

2007

Fernando López Mera

*Nuevas metodologías para el cálculo
de la estabilidad de diques rebasables y sumergidos*

Nuevas metodologías para el cálculo de la estabilidad de diques rebasables y sumergidos

Fernando López Mera

El estado del conocimiento del diseño de las protecciones de escollera de los emisarios submarinos ha respondido con una cierta inercia a las necesidades impuestas por las nuevas condiciones de sollicitación de los emisarios actuales. Esta inercia ha dado lugar a que el diseño de las protecciones se realice en la actualidad utilizando el conocimiento existente sobre diques de escollera rebasables o de formulaciones desarrolladas para el transporte de sedimentos. La incertidumbre que conlleva la utilización de estas formulaciones para el cálculo de las protecciones de emisarios, da lugar a diseños sobredimensionados, con el consiguiente aumento del coste del proyecto.

Como respuesta a este problema, el objetivo del presente trabajo es proponer unas nuevas metodologías de cálculo para diques de escollera rebasables y sumergidos, tanto si su coronación se encuentra cercana al nivel medio como si son diques muy sumergidos de protección de tuberías submarinas. La metodología se basará en el modelado numérico de los ensayos de estabilidad FEDER2001 con el modelo MARIFÉ (Modelo Avanzado Rans de Interacción Flujo Estructura) realizados en el laboratorio de la Universidad de Cantabria. Los resultados de este modelado nos servirán para comprender los procesos que generan los distintos tipos de daño y la influencia de distintas variables hidrodinámicas en la forma e intensidad de la geometría deformada del dique.

Esta comprensión de los procesos involucrados nos permitirá formular distintas metodologías de predicción de daño o de diseño para distintas tipologías de estos diques dependiendo de su francobordo, que será el condicionante fundamental en el daño producido:

1. En los *diques con francobordo negativo* se puede observar que el daño producido se debe casi exclusivamente al arrastre de las piezas ya sea por la cresta o el seno de la onda. Además se observa que la forma del perfil de erosión/sedimentación es similar al del perfil de velocidades obtenidas con el modelo. Por esta razón se ha podido formular un método que relaciona la integral del parámetro de movilidad a lo largo de la estructura con el daño medido.

De todas formas, en el estado del conocimiento que nos encontramos y para cálculos estructurales con métodos probabilísticas, el uso de las técnicas integrales anteriormente propuestas significarían un gran número de ejecuciones con programas basados en las ecuaciones RANS y VARANS, con un tiempo de ejecución tan grande que provocaría una gran ineficiencia en el diseño, por lo que se han buscado parámetros más sencillos relacionados con el daño, de manera que el cálculo propuesto se pueda simplificar.

2. La tipología de daño observada en los *diques muy sumergidos* (definidos como aquellos que no provocan en la onda disipación de energía por rotura de ésta) nos permitirá hacer ciertas simplificaciones con respecto al método integral anteriormente propuesto. Debido a que en los diques muy sumergidos el daño se produce por arrastre de la escollera en el sentido de la ola y que la zona susceptible a ser erosionada comprende toda la coronación, podemos simplificar el cálculo del daño utilizando parámetros puntuales sin tener que integrar en la zona donde se produce el daño.

Este parámetro es el parámetro crítico de movilidad, que sustituye la tradicional velocidad al cuadrado calculada por teoría lineal, por el cuadrado de la velocidad máxima evaluada en el hombro interior menos la velocidad crítica de inicio de movimiento.

$$M_{p_{crit}} = \frac{(U_{max} - U_{crit})^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}$$

Los datos se han analizado asimismo mediante redes neuronales, encontrando unos mejores resultados, pues se han tenido en cuenta variables relacionadas con la rotura, el perfil de velocidades y el tamaño de las piezas.

3. Cuando la coronación del dique estudiado está alternativamente por debajo o por encima del nivel medio las cosas se complican, pues además del arrastre existen otros mecanismos como la diferencias de presión dentro y fuera de la estructura o las ten-

siones tangenciales que se dan dentro de la estructura que influyen en el daño. Por ello para los *diques con coronación cercana al nivel medio* formularemos unos criterios de diseño utilizando métodos de análisis dimensional. En concreto, se propondrá una generalización del método propuesto por Vidal en 1995 definiendo un umbral universal de inicio de avería para poder utilizar los datos de los distintos ensayos publicados. Asimismo, el método se mejora utilizando parámetros de oleaje que tengan en cuenta la evolución del daño.

1. Motivación

Este trabajo se centrará en el estudio de la estabilidad de una de las tipologías de estructuras marítimas más utilizadas en ingeniería de costas, a las que llamaremos de forma general, *diques de escollera rebasables y sumergidos* y que podemos dividir en dos tipos según su uso: los diques con coronación cercana al nivel medio y los diques muy sumergidos o estructuras cercanas al fondo.

Llamamos *diques de escollera con coronación cercana al nivel medio* (low crested structures LCS) a aquellos diques en talud cuya coronación se encuentra cercana al nivel medio del mar (still water level –SWL). Por tanto, estas estructuras pueden ser emergidas, sumergidas o alternativamente según el estado de marea, pero se caracterizan por estar diseñadas para permitir la transmisión de una significativa cantidad de energía como resultado del rebase.

Este tipo de estructuras costeras tiene un especial interés por motivos estéticos, económicos y medioambientales. Están normalmente construidas en aguas someras como diques exentos con propósitos de protección de la costa. Por ello, la acción del oleaje ocurre usualmente de forma perpendicular a la estructura, aunque en algunos casos también puede venir de manera oblicua.

Las misiones de los diques rebasables y sumergidos son pues:

1. Defensa de costa y playas contra la erosión.
2. Protección costera por razones ecológicas.
3. Protección de puertos, canales, entradas de estuarios.
4. Modificación de la línea de costa.



Figura 1. LCS en playa del Palo (Málaga).

Los *diques muy sumergidos* o *estructuras cercanas al fondo* son aquellas cuya altura es pequeña en comparación con la profundidad de agua. La profundidad a la que se sumergen estas estructuras es suficiente para asumir que la rotura de oleaje no afecta el flujo alrededor de esta estructura. Esta definición las separa de los diques con coronación cercana al nivel medio.

Esta tipología se da generalmente como protección de tuberías submarinas y, más concretamente, de emisarios submarinos. En el caso de los emisarios submarinos, la estabilidad y seguridad de las tuberías es crucial debido a las grandes inversiones que conlleva y sus implicaciones ambientales.

Los diques de escollera rebasables y sumergidos son diferentes a los grandes rompeolas convencionales. Estos diques son comparativamente más pequeños y menos complejos y se pueden construir, en su mayoría, utilizando únicamente medios flotantes.

Dado el menor coste de estas estructuras en comparación con los rompeolas tradicionales, el mayor esfuerzo en la investigación ha estado dirigido hacia éstos. De esta forma, las estructuras con coronación cercana al nivel medio se han calculado utilizando criterios derivados de las estructuras emergidas, aplicando amplios coeficientes de seguridad.

Aunque en los últimos años algunas investigaciones han permitido refinar las formulaciones de diseño de los diques sumergidos y proponer ciertas técnicas para diques muy sumergidos basadas en modelos cuasi-empíricos (que se basan en la hipótesis que el daño será función de varios parámetros adimensionales que representan las fuerzas hidrodinámicas actuando sobre las piezas), todas ellas se basan en ensayos de laboratorio muy particulares o que asumen hipótesis difíciles de aceptar

Por ello, y debido al avance en el modelado hidrodinámico con el desarrollo de canales de oleaje numéricos basados en las ecuaciones de Navier Stokes, es necesaria una revisión de las formulaciones existentes y la propuesta de nuevas técnicas basadas en el conocimiento cada vez más en detalle de los procesos de interacción del oleaje con estas estructuras porosas.

2. Estado actual del conocimiento sobre el problema de estabilidad de diques rebasables y sumergidos

Las aproximaciones que ingenieros y científicos han aplicado para conocer el daño de las estructuras de escollera se basan en tres siguientes metodologías generales:

2.1. Aproximaciones mediante análisis dimensional

Los *métodos de análisis dimensional* se basan en expresar el daño como una función de varios parámetros adimensionales. Los datos experimentales son utilizados para obtener la función que da un mejor ajuste entre el daño calculado y el daño medido. Esta aproximación es la que más se ha utilizado en el establecimiento de formulaciones de daño en diques de escollera. Sus formulaciones variarán siempre que la geometría de la estructura o el tipo de piezas utilizadas cambie la hidrodinámica, las fuerzas gravitatorias o interfiera en las fuerzas que provocan o resisten el movimiento de las piezas.

Varios han sido los autores que han estudiado la estabilidad de este tipo de diques mediante análisis dimensional, que se basan fundamentalmente en relaciones del daño con el parámetro de estabilidad:

$$N_s = \frac{H}{\Delta \cdot D_n}$$

Destacamos las formulaciones de:

- a) Powell y Allsop (1985), que relacionan el parámetro de estabilidad con el número de piezas desplazadas.
- b) Van der Meer (1988, 1990, 1991) que sugirió utilizar la formulación de diques no rebasables multiplicando el D_{n50} por un factor de reducción f_i .

- c) Vidal (1992,1995, 2000) que consiguió relaciones entre N_s y F_d (francobordo adimensionalizado con el tamaño de las piezas) para distintos niveles de daño (Inicio de Avería, Avería de Iribarren, Inicio de Destrucción, Destrucción) de cada una de las partes de la estructura (coronación, talud interior, talud exterior, morro interior, morro exterior...).
- d) Kramer y Burtcharth (2003) que presentan una fórmula de inicio de avería en aguas someras.

2.2. Aproximaciones mediante parámetros cuasiempíricos

Esta aproximación hace uso del conocimiento del flujo alrededor y dentro de la estructura, que ha sido posible gracias a la suposición de una teoría de oleaje para conocer el flujo alrededor de la estructura y cuyo conocimiento se ha ido mejorando paralelamente al desarrollo de los modelos numéricos de flujo.

Con un modelo de flujo y una formulación de las fuerzas hidrodinámicas, el modelo cuasiempírico se basa en la hipótesis que el daño será función de varios parámetros adimensionales que representan las fuerzas hidrodinámicas actuando sobre las piezas. Estas formulaciones serán generalizables para todas las estructuras con trabazón y fuerzas gravitatorias similares, que no han sido tenidas en cuenta en la formulación.

Hasta el día de hoy estas técnicas se habían utilizado para estructuras muy sumergidas, suponiendo un perfil de velocidades calculado con teoría lineal (Airy) y que no está afectado por la existencia de esta pequeña estructura de fondo, debido a que no existen soluciones analíticas de perfil de velocidades para resolver el problema de diques sumergidos. Debido a que las relaciones empíricas con el daño indican que el perfil de velocidades lineal subestima la velocidad en la cresta de la estructura, algunas formulaciones introducen el efecto del francobordo asumiendo que la profundidad encima de la cresta de la estructura es la profundidad real, y calculan la velocidad usando el número de onda local (Lomónaco 1994).

En este tipo de análisis se han realizado distintas aproximaciones:

- a) *Análisis mediante fuerzas de Morison.*

La ecuación de Morison relaciona las propiedades del flujo con las fuerzas paralelas y perpendiculares generadas por ese flujo en un objeto sólido:

$$F_D = 0.5 \cdot C_d \cdot \rho \cdot D_{n50}^2 \cdot |\bar{v}| \cdot \bar{v} + \rho \cdot C_m \cdot D_{n50}^3 \cdot \frac{D\bar{v}}{Dt}$$

$$F_L = 0.5 \cdot C_L \cdot \rho \cdot D_{n50}^2 \cdot |\bar{v}| \cdot \bar{v}$$

Donde \bar{v} es el vector velocidad, C_d , C_m y C_L los coeficientes de arrastre, de inercia y de elevación, respectivamente, que dependen de la forma del sólido y las características del flujo. Estos coeficientes deben ser calculados experimentalmente.

b) *Análisis mediante parámetro de Shields*

Esta aproximación al problema considera la escollera como un sedimento de grandes dimensiones que puede ser transportado por el campo de velocidades creado por el oleaje incidente. Por lo tanto, la estabilidad de cada pieza individual puede ser caracterizada por un parámetro tipo Shields S_p , que compara las fuerzas de arrastre con el peso de la pieza.

$$S_p = \frac{\tau_{ew}}{\rho_s \cdot g \cdot \Delta \cdot D}$$

c) *Análisis mediante parámetro de movilidad*

En la aproximación usando el parámetro de Shields se precisa estimar una velocidad característica y un coeficiente de fricción, para el que se necesita conocer la rugosidad del lecho y la amplitud del movimiento oscilatorio en el fondo. Si suponemos que la estimación del factor de fricción no mejora la precisión de nuestras predicciones, un método que solamente utilice la velocidad característica podría ser más apropiado.

2.3. Aproximaciones mediante análisis dinámico

Esta aproximación hace uso de diversos modelos analíticos de flujo alrededor y dentro de la estructura porosa. Una vez que el flujo es conocido, los vectores de fuerzas sobre las piezas son evaluados, incluyendo las fuerzas de trabazón entre piezas. Esta aproximación permite el estudio de la dinámica de las piezas en tiempo real. Como resultado, el perfil deformado de la estructura después del ataque de las olas puede ser obtenido.

Aunque esta aproximación está avanzando a medida que se mejora el conocimiento sobre el flujo alrededor de la estructura y sobre las fuerzas de trabazón entre las piezas, el estado del arte no permite todavía usar este método para el diseño de este tipo de estructuras. Los únicos modelados de este tipo de fuerzas contrastados con medidas de laboratorio son para rompeolas sumergidos consistentes en piezas monolíticas, que normalmente se apoyan en escolleras. (Dong-Soo Hur 2002, 2004).

Aunque esta aproximación está avanzando a medida que se mejora el conocimiento sobre el flujo alrededor de la estructura y sobre las fuerzas de trabazón entre las piezas, el estado del conocimiento no permite todavía usar este método para el diseño de este tipo de estructuras.

3. Planteamiento y objetivos del trabajo

Sabemos que la estabilidad de diques en talud rebasables y sumergidos es un problema muy complejo, pues cuando el oleaje alcanza la estructura se mezclan distintos fenómenos hidrodinámicos: transmisión del flujo por medio de la escollera, rebase, ascenso- descenso por el talud, disipación de energía por rotura y en la escollera, reflexión...

El desarrollo actual de los modelos numéricos hidrodinámicos 2DV basados en las ecuaciones de Navier Stokes, posibilita un mayor conocimiento de los campos de velocidades, presiones, aceleraciones y tensiones, lo que permite un importante avance conceptual en las metodologías de diseño de estructuras rebasables y sumergidas.

De esta forma y mediante el modelado numérico de los ensayos de estabilidad FEDER, se analizarán de forma conjunta las magnitudes hidrodinámicas alrededor de las estructuras con coronación cercana al nivel medio y las muy sumergidas definiendo y explicando las distintas tipologías de daño encontradas en los ensayos de laboratorio.

A continuación se muestran los métodos de diseño más utilizados en la actualidad, donde podemos observar que, en diques con francobordo negativo, además de que para determinados francobordos no existe un método específico, los métodos actuales se basan en pocos ensayos de laboratorio o hipótesis difíciles de aceptar:

FRANCOBORDO POSITIVO		FRANCOBORDO NEGATIVO		
$R_c > R_{Umax}$	$R_c/D_{50} > 2.5$	$R_c/D_{50} < -2.5$	$H/R_c > 0.8$	
Método predictivo	Método predictivo			
DIQUES NO REBASABLES				
Van der Meer Losada- Giménez Curto	DIQUES REBASABLES			
	Van der Meer			
		DIQUES CON CORONACIÓN CERCANA AL NM		
		Método de Vidal		
				Método predictivo
				DIQUES CON GRAN SUMERGENCIA
				Suponiendo no afectación de la estructura al flujo.

Figura 2. Metodologías de cálculo de estabilidad de diques de escollera. Estado actual del conocimiento.

Los objetivos de este trabajo serán pues:

- Utilización de los resultados de modelado RANS y VARANS de ensayos de laboratorio de estabilidad de diques rebasables y sumergidos para comprender los procesos que generan las distintas tipologías de daño y la influencia de las distintas variables hidrodinámicas en la forma e intensidad de la geometría deformada del dique.
- Búsqueda de metodologías de predicción de daño en este tipo de diques basadas en los resultados de este modelado, que cubran las carencias existentes en el estado actual del conocimiento.
- Mejora de las metodologías de predicción de daño basadas en parámetros cuasiempíricos con la introducción de previsiones de la velocidad obtenidas de los ensayos modelados.

4. Modelado numérico

4.1. Casos de laboratorio modelados

Se ha trabajado sobre los ensayos de estabilidad FEDER-Estabilidad realizados en la UCA en el año 2001. Estos ensayos fueron realizados en el ámbito del proyecto FEDER (Fon-

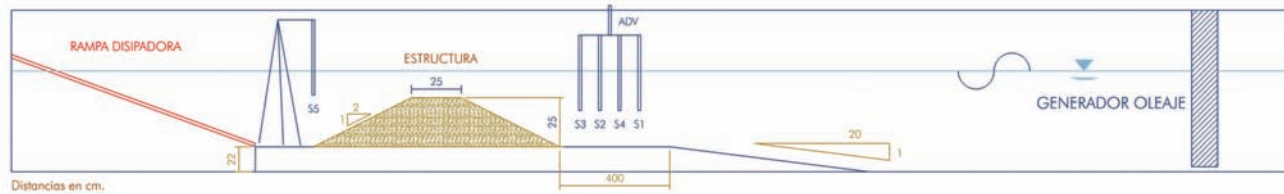


Figura 3. Estructura ensayada y disposición experimental.

dos Europeos para el Desarrollo Regional) “Estudio en prototipo de flujo y estabilidad de protecciones de escollera de emisarios submarinos” y barren francobordos desde estructuras muy sumergidas hasta estructuras emergidas.

En cada tanda de ensayos se realizaron test monocromáticos y test con oleaje irregular. Los ensayos se realizaron con períodos de 1.8 s, 2.2 s, 2.6 s, 3.0 s y 3.4 s (8 s, 10 s, 12 s, 14 s y 16 s en el prototipo). Se realizaron un total de 100 ensayos con oleaje monocromático con una duración de 300 ondas cada uno y 31 ensayos con oleaje irregular basados en espectros TMA, con una duración entre 2000 y 3000 ondas por test. El rango de ensayos realizados se resume en la siguiente tabla.

Tabla 1. Rango de ensayos realizados

h/h_c	T (s)	H (cm)	F/H
0,8	1.8, 2.6, 3.4	3-7	1.66-0.75
1.2	1.8, 2.2, 2.6, 3.0, 3.4	6-12	0.83-0.41
2	1.8, 2.6, 3.4	11-18	2.27-1.38
3.2	1.8, 2.6, 3.4	18-34	1.61-3.05

Se han modelado más de 50 casos de oleaje monocromático, barriendo todo tipo de combinaciones de alturas de ola, períodos y francobordos.

4.2. Modelo numérico utilizado

Para el modelado se ha utilizado el modelo MARIFÉ (Modelo Avanzado Rans de Interacción Flujo Estructura), que es un desarrollo de la Universidad de Cantabria del modelo COBRAS (CORNELL BReaking wave And Structure) desarrollado inicialmente por Lin y Liu (1998). Este modelo ya ha sido utilizado para el estudio de la rotura sobre lechos imper-

meables y permeables (Lin y Liu 1998; Lara *et al* 2005), de interacción del oleaje con diques emergidos mixtos (Hsu *et al*, 2002) y de interacción del oleaje con diques de baja coronación (García 2005), con resultados muy satisfactorios y demostrando un gran potencial de uso.

El modelo MARIFÉ, basado en las ecuaciones VARANS (Volume- Averaged Reynolds Averaged Navier Stokes) bidimensionales es el único en la literatura capaz de simular la turbulencia dentro de los medios porosos. El seguimiento de la superficie libre se realiza mediante el método VOF “Volume of Fluid” (VOF), capaz de representar configuraciones caóticas de la superficie libre que se presentan en situaciones de rotura del oleaje.

4.3. Calibrado del modelo numérico

Este modelo MARIFÉ ha sido calibrado y validado con ensayos de laboratorio para diferentes tipos de flujo. A continuación se citan los trabajos realizados en la UCA en los últimos años a este respecto y los avances realizados en este trabajo:

1. Calibrado de los coeficientes de lechos porosos y validación del proceso de rotura. (Lara 2002, con los ensayos de la UCA 2001).
2. Calibrado de los coeficientes de los medios porosos en los ensayos de flujo de DELOS. Validación en un flujo de interacción onda-estructura. (García 2004 con los ensayos de la Universidad de Cantabria 2001).
3. Calibrado de los coeficientes de la rampa disipadora de oleaje y validación de los coeficientes de la escollera en los ensayos de flujo de FEDER-TUBO (López Mera 2004 con los ensayos de la Universidad de Cantabria 2000).

4.4. Explicación de las tipologías de daño por el análisis de al hidrodinámica

El modelado numérico de los ensayos de laboratorio nos permite comprender mejor los mecanismos de generación de daño, ya que con ellos podemos analizar los campos de las magnitudes involucradas en el proceso. Por ello, en el siguiente apartado vamos a hacer un análisis exhaustivo de los resultados obtenidos en el modelado hidrodinámico que nos permitan comprender mejor las tipologías de daño observadas en los ensayos.

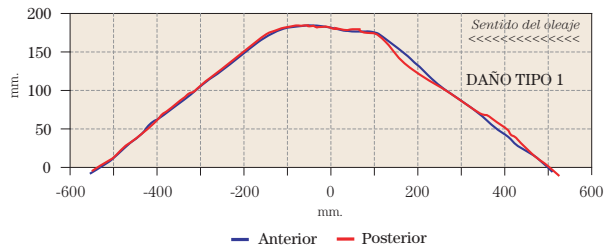


Figura 4. Ejemplo de daño tipo 1 del ensayo 5M ($H=0.06 T=1.8$ s $Rc=-0.05m$)

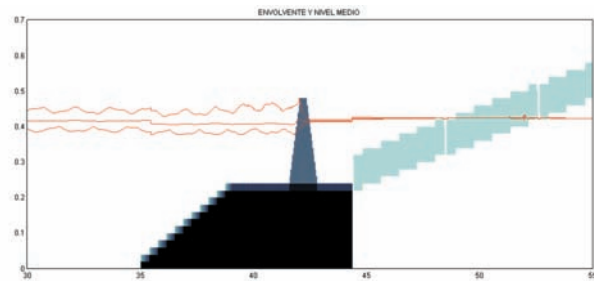


Figura 5. Envoltorio de superficie libre y nivel medio del modelado del ensayo 5M.

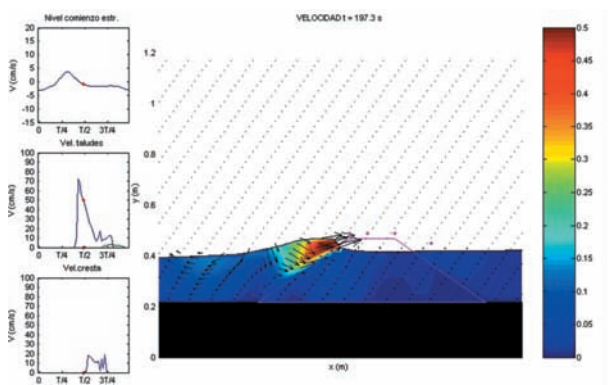


Figura 6. Caso 5M. Rotura del oleaje contra la estructura.

4.4.1. Daño tipo 1 correspondiente a estructuras muy poco rebasables

En este tipo de estructuras se da el comportamiento clásico de los diques no rebasables: una erosión en la parte superior del talud expuesto debido a la rotura sobre el talud, que fundamentalmente en el run-down se lleva el material a la parte más baja de este talud expuesto (ver figura 4).

Si dibujamos la envolvente de la superficie libre (figura 5) podemos observar que el daño se concentra en la zona comprendida entre la parte más alta del run-up y la más baja del run-down, es decir la zona influenciada por la rotura del oleaje, que se produce contra la estructura.

Envoltorio de superficie libre y nivel medio del modelado del ensayo 5M.

En la figura 6 observamos el campo de velocidades sobre el talud expuesto en el momento de la rotura para el caso 5 M. Sobre la estructura hemos colocado cinco puntos de control (puntos de color magenta) situados en la parte superior del talud expuesto, en el hombro expuesto, en la mitad de la coronación, en el hombro protegido y en la parte superior del talud protegido. En la parte izquierda de la figura 6, hemos representado, en la parte superior la forma de la superficie libre al comienzo de la estructura, en el medio las velocidades en los dos puntos de los taludes y abajo, las velocidades en los tres puntos de la coronación, todas a lo largo de un período. Con un punto rojo en estas gráficas se muestra el momento representado en la gráfica principal.

Como vemos, en este caso sólo se registran velocidades en el punto del talud exterior y en el hombro exterior, aunque sólo la cuarta parte del tiempo del período.

En los casos en que se da este tipo de daño, observamos como la velocidad va creciendo encima del talud exterior hasta que llegamos a un punto en que comienza a decrecer hasta anularse, o casi, en la zona cercana al hombro exterior. Este efecto lo podemos observar en la figura 7 anexa, donde se grafican las velocidades encima del talud exterior para el caso 5M.

Pero el daño en el talud es causado por una mezcla de efectos: el arrastre provocado por las velocidades negativas correspondientes al seno de la onda se unen otros mecanismos como la gravedad, las presiones negativas generadas por la existencia de un mayor nivel de agua dentro de la estructura que fuera o las tensiones tangenciales que se dan dentro de la estructura provocadas por la rotura. En la figura 8 observamos el campo de presiones durante el run down y en la figura 9 el campo de tensiones tangenciales después de la rotura donde se puede ver este efecto.

De todas formas, como ya podemos observar en la figura 10, las velocidades correspondientes al seno de la onda son menores que las correspondientes a la cresta, cuando ocurre la rotura. En la figura 18 observamos una velocidad máxima en el run-down de 0.35 m/s, mientras que en el sensor numérico del talud exterior alcanzamos más de 0.70 m/s en el momento de la rotura. Este mecanismo de rotura ayuda a desestabilizar las piezas que son arrastradas en una gran mayoría hacia la zona inferior del talud expuesto por la velocidad del seno de la onda y la fuerza de gravedad.

4.4.2. Daño tipo 2 correspondiente a estructuras moderadamente rebasables.

A medida que el dique empieza a ser más rebasable, el talud expuesto comienza a funcionar como una rampa que genera

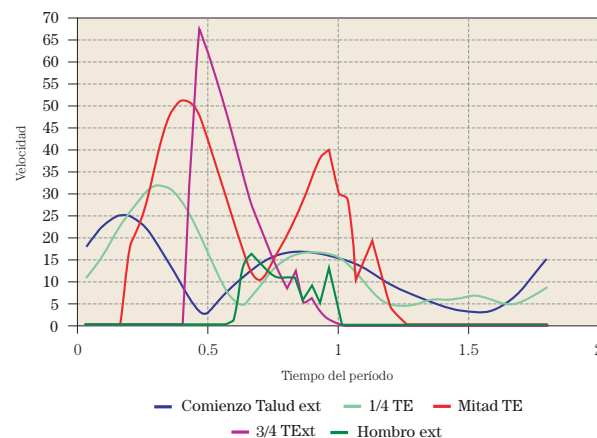


Figura 7. Caso 5M. Velocidades en distintos puntos del talud exterior.

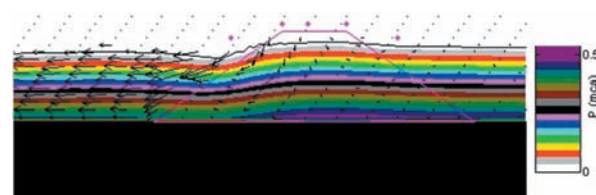


Figura 8. Caso 5M. Campo de presiones durante el run down.

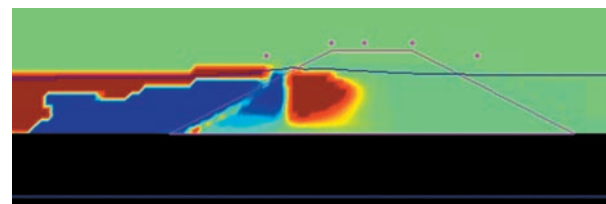


Figura 9. Caso 1M. Campo de tensiones tangenciales durante el run down.

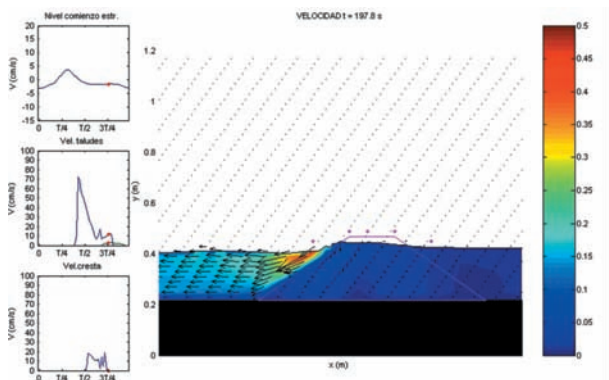


Figura 10. Caso 5M. Velocidades durante el run-down.

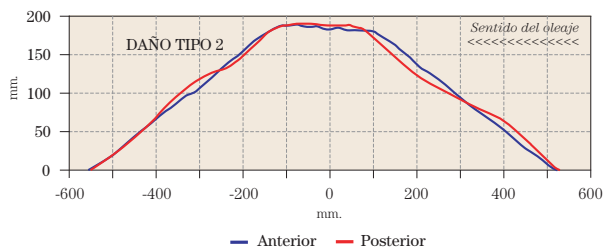


Figura 11. Caso 28M ($H=0.06m$, $T=3.4s$, $Rc=-0.05m$). Ejemplo de daño tipo 2.

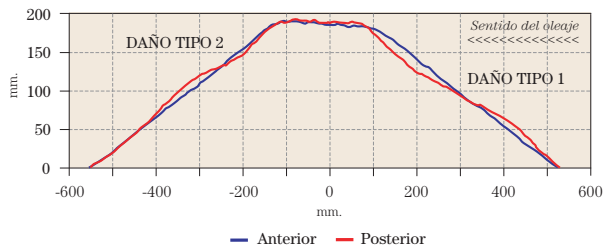


Figura 12. Caso 7M ($H=0.07$, $T=1.8s$, $Rc=-0.05m$). Ejemplo de daño tipo 1 y daño tipo 2.

un chorro que al impactar con la parte más interior de la estructura, produce un nuevo daño de distinta naturaleza al anterior. La figura 11 muestra claramente esta tipología de daño en el ensayo 28M.

En casos intermedios, como puede ser el 7M, existen claramente dos zonas diferenciadas de daño: la cercana al hombro exterior (daño tipo 1) y la cercana al hombro interior (daño tipo 2) como podemos ver en la figura 12. Según el grado de rebase que se dé en el dique, una de ellas prevalece sobre la otra.

La figura 13 muestra esta voluta creada encima de la coronación. Las velocidades encima de la coronación (gráfico inferior izquierdo) alcanzan valores sustancialmente mayores que en los taludes (gráfico medio izquierdo) y de forma casi simultánea.

Cuando prevalece este daño es que la totalidad de la coronación es rebasada por el agua. Este efecto lo podemos apreciar en la figura de la envolvente de superficie libre del caso 28M, donde el daño tipo 2 es el dominante.

En este tipo de situación las velocidades máximas en el talud exterior van creciendo a medida que se alcanza la coronación y las máximas se dan en la propia coronación en el chorro, que arrastra los sedimentos a la zona del talud interior.

4.4.3. Daño tipo 3 correspondiente a estructuras muy poco sumergidas

El daño está provocado por la rotura en voluta encima de la coronación, que inestabiliza las piezas cercanas al hombro exterior, y donde el run-down tiene también un importante

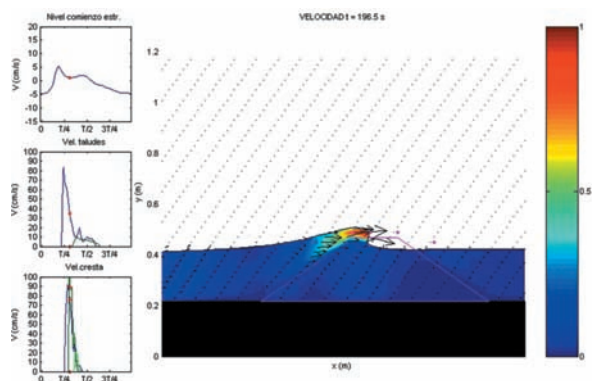


Figura 13. Caso 28M. Rotura sobre la coronación.

papel, pues se lleva la mayoría de las piedras erosionadas hacia la parte baja del talud exterior.

En este caso la rotura de la ola es el más importante generador de turbulencia y por lo tanto de tensiones que afectan a las piezas.

El primero de los mecanismos generador de daño es la rotura en voluta sobre las piezas de la coronación, que inestabiliza las piezas sobre la coronación y arrastra algunas de éstas hacia el talud interior. En la siguiente figura 17 (caso 64M) podemos ver en los recuadros de la izquierda, como esta rotura provoca unos máximos de velocidades en el talud exterior (línea azul del gráfico central) y un máximo relativo en la zona exterior de la coronación (línea azul del gráfico inferior), que coincide con un mínimo en la zona interior de la misma coronación (línea verde del gráfico inferior).

El segundo de los mecanismos generador de daño es el arrastre provocado por el run down de la ola, que pro-

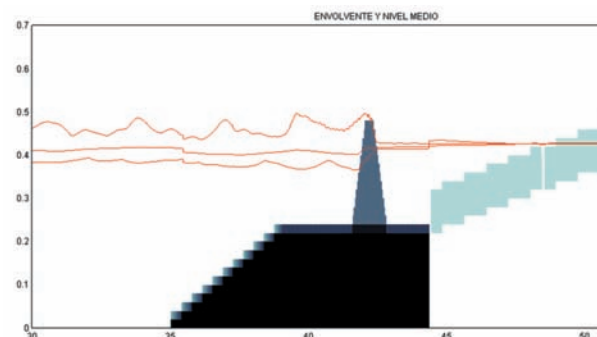


Figura 14. Caso 28M. Envoltura de superficie libre y nivel medio.

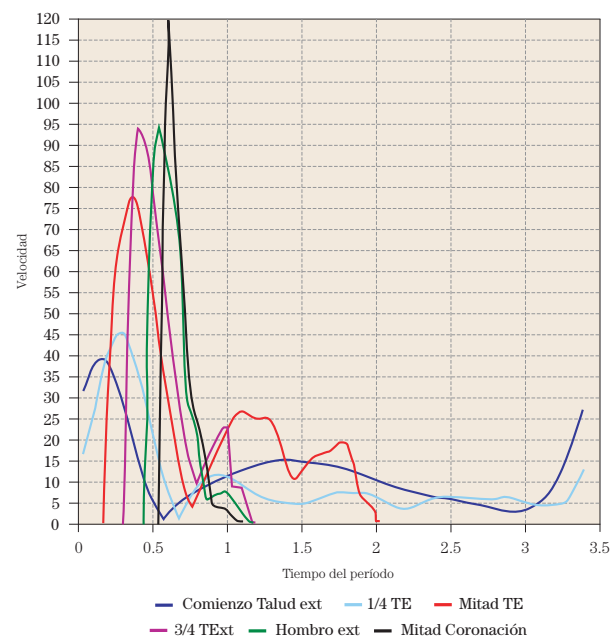


Figura 15. Caso 28M. Velocidades en distintos puntos del talud exterior y coronación.

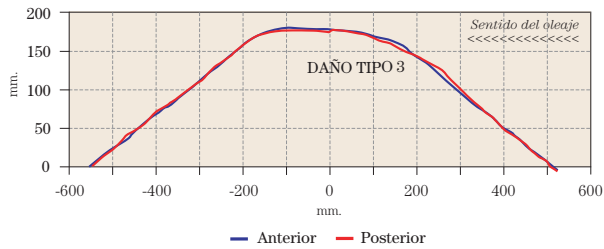


Figura 16. Caso 64M ($H=0.10m$, $T=3.4s$, $Rc=0.05m$). Ejemplo de daño tipo 3.

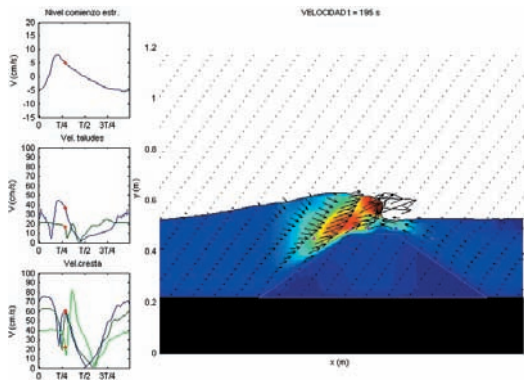


Figura 17. Caso 64M. Rotura en voluta de la ola.

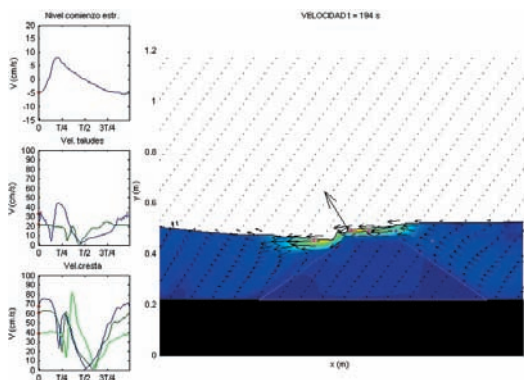


Figura 18. Caso 64M. Run down de la ola.

duce velocidades mayores a las de la cresta, sobre todo en la zona de la coronación cercana al hombro exterior. En la siguiente figura podemos observar el efecto del run down, donde la coronación está sufriendo velocidades negativas.

Si dibujamos la envolvente de la superficie libre y el nivel medio, observamos como se produce run down en la parte superior del talud exterior y como la rotura provoca un set up (elevación del nivel medio).

Como resumen, podemos afirmar que los dos mecanismos anteriormente explicados provocan que el daño se concentre fundamentalmente en la zona exterior de la coronación y en la zona superior del talud exterior. El depósito de los materiales erosionados se produce de manera bastante simétrica, aunque hay una cierta tendencia hacia el talud interior, que es más obvia en niveles bajos de daño.

4.4.4. Daño tipo 4 correspondientes a estructuras muy sumergidas

Esta tipología de daño se da en estructura con mucha sumergencia. El daño se produce fundamentalmente por el arrastre de las piedras en el sentido del oleaje (ver figura 20).

Este efecto es debido a la aceleración que se produce en el flujo debido a la constricción de la sección por la que debe pasar. Pero los efectos de esta reducción de sección no son simétricos para la cresta y el seno, ni iguales a lo largo de la estructura. De esta forma, observamos:

1. El perfil de velocidades es casi uniforme verticalmente, pero la velocidad horizontal presenta un pico cerca de la estructura que ocurre ligeramente antes de que la cresta

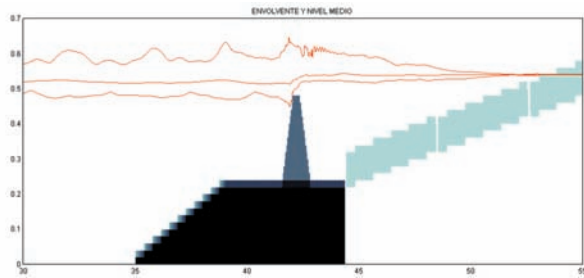


Figura 19. Caso 64M. Envoltorio de superficie libre y nivel medio.

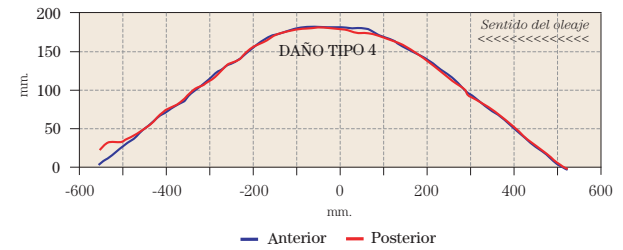


Figura 20. Caso 92M ($H=0.18$ m $T=3.4$ s $Rc=0.25$). Ejemplo de daño tipo 4.

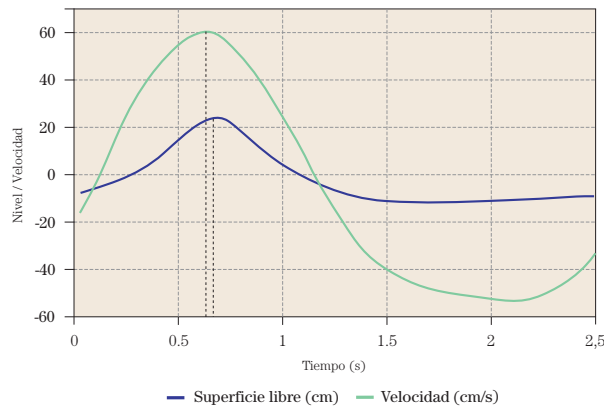


Figura 21. Overshooting. Caso 115 M. Desfase entre la cresta del oleaje y la velocidad máxima.

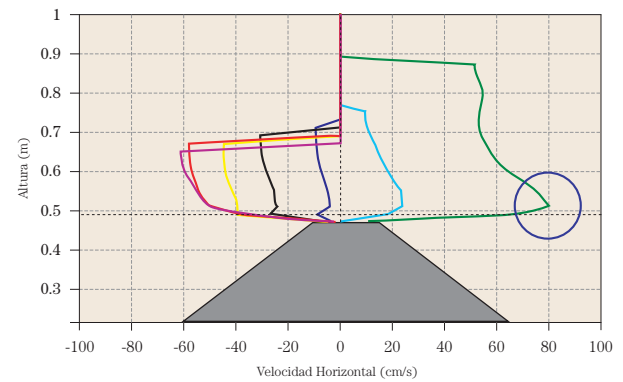


Figura 22. Overshooting. Caso 85 M. Perfiles de velocidades en distintos momentos del paso de la onda

pase. Este efecto es conocido como “overshooting” y está relacionado con la advección del fluido y la constricción del flujo debido al francobordo de la estructura. Este pico se produce en mayor medida en la parte superior del tubo que en los taludes laterales.

La figura 21 es una comparación entre la superficie libre y la velocidad en la coronación de la estructura, donde podemos observar como el overshooting se produce li-

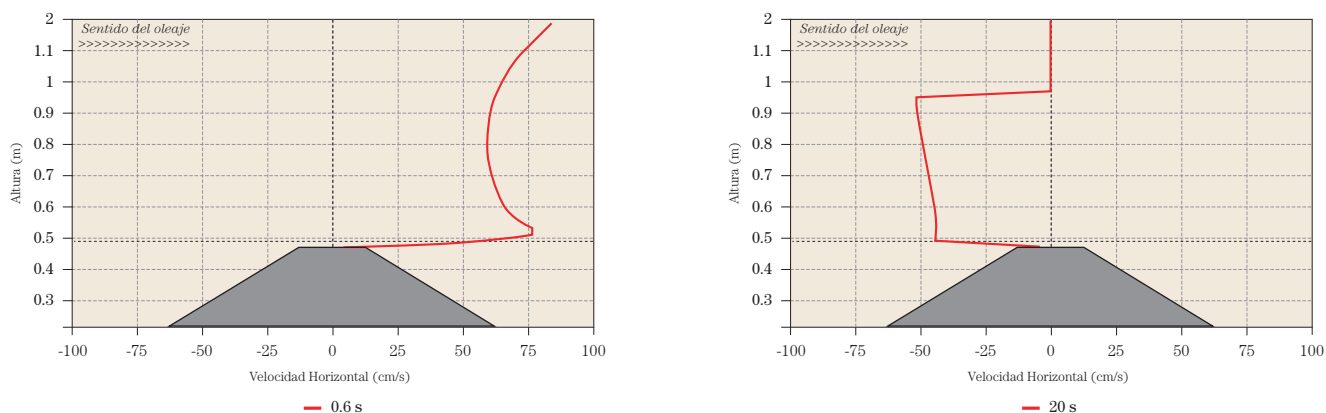


Figura 23. Caso 115M ($H=0.30m$, $T=2.6s$, $Rc=0.55$). Perfil de velocidades horizontales máximas positivas y negativas.

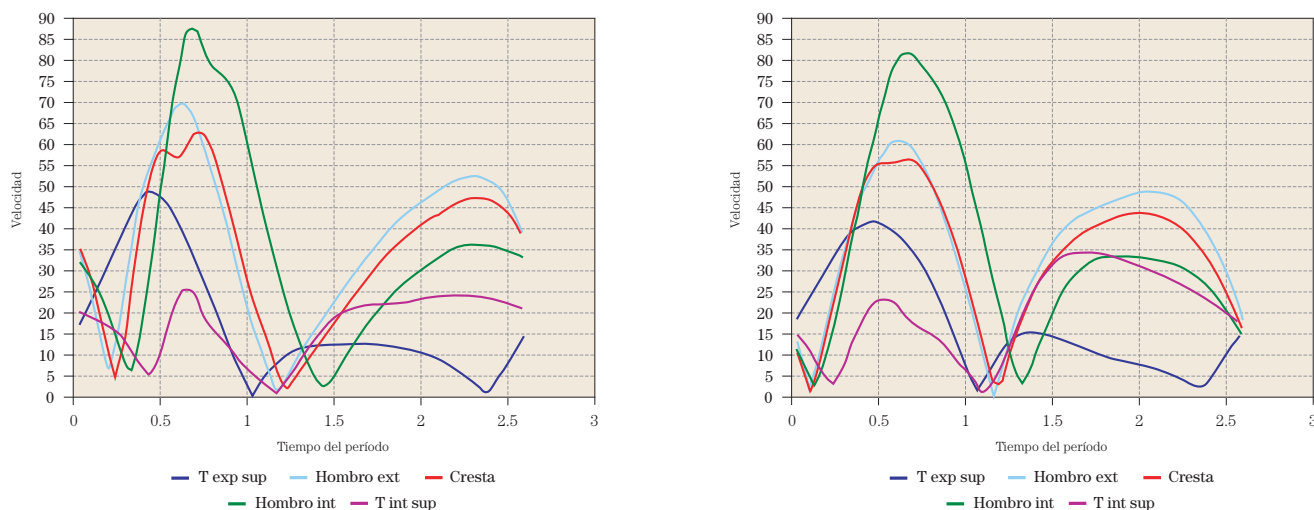


Figura 24. Casos 85 M ($H=0.18m$, $T=2.6s$, $Rc=0.25$) y 115 M ($H=0.30m$, $T=2.6s$, $Rc=0.55$). Velocidades (promediado en fase de 10 olas) a lo largo del período de la onda en 5 puntos distintos a lo largo de la estructura.

geramente antes de que pase la cresta de la onda. La figura 22 muestra el perfil vertical de velocidades en distintos momentos de la onda, donde se observa claramente el efecto del overshooting.

- Esta reducción de la sección afecta más a las velocidades positivas (las provocadas por las crestas en el sentido del oleaje) que a las negativas.

En la figura 23 podemos ver el perfil de velocidades horizontales en dos situaciones, velocidades positivas máximas (un poco antes del paso de la cresta) y velocidades negativas máximas (un poco después del paso del seno).

- Esta reducción afecta más a la parte más cercana al talud interior, como norma general, las velocidades van incrementándose a lo largo de la coronación, pero esta tendencia creciente puede tener un altibajo en la zona central de la coronación. Este efecto lo observamos en las figura 24 donde para los casos 85M y 115M vemos como las mayores velocidades se dan en la parte interior de la coronación, pero como la velocidad máxima en la parte exterior es mayor que en la parte central.

En el talud interior se observa separación del flujo, la estructura crea una zona de resguardo, donde las velocidades son menores y por lógica se crea una zona de sedimentación.

Estos fenómenos explican el tipo de daño que se da en estas estructuras:

- Se da una erosión que se extiende por toda la coronación debida al arrastre de las velocidades de la cresta y una sedimentación en el talud posterior.

El daño se concentra fundamentalmente en la coronación, aunque de manera asimétrica, produciéndose un daño mayor en la zona de la cresta interior, donde el fenómeno del “overshooting” es más acusado.

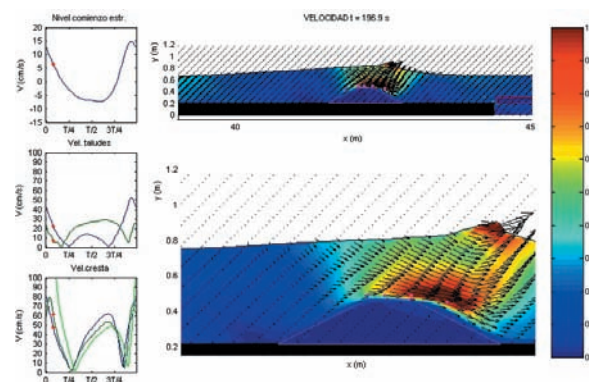


Figura 25. Separación del flujo.

- 2.- El talud expuesto tiene un balance ligeramente erosivo. El hombro del talud expuesto es una zona inestable, donde se suele producir erosión igualmente hacia aguas abajo.
- 3.- El depósito de los materiales erosionados se produce de manera bastante asimétrica, más de un 75% de las piedras se acomodan en la parte interior de la estructura, mostrando la no linealidad del proceso.

El fenómeno de overshooting provoca que la mayoría de las piedras que se movilizan lo hagan hacia el talud interior, debido a que la reducción de la sección hidráulica afecta más a las velocidades positivas (las provocadas por las crestas en el sentido del oleaje) que a las negativas.

De esta forma, el talud interior es una zona propicia para la sedimentación debido a la zona de sombra que produce la separación del flujo.

4.5. Condicionantes del perfil de velocidades sobre la estructura

El *francobordo* de la estructura es el condicionante fundamental de la forma de los campos máximos de velocidades y, por lo tanto de la forma del perfil de velocidades a lo largo de la estructura. Esto es debido a dos fenómenos: la disipación de energía por rotura y en menor medida, el overshooting que produce la estructura. En las figuras 26 a 29 vemos cual es la magnitud de los cambios que se producen en la máxima velocidad promediada en fase debido a la modificación del francobordo.

El aumento de la altura de ola y del período produce como norma general una intensificación de la magnitud, pero no un cambio en la forma del perfil de velocidades.

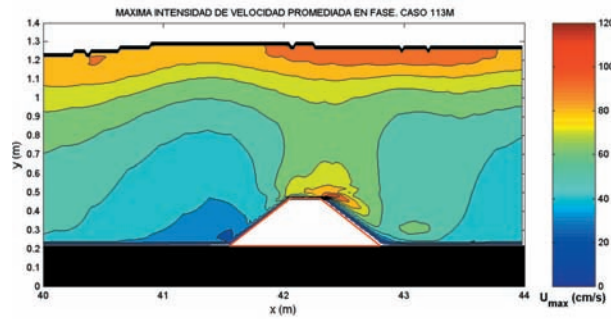


Figura 26. Caso 113M. Máx. velocidad phase averaged.

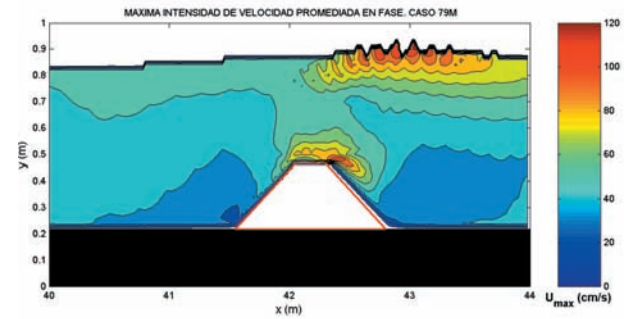


Figura 27. Caso 79M. Máx. velocidad phase averaged.

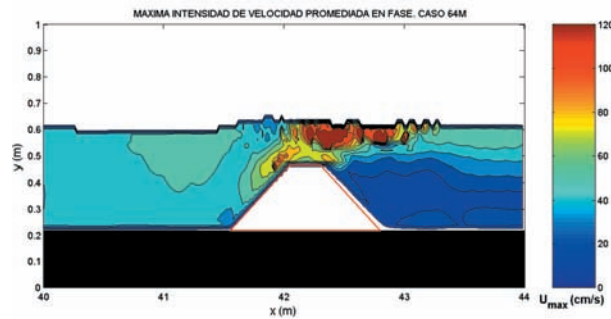


Figura 28. Caso 64M. Máx. velocidad phase averaged.

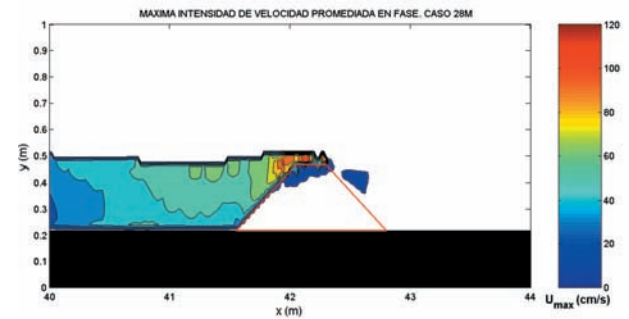


Figura 29. Caso 28M. Máx. velocidad phase averaged.

Si nos fijamos en la forma del perfil de velocidades encima de la estructura, vemos que su contorno es muy distinto según el francobordo del que estemos hablando. La figura 30 nos muestra el contorno de las velocidades máximas promediadas en fase alrededor de la estructura.

En ella podemos observar que para estructuras con el francobordo cercano al nivel medio, la velocidad máxima se produce en las cercanías del hombro exterior. Vemos por ejemplo el caso 64M ($H=0.10$ m, $T=3.4$ s, $R_c=0.05$ m) donde la velocidad máxima es justamente en este punto y el caso

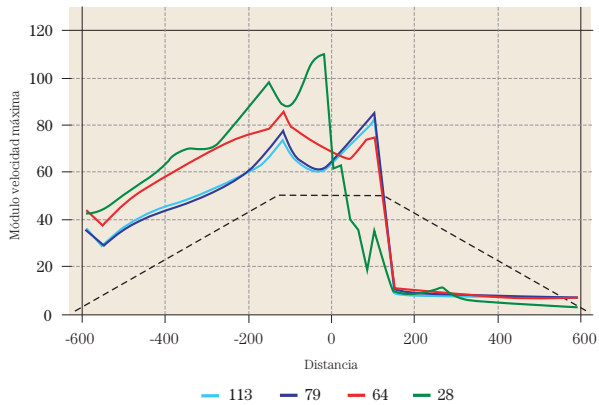


Figura 30. Velocidad máxima alrededor de la estructura. Comparativa de distintos francobordos.

28M ($H=0.06$ m, $T=3.4$ s, $Rc=-0.05$ m), donde la estructura no es totalmente rebasable y las velocidades máximas se producen encima de la coronación provocadas por el swash.

En cambio para estructuras con gran sumergencia, caso 113 M ($H=0.26$ m, $T=2.6$ s, $Rc=0.55$ m) y caso 79M ($H=0.16$ m, $T=2.6$ s, $Rc=0.25$ m), aunque se alcanza otra máxima relativa en el hombro exterior, las velocidades máximas se producen en el hombro interior de la estructura, por el fenómeno del overshooting que ya ha sido comentado y que explica que la sedimentación se produzca mayoritariamente hacia el talud interior.

4.6. Análisis de los valores de los parámetros cuasiempíricos

Una vez analizada la forma de los perfiles de velocidad alrededor de la estructura, hemos analizado asimismo el comportamiento de los distintos parámetros cuasiempíricos, que nos sirva como una primera aproximación a la comprensión de la estabilidad de las estructuras rebasables y sumergidas.

Los parámetros que se han analizado son PM Parámetro de movilidad (ver eq.14), SP Parámetro de Shields (ver eq.6), FAM Fuerza de arrastre neta de Morison (ver eq.2), FEM Fuerza de elevación neta de Morison (ver eq.3) y se han obtenido las siguientes conclusiones:

1. Las FAM, SP y el MP tienen una forma equivalente a lo largo de la estructura, que se asemeja a la forma que presenta el daño obtenido en los ensayos de laboratorio. El SP difiere ligeramente para los francobordos cercanos a cero.

2. Las FEM tienen una distribución totalmente distinta y hacen referencia a un modo distinto de fallo.
3. En las estructuras muy sumergidas es la cresta de la onda que causa el daño básicamente por arrastre de las piezas de la coronación. En estos casos es muy claro que la forma del daño se asemeja al perfil de velocidades máximo producido en la cresta.
4. En las estructuras poco sumergidas debe ser tenido en cuenta el valor de la cresta y del seno
5. En las estructuras con coronación por encima del nivel medio las cosas se complican. Esto es debido a que entran en juego otros factores que antes no teníamos que considerar como la gravedad que afecta a las piezas del talud, la turbulencia generada por la rotura encima de la estructura, los choques entre piezas, chorros de impacto por rotura y fuerzas provocadas por las subpresiones en el run down de la onda. Por ello la forma de estos parámetros cuasiempíricos no es tan análoga a la forma del daño.

En la figura 34 (caso 5M) se observa como en este caso de dique completamente no rebasable los máximos de la velocidad se producen un poco más abajo en el talud que el máximo daño. En este tipo de estructuras, las primeras piezas que se mueven corresponden a la zona próxima o ligeramente por debajo del nivel medio (que corresponden a la zona de los máximos de los parámetros cuasiempíricos). Dado que el movimiento de las piezas es hacia abajo en el talud, las piezas situadas inmediatamente por encima de las desplazadas quedan sin apoyo, por lo que son fácilmente desplazables hacia abajo. De esta manera se produce una erosión regresiva que desplaza el centro de gravedad de la zona de erosión hacia arriba, aunque las

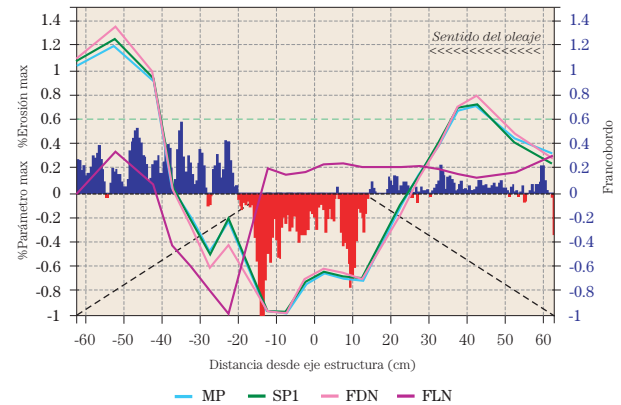


Figura 31. Caso 113M. Comparativa del daño con el perfil máximo de los parámetros cuasiempíricos de cresta.

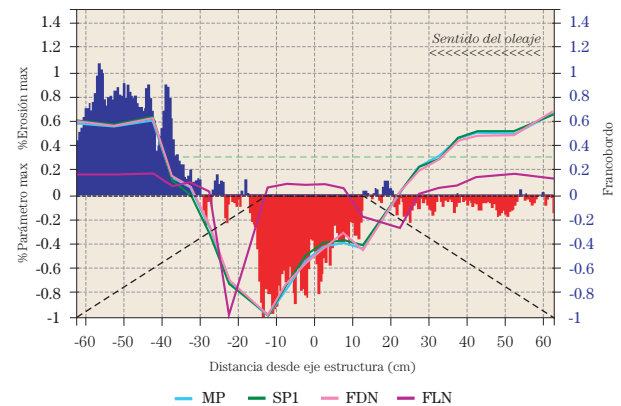


Figura 32. Caso 75M. Comparativa del daño con el perfil máximo de los parámetros cuasiempíricos de cresta.

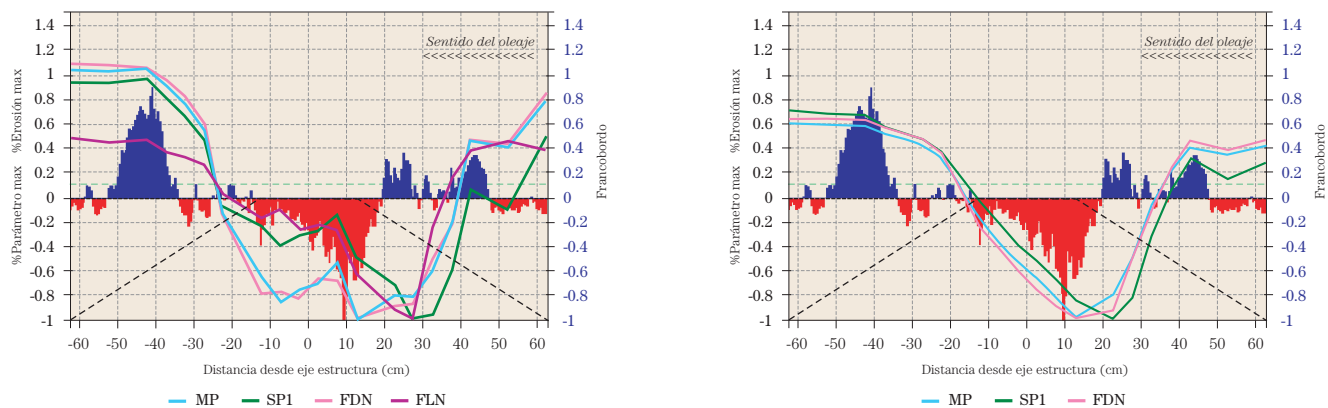


Figura 33. Caso 45M. Comparativa del daño con el perfil máximo de los parámetros cuasiempíricos de cresta y seno.

mayores solicitaciones sigan estando en la parte inferior, donde la disminución de la pendiente del talud provocada por la propia avería estabiliza las piezas.

En la figura 35 observamos una casuística distinta de un dique ligeramente rebasable. Las velocidades máximas se dan en la zona cercana al hombro expuesto mientras que las máximas erosiones se dan en el entorno del hombro protegido. Esto es debido a que la rotura encima de la coronación causa un chorro que provoca que determinadas piezas vuelen e impacten en la zona del hombro interior, creando la tipología de daño que vemos.

6. De todas maneras, se observa que es posible llegar a una formulación que resuelva el daño como una función de la integral de uno de estos parámetros a lo largo de la estructura, aunque ello suponga un gran esfuerzo computacional para la resolución numérica de cada caso.
7. La forma del perfil de daño varía ostensiblemente de unos casos a otros. Esto nos hace pensar que el análisis

sis de los valores máximos no será un buen camino para el cálculo del daño, pues la forma de éste puede ser muy distinta según las condiciones hidrodinámicas a las que se ve sometida la estructura. En la formulación deben aparecer otros términos que hagan referencia a la forma de los perfiles de velocidades sobre la estructura.

5. Diques con coronación por debajo del nivel medio mínimo. Predicción de daño mediante método integral

Debido a que el perfil de los valores máximos de los distintos parámetros cuasiempíricos estudiados tiene una forma análoga al perfil de daño, se propone buscar una formulación que relacione la integral de estos parámetros con el daño producido. Hemos visto anteriormente que las fuerzas netas de arrastre de Morison, el parámetro de Shields y el parámetro de movilidad tienen una forma equivalente a lo largo de la estructura, por lo que se propone la utilización del **parámetro de movilidad**, al ser éste el parámetro más sencillo de calcular.

En la figura 36 se muestran los resultados de los ensayos. En abscisas se ve el daño medido en los ensayos de laboratorio y en ordenadas el valor de la integral calculada con los resultados del modelo numérico, diferenciando con el tipo de punteo el francobordo de los ensayos realizados:

Lo primero que observamos es que los ensayos con coronación por encima del nivel medio del agua no responden a la misma tendencia observada en los otros ensayos.

Los ensayos con la coronación por debajo del nivel medio tienen una tendencia exponencial, que responde al com-

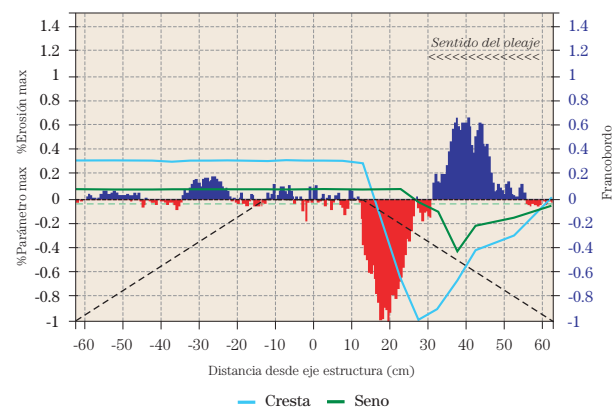


Figura 34. Caso 5M. Comparativa del daño con el perfil máximo de parámetro de movilidad.

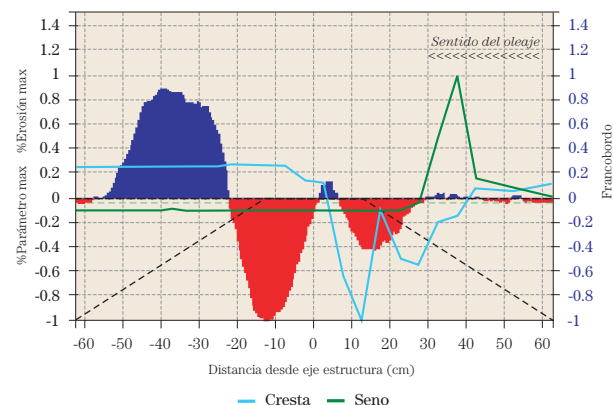


Figura 35. Caso 16M. Comparativa del daño con el perfil máximo de parámetro de movilidad.

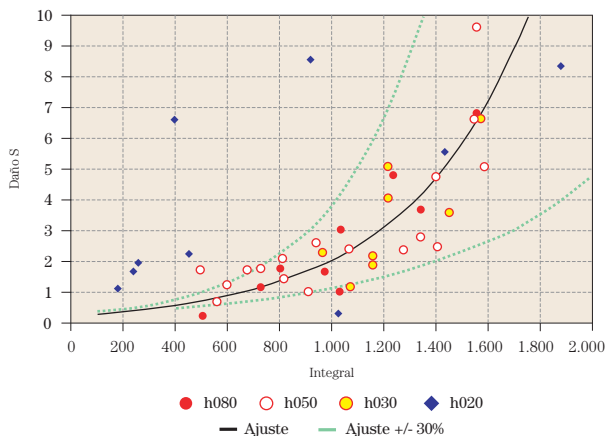


Figura 36. Ajuste del daño con la integral del perfil del parámetro de movilidad.

portamiento de la evolución del daño en este tipo de estructuras:

En una primera fase, que corresponde a niveles de daño moderados (aproximadamente $S < 4$), la estructura alcanza una posición más estable que la inicial y el daño avanza lentamente con el incremento de altura de ola.

Pero en una segunda fase la estructura se vuelve a fragilizar, como si existiese un umbral a partir del cual un pequeño aumento en la altura de ola provoca un gran incremento en el valor del daño. El comportamiento de cada estructura a partir de este momento depende de otros muchos factores además del parámetro de movilidad de las piezas como puede ser la colocación de las piezas dañadas o la forma de éstas, y es mucho más impredecible, por ello la dispersión es mayor.

El ajuste obtenido para los ensayos con la coronación por debajo del nivel medio tiene un coeficiente de correlación $R^2=0.65$ y responde a la fórmula:

$$S = 0.25 \cdot e^{0.0023 \cdot Itot}$$

Donde:

- S Daño sufrido por la estructura.
- $Itot$ Integral del parámetro de movilidad máximo.

En la figura 36 podemos observar este ajuste con línea negra continua, en línea cian discontinua se dibuja el intervalo con un valor de la integral $\pm 30\%$.

De todas formas, debemos hacer una reflexión previa, el daño medido es el área de erosión, por lo que parece más razonable usar como variable la *integral del parámetro de movilidad máximo a lo largo del perfil a partir del umbral*

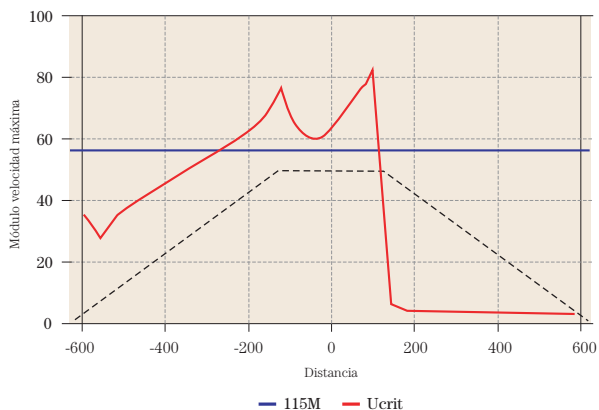


Figura 37. Determinación del área a integrar:

de inicio de daño, es decir, sólo en aquellos lugares en los que la velocidad máxima sea mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento.

En la figura 37, vemos un ejemplo de lo anteriormente comentado para el caso 115M. El área que se evaluará será únicamente la integral en aquellos lugares en los que las velocidades máximas estén por encima de la velocidad crítica de inicio de movimiento (en la figura donde la línea continua roja está por encima de la línea discontinua azul).

Este método tiene el problema de descartar los ensayos con la coronación por encima del nivel medio, pues en este caso no existe un sentido físico para U_{crit} . De todas formas, ya habíamos dicho que este tipo de diques no responde al mismo comportamiento que los que tienen la coronación por debajo del nivel medio.

La figura 38 muestra los resultados de los ensayos con el ajuste obtenido que mejora el coeficiente de correlación hasta $R^2=0.71$, que es:

$$S = 0.39 \cdot e^{0.0023 \cdot I_{uc}}$$

Donde:

S Daño sufrido por la estructura.,

I_{uc} Integral del parámetro de movilidad máximo evaluado en los lugares donde $U_{max} > U_{crit}$.

En línea negra continua se muestra el ajuste obtenido, en línea cian discontinua se dibuja el intervalo con un valor de la integral $\pm 40\%$.

Es importante reseñar que para los ensayos con la coronación cercana al nivel medio, en el perfil de parámetro de

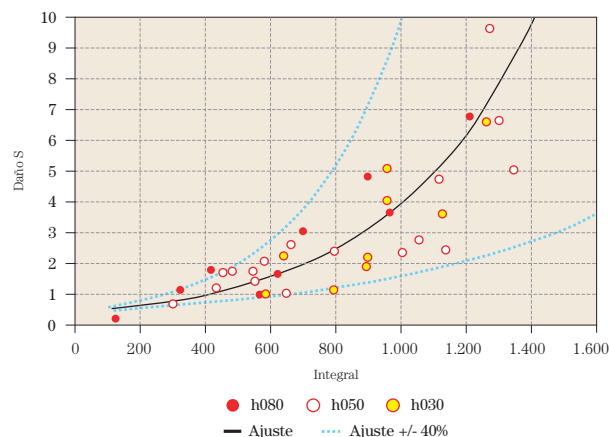


Figura 38. Ajuste de la formulación del método integral propuesto.

movilidad máximo se mezclan valores producidos por la cresta de la onda y valores producidos por el seno, por lo que en cierta medida se tiene en cuenta que ambos pueden producir daño en la estructura.

6. Diques con coronación cercana al nivel medio. Criterios de diseño mediante análisis dimensional

Los distintos mecanismos influyentes en la magnitud del daño en los diques con la coronación cercana al nivel medio, arrastre de piezas, diferencias de presión dentro y fuera de la estructura, tensiones dentro de la estructura generadas por la rotura... provocan que sea difícil proponer una formulación por una metodología distinta al análisis dimensional.

Las formulaciones de análisis dimensional existentes hoy en día se sustentan en pocos datos de laboratorio para un mismo tipo de estructura (Powell y Allsop, Van der Meer, Vidal...). Estas formulaciones se basan además en el número de estabilidad calculado con H_s , por lo que no se contempla la duración de los temporales ni una posible evolución del daño.

Por lo tanto, el objetivo de este capítulo será buscar una formulación universal de diseño para diques con la coronación cercana al nivel medio basada en el método de Vidal con dos importantes mejoras: el uso de todos los datos de laboratorio publicados y la utilización en la formulación de parámetros de oleaje que tengan en cuenta la evolución del daño.

6.1. Explicación del método de Vidal

Vidal (1992, 1995) analizó mediante los ensayos realizados en el NRC, la influencia del francobordo, adimensionalizado con el tamaño medio de las piezas. Como descriptor del oleaje utilizó el número de estabilidad, N_s , con la altura de ola significativa como parámetro de altura de ola. Formuló que, para un dique de geometría determinada y características del oleaje incidente y duración del estado de mar concreto, el daño debe ser una función del número de estabilidad y del francobordo adimensionalizado con el D_{50} :

$$S = f(N_s, F_d)$$

Para un nivel de daño dado, $S = S_0$, esta función puede ser representada en un gráfico bidimensional que relacione el número de estabilidad para ese nivel de daño, con el francobordo:

$$N_s = f_0(F_d); \quad \text{para } S = S_0$$

Así, Vidal realizó un exhaustivo estudio de la influencia del francobordo en la estabilidad de los diques rebasables y sumergidos, y ajustó parábolas de segundo grado del tipo $N_s = A + B F_d + C F_d^2$, para cada uno de los sectores de la estructura (talud exterior, coronación, talud interior, morro interior y morro exterior) y niveles de daño (inicio de avería, avería de Iribarren, inicio de destrucción, destrucción), para predecir la estabilidad de esta estructura según su francobordo y la altura de ola significativa sufrida.

Para poder utilizar estos datos para el diseño y que nos permitan calcular el peso de las piezas del manto principal de los diferentes sectores de un dique cualquiera es necesario asumir dos hipótesis adicionales, dado que estos ajustes están referidos a una geometría de dique dada: escolleras con talud $\cot a = 1.5$, núcleo permeable de escollera, etc:

HIPÓTESIS 1. Para un nivel de daño dado, la relación entre los números de estabilidad del talud exterior de cualquier dique, correspondientes a dos francobordos relativos, es una constante.

HIPÓTESIS 2. Para un francobordo, nivel de daño y pendiente del talud exterior dados, la relación entre los números de estabilidad de la coronación y del talud exterior de cualquier dique es constante.

Con estas dos hipótesis, se asume que la dependencia de la estabilidad del tipo de piezas y ángulo del talud es la misma que la del sector utilizado como referencia, que será el talud exterior de los diques no rebasables. Esto quiere decir, que se asume que la curva F_d - N_s del talud exterior y la coronación para otras piezas y geometrías se comportan paralelamente a la calculada en los ensayos de 1992.

6.2. *Propuestas de mejora sobre la formulación*

6.2.1. Utilización de distintas bases de datos

No es que los diques rebasables y sumergidos sean un campo con un gran bagaje experimental, pero hoy en día existen varias bases de datos con distintas geometrías, piezas y

condiciones de oleaje que nos dan la posibilidad de proponer una metodología que prescindiera de estas hipótesis del método de Vidal y que contraste la bondad de un método basado en sólo 35 ensayos de laboratorio.

Para ello, nos encontramos con la necesidad de definir un criterio de diseño que nos permita comparar los distintos ensayos. El *umbral de nivel de daño de inicio de avería* es el que usualmente es aceptado para el diseño de una estructura de escollera, pero hasta hoy nadie ha propuesto un criterio que defina este nivel de daño en cada uno de los sectores de una estructura rebasable o sumergida.

6.2.2. Utilización de parámetros de oleaje que tengan en cuenta la evolución del daño

El nivel de daño de las estructuras responde a la dureza de las mayores olas que ha sufrido durante su vida. Toda estructura marítima es susceptible de aumentar su daño si se presentan eventos pésimos de oleaje que no se habían producido durante su vida útil.

Está ya universalmente aceptado que H_s no es el mejor descriptor del daño de una estructura, pues no tiene en cuenta que las olas mayores de un estado de mar dependen de la duración de éste. Vidal (2004) demuestra que el parámetro H_{50} es el óptimo para la medida de la evolución del daño, y las formulaciones tradicionales de estabilidad de estructuras de escollera (Van der Meer, Losada-Giménez Curto) pueden ser adaptadas introduciendo este parámetro y convirtiéndose en fórmulas de evolución de daño.

Debido a que el H_{50} crece con el número de olas N y el período T_{50} se mantiene prácticamente constante, propone asimismo utilizar en estas formulaciones el período correspondiente al máximo H_s para que el número de Iribarren no baje al crecer el número de olas.

Por ello, es necesario la introducción de parámetros en la metodología que tengan en cuenta esta evolución del daño. Con los datos analizados, se ha corroborado que el parámetro H_{50} puede ser el óptimo. Así, introduciremos el concepto de número de estabilidad N_{s50} , que está relacionado con el parámetro de oleaje H_{50} :

$$N_{s50} = \frac{H_{50}}{\Delta \cdot D_{50}}$$

6.3. Análisis de las bases de datos de estabilidad existentes

6.3.1. Bases de datos analizadas

Las bases de datos de laboratorio de las que se dispone para el análisis y sus características técnicas se resumen en la tabla 2:

Tabla 2. Bases de datos de laboratorio de estabilidad de dique rebasables y sumergidos

Nº	Lugar	Año		Nº Reg.	Nº Irreg.	D (s) (Nº olas)	Dn50 (m)	Hs (m)	Tp (s)	h (m)	B (m)	hc (m)	cot (x Seaward)	cot (x Landward)	Rc (m)	Canal L x W x D
1		1986		44			0.0173	(0.044/0.181)	(1.64/2.55)	(0.15/0.35)	0.076	0.152	1.5	1.5	(-0.0865/+0)	
2.1	Delft	1988	2D	31	31	(1000)	0.0344	(0.078/0.219)	(1.68/2.22)	0.4	0.2752	(0.3/0.525)	2	2	(-0.1/+0.125)	50x1x1.2
2.2	Delft	1988	2D	31	31	(3000)	0.0344	(0.078/0.219)	(1.68/2.22)	0.4	0.2752	(0.3/0.525)	2	2	(-0.1/+0.125)	50x1x1.2
3	NRC	1962	3D		35	(3000)	0.025	(0.05/0.15)	1.4(1.8)	(0.38/0.65)	0.15	(0.4/0.6)	1.5	1.5	(-0.05/+0.06)	33.7x14x1
4	Delft	1995			76	(1000)	0.035	(0.059/0.188)	(1.5/2.4)	0.6		0.67	2	1.5	0.07	
6	UCA	1998	3D	62	-	(300)	0.0044	(0.062/0.34)	(1.2/2.8)	(0.61/0.21)	0.06	0.06	3	3	(0/+0.4)	28.4x8.5x1.5
7	UCA	2001	2D	52	16	3600	0.012	(0.02/0.07)	(1.8/3.4)	(0.20/0.30)	0.25	0.25	2	2	(-0.05/+0.05)	68.9x2x2
8.1	Aalborg	2002	3D	-	69	(800-900)	0.033	(0.02/0.07)	(1.27/2.37)	(0.25/0.40)	0.1	0.3	2	2	(-0.1/+0.05)	17.85x11.95x0.8
8.2	Aalborg	2002	3D	-	69	(800-900)	0.033	(0.02/0.07)	(1.27/2.37)	(0.25/0.40)	0.25	0.3	2	2	(-0.1/+0.05)	17.85x11.95x0.8

Bases de datos de laboratorio de estabilidad de dique rebasables y sumergidos

De ellas, utilizaremos para este análisis aquellas en las que se ha medido el daño en cada uno de los sectores de la estructura que son: Delft 1988, NRC 1992, Delft 1995, UCA 2001 y Aalborg 2002. Sólo NRC 1992 y Aalborg 2002 tienen datos para el morro de la estructura.

6.3.2. Definición de inicio de avería

En los sectores del **talud expuesto** y **coronación** podemos decir como regla general que hemos alcanzado el estado de inicio de avería cuando se hayan desplazado la práctica totalidad de las piezas a lo ancho en esa zona crítica. Eso significa un parámetro de daño $S=1$.

El **talud interior** sufre una concentración mayor de daño, pues depende de cómo estén desplazadas las piezas en el talud exterior y la coronación. Para francobordos positivos se pueden establecer unos caminos preferenciales de flujo que provocan daños localizados y para francobordos negativos el daño puede ser una evolución del sufrido en la coronación. Por ello el parámetro umbral de inicio de daño lo consideraremos $S=0.5$.

La forma troncocónica del sector del **morro** provoca que un menor número de piezas queden involucradas en un nivel de avería determinado, aunque precisamente en el nivel de inicio de avería es donde menor influencia tiene este hecho. Vidal (1992) es el único que trabaja con el parámetro de daño S en el morro de diques, pero definido en la zona susceptible de sufrir daño, al que llamaremos parámetro de daño concentrado. Kramer y Burcharth (2004) trabajan con el número de piezas desplazadas. Se puede demostrar que un valor medio entre estas dos propuestas de inicio de avería es un valor del parámetro de daño de $S=0.3$, utilizando para hallar la longitud de la sección el radio medio definido como la media entre el radio del morro y la mitad de la longitud de coronación.

Podemos ver un resumen de los valores propuestos en la tabla 3:

Tabla 3. Umbrales de inicio de avería para cada sector en los distintos ensayos

Valores propuestos del parámetro de daño para inicio de avería	
Talud expuesto	1.0
Coronación	1.0
Talud protegido	0.5
Morro protegido	0.3
Morro expuesto	0.3

7.3.3. Parámetros de oleaje utilizados

Uno de los datos almacenados en los ensayos de laboratorio es la altura de ola significativa (H_s). Para obtener el H_{50} , que es la media de las máximas 50 olas obtenidas, se ha utilizado la duración de los ensayos y la función Rayleigh como función de distribución de la altura de ola dentro de un estado de mar.

$$f(H) = 4.01 \frac{H}{H_s^2} \exp\left(-2.005 \frac{H^2}{H_s^2}\right)$$

$$F(H) = 1 - \exp\left(-2.005 \frac{H^2}{H_s^2}\right)$$

Una vez obtenido el N_{s50} para todos los ensayos, hemos analizado cada una de las bases de datos de laboratorio, y las hemos dividido en grupos con igual o similar francobordo relativo para con ellos hacer un gráfico que relacione N_{s50} con el daño medido en laboratorio S. En cada uno de estos gráficos hemos ajustado una función potencial:

$$S = a \cdot N_{s50}^b$$

Donde a y b son los parámetros de mejor ajuste por mínimos cuadrados, S es el daño medido en el laboratorio y $Ns50$ es el parámetro de estabilidad referido a la altura de ola media de las mayores 50 olas. Para ser utilizado en el diseño, se ha obtenido asimismo la banda de confianza del 95%.

Para el nivel de daño de inicio de avería obtenido para cada sector y base de datos, $S = SIA$, obtenemos un valor de $Ns50$ correspondiente al francobordo adimensional estudiado. Estos valores se pueden representar en una gráfica que relacione $Ns50$ con el francobordo adimensional Fd , a fin de obtener relaciones de la estabilidad de cada uno de los sectores en función del francobordo relativo y comparar el comportamiento de estructuras con distintas geometrías, condiciones de oleaje y tamaño de escollera.

La figura 39 muestra este ajuste para el daño en la coronación de los ensayos con francobordo adimensional = 2.7 de la base de datos experimental de Delft de 1988. Los puntos celestes son los datos experimentales y las dos líneas son el ajuste (línea roja situada más a la derecha) y la banda de confianza del 95% (línea azul situada más a la izquierda). En la figura también se marca el parámetro de daño correspondiente al inicio de avería, y su número de estabilidad correspondiente a la curva ajustada y a la banda de confianza del 95%.

6.4. Generalización del método de Vidal

6.4.1. Ejemplo de la metodología. inicio de avería en la coronación para estructuras con coronación cercana al nivel medio

Siguiendo la metodología explicada, hemos ajustado las curvas $Ns50 - S$ para cada uno de los grupos de ensayos de igual francobordo de cada una de las bases de datos experimentales.

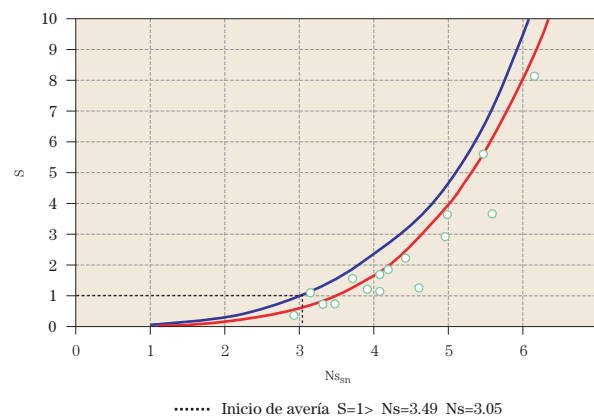


Figura 39. Curva $Ns50-S$. Ensayos de Delft 1988. $Fd = -2.7$.

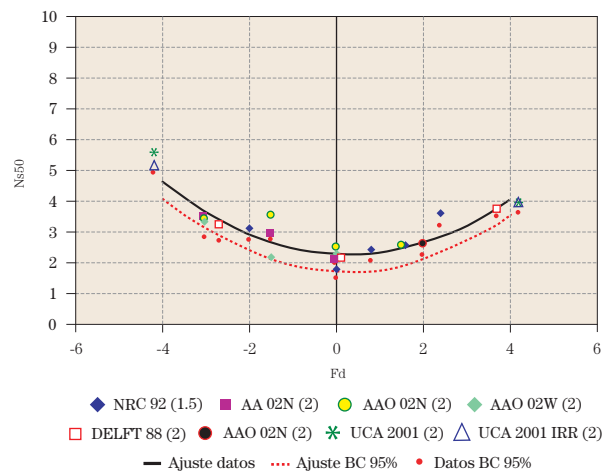


Figura 40. Inicio de avería en la coronación de estructuras con coronación cercana al nivel medio. Curva $Fd-Ns50$.

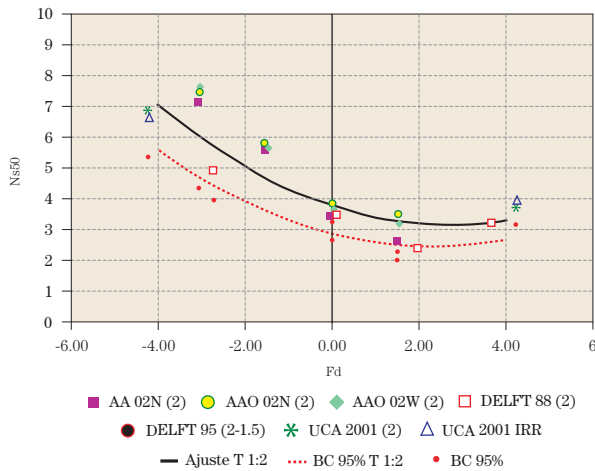


Figura 41. Inicio de avería en el talud exterior (talud 1:2) de estructuras con coronación cercana al nivel medio. Curva Fd-Ns50.

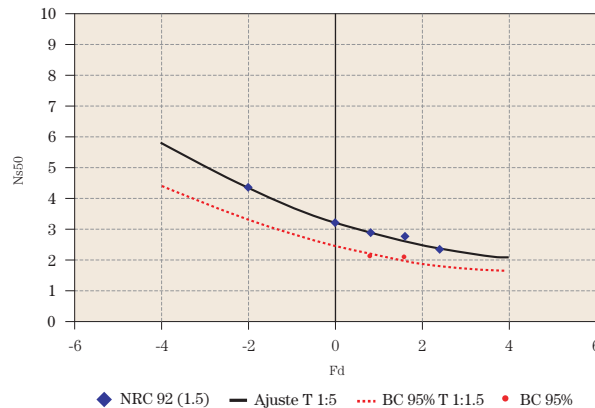


Figura 42. Inicio de avería en el talud exterior (talud 1:1.5) de estructuras con coronación cercana al nivel medio. Curva Fd-Ns50.

Si dibujamos los resultados en una gráfica obtenemos la siguiente figura 40. Esta figura muestra el valor de Ns50 medio que produce inicio de avería para cada grupo de ensayos con el mismo francobordo de cada base de datos. Asimismo, y representado por un pequeño punto rojo debajo de cada dato se muestran los valores de Ns50 correspondientes a la banda de confianza del 95 %. Para la base de datos de la UCA 2001, se muestran los resultados de los ensayos de oleaje regular y de oleaje irregular por separado. De todas maneras, se han utilizado para el ajuste de la recta los datos de los grupos más desfavorables de los ensayos UCA 2001 y Aalborg 2002.

Los datos se alinean de forma parabólica independientemente de la geometría de la sección ensayada. Con línea negra continua se muestra un ajuste parabólico a los datos medios y con línea roja discontinua se muestra el ajuste a la banda de confianza del 95%, que es la que nos servirá para el diseño estructural.

Las conclusiones principales que podemos sacar de estos ajustes son:

- La geometría del dique no influye decisivamente en la estabilidad de la coronación. Todos los datos se ajustan a una misma curva de una manera adecuada (coeficiente de correlación $R^2=0.85$) independientemente de la pendiente de los taludes y la longitud de la coronación.
- El mínimo de estabilidad para la coronación se encuentra para francobordo nulo. A medida que crece el francobordo, ya sea positivo o negativo, aumenta la estabilidad. La coronación se encuentra pues en una situación inestable cuando los francobordos son positivos: cualquier daño en la coronación que provoque la disminución del francobordo implica una disminución de la estabilidad.

6.4.2. Inicio de avería en los taludes para estructuras con coronación cercana al nivel medio

Para el sector del *talud exterior*, hemos seguido la misma metodología que anteriormente aplicamos a la coronación y hemos ajustado las curvas $Ns50 - S$ para cada uno de los grupos de ensayos de igual francobordo de cada una de las bases de datos experimentales.

En la figura 41, podemos ver las curvas de ajuste obtenidas y los puntos (cada punto representa un grupo de ensayos con el mismo francobordo de cada base de datos utilizada) con los que se ha ajustado, correspondientes a bases de datos con talud exterior 1:2 y en la figura 42 se representan las curvas de ajuste obtenidas y los puntos con los que se ha ajustado, correspondientes a bases de datos NRC 1992, con talud exterior 1:1.5.

Las conclusiones principales que podemos sacar de estos ajustes son:

- La pendiente del talud exterior influye de forma significativa en la estabilidad. Por ello hemos ajustado dos curvas correspondientes a los ensayos con talud 1:1.5 y con talud 1:2.
- Existe un mínimo de estabilidad que corresponde a la situación de no rebase. La estabilidad aumenta con la disminución de francobordo positivo o aumento de francobordo negativo.

El *talud interior* es el sector con una más difícil predicción del inicio de avería, pues existen otros factores además del francobordo, como pueden ser el período de la onda incidente o la anchura de coronación son determinantes en la estabilidad del dique. Esto es debido a que este chorro creado o la rotura del oleaje se puede producir encima de este talud protegido, antes del talud o pasar de largo y que la estructura no sufra daño en este sector.

El daño se concentra pues en determinados puntos cuya situación e intensidad depende de las características del chorro de rebase, a su vez influenciadas por la geometría del talud exterior y la coronación, además de las características del oleaje incidente. Por esta razón, no se puede asegurar que un talud más tendido produzca una mayor estabilidad.

En la figura 43 se muestran los resultados obtenidos por la generalización del método de Vidal que estamos exponiendo. La conclusión que podemos extraer de esta figura 43 es

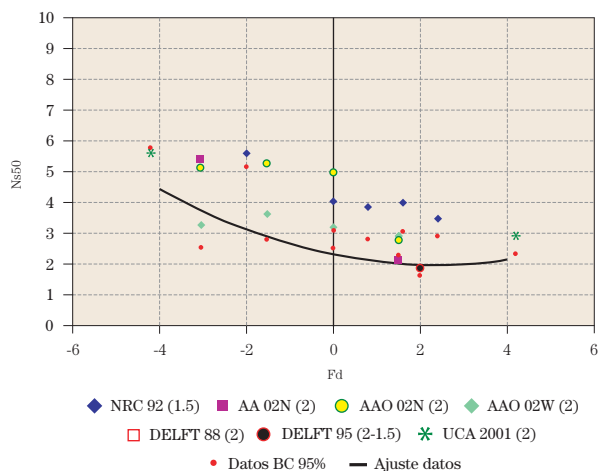


Figura 43. Inicio de avería en el talud interior de estructuras con coronación cercana al nivel medio. Curva Fd-Ns50.

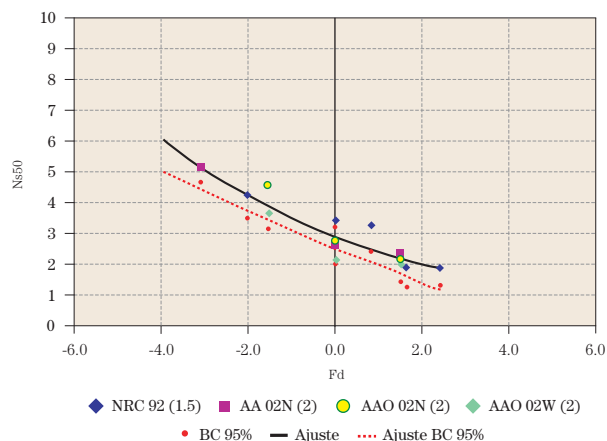


Figura 44. Inicio de avería en el morro exterior de estructuras con coronación cercana al nivel medio. Curva Fd-Ns50.

que, debido a la variabilidad observada en los resultados y la cantidad de factores de las que depende el inicio de avería del sector talud interior, no podemos ajustar una curva que represente todos los puntos o que lo haga por estructuras con el mismo talud, como habíamos hecho en el caso del talud exterior. Lo que sí podemos observar es que las tendencias para los ensayos de las mismas bases de datos siguen el mismo patrón que para el talud exterior, con un mínimo de estabilidad en los francobordos positivos.

Las conclusiones principales que podemos sacar de estos ajustes son:

- El talud interior es el sector con una más difícil predicción del inicio de avería pues, como se ha visto, existen otros factores determinantes en la estabilidad del dique como la geometría de éste, las características del oleaje incidente o la forma de realizar los ensayos.
- Si ajustásemos una curva que relacione Ns50 con el francobordo adimensional Fd para cada base de datos, obtendríamos una parábola de segundo orden con un mínimo en un valor de francobordo adimensional alrededor de 2, pero el valor de este mínimo es difícil de predecir y depende de todos los factores antes comentados.
- Debido al desconocimiento del comportamiento del talud interior y a que éste es un sector, en líneas generales, más estable que el talud exterior, se propone diseñar con la curva de diseño del talud exterior para talud 1:1.5.

6.4.3. Inicio de avería en el morro para estructuras con coronación cercana al nivel medio

Definiremos la parte exterior del morro como el sector que abarca los 60° más expuestos al oleaje de la zona del

morro, contiguos al talud exterior y la parte interior del morro como el sector que abarca los 120° menos expuestos al oleaje de la zona del morro, contiguos al talud interior.

En la figura 44 podemos ver como el *morro exterior* tiene un comportamiento con un mínimo de estabilidad en el francobordo de no rebase y un gran incremento de la estabilidad a medida que crece la sumergencia.

El *morro interior* (figura 45) tiene un comportamiento similar al morro exterior con un mínimo de estabilidad en el francobordo de no rebase, que lo convierte en el sector más inestable para estos francobordos, y un gran incremento de la estabilidad a medida que crece la sumergencia.

6.5. Formulación y conclusiones

Se adjuntan a continuación las curvas obtenidas para el diseño de los distintos sectores de diques con la coronación cercana al nivel medio, correspondiente al ajuste de los puntos de banda de confianza 95% para cada sector. En ellas se puede obtener el número de estabilidad correspondiente a la altura de ola H50, para el francobordo de cálculo.

Sector coronación ($-4 < F_d < 4$):	$N_{S50} = 0.1298 \cdot F_d^2 - 0.077 \cdot F_d + 1.700$
Sector talud exterior 1:2 ($-2.5 < F_d < 2.5$):	$N_{S50} = 0.0260 \cdot F_d^2 - 0.277 \cdot F_d + 1.989$
Sector talud exterior 1:1.5 o talud interior ($-4 < F_d < 4$):	$N_{S50} = 0.0619 \cdot F_d^2 - 0.291 \cdot F_d + 2.296$
Sector morro exterior ($-4 < F_d < 2.5$):	$N_{S50} = 0.0125 \cdot F_d^2 - 0.578 \cdot F_d + 2.520$
Sector morro interior ($-4 < F_d < 2.5$):	$N_{S50} = 0.0332 \cdot F_d^2 - 0.658 \cdot F_d + 2.243$

Una vez obtenido este número de estabilidad se puede obtener el tamaño de las piezas de diseño para cada sector:

$$D_{50} = \left(\frac{H_{50}}{\Delta \cdot N_{S50}} \right)$$

En la figura 46 podemos observar conjuntamente las curvas de inicio de avería por sectores, para diques con la coronación cercana al nivel medio del agua. De esta figura 46 podemos extraer:

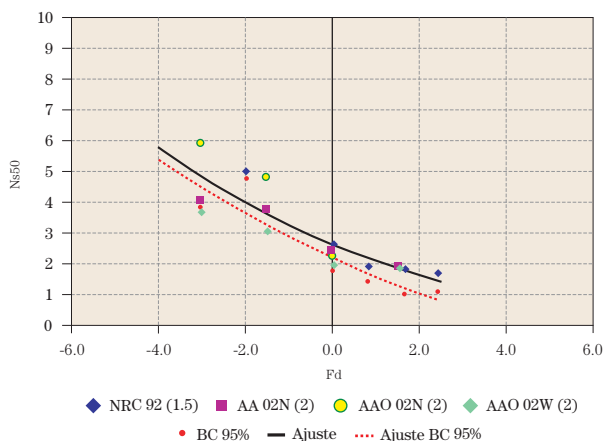


Figura 45. Inicio de avería en el morro interior de estructuras con coronación cercana al nivel medio. Curva Fd-Ns50.

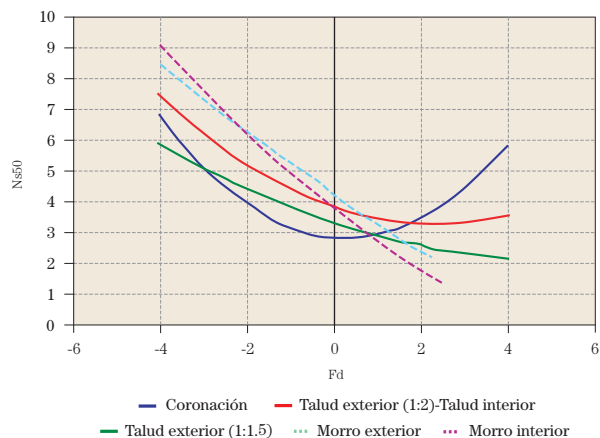


Figura 46. Comparativa de estabilidad entre sectores.

El sector coronación es el menos estable para francobordos nulos y ligeramente negativos. La estabilidad crece rápidamente a medida que nos alejamos de francobordo nulo. El mínimo de estabilidad se da para francobordo nulo.

La estabilidad del sector talud exterior depende de la pendiente del talud. Para taludes 1:1.5 es el sector de mínima estabilidad del tronco del dique excepto para francobordos nulos o ligeramente negativos. Para taludes 1:2 son notablemente más estables. El mínimo de estabilidad se da para francobordo de no rebase.

La estabilidad del sector talud interior depende de muchos factores como la geometría de la estructura en general (pendiente del talud exterior, anchura de la coronación...) y características del oleaje incidente. Como norma general podemos decir que su comportamiento es de mayor estabilidad que el talud expuesto, pero al no tener una pauta conocida de comportamiento hemos contemplado que se comporta de igual manera que el talud expuesto 1:2 a efectos de diseño.

El sector morro interior es el menos estable para francobordos positivos a partir de $Fd=1$. El sector morro exterior tiene un comportamiento parecido, pero un poco más estable para francobordos positivos. Debido al rápido incremento de la estabilidad de estos sectores con la sumergencia del dique, los sectores del morro son los más estables para francobordos negativos. El mínimo de estabilidad se da para francobordo de no rebase.

6.6. Modo de utilización de las formulaciones

Debido a que las formulaciones propuestas son relaciones espúreas (dependen de $D50$ en ambos ejes), se propone su utilización mediante un factor de reducción del $D50$, que re-

lacione el tamaño de las piezas calculadas para francobordo de no rebase (FNR) y las calculadas para diques rebasables (FR).

Así, la relación entre los números de estabilidad del sector menos estable y el número de estabilidad del talud exterior de francobordo de no rebase se puede interpretar como el factor de reducción del tamaño de las piezas para distintos francobordos.

$$f_i = \frac{D_{50_FNR}}{D_{50_FR}} = \frac{N_{S_MIN}(FR)}{N_{S_TE}(FNR)}$$

Así, los factores de reducción propuestos son:

FRANCOBORDO POSITIVO

$$f_i = 1.13 - 0.053 \cdot F_d \quad \text{Para estructura con talud exterior 1:2}$$

$$f_i = 1.17 - 0.069 \cdot F_d \quad \text{Para estructura con talud exterior 1:1.5}$$

FRANCOBORDO NEGATIVO

$$f_i = 1.13 - 0.1466 \cdot F_d \quad \text{Para estructura con talud exterior 1:2 y 1:1.5}$$

7. Diques muy sumergidos. Predicción de daño mediante parámetros cuasiempíricos y redes neuronales

7.1. Definición de estructura sumergida

No es fácil definir donde está el límite físico que nos permita calificar una estructura como de gran sumergencia. La idea fundamental es que no se produzca rotura sobre la misma, por lo que en líneas generales ha de cumplir:

$$\frac{H}{R_c} < 0.8$$

Podemos afirmar, que al no producirse disipación por rotura, el mecanismo fundamental que provoca el daño de la estructura es el arrastre de las partículas provocado por la tensión tangencial provocada en la interfase flujo-estructura. El arrastre dominante es en el sentido de la ola y está provocado por las velocidades asociadas a la cresta de la ola, depositando los materiales en el talud protegido.

7.2. Metodología de cálculo mediante parámetros cuasiempíricos

7.2.1. Introducción

En el método integral propuesto hemos visto que las fuerzas netas de Morison, el parámetro de Shields y el parámetro de movilidad adoptan una forma a lo largo de la estructura equivalente a la forma del daño obtenido en los ensayos de laboratorio, sin que haya una gran diferencia en la forma. Por esta razón se ha propuesto una metodología que relaciona la integral del parámetro de movilidad máximo a lo largo de la estructura y el daño producido obteniendo unos resultados más que aceptables.

De todas formas, en el estado del conocimiento que nos encontramos y para cálculos estructurales con métodos probabilísticos, el uso de las técnicas integrales anteriormente propuestas significarían un gran número de ejecuciones con programas basados en las ecuaciones RANS y VARANS, con un tiempo de ejecución tan grande que provocaría una gran ineficiencia en el cálculo.

Por ello es recomendable buscar parámetros más sencillos relacionados con el daño, de manera que el cálculo propuesto se pueda simplificar. De todas maneras, con la experimentación realizada ya sabemos que es difícil encontrar un parámetro puntual relacionado con velocidades o aceleraciones que reproduzca el daño, pues aún para los mismos máximos en un punto, la forma del daño a lo largo de la estructura puede ser diferente y por lo tanto la magnitud del daño es distinta atendiendo al mecanismo que da origen a las distintas tipologías de daño definidas.

7.2.2. Parámetro propuesto. Parámetro de movilidad crítico

Para la obtención del parámetro cuasiempírico que mejor represente el daño en diques muy sumergidos se han utilizado las velocidades promediadas en fase de 10 olas extraídas de los resultados del modelo numérico. En el caso de las estructuras muy sumergidas este daño se puede calcular mediante la evaluación del transporte por el hombro interior de la estructura, pues la práctica totalidad de la erosión de la estructura, queda acumulado en el talud interior.

Una simplificación de este concepto, es utilizar lo que llamaremos el *parámetro de movilidad crítico*, que se basa en el parámetro de movilidad tradicional, sustituyendo la ve-

locidad al cuadrado calculada por teoría lineal, por el cuadrado de la velocidad máxima evaluada en el hombro interior menos la velocidad crítica de inicio de movimiento:

$$Mp_{crit} = \frac{(U_{max} - U_{crit})^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}$$

Asimismo hemos dicho que el comportamiento de este tipo de estructuras con la evaluación del daño pasa por dos fases. En la primera, que corresponde a niveles de daño moderados ($S < 4$), la estructura alcanza una posición más estable que la inicial y el daño avanza lentamente con el incremento de altura de ola. Pero en una segunda fase la estructura se vuelve a fragilizar, como si existiese un umbral a partir del cual un pequeño aumento en la altura de ola provoca un gran incremento en el valor del daño. El comportamiento de cada estructura a partir de este momento depende de otros muchos factores además del parámetro de movilidad de las piezas como puede ser la colocación de las piezas dañadas o la forma de éstas, y es mucho más impredecible.

La relación entre el daño y el parámetro de movilidad crítico, que podemos ver ilustrada en la figura 47, es la siguiente:

$$S = 3.20 \cdot Mp_{crit}^{1.45} - 0.30$$

7.2.3. Cociente entre velocidad máxima y velocidad crítica de inicio de movimiento

El parámetro de movilidad crítico, lo podemos expresar también de la siguiente manera:

$$Mp_{crit} = \frac{(U_{max} - U_{crit})^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}} = \frac{((c-1) \cdot U_{crit})^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}$$

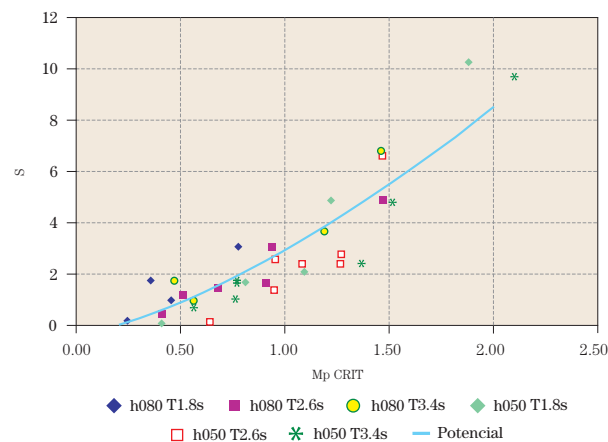


Figura 47. Ajuste del daño con parámetro de movilidad crítico.

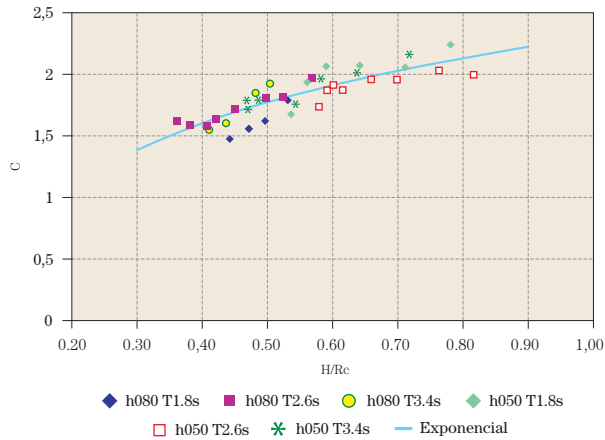


Figura 48. Obtención del parámetro c (U_{max} / U_{crit}) por medio de los resultados del modelado numérico.

Siendo c el coeficiente que relaciona la velocidad máxima con la velocidad crítica:

$$c = \frac{U_{max}}{U_{crit}}$$

Lo único que nos queda por conocer para poder utilizar la fórmula de predicción del daño de una estructura muy sumergida es el parámetro c , cociente entre la velocidad máxima y la velocidad crítica de inicio de movimiento, que hemos ajustado con los datos obtenidos en el modelado numérico de las estructuras con gran sumergencia, hemos ajustado una curva que relaciona éste coeficiente con el parámetro H/R_c , siendo H la altura de ola incidente y R_c el francobordo de la estructura.

La expresión obtenida es la siguiente:

$$\frac{U_{max}}{U_{crit}} = 0.73 \cdot \ln\left(\frac{H}{R_c}\right) + 2.30$$

7.3. Metodología de cálculo mediante la construcción de una red neuronal

7.3.1. Introducción

Las redes neuronales han tenido un uso limitado para el cálculo de estabilidad de estructuras de escollera. Las referencias obtenidas se han centrado en el análisis de la estabilidad de una sola serie de ensayos en diques en talud no rebasables (Mase 1995, Medina 2003, Diz Lois 2004). El conocimiento adquirido sobre el funcionamiento de los diques de gran sumergencia nos permitirá el diseño de una red neuronal apropiada para la resolución de este tipo de problemas.

7.3.2. Arquitectura de la red neuronal

La *tipología de la red* utilizada será feed-forward backpropagation. Para determinar las *variables de entrada* de la red neuronal para la predicción del daño en diques muy sumergidos, nos basaremos en el conocimiento previo adquirido sobre el comportamiento de este tipo de diques.

Como hemos visto en el método de predicción de daño mediante parámetros cuasiempíricos, el parámetro fundamental para la predicción del daño es la relación entre la altura de ola y el francobordo, que nos da una idea de lo cerca que se encuentra la ola de la rotura sobre el dique.

Introduciremos la influencia del período del oleaje, utilizando como input la profundidad relativa h/L_0 , que nos indica asimismo el comportamiento del perfil de velocidades. Para introducir la influencia del tamaño de las piezas utilizaremos también el parámetro de rozamiento fw , que depende del cociente entre la amplitud orbital en el fondo y la rugosidad de las partículas.

Se han utilizado los datos de los ensayos en los que $\frac{H}{R_c} < 0,8$, y en los que además $S < 14$, con lo que no hemos considerado los valores muy altos de daño, evitando el riesgo a que éste no se hubiese estabilizado al final del ensayo realizado. De este modo, se tienen 126 datos para la construcción de la red.

Los valores de estas tres variables utilizadas han sido estandarizados antes de introducirlos en la red, para que, en un principio, éstos tengan la misma influencia para el aprendizaje.

La única *variable de salida* de la red será el daño que ésta predice en la estructura.

Como *técnica de aprendizaje* se ha utilizado el método de Levenberg-Marquardt, método de segundo orden optimizado. De los 126 datos con los que se cuenta, se han utilizado 80 para el aprendizaje y 46 para el test, un porcentaje de 63% contra 37%.

Con respecto al *número de capas*, se utilizará una red con dos capas ocultas sigmoideas y una capa de salida lineal. El número de neuronas de la primera capa es de 3 y de la segunda de 2, con lo que nos da un total de 102 enlaces, frente a los 80 datos de labora-

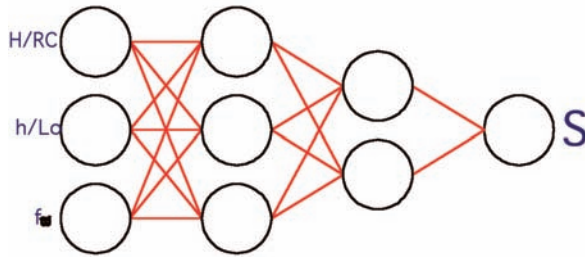


Figura 49. Arquitectura de la red utilizada.

torio utilizados para el entrenamiento. Debido a que el número de enlaces es similar al de datos de entrenamiento no se han utilizado técnicas de regularización para evitar el sobreaprendizaje, por lo que la función a minimizar ha sido la del error cuadrático medio.

$$\text{MSE} = \frac{\sum (o_i - t_i)^2}{n}$$

La red se puede resumir pues en la figura 49.

7.4. Aplicación de la metodología a los ensayos de laboratorio y prototipo existentes

Las protecciones de los emisarios submarinos son un tipo de estructura que se caracterizan porque la altura de la estructura de protección es muy pequeña en relación a la profundidad. El daño en este tipo de estructuras se concentra en la coronación y es provocado básicamente por el arrastre de las partículas hacia el talud interior provocado por el arrastre de las velocidades provocadas por la cresta de la ola.

Esta velocidad de la cresta es sensiblemente mayor que la provocada por el seno, pues se ve afectada por el fenómeno de overshooting, que es un pico en la velocidad horizontal que ocurre ligeramente antes de que la cresta pase y está relacionado con la advección del fluido y la constricción del flujo debido al francobordo de la estructura

El depósito de los materiales erosionados se produce de manera bastante asimétrica, más de un 75% de las piedras se acomodan en la parte interior de la estructura, mostrando la no linealidad del proceso. El talud interior es una zona propicia para la sedimentación debido a la zona de sombra

que produce la separación del flujo. El talud expuesto tiene un balance ligeramente erosivo y su hombro es una zona inestable, donde se suele producir erosión igualmente hacia aguas abajo.

Debido a esta característica tipología de daño, podemos considerar que la zona susceptible a ser erosionada comprende toda la coronación y nuestra metodología de cálculo puede simplificarse, pues no debemos introducir factores que tengan en cuenta cual es la zona donde se produce el daño.

De esta forma, hemos realizado dos tipos de aproximaciones a la solución del problema:

1. Predicción del daño mediante un método cuasiempírico.
2. Predicción del daño mediante redes neuronales.

Basándonos en los resultados del modelado numérico de varios de los ensayos de estabilidad de diques muy sumergidos del programa Feder-Estabilidad, se ha encontrado un *parámetro semiempírico* para la predicción del daño con el que se puede estimar de manera aceptable, no sólo el daño para la misma estructura con otras condiciones hidrodinámicas, sino el daño en otras estructuras a escala de laboratorio o prototipo.

Este parámetro es el parámetro crítico de movilidad, que sustituye la tradicional velocidad al cuadrado encima de la coronación, por la velocidad crítica al cuadrado multiplicada por el tanto por ciento del tiempo que esa velocidad crítica es superada en el hombro interior de la estructura:

$$Mp_{crit} = \frac{((c-1) \cdot U_{crit})^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}$$

Con una formulación basada en este parámetro hemos estimado el daño en 115 casos de laboratorio con oleaje regular e irregular con distintas escalas en laboratorio e incluso en 15 casos de prototipo obteniendo unos resultados satisfactorios:

- Los daños bajos se suelen sobreestimar y los daños altos se suelen infraestimar.
- Cerca de un 90 % de los casos se encuentran en una banda de $S_{calculado} = S_{medido} \pm 2,5$.
- El máximo daño medido y que la formulación no predice en absoluto es menor que 2.
- El error medio cuadrático obtenido fue de 3.336.

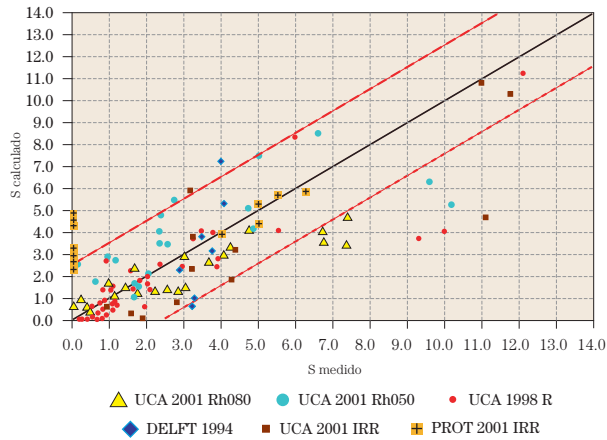


Figura 50. Resultados método cuasiempírico.

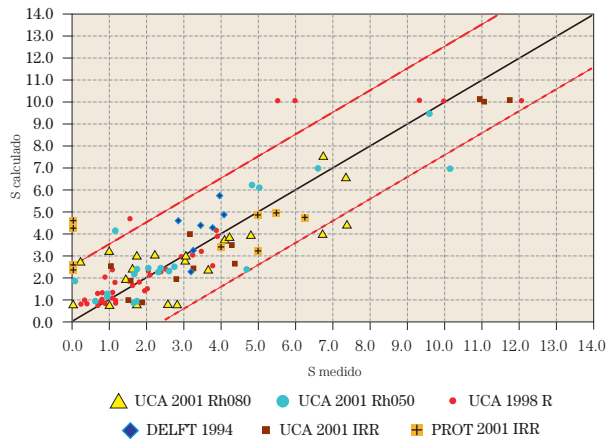


Figura 51. Resultados red neuronal.

Los datos se han analizado asimismo mediante *redes neuronales*, encontrando unos mejores resultados, pues se han tenido en cuenta variables relacionadas con la rotura, el perfil de velocidades y el tamaño de las piezas. La arquitectura de la red utilizada se puede observar en la figura 49. De los resultados podemos decir:

- El 95 % de los casos se encuentran en una banda de $S_{\text{calculado}} = S_{\text{medido}} \pm 2,5$.
- El error medio cuadrático obtenido en los ensayos de test fue de 2.366

En las figuras 50 y 51 vemos una comparativa de los resultados de las dos metodologías para los distintos ensayos de laboratorio y prototipo.

Estas formulaciones de predicción y diseño quieren cubrir el hueco existente en el campo de los diques sumergidos, que se suelen diseñar con extrapolaciones de formulaciones que se emplean para el cálculo de diques emergidos o del transporte de sedimentos por fondo horizontal. La incertidumbre de la aplicación de este tipo de formulaciones a las protecciones de emisarios hace que se diseñe con formulaciones de inicio de movimiento de arenas, impropias para materiales de tipo escollera.

7.5. Resumen de la metodología de la predicción del daño en emisarios submarinos mediante el parámetro de movilidad crítico

La metodología para la predicción del daño en protecciones de emisarios mediante el parámetro de movilidad crítico se resume en los siguientes pasos.

1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE OLEAJE DE CÁLCULO.

- Cálculo de la vida útil del emisario, probabilidad de fallo admitida en esa vida útil y período de retorno de cálculo asociado a esa vida útil y probabilidad de fallo.
- Análisis del régimen extremal de oleaje en la zona que se quiera calcular.
- Cálculo de Hs asociada al período de retorno de cálculo.
- Determinación del régimen conjunto Hs- Tz. Determinación del Tz de cálculo.
- Simulación de Montecarlo para el cálculo de H50.

2. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD CRÍTICA DE INICIO DE MOVIMIENTO PARA LA CORONACIÓN Y COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

- Obtención del parámetro crítico de Shields mediante la formulación de Soulsby.

$$\psi_{\text{crit}} = \frac{0.24}{D^*} + 0.055 \cdot (1 - e^{-0.02D^*}) \quad \text{siendo} \quad D^* = 25 \cdot D_{50} [\text{mm}]$$

- Obtención del coeficiente de rugosidad f_w (Van Rijn).

$$f_w = \exp \left[-6 + 5.2 \cdot \left(\frac{A_b}{k_s} \right)^{-0.19} \right] \quad \text{si} \quad \frac{A_b}{k_s} > 1.57$$

$$f_w = 0.3 \quad \text{si} \quad \frac{A_b}{k_s} < 1.57$$

$$K_s \text{ rugosidad de las partículas. (Kamphuis 1975)} \quad k_s' = 2 \cdot D_{90}$$

$$A_b \text{ es la amplitud orbital en el fondo} \quad A_b = \frac{H}{2 \cdot \sinh(kh)}$$

- Obtención de la velocidad crítica de inicio de movimiento

$$u_{\text{crit}} = \left(\frac{2 \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot D_{50} \cdot \psi_{\text{crit}}}{\rho_w \cdot f_w} \right)^{0.5}$$

3. CÁLCULO DEL PARÁMETRO DE MOVILIDAD CRÍTICO.

- Cálculo del cociente entre velocidad máxima y velocidad crítica de inicio de movimiento.

$$c = 0.73 \cdot \ln \left(\frac{H_{50}}{Rc} \right) + 2.30 \quad \text{siendo} \quad c = \frac{U_{\text{max}}}{U_{\text{crit}}}$$

b) Cálculo del parámetro de movilidad crítico:

$$Mp_{crit} = \frac{((c-1) \cdot U_{crit})^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}$$

4. OBTENCIÓN DEL DAÑO EN EL DIQUE

$$S = 3.20 \cdot Mp_{crit}^{1.45} - 0.30$$

8. Aplicación de las metodologías basadas en el parámetro de movilidad crítico y en redes neuronales al cálculo de los emisarios de Santander y Gijón

8.1. Introducción

Los métodos de cálculo existentes para la determinación de la escollera de protección de emisarios submarinos están basados en extrapolaciones de las formulaciones que se emplean para el transporte de sedimentos por fondo horizontal. La incertidumbre existente en cuanto la aplicabilidad a las protecciones de los emisarios hace que se diseñen con criterios conservadores, dando lugar posiblemente, a soluciones sobredimensionadas.

Este hecho provoca que sea muy interesante el desarrollo de una metodología específica para el diseño de este tipo de estructuras, que permita establecer criterios de dimensionado probabilístico para adecuarse a las nuevas normativas como la R.O.M. 0.0. Por ello, el presente capítulo propondrá una metodología basada en las funciones de diseño deducidas en el capítulo anterior a partir de métodos basados en el estudio de parámetros cuasiempíricos y redes neuronales.

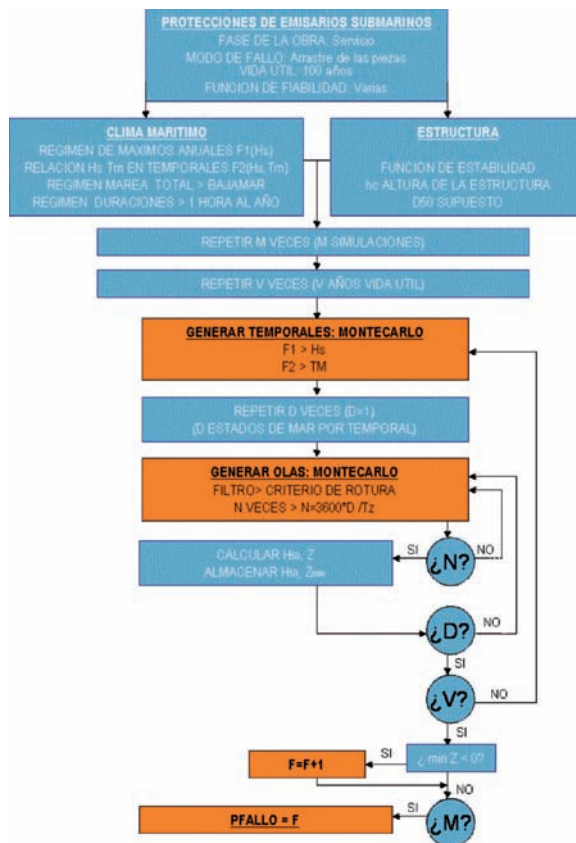


Figura 52. Flujo de trabajo para el cálculo probabilística de la estabilidad de las piezas de emisarios submarinos.

Esta metodología se comparará con las soluciones de los métodos tradicionales para los casos de los emisarios submarinos de Santander y Gijón.

8.2. Ventajas del método frente a las anteriores propuestas

Las ventajas de las metodologías propuestas frente a los métodos tradicionales son las siguientes:

1. Se proponen *métodos de evolución*. Ya hemos dicho que toda estructura marítima responde a la dureza de las mayores olas que ha sufrido durante su vida. Por lo tanto es susceptible de aumentar su daño si se presentan eventos pésimos de oleaje que todavía no se habían producido en su vida útil.

De esta forma, los métodos propuestos realizan simulaciones de los oleajes pésimos en la vida útil, con un número determinado de temporales por año, y de cada uno de los temporales simulan las olas individuales. El daño sólo aumenta si alguna de las olas del nuevo temporal aumenta el parámetro de oleaje escogido H50, que es la media de las 50 olas pésimas.

2. Se utilizan *criterios de daño objetivos*. Como el daño de las estructuras muy sumergidas se concentra en la coronación, definimos el estado de inicio de avería cuando se hayan desplazado la práctica totalidad de las piezas a lo ancho de la zona crítica de la coronación, donde se dan las máximas velocidades. Esto significa un parámetro de daño $S=1$.

Las metodologías tradicionales suelen adoptar criterios de diseño limitando el parámetro de Shields. Para las piezas de las protecciones el criterio es que no pueden moverse, adoptando un $y_{CR}=0.04$ o 0.03 que tiene una cierta incertidumbre y para el recubrimiento de zanjas se admite el movimiento de “algunas” piezas del lecho, adoptando un $y_{CR}=0.06$, sin una base objetiva.

3. Se proponen *métodos predictivos del daño*, no sólo criterios de diseño basados en un estado límite último. Podemos pues, no sólo diseñar, sino predecir el daño en una estructura diseñada por otros métodos.

De esta forma se pueden utilizar *métodos probabilísticos* de nivel II y III comprobando si se cumple la función de fiabilidad planteada después de cada una de las vidas útiles de la estructura simuladas y calculando una probabilidad de fallo.

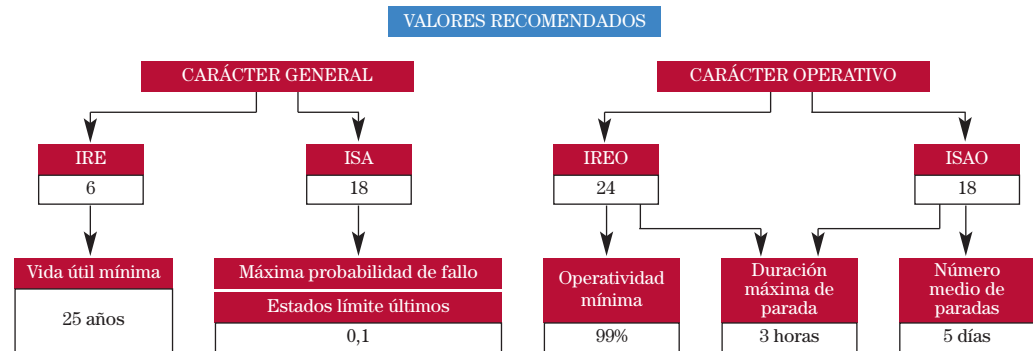


Figura 53. *Carácter general y operativo de los emisarios*

8.3. *Aplicación del método a los emisarios de Gijón y Santander*

8.3.1. *Carácter general y operativo de las obras*

Siguiendo la metodología de la ROM 0.0., se ha definido el carácter general de proyecto, para establecer la vida útil, periodo de retorno con que se tienen que calcular las obras y el nivel de operatividad mínima. Los resultados se resumen en la figura 53.

8.3.2. *Información y modelo numérico empleados para el cálculo del régimen extremal de oleaje*

La información empleada para la definición del régimen extremal de oleaje es la serie temporal de los puntos de previsión SIMAR 44, calibrados mediante propagaciones a sus boyas correspondientes. Las series de datos horarios van de 1958 a 1994 han sido suministradas por el programa de Clima Marítimo de Puertos del Estado.

Para el modelado del oleaje se ha utilizado el programa STWAVE, de propagación espectral del oleaje, que tiene en cuenta fenómenos de refracción y asomeramiento, difracción (por medio de una difusión) y términos fuente y sumidero (viento, rotura superficial...),

con el que se ha propagado la serie temporal de oleaje en profundidades indefinidas a profundidades reducidas.

8.3.3. Puntos de cálculo

Se ha realizado el cálculo de estabilidad en los siguientes puntos

EMISARIO DE SANTANDER.

Zona 1. Profundidad $h=30$ m, zona con dique de protección.

Zona 2. Profundidad $h=25$ m, zona en zanja.

Zona 3. Profundidad $h=20$ m, zona con dique de protección.

Zona 4. Profundidad $h=15$ m, zona con dique de protección.

EMISARIO DE GIJÓN.

Zona 1. Profundidad $h=25$ m, zona con dique de protección.

Zona 2. Profundidad $h=20$ m, zona con dique de protección.

Zona 3. Profundidad $h=15$ m, zona con dique de protección.

La diferencia en el cálculo entre zona en zanja y zona en dique de protección es que en esta última la profundidad se reducirá en el tamaño de 3 piedras:

$$h_{\text{DIQUE}} = h_{\text{ZANJA}} - 3 \cdot D_{50}$$

8.3.4. Características específicas del cálculo

Para cada zona de cálculo se han supuesto al menos ocho D_{50} distintos para el cálculo de la probabilidad de fallo de la estructura con este tamaño.

Debido a que el francobordo es el parámetro fundamental en el cálculo, realizaremos el diseño de la estructura en estado de marea baja, pues la reducción en el francobordo es más

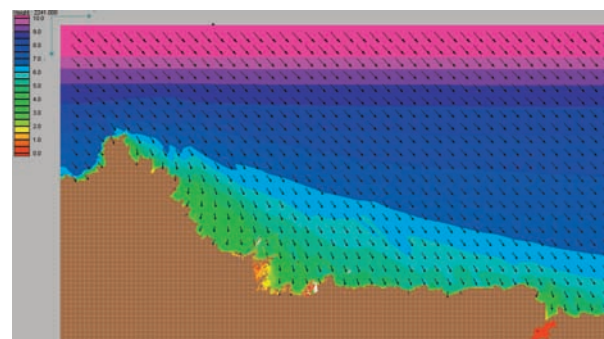


Figura 54. Ejemplo de propagación de temporal de NW en malla de Gijón.

condicionante que el cambio de régimen de oleaje con la marea en las profundidades medias en las que nos movemos.

Los valores de los parámetros de la distribución Gumbel a la que se ha ajustado el régimen extremal en los distintos puntos son

Santander				Gijón		
Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 1	Zona 2	Zona 3
$\lambda = 5.645$	$\lambda = 5.600$	$\lambda = 5.555$	$\lambda = 5.015$	$\lambda = 4.404$	$\lambda = 4.377$	$\lambda = 4.412$
$\delta = 0.862$	$\delta = 0.842$	$\delta = 0.857$	$\delta = 0.850$	$\delta = 0.575$	$\delta = 0.598$	$\delta = 0.535$

Para el cálculo del H_{50} en cada vida útil de la estructura, tendremos en cuenta un estado de mar anual pésimo de duración 1 hora, que obtendremos por simulación de Montecarlo utilizando los regímenes extremales horarios para cada uno de los puntos del emisario en los que se quiere dimensionar. Para cada estado de mar anual pésimo, supondremos un período medio, obtenido de la relación $H_s - T_m$ en los máximos anuales. De aquí obtendremos el número de olas para cada estado de mar pésimo.

Suponiendo una distribución Rayleigh obtendremos por simulación de Montecarlo, las olas de ese estado de mar. Con las 50 mayores olas de la vida útil de la estructura obtendremos H_{50} , que será uno de nuestros parámetros de dimensionado.

Para el cálculo del daño en la vida útil con el método semiempírico, sólo necesitaremos los valores de H_{50} , R_C , D_{50} , y U_{crit} para la estimación del daño.

Para el cálculo del daño en la vida útil con redes neuronales necesitaremos los valores de H_{50}/R_C , f_w , y h/Lo , obteniendo este último valor con el período correspondiente a H_{50} de la relación $H_s - T_m$ de máximos.

Para cada punto de cálculo se han simulado 10 000 vidas útiles de la estructura, obteniendo la probabilidad de fallo para cada D_{50} supuesto como:

8.3.5. Resultados obtenidos

En la figura 55 podemos ver las curvas de las probabilidades de fallo obtenidas para cada uno de los puntos de cálculo con la variación del D_{50} .

En la figura de la izquierda del emisario de Santander se representan en azul (MP) las curvas obtenidas por el método cuasiempírico propuesto con el parámetro de movilidad crítico. En rojo (NN) se representan las obtenidas por el método de redes neuronales. En la figura de la derecha, del emisario de Gijón, se representa en verde las curvas obtenidas para el método cuasiempírico y en naranja las obtenidas mediante redes neuronales. En color cian se representa la probabilidad de fallo de diseño del 10%.

En la figura 56, vemos los resultados de diseño para cada uno de los puntos de cálculo.

8.3.6. Conclusiones del cálculo

De los resultados podemos extraer:

Para el criterio de diseño ($S < 1$), los valores de la probabilidad de fallo obtenidos por el método de redes neuronales son ligeramente mayores que los obtenidos por el método cuasiempírico, por lo que hemos adoptado los resultados obtenidos por este primer método.

EMISARIO DE SANTANDER

h	D50(m)	W (T)
30	0.35	0.11
25	0.70	0.91
20	1.00	2.65
15	1.00	2.65

EMISARIO DE GIJÓN

h	D50(m)	W (T)
25	0.35	0.11
20	0.40	0.17
15	0.80	1.36

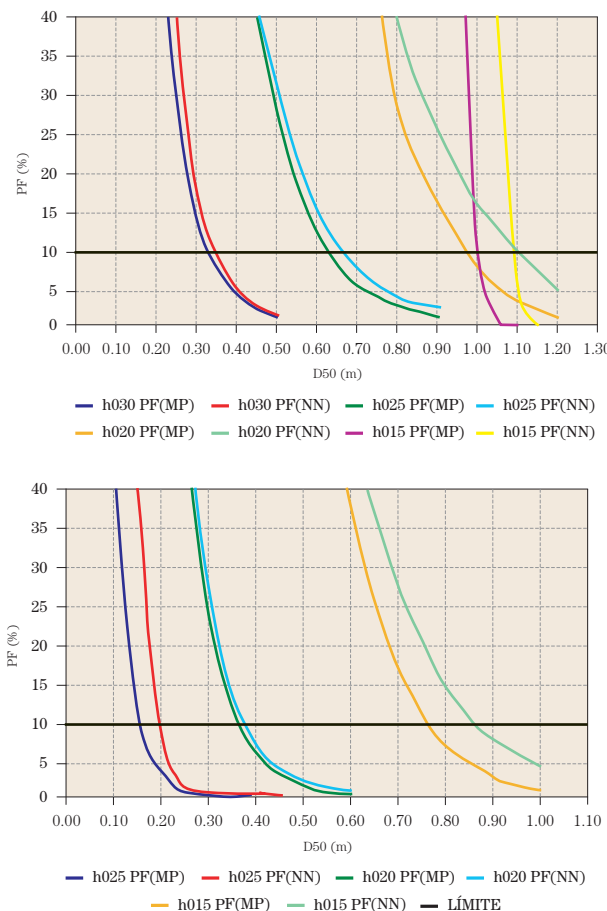


Figura 55. Probabilidad de fallo para distintos diseños de las protecciones. Emisario de Santander (arriba). Emisario de Gijón (abajo).

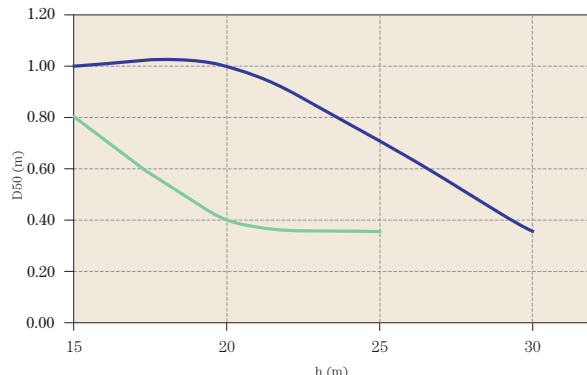


Figura 56. Resultados del dimensionado según la profundidad.

El francobordo es la variable fundamental de cálculo. Los tamaños de las protecciones se reducen notablemente a medida que aumenta el francobordo y éste ha de ser tenido en cuenta en el diseño. En términos generales, cuanto mayor sea el francobordo, más estable será la estructura, pues los regímenes de oleaje no sufren cambios demasiado importantes en estas profundidades. Por ello, el cálculo ha de ser realizado con los datos correspondientes a la bajamar.

En este sentido, debemos apuntar que los métodos tradicionales de cálculo obtienen estructuras mucho más ligeras en el cálculo de las zonas en zanja que en las de diques en protección, pues en aquellas permiten un y_{CR} mayor de cálculo de una forma bastante subjetiva. En la metodología propuesta las zonas de zanja tienen igualmente un diseño algo más ligero, pero únicamente debido a que para una misma profundidad el francobordo es mayor, pues la altura de la estructura es cero.

Es importante trasladar los regímenes de oleaje desde profundidades indefinidas al lugar de cálculo. Esta importancia se demuestra realizando una comparativa entre el dimensionado del emisario de Santander y el emisario de Gijón. Con un clima marítimo parecido en profundidades indefinidas, el emisario de Gijón tiene un cierto abrigo frente a los oleajes de componente NW, que son los más energéticos en la zona, y por lo tanto las piezas de protección deben soportar unas fuerzas estabilizadoras menores, por lo que los tamaños de cálculo son menores.

Por ello, la metodología propuesta nos ofrece unos diseños más ligeros en las zonas más profundas de los emisarios. Este hecho puede suponer un ahorro de material en una sección de hasta el 30 % y un ahorro en coste por metro de emisario de hasta un 40%, según la profundidad.

EMISARIO DE SANTANDER

h	W (T) Calculado	W (T) Proyecto
30	0.11	3.30
25	0.91	0.80
20	2.65	2.80
15	2.65	2.80

EMISARIO DE GIJÓN

h	W (T) Calculado	W (T) Proyecto
25	0.11	3.00
20	0.17	3.00
15	1.36	3.00

9. Aportaciones del trabajo y futuras líneas de investigación

Las aportaciones científicas del trabajo, se pueden resumir en:

1. Por primera vez se ha tipificado y estudiado los distintos tipos de daño existentes en las estructuras de escollera en talud.
2. Para *diques sumergidos* se ha propuesto un método integral de predicción del daño basado exclusivamente en la hidrodinámica calculada.
3. Se han mejorado los métodos de diseño para *diques rebasables y sumergidos*, utilizando todas las bases de datos disponibles, definiendo criterios de diseño objetivos y utilizando parámetros de oleaje que tengan en cuenta la evolución del daño.



Figura 57. Estado del conocimiento. En amarillo, aportaciones del presente trabajo

4. Para *diques con gran sumergencia* se han propuesto nuevas metodologías basadas en parámetros cuasiempíricos (teniendo en cuenta la afección flujo-estructura y umbral de inicio de movimiento) y en redes neuronales.

Las principales líneas de investigación abiertas son:

1. Realización de ensayos con geometrías distintas para calibrado/validado del método integral propuesto.
2. Evolucionar los métodos basados en redes neuronales, con un mayor trabajo de modelado en medio físico o numérico.
3. Evolucionar las metodologías para otro tipo de piezas que no sean escollera.
4. Trabajar sobre métodos numéricos 2DV dinámicos, que además de la hidrodinámica, puedan simular la evolución del daño de la estructura.