldón).

El objetivo de este tema es **definir y dimensionar cada uno de los parámetros geométricos característicos de la sección.**

## 1.2. Tipos de piezas

Los mantos tanto principal como secundarios se encuentran constituidos por piezas que pueden ser de distintos materiales, pesos y formas. Como material se emplea la escollera (para pesos inferiores a 6 Ton) y el hormigón. La forma de las piezas, en el caso de la escollera, es redondeada con cantos angulosos que incrementen la trabazón, mientras que en el caso del hormigón se suelen emplear cubos de hormigón.

A lo largo de la historia se han patentado numerosas formas alternativas a los cubos de hormigón con objeto de mejorar la trabazón y disminuir el peso y la cantidad de hormigón a emplear. Muchas de estas piezas son esbeltas, presentando problemas al ser sometidas a tracciones. Algunas de las más empleadas han sido los dolos y los tetrapodos (figura 1.2).

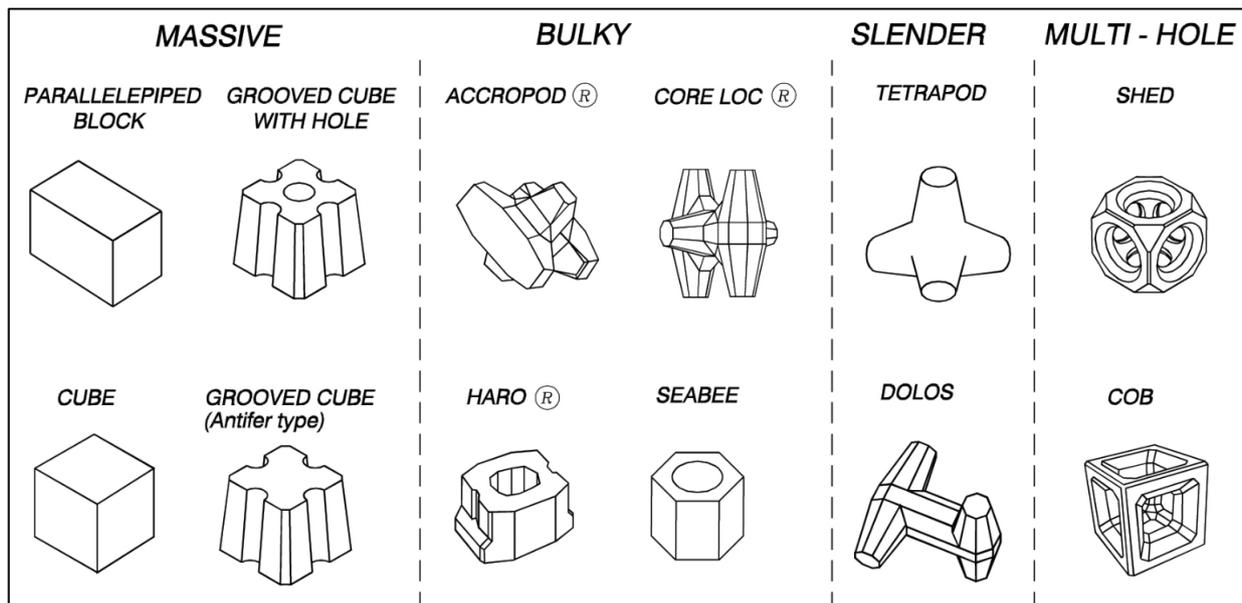


Figura 1.2: Ejemplo de algunas tipologías de piezas que se emplean para los diques en talud.

## 1.3. Rotura de la ola

Se va a considerar un dique en talud sin espaldón de longitud infinita, y se va a suponer que la ola no rompe por fondo sino sobre el talud. Según el valor del número de Iribarren, la rotura del oleaje sobre el dique tiene diferentes características que llevan asociadas distintos niveles de reflexión y disipación de la energía incidente.

Interesa que la **pendiente del talud sea lo suficientemente baja para garantizar que la rotura no será en colapso sino en voluta**, ya que en este caso se disipa entre el 70-90 % de la energía incidente durante el proceso de rotura. La rotura en decrestamiento también sería favorable para disipar energía, aunque las necesidades de material serían excesivas y no es viable construir un dique con pendientes tan suaves. Lo habitual en diques en talud es un valor del número de Iribarren de 2, es raro encontrar valores más bajos. Recordemos los umbrales:

- Rotura en decrestamiento:  $0 < I_r < (0,4 - 0,5)$
- Rotura en voluta (volteo):  $(0,4 - 0,5) < I_r < 2$
- Rotura en voluta o colapso:  $2 < I_r < 2,6$
- Rotura en colapso u oscilación:  $2,6 < I_r < 3,1$
- Rotura en oscilación:  $I_r > 3,12$

## 1.4. Ascenso y descenso de la lámina de agua. Rebase

Cuando la ola rompe sobre el talud se produce el ascenso y descenso de la lámina de agua por el mismo. A este fenómeno se le conoce como run-up y run-down. Conocidos estos valores se sabe cuáles serán las cotas que alcanzará el agua en su ascenso y descenso por el talud (figura 1.3).

### 1.4.1. Análisis dimensional

- Cuando el oleaje incide sobre el talud, se producen los siguientes fenómenos físicos: rotura, run-up y run-down, reflexión y transmisión.
- Considérese que  $Z$  es una función que define cualquiera de los parámetros anteriores, dicha función dependerá de
  - Parámetros del medio físico
    - Profundidad a pie del talud,  $h$
    - Pendiente del fondo antes del talud,  $\tan \beta$
    - Peso específico del agua,  $\gamma_w$
    - Aceleración de la gravedad,  $g$
    - Viscosidad dinámica,  $\mu$
  - Características del tren incidente del oleaje (se asume que nos referimos al oleaje de diseño)
    - Altura,  $H$
    - Periodo,  $T$
    - Ángulo de incidencia del oleaje,  $\theta$
  - Características de la estructura
    - Geometría de la estructura, caracterizada por el talud,  $\alpha$ , y la anchura característica,  $\lambda$ .
    - Características relacionadas con la permeabilidad, que dependerán de:
      - ◊ Tipo de piezas del manto principal.
      - ◊ Forma de colocación de las piezas.
      - ◊ Tamaño de las piezas (se asume que es función del lado del cubo equivalente, dependiente por tanto del peso específico del material,  $\gamma_r$ ).

◇ Características de las capas inferiores (mantos secundarios).

Se asume que el dique en talud se construye de la forma tradicional, en cuyo caso se puede asumir que la rugosidad y permeabilidad sólo dependen, esencialmente, del tipo de pieza (en menor medida de su tamaño).

- Mediante experimentación se ha comprobado que la profundidad no interviene de forma significativa en las características del run-up, por lo que la pendiente y el calado se pueden despreciar.
- Las variables anteriores nos permiten escribir

$$f(Z, \alpha, \text{tipo de pieza}, \lambda, \gamma_w, g, \mu, H, T, \theta) = 0$$

- A partir de las variables anteriores se pueden identificar los siguientes monomios adimensionales:

$Z$  que representa el monomio adimensional buscado  
 $\alpha$   
 $\theta$   
 $H/L_0$   
 $H^2/\mu T$   
 $\lambda/H$

- Sobre los monomios anteriores se pueden hacer las siguientes consideraciones:
  - Se puede considerar que el régimen es turbulento y por tanto el número de Reynolds no influye.
  - Se asume incidencia normal del oleaje.
  - El último monomio se puede despreciar ya que sólo influye en la transmisión.

de donde se llega a

$$Z = f(\alpha, H/L_0)$$

- De la expresión anterior se deduce que la variable bajo estudio sólo depende del número de Iribarren

$$Z = f(I_r)$$

Así pues, el tipo de rotura del oleaje tiene gran influencia sobre los procesos hidrodinámicos sobre el talud.

- Considerando que la variable  $Z$  es el run-up o el run-down adimensionalizado con la altura de ola, se puede escribir que

$$R_u/H = f(I_r) \quad R_d/H = f(I_r)$$

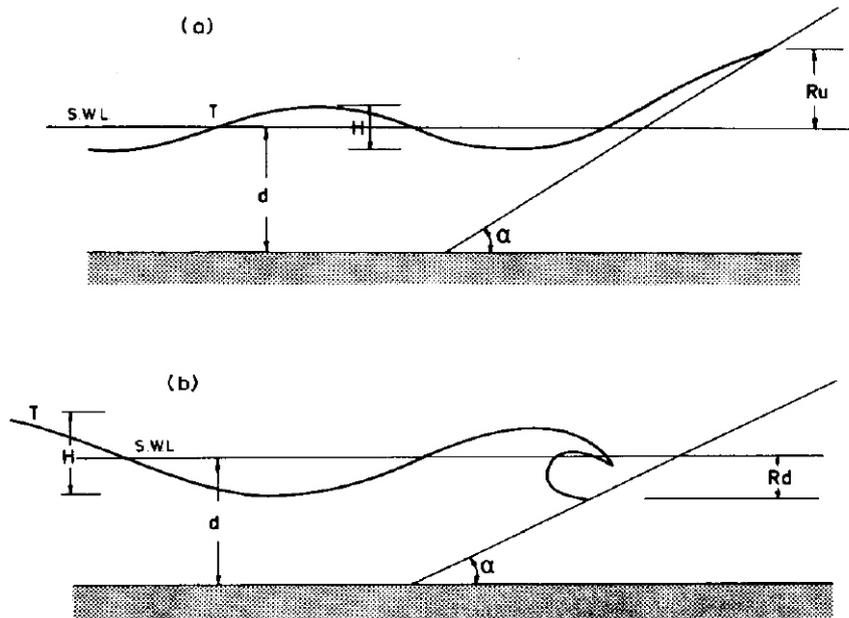
- [Losada & Gimenez-Curto, 1980] propusieron a partir de ajustes de ensayos de laboratorio las siguientes expresiones

$$\frac{R_u}{H} = A_u (1 - \exp(-B_u I_r)) \quad \frac{R_d}{H} = A_d (1 - \exp(-B_d I_r))$$

donde  $A_u, B_u, A_d, B_d$  son coeficientes de ajuste que dependen de la porosidad y, por tanto, del tipo de pieza del manto principal (tabla 1.1). Así pues, con estos ajuste se ha incluido el efecto de la porosidad.

Tipo de pieza	$A_u$	$B_u$	$A_d$	$B_d$
Escollera	1.80	-0.46	-1.10	0.30
Tetrápodos	0.93	-0.75	-0.80	-0.45
Dolos	0.70	-0.82	-0.75	-0.49
Cubos de hormigón	1.05	-0.67	-0.72	-0.42

**Tabla 1.1:** Coeficientes de ajuste.



**Figura 1.3:** Ascenso (run-up) y descenso (run-down) de la lámina de agua sobre el talud.

#### Comentario 1.

Se observa que el run-up depende de dos valores: la altura de ola y el número de Iribarren. Cabe preguntarse qué valores se deben emplear. Dado que el run-up es un estado de servicio, se debe emplear la altura de ola para la que se quiere estimar el run-up, es decir, las condiciones de servicio, y el número de Iribarren debe ser estimado con esa altura de ola. En caso de que se desee estimar el run-up máximo, se emplearía la altura de ola máxima, pero el número de Iribarren.

Así pues, entre el peso de las piezas y el run-up, la diferencia es que en un caso se emplea la altura de ola máxima (ELU) y en otro la de servicio (ELS).

El run-down, como se expuso anteriormente, determina el descenso máximo de la lámina de agua por el talud. A veces el manto principal se apoya sobre los mantos secundarios, de forma que no es necesario prolongar el principal hasta el suelo, con el consiguiente ahorro de material. En ese caso no es recomendable que el run-down llegue a alcanzar esa cota, ya que en ese caso los mantos secundarios se pueden quedar al descubierto y dañar la estructura. Así pues, se pueden dar dos situaciones según los valores relativos del run-down y la profundidad:

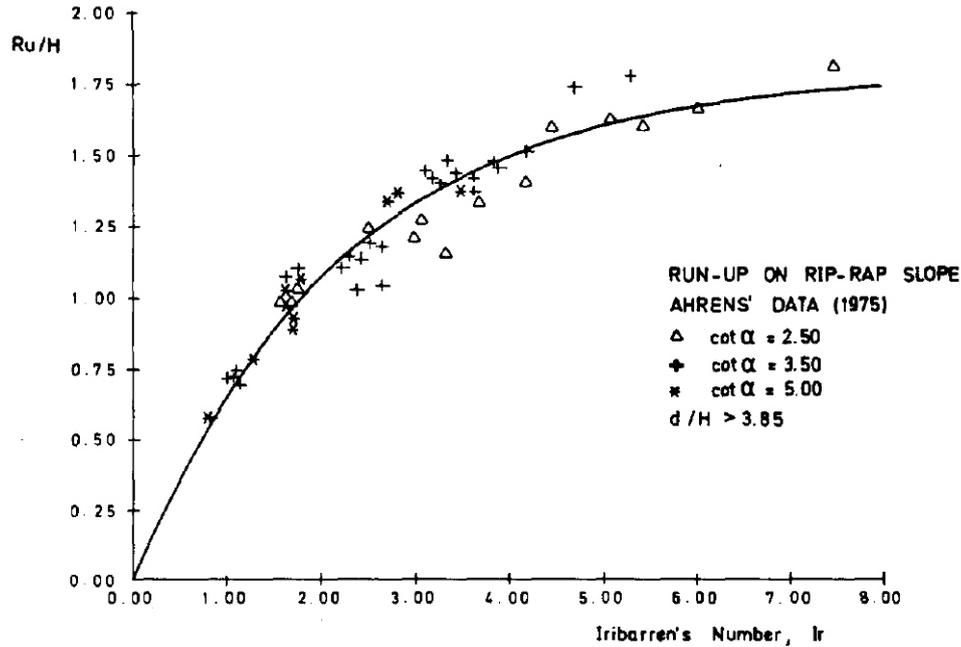


Figura 1.4: Resultados experimentales de run-up.

- Valor del run-down próximo a la profundidad de agua. En caso de que esto pueda suceder, los mantos se prolongan hasta el suelo. En caso de que sea necesario prolongar hasta el suelo, se pueden dar dos situaciones: (1) que el fondo sea roca o material de buena calidad, en cuyo caso los mantos pueden apoyar directamente sobre él; (2) si el material no es de buena calidad, es necesario realizar un cajeadado sobre el que se apoyarán el núcleo y los diferentes mantos.
- Valor del run-down inferior a la profundidad. En ese caso el manto principal se baja hasta aproximadamente esa profundidad, y se apoya sobre los mantos secundarios.

Como criterio de buena práctica siempre es conveniente bajar el manto un poco más que el máximo run-down esperable.

#### 1.4.2. Condiciones pésimas de rotura

El comportamiento del flujo sobre el talud asociado a los diferentes tipos de rotura es diferente. Así, se pueden distinguir los siguientes casos:

1. Decrestamiento: en este caso el flujo de agua que ha subido por el talud no consigue descender completamente por el talud antes de ser alcanzado por la siguiente ola. Es decir, casi no hay velocidad de descenso
2. Voluta: el ascenso y descenso es más lento que la llegada de la siguiente ola. El acoplamiento se produce cerca del nivel medio, con menos velocidad de descenso, es decir, condiciones más favorables.
3. Colapso: en este caso cuando el flujo desciende por el talud se encuentra con la siguiente ola, es decir, el mismo tiempo que tarda la ola en subir y bajar por el talud es lo que tarda la siguiente ola en llegar. Por ello, se produce un cierto acoplamiento entre una ola y la siguiente. Por ello, son las peores condiciones desde el punto de vista de los esfuerzos que sufre el talud.
4. Oscilación: en este caso los movimientos están desacoplados

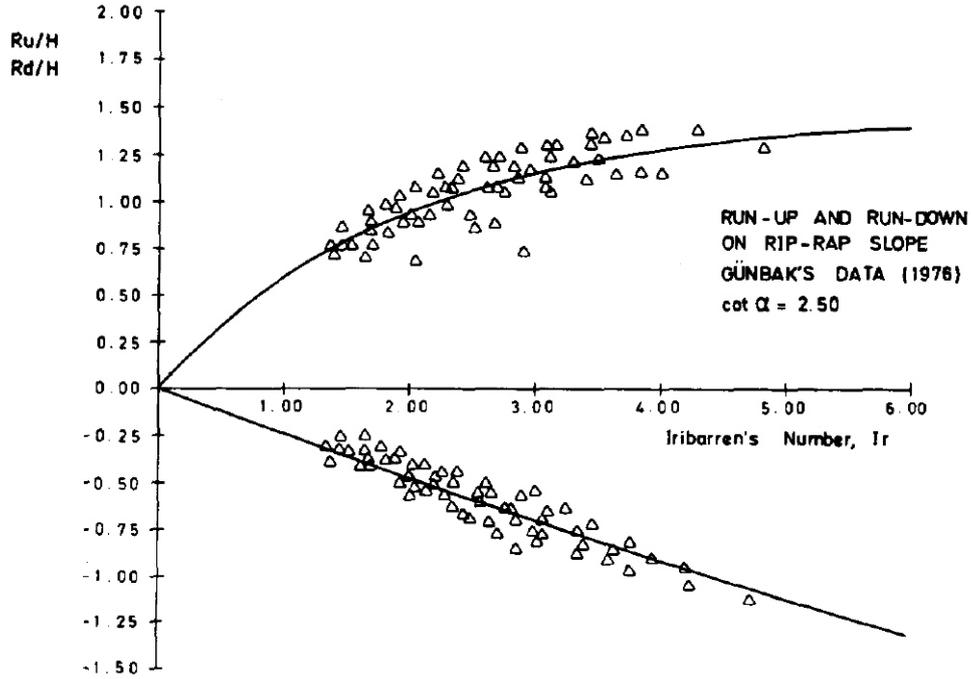


Figura 1.5: Resultados experimentales de run-up y run-down.

Así pues, las condiciones más desfavorables se dan para colapso: se producen las máximas aceleraciones y fuerzas de arrastre. Siempre es mejor que los movimientos estén más desacoplados. Por ello, los diques se diseñan en general para rotura en colapso.

### 1.4.3. Rebase

Una vez estimado el run-up, se puede aproximar que si su valor es mayor que el del francobordo se producirá rebase (este aspecto no es del todo cierto, eso sería en el caso de un dique infinitamente largo, pero con frecuencia el dique acaba como se muestra en la figura). Al hacer la suposición anterior se está del lado de la seguridad.

Se puede definir un **Margen de Seguridad**,  $S$ , de la siguiente manera:

$$S = Fc - Ru$$

de tal manera que si  $S > 0$  no hay rebase, y si  $S < 0$ , el agua pasa por encima de la coronación y hay rebase. La evaluación del rebase se realiza a través del cálculo del caudal adimensional  $Q$ , definido como  $Q = \frac{q}{\sqrt{gH^3}}$ . Para diques en talud se puede considerar la siguiente expresión [Van der Meer *et al.*, 2016]:

$$Q = 0,09 \exp \left[ - \left( \frac{1,5 Fc}{\gamma_f \gamma_b H_s} \right)^{1,3} \right]$$

donde  $\gamma_f$  es un factor de rugosidad que depende del tipo de pieza, y  $\gamma_b$  es un factor dependiente del ángulo de incidencia.

En función del valor obtenido de caudal  $Q$ , se determina si bajo esas condiciones el dique puede desarrollar la actividad proyectada, lo que se conoce como condiciones de operatividad.



---

## Capítulo 2

# Modos de fallo

---

Cuando se diseña un dique en talud se espera que sea estable. Existen 4 tipos de estabilidades:

1. Estabilidad global, que hace referencia a la estabilidad del dique en su conjunto, con especial atención al manto principal.
2. Estabilidad unitaria, que hace referencia a la estabilidad de las piezas (consideradas individualmente) o su estabilidad para permanecer donde han sido ubicadas.
3. Estabilidad estructural, que hace referencia a la fortaleza estructural del sistema.
4. Estabilidad geotécnica, que incluye la estabilidad del suelo así como la estabilidad frente a la erosión del pie u otros fallos similares.

A continuación se describen los modos de fallo de los diques en talud (figura 2.1):

1. Estabilidad unitaria (piezas)
  - a) Extracción de piezas del manto principal (estabilidad hidrodinámica)
  - b) Averías a sotamar por rebase de la ola rota (estabilidad hidrodinámica)
  - c) Movimientos continuos de piezas del manto principal sin desplazamiento de su posición media (rotura por fatiga)
  - d) Rotura de cantos del manto por choques o superación de la resistencia estructural de la pieza (agotamiento resistente de la sección / estabilidad estructural)
2. Estabilidad global
  - a) Deslizamiento del manto principal por falta de fricción con las capas subyacentes
  - b) Fuerzas de levantamiento sobre espaldón y capas exteriores (por excesiva transmisión). No es un fallo en sí mismo, pero puede ayudar al fallo por extracción de piezas del manto.
  - c) Socavación de la base del espaldón
3. Estabilidad geotécnica
  - a) Asientos y hundimientos del terreno de cimentación
  - b) Erosión de pie / descalce
  - c) Pérdida de las características mecánicas de los materiales
  - d) Defectos de construcción
  - e) Rebase

En el curso sólo se verán los siguientes modos de fallo adscritos a ELU

- Extracción de piezas del manto principal
- Deslizamiento entre mantos
- Deslizamiento del espaldón sobre la banqueta de enrase
- Vuelco rígido

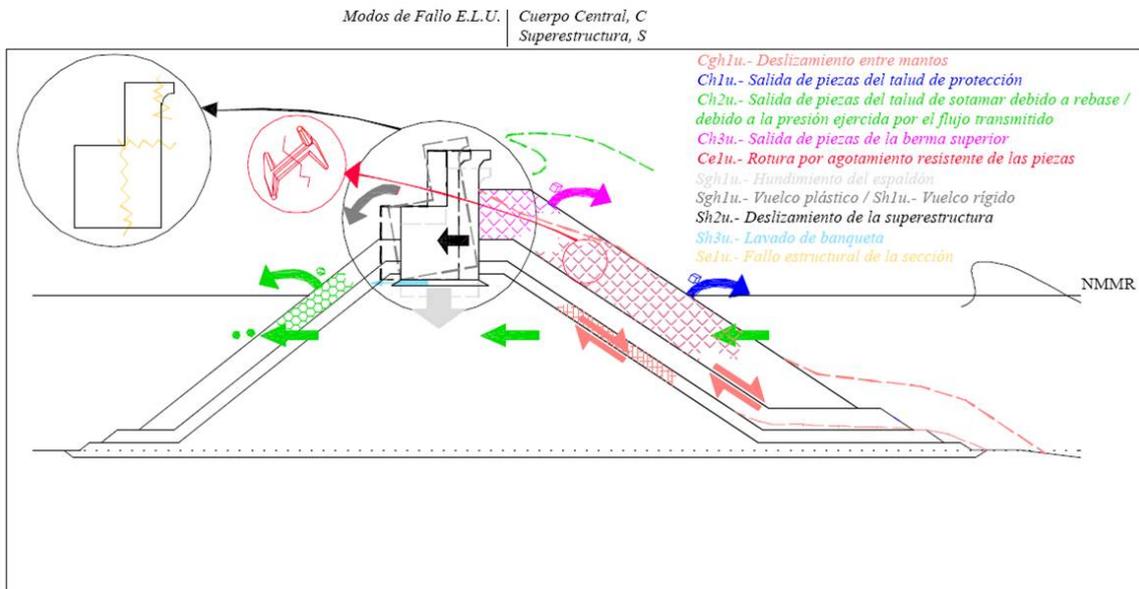


Figura 2.1: Modos de fallo de un dique en talud.

## Diseño de las piezas del manto principal

---

Primero se va a describir de forma más coloquial el comportamiento de las piezas, y luego se especificará con más detalle el comportamiento.

Si se analiza la respuesta estructural del manto principal exterior de un dique en talud sometido a la acción del oleaje, se puede observar el siguiente comportamiento a medida que se incrementa el contenido energético del oleaje:

1. En un primer momento no hay movimiento observable de las piezas, simplemente el flujo va ejerciendo una labor de compactación.
2. Posteriormente aquellas piezas que se encuentren peor encajadas comienzan a cabecear. Estos movimientos pueden producir desportillamientos y roturas parciales de las piezas, que reducen su peso. Asimismo, va disminuyendo la resistencia de las piezas por fatiga del material.
3. Las piezas peor encajadas del manto son desplazadas de su posición, y normalmente pasan a ocupar una posición inferior. Así, pueden comenzar a aparecer posibles huecos en el manto.
4. Si continua el desplazamiento de piezas, el daño ya se hace notorio, con huecos evidentes en el manto. Si la acción del oleaje se mantiene, la avería se estabiliza al cabo de un tiempo, aunque con una deformación del manto principal que se incrementa a medida que aumenta la acción del oleaje.
5. Finalmente, los huecos del manto principal son ya tan importantes que las piezas del manto secundario comienzan a ser extraídas. Dado que estas piezas son de menor peso, el daño no se puede estabilizar sin una deformación apreciable, por lo que al cabo de poco tiempo se suele producir la destrucción del dique.

La estabilidad hidrodinámica se define como **la capacidad de las piezas para oponerse al movimiento bajo la acción del flujo** (se asume que las piezas no se rompen). Las piezas pueden sufrir dos tipos de movimientos:

- Cabeceo: es el movimiento de la pieza respecto a un cierto punto de apoyo. Afecta a la estabilidad estructural en tanto que puede ser una fuente adicional de tensiones.
- Extracción de piezas: supone un desplazamiento o cambio de posición de la pieza. Para que se produzca la extracción es necesario que
  - La acción del flujo debe superar el rozamiento para ser capaz de movilizar la pieza (escala microscópica).
  - La acción del flujo debe superar la trabazón entre las piezas (escala macroscópica).

Tanto el rozamiento como la trabazón producen una disipación o pérdida de energía del oleaje.

### 3.1. Fases del movimiento

Como se ha expuesto anteriormente la energía asociada al oleaje y la acción sobre la estructura debido a la interacción mutua puede producir el movimiento de las piezas que componen los mantos del dique y posteriormente puede llegar a producir el fallo. A continuación se van a describir las fases de movimiento de las piezas.

**Cabeceo de las piezas:** cuando la energía del oleaje supera un cierto umbral, se puede producir el cabeceo de las piezas. Ello puede inducir la fractura parcial de las piezas.

**Reacomodo de las piezas:** si la energía del oleaje continua aumentando, se produce el movimiento de las piezas (véase apartado anterior). Esta reubicación aumenta la compacidad, aunque las piezas nunca deben estar ordenadas sino aleatoriamente colocadas para que la disipación sea máxima. Si están ordenadas la superficie puede llegar a ser *lisa y ordenada*, incrementando así la reflexión en vez de la disipación de energía que es lo que se pretende. Por el contrario, si están desordenadas hay más disipación.

**Estabilidad parcial:** si el contenido energético del oleaje sigue aumentando, se produce la extracción de las piezas que se reubican en el talud dando lugar a una pendiente más suave en la parte inferior que incrementa la estabilidad para esas condiciones energéticas. Es decir, si el contenido energético se mantiene, el nuevo perfil será estable; si la energía se incrementa, el daño se puede incrementar. Una de las ventajas de los diques en talud es que avisan del fallo, es decir, no colapsan de forma instantánea sino que cuando se aprecian cambios en el perfil se sabe que la estructura se encuentra en condiciones críticas. Si la altura de ola se incrementa, el colapso de la estructura es inminente.

**Destrucción:** si las condiciones energéticas siguen empeorando se produce el movimiento generalizado de las piezas y el dique colapsa produciendo la destrucción de la obra.

### 3.2. Criterios de avería

Los criterios de avería más empleados son los definidos por Losada [Losada *et al.* , 1986], que se definen a continuación:

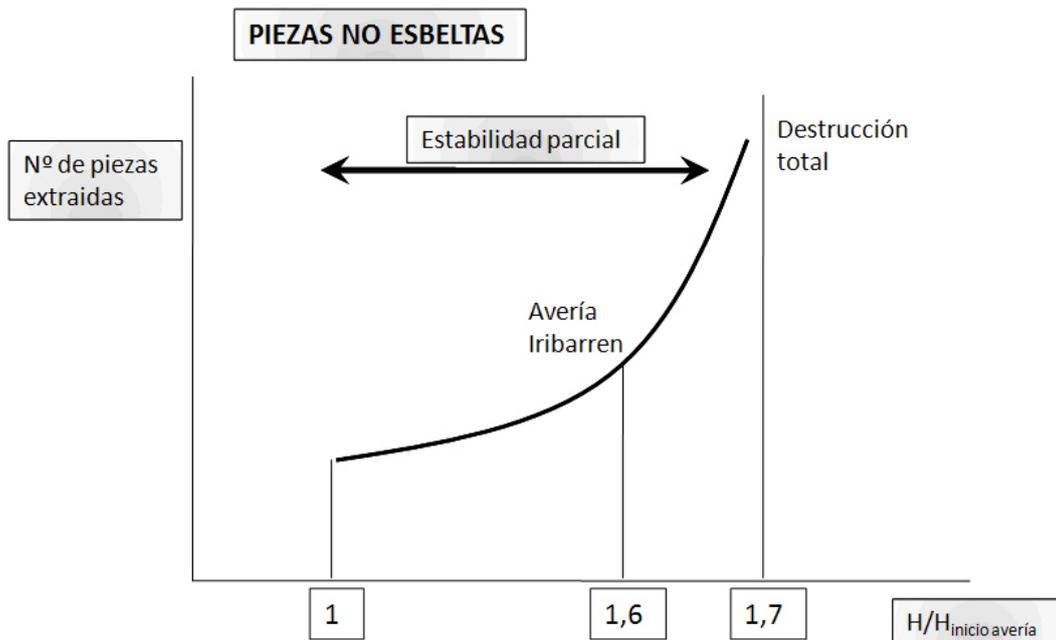
**Inicio de avería:** umbral a partir del cual se supera el rozamiento y la trabazón, y se suele considerar que se mueven 3 piezas de la capa exterior del manto principal a una nueva posición que se encuentra a una distancia superior a un diámetro de la inicial. La evaluación del inicio de avería se suele realizar mediante ensayos, en los que para diferentes periodos se va incrementando el valor de la altura de ola hasta encontrar aquella que produce el inicio de movimiento de las piezas.

**Avería de Iribarren:** se alcanza cuando el fallo de la capa exterior del manto principal se extiende un área suficiente como para permitir que el oleaje empiece a actuar directamente sobre la segunda capa del manto principal y puedan ser extraídas piezas o bloques de la misma (los movimientos de las piezas de la capa exterior del manto principal deja al descubierto la capa interior del manto principal). En esta fase se reorganiza el perfil y avisa de la proximidad del colapso. Se asume que se producen cuando han sido extraídas al menos 6 piezas de la capa exterior del manto principal.

**Inicio de destrucción:** se define como el inicio de avería en la segunda capa del manto principal. Se produce cuando se han movido 3 piezas de la segunda capa del manto principal.

**Avería de destrucción:** se produce cuando comienza la extracción de piezas del manto secundario (se establece que se alcanza la destrucción cuando han sido extraídas 6 piezas de la segunda capa del manto principal). Si las condiciones de oleaje se mantienen, la avería no se estabiliza, de manera que el dique deja de cumplir las condiciones funcionales requeridas para el diseño.

Así pues, se ha expuesto que el principal elemento causante del fallo de una estructura es la energía o contenido energético del oleaje. Pero parece lógico pensar que habrá una dependencia con el tipo de piezas, es decir, una misma altura de ola no producirá el fallo a la misma velocidad si las piezas son esbeltas (dolos) o no esbeltas (cubos). Las figuras 3.1 y 3.2 muestran el número de piezas que son extraídas frente al cociente entre la altura de ola y la altura de ola que produce el inicio de avería para piezas esbeltas y no esbeltas, respectivamente. Se observa que las piezas no esbeltas tienen una mayor estabilidad parcial (definida como el incremento de altura de ola que debe producirse para inducir el fallo de la estructura) que las esbeltas: en el caso de las piezas no esbeltas la altura de ola debe incrementarse más de un 70 % respecto a la altura de ola de inicio de avería para producir el fallo, mientras que para piezas esbeltas esta cantidad roza el 40 %. Por tanto, el colapso es más rápido en piezas esbeltas que no esbeltas.



**Figura 3.1:** Margen de seguridad de las piezas no esbeltas frente a la altura de ola.

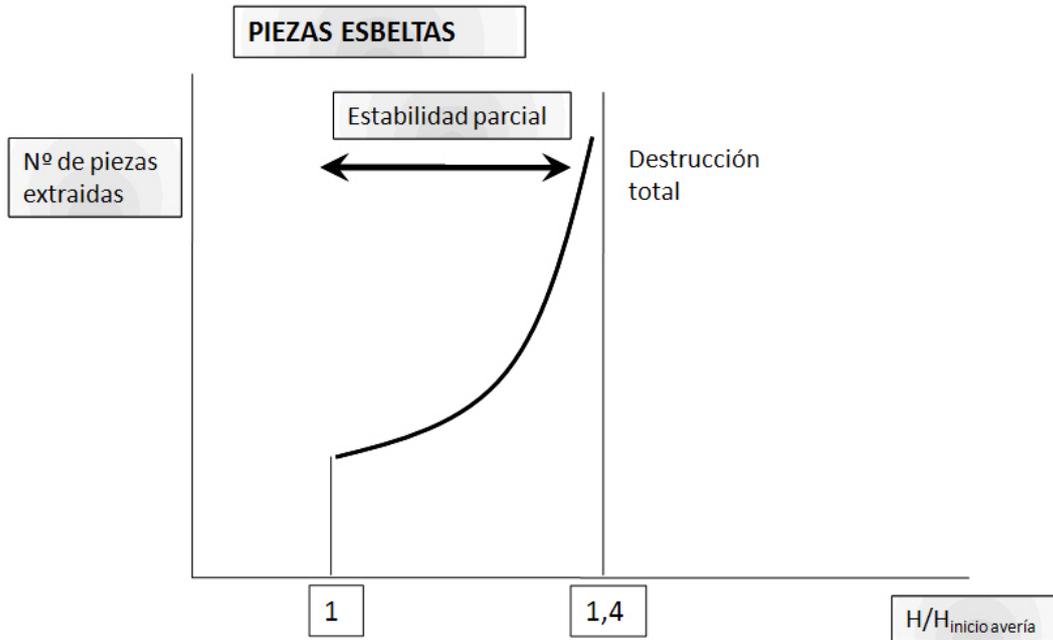


Figura 3.2: Margen de seguridad de las piezas esbeltas frente a la altura de ola.

### 3.3. Cuantificación de la estabilidad

En este apartado se mostrará cómo calcular el peso de las piezas del manto principal para garantizar su estabilidad, siendo éste uno de los aspectos más importantes en el diseño y cálculo de los diques en talud. El objetivo es, teniendo en cuenta los criterios de avería que se han expuesto anteriormente y dada una tipología de pieza seleccionada para el manto principal, *¿qué peso hay que darle a dichas piezas para que sean capaces de resistir una cierta altura de ola?*

En primer lugar, se asumen las siguientes hipótesis:

1. La profundidad es lo suficientemente grande para (1) eliminar la dependencia de la pendiente del fondo y (2) garantizar que la rotura se produce en el talud y no por fondo.
2. La colocación de las piezas es aleatoria.
3. El oleaje es regular y con incidencia normal (en el apartado 3.6 se expondrá cómo se modifica el cálculo cuando la incidencia es oblicua).

#### 3.3.1. Análisis dimensional

Para el cálculo de la estabilidad del manto principal se va a considerar como principal modo de fallo **la extracción de piezas del manto principal**. De forma genérica, las variables que intervienen en dicho fenómeno se describen a continuación:

- Características del medio:
  - Calado o profundidad,  $h$
  - Pendiente del lecho,  $\beta$
  - Peso específico del agua,  $\gamma_w$
  - Aceleración de la gravedad,  $g$

- Viscosidad dinámica,  $\mu$
- Características del oleaje incidente (se asume que es el de cálculo)
  - Altura de ola,  $H$
  - Periodo,  $T$
  - Incidencia,  $\theta$
- Características de la estructura
  - Pendiente,  $\alpha$
  - Peso de las piezas del manto principal,  $W$
  - Peso específico del material,  $\gamma_r$
  - Permeabilidad
  - Características de las capas inferiores

Si se asume que el dique se construye con la tipología tradicional de diques en talud, entonces:

- Se acepta que las características de las capas inferiores dependen de las de la superior (del tipo de piezas, de su peso y del espesor del manto). Además, las características medias de la fricción, de la porosidad y de la trabazón del manto principal dependen del tipo de piezas, de sus dimensiones y de cómo hayan sido puestas en obras. Así pues, todas ellas dependen del tipo de pieza.
- Se asume que el tamaño de las piezas viene dado por el lado de cubo equivalente

$$l = \left( \frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3}$$

y que el espesor de los mantos será proporcional a dicha longitud

$$e = n \cdot l$$

siendo habitualmente  $n = 2$ .

Asumiendo que la profundidad es la suficiente para garantizar la rotura de la ola sobre el talud y para despreciar el efecto de la pendiente, se puede escribir que para **un cierto tipo de pieza prefijada** las condiciones de estabilidad vienen determinadas por una relación entre las siguientes variables

$$F(\alpha, W, \gamma_r, H, T, \theta, \gamma_w, \mu, g) = 0$$

A la expresión anterior se le conoce como **límite de estabilidad**, esto es, *para unas condiciones de oleaje incidente de cálculo y para las condiciones geométricas y del medio que hayan sido fijadas, el valor de  $W$  sería el mínimo peso necesario para garantizar la estabilidad de las piezas seleccionadas*. Por ello,  $F$  depende del criterio de avería que se seleccione, que a su vez depende de los condicionantes de proyecto.

Usando los siguientes monomios adimensionales (aplicando técnicas de análisis dimensional):

$$\alpha \quad \frac{W}{\gamma_w H^3} \quad S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \quad \theta \quad \frac{H^2}{\mu T} \quad \frac{H}{L_0}$$

el valor de  $F$  se puede reescribir como

$$F \left( \alpha, \frac{W}{\gamma_w H^3}, S_r, \theta, \frac{H^2}{\mu T}, \frac{H}{L_0} \right) = 0$$

Asumiendo que el número de Reynolds está por encima de un cierto límite de forma que sus cambios no influyen en la estabilidad, así como incidencia normal del oleaje (expuesto en las hipótesis iniciales), se obtiene

$$F \left( \alpha, \frac{W}{\gamma_w H^3}, S_r, \frac{H}{L_0} \right) = 0$$

que se puede expresar también como

$$W = \gamma_w H^3 F \left( \alpha, S_r, \frac{H}{L_0} \right)$$

### 3.3.2. Cálculo del peso de las piezas

A partir del análisis dimensional realizado previamente, se puede obtener la siguiente ecuación para el cálculo del peso de las piezas del manto principal:

$$W = \psi H^3 \gamma_w \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}$$

donde  $\psi$  se denomina **función de estabilidad**. Su valor depende del tipo de pieza y del número de Iribarren, es decir

$$\psi = \psi \left( \text{tipo de pieza}, \alpha, \frac{H}{L_0} \right) = \psi (\text{tipo de pieza}, I_r)$$

donde  $I_r$  es el número de Iribarren definido como

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

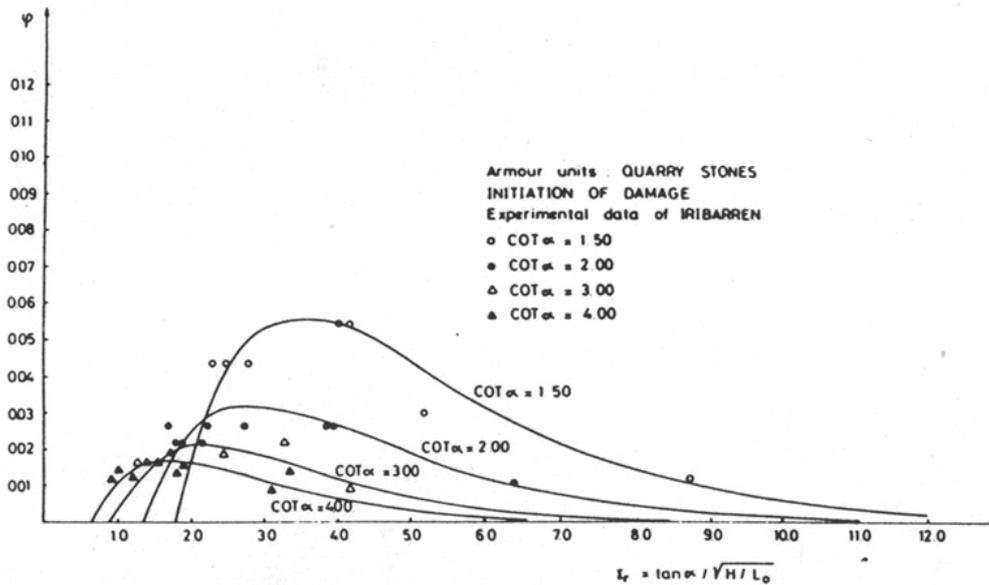
El valor de  $\psi$  fue obtenido mediante ensayos, y su valor depende del criterio de avería (los valores de las alturas de ola que producen dichos fallos serán diferentes y, por tanto, serán distintos los pesos de las piezas necesarios para soportarlos).

Para obtener el valor de la función  $\psi$  se puede proceder mediante una formulación o bien mediante ábacos [Losada, 1990]. La formulación establece

$$\psi = A_w (I_r - I_{r_o}) \exp (B_w (I_r - I_{r_o}))$$

siendo  $A_w$  y  $B_w$  coeficientes que se pueden encontrar en tablas [Losada, 1990] y  $I_{r_o}$  el parámetro de Iribarren para peralte máximo, que se define como  $I_{r_o} = 2,654 \tan \alpha$ .

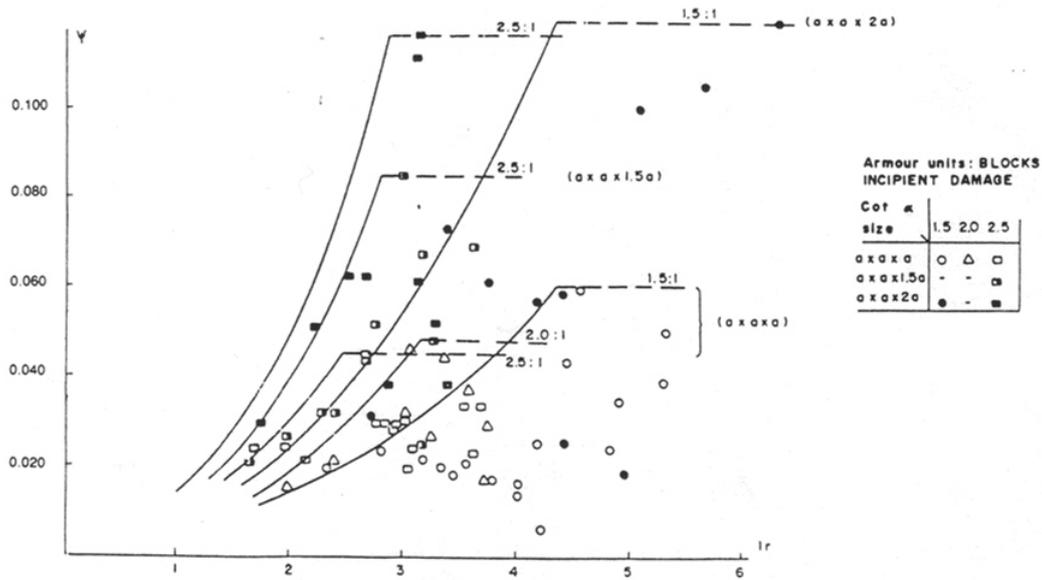
Lo más frecuente es usar los diagramas elaborados por Losada y Giménez Curto y recogidos en [Losada, 1990], que dan la envolvente de los datos y que, por tanto, se quedan del lado de la seguridad. Estos diagramas dependen del tipo de piezas y de la pendiente del talud. A continuación se incluyen los correspondientes a piezas de escollera y cubos de hormigón, que son las piezas más empleadas.



**Figura 3.3:** Valor de la función de estabilidad para distintos valores de la pendiente del talud (piezas de escollera) [Losada, 1990]

#### Comentario 2.

Todo el análisis anterior ha sido para oleaje regular, aunque en la realidad el oleaje es irregular. Para poder trabajar con oleaje irregular se asume la hipótesis de equivalencia: sean  $(H, T)$  variables aleatorias, se asume que el peso mínimo estable  $W$  es también una variable aleatoria, se puede establecer que *en un estado de mar la función de distribución del peso  $W$  se puede obtener asignando a cada ola  $(H, T)$  del tren incidente el peso  $W$  que produciría un tren de ondas monocromático con dichos valores  $(H, T)$* . Como el fallo se producirá con una única ola cuyo  $W$  estable sea mayor que el  $W$  seleccionado, se calcula con las olas mayores. Dado que en todo el proceso se está del lado de la seguridad, los parámetros de cálculo que se emplean en los diques en talud son:  $H_{\max} = 1,6H_s$  y  $T = T_z$ .



**Figura 3.4:** Valor de la función de estabilidad para distintos valores de la pendiente del talud (cubos de hormigón) [tomada de Losada (1990)].

### 3.4. Diagrama de cálculo

A continuación se resume el procedimiento para calcular el peso de las piezas del manto principal:

1. Se define el estado de mar de cálculo, caracterizado por  $H_{\max} = 1,6H_s$  y  $T = T_z$ .
2. Se elige el tipo de pieza (para  $H_{\max} > 6$  m se puede elegir directamente hormigón).
3. Se elige la avería para la que se va a diseñar. Se suele diseñar para inicio de avería (del lado de la seguridad).
4. Se define la pendiente del talud  $\alpha$  (habitualmente  $\cot \alpha = 1,5$  para piezas de hormigón y  $\cot \alpha = 2$  para piezas de escollera).
5. Se calcula el número de Iribarren ( $I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{\max}}{L_0}}}$ ).
6. Se estima el valor de  $\psi$  usando los diagramas de Losada (1990).
7. Se obtiene el peso del manto principal mediante la formulación

$$W = \psi H_{\max}^3 \gamma_w \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}$$

8. Se obtiene el espesor del manto principal a partir del lado del cubo equivalente,  $e = 2 \cdot l = 2 \cdot \left(\frac{W}{\gamma_r}\right)^{1/3}$ .

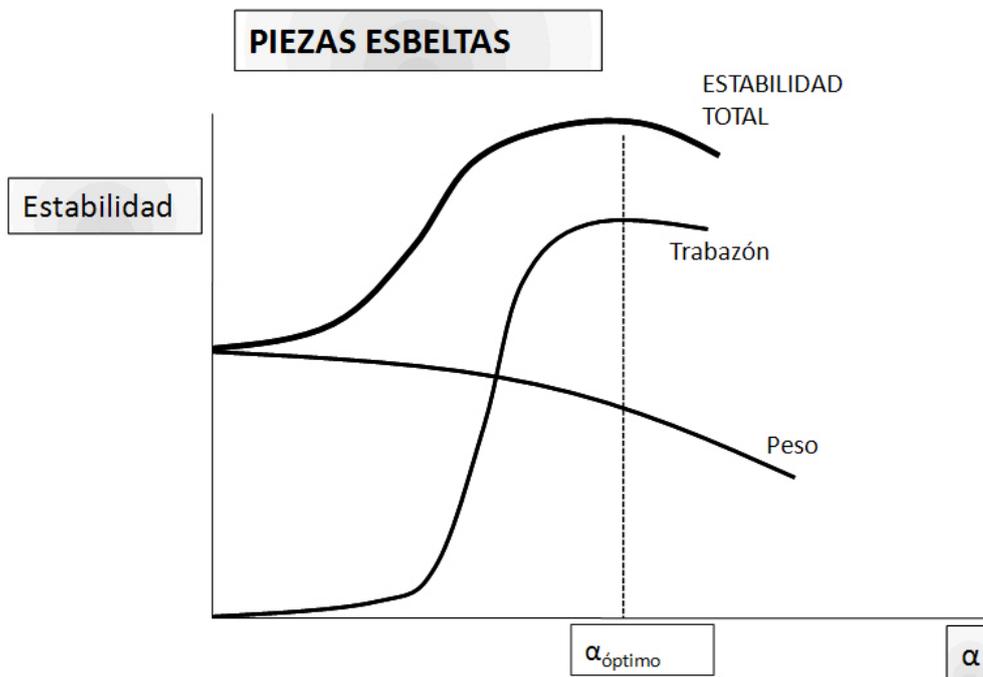
### 3.5. Influencia de la pendiente del talud

Uno de los parámetros que se ha visto anteriormente que influye en la función de estabilidad es la pendiente del talud. Hay 2 efectos que contribuyen a la estabilidad del talud: el peso de las piezas y la pendiente del talud. Ambos se relacionan con la pendiente del talud y, por tanto, con la estabilidad de las piezas.

**Peso de las piezas:** el peso de las piezas que componen el manto, al estar situadas sobre un plano inclinado, tendrá dos componentes, una perpendicular y otra paralela al talud. La componente paralela al talud tenderá a desestabilizar las piezas, de forma que cuanto mayor sea la inclinación del talud menor será la estabilidad de las piezas.

**Trabazón de las piezas:** el comportamiento de la trabazón es contrario al del peso, de forma que cuanto mayor es la pendiente mejor es el engarce entre las piezas y mayor es la estabilidad (en ese caso el peso de unas sobre otras incrementa la estabilidad).

Dado que ambos efectos son contrarios, para poder analizar el efecto conjunto y ver cuál es el ángulo óptimo se emplean las curvas que se muestran a continuación (figuras 3.5 y 3.6). En ellas se representa la estabilidad de las piezas (esbeltas y no esbeltas) en función de la inclinación del talud. Se puede observar que la inclinación óptima de un talud con piezas esbeltas es mayor que el de uno con piezas no esbeltas, debido a la mayor trabazón de las primeras, con el consiguiente ahorro de material.



**Figura 3.5:** Influencia de la pendiente del talud en la estabilidad de las piezas esbeltas.

Los valores óptimos de los ángulos para inicio de avería son:

- Bloques de hormigón  $\rightarrow \cot \alpha \in [3, 4]$
- Escollera  $\rightarrow \cot \alpha \in [4, 6]$
- Dolos  $\rightarrow \cot \alpha \in [1,75, 2]$

Pero el elegir esos valores para los taludes, aunque garantiza la máxima estabilidad, implica un gasto de material muy elevado dada la suave pendiente. Por ello, el talud que más se emplea es  $\cot \alpha = 1,5$ , aunque ello implique tener que usar piezas más pesadas para garantizar la estabilidad (figura 3.7).



Figura 3.6: Influencia de la pendiente del talud en la estabilidad de las piezas no esbeltas.

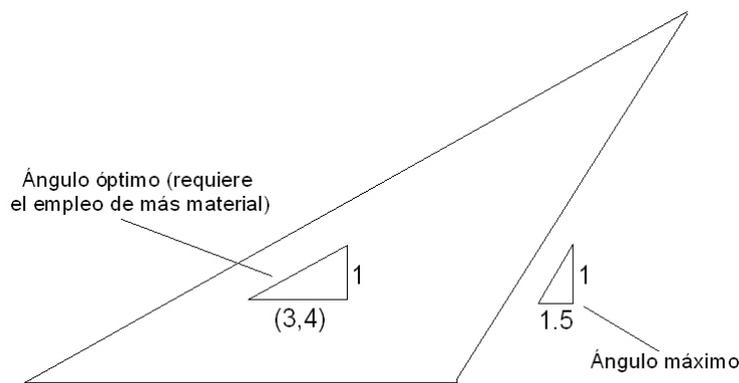


Figura 3.7: Relación de las pendientes.

### 3.6. Efecto del ángulo de incidencia del oleaje

Hasta el momento en el cálculo de los diques en talud no se ha hecho referencia al ángulo de incidencia del oleaje, sólo se han considerado como variables del oleaje el periodo y la altura de ola. Es decir, se ha considerado que en todo momento la incidencia es normal. Vamos a considerar un talud sobre el que incide un oleaje con una cierta oblicuidad, tal y como se muestra en la figura 3.8. Se aprecia que el oleaje incidiendo con oblicuidad se encuentra con un talud de pendiente  $\alpha'$  y no  $\alpha$ . A continuación se va a intentar relacionar el valor de ambos ángulos con el ángulo de incidencia,  $\theta$ .

Aislando los triángulos (figura 3.9), se pueden establecer las siguientes relaciones trigonométricas:

$$d' \cos \alpha' \cos \theta = r \cos \alpha \rightarrow d' \cos \alpha' = r \frac{\cos \alpha}{\cos \theta}$$

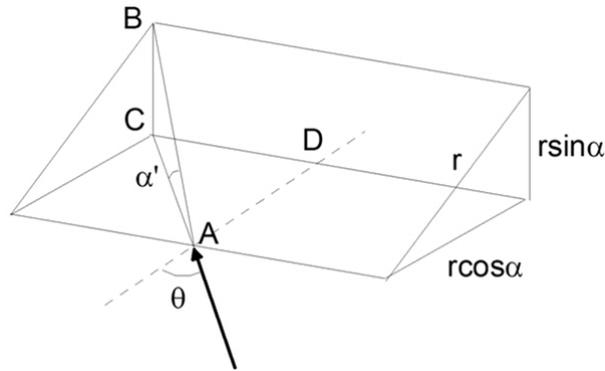


Figura 3.8: Esquema general de un talud sobre el que incide un oleaje oblicuo.

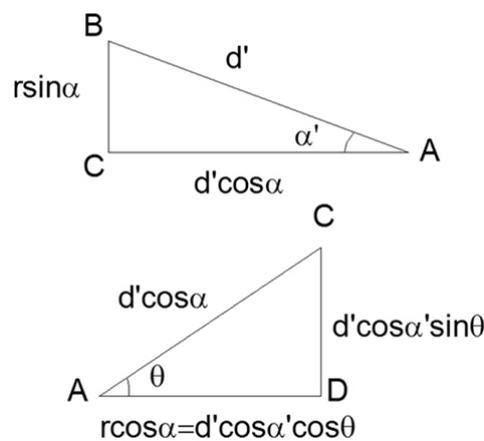


Figura 3.9: Esquema de los triángulos parciales que se forman a partir de la figura anterior.

Operando, se tiene

$$\tan \alpha' = \frac{d' \sin \alpha'}{d' \cos \alpha'} = \frac{r \sin \alpha}{r \cos \alpha} \cos \theta = \tan \alpha \cos \theta \rightarrow \tan \alpha' = \tan \alpha \cos \theta$$

De la relación anterior se deduce que el valor del ángulo que realmente ve el oleaje es menor que el real. El parámetro fundamental en el que aparece el ángulo del talud es el número de Iribarren, operando se obtiene

$$I'_r = \frac{\tan \alpha'}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}} \cos \theta = I_r \cos \theta$$

Se obtiene, por tanto, que el número de Iribarren es menor y, por tanto, menor será el valor de la función de estabilidad. Dado que el peso de las piezas del manto principal es proporcional a este valor, *se puede concluir que con incidencia oblicua el peso mínimo estable es menor que si la incidencia fuese recta*. Como norma de buena práctica, si la incidencia es  $\pm 20^\circ$ , se considera que la incidencia es normal, de forma que se está del lado de la seguridad.

Pese a ello, conviene resaltar que en la realidad se comprueba la estabilidad del dique para un rango de direcciones.

### 3.7. Limitación de altura de ola por profundidad

Al comenzar el análisis de los diques en talud se supuso que la ola rompía sobre el talud y que, por tanto, no lo hacía por profundidad. Para analizar si la ola llega rota se usarían los mismos criterios que se expusieron para diques verticales (profundidades intermedias o reducidas). Si la ola llega rota los efectos de la interacción entre el oleaje y la estructura son diferentes, además de que se modifica la altura de cálculo, que pasa a ser la máxima que físicamente puede existir. De forma general, dicha altura se puede determinar a partir de la condición de rotura:  $H/L = 0,14 \tanh kh$ .

# Diseño de mantos secundarios, berma y espaldón

## 4.1. Diseño de los mantos secundarios

El diseño de los mantos secundarios se hace de forma que se garantice su estabilidad, lo que depende esencialmente de que la fricción entre las capas sea la adecuada y se evite el deslizamiento de alguna de ellas. Para el estudio de la estabilidad hidrodinámica de las piezas se ha supuesto de forma implícita que la fricción entre las capas es suficiente para garantizar la estabilidad frente al deslizamiento, en tanto que este efecto no se ha considerado.

La estabilidad frente al deslizamiento vendrá marcada, esencialmente, por el valor del ángulo de rozamiento interno en reposo,  $\phi$ . Sea una pieza aislada sobre un lecho granular, sea  $D$  el diámetro equivalente de dicha pieza y sea  $\bar{K}$  el diámetro medio de las partículas del lecho granular sobre el que se asienta la pieza. Mediante ensayos se ha obtenido la siguiente relación entre las variables anteriores

$$\phi = a \left( \frac{D}{\bar{K}} \right)^{-0,3}$$

El parámetro  $a$  incorpora los efectos de la forma de la pieza y de la geometría del lecho. La estabilidad será máxima cuando el valor del ángulo de fricción tome el valor máximo, y eso se produce, según la relación anterior, para valores de  $D/\bar{K}$  mínimos, es decir, cuando el tamaño de las piezas del lecho superior sea lo menor posible en comparación con las del lecho granular interior. Se puede realizar la siguiente equivalencia

$$\frac{D}{\bar{K}} \approx \frac{W_e}{W_i}$$

de forma que cuanto más parecidos sean los valores de  $W_e$  y  $W_i$  mayor será la estabilidad. Pero esto plantea un problema: se tiene que pasar del manto exterior al núcleo usando los mantos secundarios,  $W_i$ . Si el peso de los mantos secundarios es muy alto, esto implica que es necesario emplear un elevado número de mantos para llegar al núcleo, con el consiguiente perjuicio económico por el sobrecoste. Así pues, se plantea que, por condición de filtro (que no se escape el material fino entre el más grueso) es suficiente con emplear una relación  $W_i > W_e/20$ , pero para tener la máxima estabilidad frente al deslizamiento de los mantos es recomendable emplear  $W_i = W_e/10$ . Por conformidad y buena práctica, se suele emplear la relación  $W_i = W_e/15$ .

Así pues, el procedimiento para obtener los pesos de los diferentes mantos es, una vez calculado el peso del manto principal, se eligen los mantos secundarios de forma que

$$W_{s_1} = \frac{W_p}{15}; \quad W_{s_2} = \frac{W_{s_1}}{15} \quad \dots \quad \text{Núcleo}$$

## 4.2. Dimensiones de la berma de coronación

Para las dimensiones de la berma se suelen usar los siguientes valores (normas de buena práctica basadas en la experiencia):

- La cota de coronación se fija en  $A_c \approx 3/4H_s$ .
- La anchura de la berma,  $B_c$  es dos veces la longitud equivalente de las piezas del manto principal.

## 4.3. Diseño de la berma de pie

La estabilidad de la berma de pie depende de la altura de ola, la profundidad de agua sobre la berma, la anchura de la berma y el peso de las piezas.

Una manera de calcular el peso necesario de las piezas de la berma de pie es la propuesta en el Coastal Engineering Manual ([USACE, 2002], Tabla VI-5-45, figura 4.1):

$$W_b = \gamma_s D_{50}^3$$

donde  $D_{50}$  es el tamaño medio de las piezas, que se obtiene a partir del Número de Estabilidad  $N_s$ , definido por:

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_{50}^3}$$

siendo  $\Delta = \gamma_s/\gamma_w - 1$ . El valor mínimo de  $N_s$  se obtiene a partir de la gráfica mostrada en la figura 4.1.

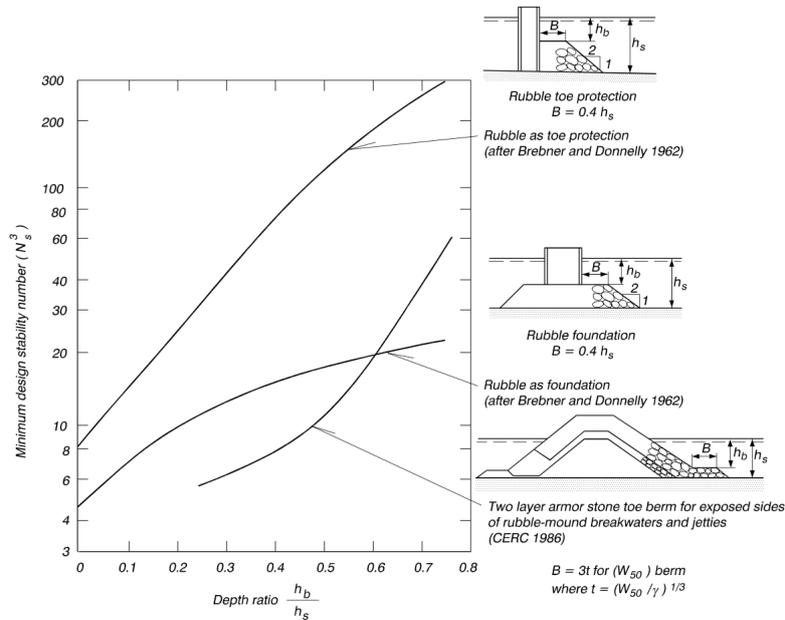


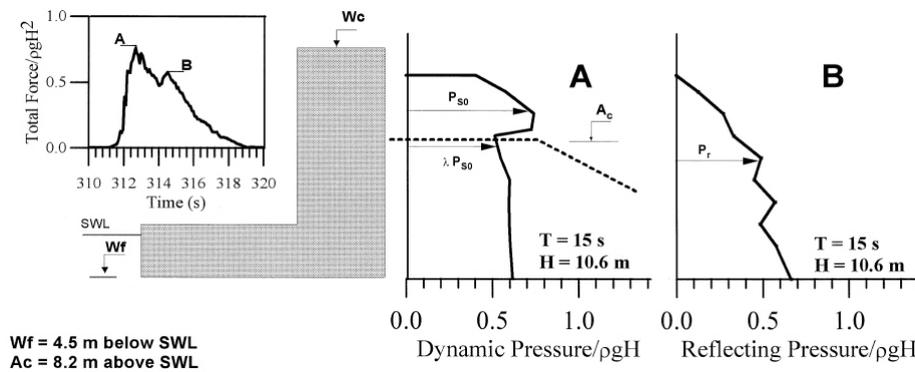
Figura 4.1: Número de estabilidad mínimo de la berma de pie (CEM, 2005).

## 4.4. Estabilidad del espaldón

En primer lugar, destacar que para el cálculo de la estabilidad del espaldón se seguirá el trabajo de Martin [Martin *et al.*, 1999]. Estos autores presentaron un método diseñado para calcular el empuje sobre un espaldón generado por la acción de olas que no rompen directamente sobre el espaldón, es decir, aquellas que rompen antes de abordar el dique o bien rompen sobre el talud del mismo. Por ello, *el método no debe ser usado en los casos en los que se estime que la ola impactará rompiendo sobre el espaldón*. Asimismo, tampoco es válido para olas que rompan en voluta o descrestamiento.

Si se coloca un sensor de presión sobre el paramento del espaldón, cuando la ola rota impacta sobre el se observa que se producen dos picos de presión:

- Pico de presión dinámica: es el primer pico que se produce cuando la ola rota impacta sobre el espaldón, y se debe al cambio de dirección del frente del bore al impactar (figura 4.2). Dado que este pico está asociado al impacto del bore, las presiones serán máximas en la parte superior del espaldón y mínima en la zona inferior, donde la berma ejercerá una cierta protección (parte del bore se filtra por el medio granular).
- Pico de presión reflectiva: una vez que la ola rota impacta, sigue ascendiendo por el paramento hasta alcanzar el máximo run-up, momento en el que se alcanza el segundo pico de presión. Cuando el run-up es máximo se tiene un máximo en el nivel de agua, y la situación que se alcanza es quasi-estática, por lo que la ley de presiones es bastante parecida a la hidrostática (figura 4.2).



**Figura 4.2:** Picos de presión que se producen cuando la ola rota impacta sobre el espaldón [tomado de Martin et al. (1999)].

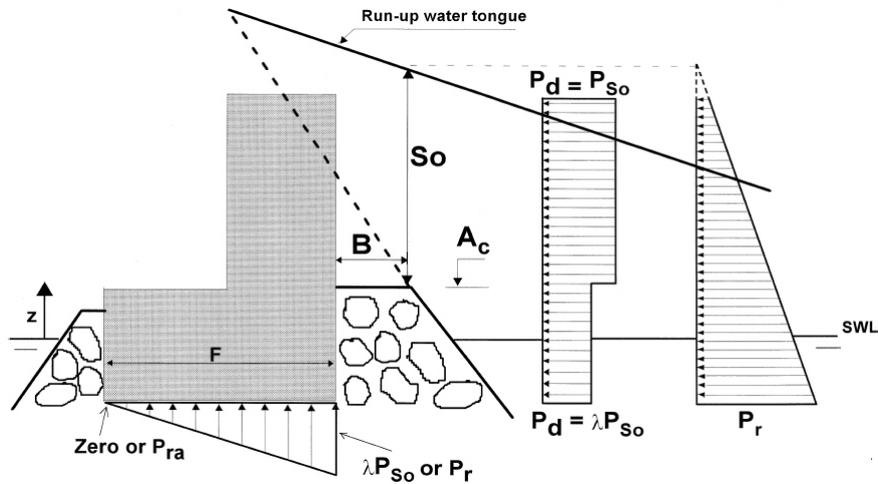
Así pues, el espaldón de un dique en talud que se vea solicitado por olas rotas deberá ser capaz de soportar las presiones anteriores y, por tanto, deberá ser calculado a tales efectos. A continuación se describe como realizar dicho cálculo.

### 4.4.1. Presiones dinámicas

El espaldón se verá sometido a unas presiones horizontales y verticales (subpresiones). La ley de presiones horizontal se puede esquematizar por una ley rectangular que toma los siguientes valores (figura 4.3):

$$P_{S0}(z) = \begin{cases} P_{S0} & A_c < z < F_c \\ \lambda P_{S0} & A_e < z < A_c \end{cases}$$

siendo  $A_c$  la cota de la berma,  $F_c$  la cota del francobordo y  $A_e$  la cota de cimentación del espaldón. Las subpresiones vendrán dadas por una ley triangular (valor  $\lambda P_{S0}$  a barlomar, y cero en el otro extremo de la base del espaldón).



**Figura 4.3:** Modelado de los picos de presión que se producen cuando la ola rota impacta sobre el espaldón [tomado de Martin et al. (1999)].

### Comentario 3.

En realidad se pueden producir una cierta propagación del flujo por el medio poroso, en cuyo caso la ley de presiones puede no tomar valor cero en el extremo interior del espaldón. Esta situación no se va a considerar en nuestro análisis.

Así pues, si se conocen los valores de  $\lambda$  y  $P_{S0}$  se pueden calcular las presiones y los esfuerzos a que se ve sometido el espaldón, y estimar por tanto la anchura necesaria para que sea estable frente al vuelco y al deslizamiento. Para poder calcular sólo nos quedaría conocer los valores de  $\lambda$  y  $P_{S0}$ . Conforme a Martin et al. (1999) se obtienen experimentalmente los siguientes valores y expresiones:

$$P_{S0} = \alpha_0 \rho g S_0$$

donde  $\alpha_0$  es un parámetro adimensional,  $\rho$  es la densidad del agua y  $S_0$  es un parámetro geométrico relacionado con la altura de la lámina de agua sobre la berma. Así pues, veamos el valor de cada uno de estos parámetros

$$S_0 = H \left( 1 - \frac{A_c}{R_u} \right)$$

siendo  $H$  la altura de ola máxima y  $R_u$  el run-up estimado para dicha altura de ola máxima o de cálculo (recordemos que la estabilidad del espaldón es un ELU). La longitud de onda, como siempre, es indefinida.

El valor de  $\lambda$  es

$$\lambda = 0,8 \exp \left( -10,9 \frac{B_c}{L} \right)$$

siendo  $B_c$  la anchura de la berma y  $L$ , nuevamente, la longitud de onda a pie de dique. Finalmente, el valor de  $\alpha_0$  será

$$\alpha_0 = 2C_f \left[ \frac{R_u}{H} \cos \alpha \right]^2$$

siendo  $C_f$  un coeficiente que depende de la geometría del bore o frente de onda y  $\alpha$  la pendiente del talud. En nuestro caso se tomará que  $C_f = 1,45$ .

Así pues, ya se tienen todos los valores para estimar las leyes de presiones tanto vertical como horizontal correspondientes al pico de presión dinámica.

#### 4.4.2. Presiones reflectivas

Tras producirse el pico de presión dinámica, tiene lugar el de presión reflectiva. Tal y como se ha comentado anteriormente la ley es triangular similar a la hidrostática. El valor de esta ley viene dado por la siguiente expresión

$$P_r(z) = \mu \rho g (S_0 + A_c - z)$$

Todos los valores son conocidos y han sido expuestos con anterioridad, salvo el valor del parámetro  $\mu$ . Su valor depende del peralte de la ola,  $H/L$ , y de la anchura adimensional de la berma,  $B_c/l_p$ . La expresión de este parámetro viene dada por

$$\mu = a \exp \left( c \left( \frac{H}{L} - b \right)^2 \right)$$

Los coeficientes  $a, b, c$  son función de la anchura adimensional de la berma. Para el caso habitual de que la berma tenga una anchura equivalente a dos piezas ( $B_c/l_p = 2$ ), se tiene

$$a = 0,362 \quad b = 0,069 \quad c = 357,1$$

Los coeficientes completos se muestran en la figura 4.4.

$B/l_e$	$a$	$b$	$c$
1	0.446	0.068	259.0
2	0.362	0.069	357.1
3	0.296	0.073	383.1

**Figura 4.4:** Coeficientes para estimar el parámetro  $\mu$  [tomado de Martin et al. (1999)].

#### 4.4.3. Cálculo de la estabilidad

Conocidas las presiones del pico de presiones dinámicas y reflectivas, el siguiente paso es determinar las fuerzas y momentos favorables y desfavorables al deslizamiento y vuelco. Dichas fuerzas y momentos se estiman para cada pico de presión de forma independiente, estableciendo así dos coeficientes de seguridad al vuelco y al deslizamiento, uno para cada pico. Así pues, las condiciones más desfavorables son las que determinarán el diseño final de la estructura. Dado que las cotas del espaldón suelen venir impuestas por condiciones constructivas (cota de cimentación) y por condiciones de operatividad (la cota de coronación suele venir determinada por el rebase), el otro parámetro que queda pendiente de ser determinado suele ser la anchura del espaldón. Así, su valor vendrá determinado, según el análisis de estabilidad, mediante

$$B = \max(B_{D_{PD}}, B_{V_{PD}}, B_{D_{PR}}, B_{V_{PR}})$$

#### 4.5. Peso de las piezas en la región a sotamar

El oleaje incide sobre el dique en la región a barlomar, mientras que la región a sotamar la altura de ola es menor debido a la protección ejercida por el dique. Por ello, el peso de las piezas del manto principal en la región interior no es necesario que sea estimado como en el caso de la región a barlomar, sino que puede ser mucho menor. Sea  $H_*$  la altura de ola a sotamar, que se puede estimar mediante la relación  $H_* = k_d H$ , siendo  $k_d$  el coeficiente de difracción y  $H$  la altura de ola de cálculo. Así, el peso del manto a sotamar se estima como

$$W_{p*} = \text{máx} \left( \psi H_*^3 \gamma_w \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}, 0,1 \right)$$

La cota de la berma a sotamar  $A_{c*}$  se estima del orden de  $H_*$ .

#### 4.6. Estabilidad de los morros de los diques rompeolas no rebasables

La acción del oleaje sobre los morros de los diques es diferente que sobre la alineación principal, debido a que el oleaje ataca los diferentes sectores del morro con ángulos de incidencia diferentes. Por otro lado, la difracción y refracción sobre el morro provocan la concentración del oleaje sobre el morro y la rotura sobre el mismo en voluta. Las investigaciones que existen sobre el tema aconsejan multiplicar por 1.5 el peso de las piezas del manto principal para el morro.

Según se ha comprobado experimentalmente, hay un sector del morro en el que la estabilidad es mínima y que viene marcado por la incidencia oblicua del oleaje. Además, cuando se produce la avería las piezas que se mueven no caen justo debajo del dique, sino que son en general desplazadas fuera de la sección, por lo que no se alcanza la estabilidad parcial y el fallo progresa con mayor rapidez, lo que pone de manifiesto la mayor debilidad de estas secciones, motivo por el cual es necesario incrementar el peso. Es decir, no se alcanza el perfil en S tradicional que sirve para autoproteger el dique. Un efecto parecido se produce en los cambios de alineación, por lo que en ambos casos en general se incrementa el peso de las piezas multiplicando por 1.5 el teórico.

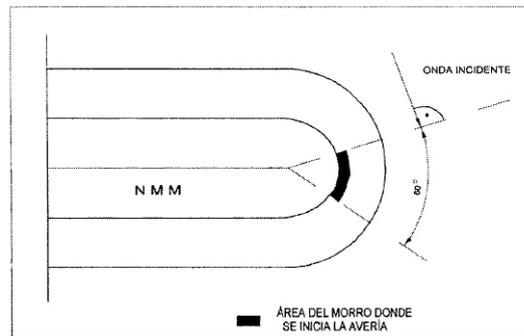


Figura 4.5: Zona de mayor debilidad en el morro del dique.

#### 4.7. Estabilidad de las piezas de la berma de protección de un dique vertical

Cuando se estudiaron los diques verticales se analizó como dimensionar su sección para que sean estables al vuelco y deslizamiento. Con frecuencia estos diques tienen una berma de pie (más

aún en el caso de diques mixtos) que sirven de protección de la cimentación y evitan descalces. Para el cálculo de las piezas de esta berma lo que se hace es asemejarlas a un dique sumergido, y calcular así de la misma manera. Para ello se sigue el trabajo de Losada, Kobayashi y Martin del año 1992. Según establecen estos autores, el peso que deben tener las piezas de la berma vendrá dado por una expresión similar al peso del manto principal de un dique en talud

$$W = \phi_s \gamma_w H^3 \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}$$

Conocido el valor de  $\phi_s$  el problema estaría resuelto. El valor de  $\phi_s$  viene dado por

$$\phi_s = \psi \left( \frac{\cosh k(h-d)}{\cosh kh} \frac{2}{1+|R|} \right)^6$$

donde  $\psi$  es la función de estabilidad del dique en talud (estimada para la altura de ola de cálculo y una pendiente como la de los diques en talud),  $d$  es la profundidad a pie de la berma y  $|R|$  es el coeficiente de reflexión del dique vertical.



## Bibliografía

---

- [Losada, 1990] LOSADA, M. A. 1990. *Recent developments in the design of mound breakwaters*. Houston, U.S.A., Gulf Publishing Company.
- [Losada & Gimenez-Curto, 1980] LOSADA, M.A., & GIMENEZ-CURTO, L.A. 1980. Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action. *Coastal Engineering*, **4**(C), 187–206.
- [Losada *et al.* , 1986] LOSADA, M.A., DESIRÉ, J.M., & ALEJO, L.M. 1986. Stability of blocks as breakwater armor units. *Journal of Structural Engineering (United States)*, **112**(11), 2392–2401.
- [Martin *et al.* , 1999] MARTIN, FRANCISCO L, LOSADA, MIGUEL A, & MEDINA, RAUL. 1999. Wave loads on rubble mound breakwater crown walls. *Coastal Engineering*, **37**(2), 149 – 174.
- [USACE, 2002] USACE. 2002. *CEM: Coastal Engineering Manual*. U.S. Army Corps of Engineers.
- [Van der Meer *et al.* , 2016] VAN DER MEER, J.W., ALLSOP, N.W.H., BRUCE, T., DE ROUCK, J., KORTENHAUS, A., PULLEN, T., SCHUTTRUMPF, H., TROCH, P., & ZANUTTIGH, B. 2016. *Eurotop. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures*.