



MANUAL DE APOYO

RECOMENDACIONES DE OBRAS MARÍTIMAS 1.1

*Manual para el diseño de diques de abrigo y de ayuda
a la aplicación del Articulado de la ROM 1.1*

Puertos del Estado

Borrador 8.0, abril de 2018

Ponente: Miguel Á. Losada

Con la colaboración del Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales,
IISTA, Universidad de Granada

ÍNDICE GENERAL

Índice general	5
Índice de figuras	6
Índice de tablas	12
Capítulo 1. Descripción del emplazamiento	17
1.1. Introducción	19
1.1.1. Ámbitos administrativo, legal y normativo	19
1.1.2. Objetivos	21
1.1.3. Organización	22
1.2. Finalidad del área portuaria y dique de abrigo	22
1.3. Sistemas de coordenadas y definiciones	23
1.3.1. Sistema de coordenadas UTM	23
1.3.2. Niveles de referencia	24
1.3.3. Coordenadas locales del dique y su traza	25
1.3.4. Información en el proyecto	26
1.4. Topografía y batimetría	26
1.4.1. Fuentes de datos	26
1.4.2. Levantamientos, extensión y escalas	27
1.4.3. Variabilidad espacio-temporal	28
1.5. Terreno, lecho y sismo	28
1.5.1. Fuentes de datos	28
1.5.2. Pendiente, naturaleza del fondo y batimetría según las cartas náuticas	28
1.5.3. Clasificación de los suelos marinos	29
1.5.4. Parámetros geotécnicos preliminares de los suelos marinos y el lecho	30
1.5.5. Comportamiento del suelo y los rellenos frente al oleaje y la dinámica marina	33
1.5.6. Comportamiento del suelo frente al sismo	34
1.6. Agentes climáticos atmosféricos y marítimos	35
1.6.1. Fuentes de datos	35
1.6.2. Clasificación: escalas de variabilidad	36
1.6.3. Contenido energético de las oscilaciones del mar	37
1.6.4. Profundidad de agua en el estado	37
1.6.5. Calentamiento global y escenarios de cambio climático	39
1.6.6. Maremotos	40
1.7. Morfodinámica litoral y calidad del agua	40
1.7.1. Morfodinámica litoral	40

4 | Índice general

1.7.2.	Calidad del agua	42
1.8.	Canteras y escolleras	44
1.8.1.	Fuentes de datos	44
1.8.2.	Propiedades de la escollera	44
1.8.3.	Indicadores del comportamiento de la escollera	44
1.9.	Informe Preliminar: Reconocimiento y planificación de campañas	45
Capítulo 2. Tipologías de dique, modos de fallo y de parada		47
2.1.	Introducción	49
2.1.1.	Planteamiento y justificación de la organización del capítulo	49
2.1.2.	Organización y contenidos de este capítulo	50
2.2.	Tipologías de dique de abrigo para áreas portuarias	52
2.2.1.	Criterios de clasificación y tipologías	52
2.2.2.	Descripción espacial de la traza del dique y de sus tramos	53
2.2.3.	Algunas tipologías construidas en España	54
2.2.4.	Idoneidad de una tipología frente a los agentes, condicionantes y requisitos de proyecto	62
2.3.	Factores de proyecto y descriptores adimensionales	64
2.3.1.	Ordenación de los factores de proyecto	64
2.3.2.	Descriptores adimensionales	69
2.4.	Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico	71
2.4.1.	Regímenes hidrodinámicos	72
2.4.2.	Regímenes en los campos lejano y cercano, análisis 2DH	74
2.4.3.	Regímenes en el tramo: análisis 2DV	75
2.4.4.	Regímenes hidrodinámicos por la interacción 2DH - 2DV	83
2.4.5.	Regímenes geotécnicos	94
2.4.6.	Resumen de los resultados y seguimiento en la vida útil	94
2.5.	Fórmulas para el cálculo: planteamiento, elaboración y aplicación	97
2.5.1.	Planteamiento y elaboración	97
2.5.2.	Estructura de la fórmula por monomios adimensionales	99
2.6.	Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones	104
2.6.1.	Traza y tramos: diseño y predimensionamiento	106
2.6.2.	Tipología y sección: diseño y predimensionamiento	111
2.6.3.	Diseño de la protección de lecho y berma de pie	119
2.6.4.	Diseño de la berma de cimentación	126
2.6.5.	Diseño del manto principal de diques en talud	128
2.6.6.	Berma de coronación	136
2.6.7.	Diseño de los subsistemas interior y cimentación - terreno	137
2.6.8.	Diseño del trinomio berma superior - espaldón - talud a sotamar	138
2.6.9.	Diseño de morros y cambios de alineación	145
2.6.10.	Secuencia de trabajo para el diseño y predimensionamiento de la sección	146
2.6.11.	Normas de buena práctica para completar la configuración de la sección	149
2.7.	Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje	155
2.7.1.	Cálculo de la partición de la energía incidente del oleaje	155
2.7.2.	Fórmulas para el cálculo de la partición de energía	157
2.7.3.	Funciones de probabilidad de la altura de ola en presencia del dique	162
2.7.4.	Cálculo del flujo sobre el perímetro exterior del dique	164

2.7.5.	Fórmulas para el cálculo del flujo de agua y del rebase	165
2.7.6.	Modelos de probabilidad del remonte, retroceso y rebase	174
2.8.	Cálculo del perímetro exterior	176
2.8.1.	Criterios de avería y evolución	177
2.8.2.	Cálculo del peso mínimo de las piezas del perímetro exterior	179
2.8.3.	Cálculo de los empujes horizontales y verticales en la superestructura: incidencia normal e incidencia oblicua	194
2.8.4.	Morro y cambios de alineación	201
2.8.5.	Comportamiento geotécnico de la sección	204
2.9.	Método de verificación del dique y sus tramos	208
2.9.1.	Introducción: Objetivos, planteamiento y justificación	208
2.9.2.	Información requerida en la verificación	209
2.9.3.	Modos de fallo y de parada por tramos	209
2.9.4.	Bases para la verificación de modos de fallo mediante la evaluación del margen de seguridad	213
2.9.5.	Forma general de la ecuación de verificación	214
2.9.6.	Verificación global y optimización	215

Capítulo 3. Evaluación de costes de construcción y reparación de un dique de abrigo **219**

3.1.	Introducción	220
3.1.1.	Conexión con el articulado	220
3.1.2.	Exposición de objetivos	220
3.1.3.	Organización del capítulo	221
3.2.	Estructura general de costes	222
3.2.1.	Desagregación espacial y temporal de costes	222
3.2.2.	Clasificación general de costes	225
3.2.3.	Adjudicación de costes en una Fase de Proyecto	225
3.3.	Planificación de los trabajos	228
3.3.1.	Objetivos	228
3.3.2.	Secuencia para la planificación de los trabajos	231
3.4.	Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes	239
3.4.1.	Objetivos y estructura general	239
3.4.2.	Definición de la organización espacio-temporal de la obra	240
3.4.3.	Definición de la estrategia de ejecución de los trabajos	242
3.4.4.	Simulación numérica de la ejecución de los trabajos	253
3.4.5.	Adjudicación de costes totales	263

Bibliografía **267**

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1.	Contenidos de la ROM 1.1 y del Manual de apoyo para la puesta en práctica del articulado.	22
1.2.	Contenidos del capítulo 1.	23
1.3.	Niveles de referencia marítimo (Cero Puerto) y terrestre (NMMA) en el Puerto de Bilbao.	24
1.4.	Ejes de referencia en planta y sección.	25
1.5.	Modelos de comportamiento del suelo. Fuente: Benedicto.	33
1.6.	Contenido energético de las oscilaciones del mar y distribución frecuencial. Fuente: ROM 1.0-09.	38
2.1.	Esquema de trabajo basado en el estudio de los regímenes	50
2.2.	Tipos de diques de abrigo (modificado de Kortenhuis y Oumeraci (1998): A) Dique vertical poroso (PVB); B) Dique mixto (CB); C) Dique mixto con berma baja y alta y dique mixto con berma al nivel del mar de referencia (LMB, HMB and HMCB); D) Dique en talud con espaldón (RMB-CW); E) Dique en talud (RMB); F) Dique berma o dique en S (SB).	52
2.3.	Dique vertical (ROM 1.0-09).	55
2.4.	Dique vertical con cámaras disipadoras y resonantes (ROM 1.0-09).	55
2.5.	Dique mixto (ROM 1.0-09).	56
2.6.	Dique mixto (ROM 1.0-09).	57
2.7.	Dique en talud tipología Iribarren (ROM 1.0-09).	58
2.8.	Dique en talud con camino de rodadura (ROM 1.0-09).	58
2.9.	Dique en talud sin superestructura (ROM 1.0-09).	59
2.10.	Dique berma construido y deformado (ROM 1.0-09).	59
2.11.	Dique berma con núcleo y mantos (ROM 1.0-09).	60
2.12.	Dique de paramento semicircular (Takahashi, 2002).	60
2.13.	Dique sumergido en talud (ROM 1.0-09).	61
2.14.	Dique arrecife de escollera (ROM 1.0-09).	62
2.15.	Variables geométricas principales en un dique vertical.	67
2.16.	Variables geométricas principales en un dique mixto.	67
2.17.	Variables geométricas principales en un dique en talud.	67
2.18.	Regímenes 2DH y 2DV en el emplazamiento y la traza.	73
2.19.	Regímenes 2DV. Comportamiento por tramos y dominios de oscilación.	75
2.20.	Altura de ola media cuadrática frente al dique para dos estados de mar y dos localizaciones: $x=0$ (panel superior) y $x=-B_b$ (panel inferior), para varias tipologías de dique (Fuente: Vélchez y col., 2016b)	77
2.21.	Dominios de rebase en función de Ir^* y F_c/H_{Irms}	78

2.22.	Regímenes de vertido y de paso de ola en un dique mixto con berma de protección, dividido en rangos de F_c/H_{trms} : $0,39 - 0,71 \diamond$; $0,71 - 1,03 \square$; $1,03 - 1,66 \Delta$	79
2.23.	Evolución temporal de la distribución de presiones del oleaje en un dique vertical. Fuente: Martín y col., 1999.	80
2.24.	Distribución de alturas de ola a lo largo de un dique aislado. Fuente: Takahashi, 1996.	81
2.25.	Régimen de fuerzas promediado sobre un cajón. Fuente: Takahashi, 1996.	81
2.26.	Régimen de impactos frente a Ir^*	82
2.27.	Diagrama para el cálculo del coeficiente de presiones impulsivas. Fuente: Takahashi (1996).	82
2.28.	Patrones de reflexión para incidencia oblicua y muy oblicua del oleaje con pared vertical.	84
2.29.	Reducción de la pendiente e incremento del área equivalente con incidencia oblicua. 84	
2.30.	Coeficiente de reflexión frente al ángulo de incidencia para un dique vertical poroso. Fuente: Dalrymple y col., 1991.	85
2.31.	Coeficiente de reflexión frente al ángulo de incidencia para un dique mixto. Fuente: Losada y col., 1993b.	85
2.32.	Ascenso y remonte en un dique en talud de escollera. Incidencia normal (panel superior), $\theta = 30^\circ$ (panel intermedio), $\theta = 60^\circ$ (panel inferior).	86
2.33.	Procesos involucrados en diferentes tipologías de dique de abrigo para incidencia del oleaje muy oblicua.	88
2.34.	Distribución de velocidades de las partículas de agua alrededor del morro. Fuente: Takahashi, 1996.	90
2.35.	Distribución de altura de ola a lo largo de un tramo con cambio de alineación. Fuente: Takahashi, 1996.	92
2.36.	Distribución de daño a lo largo del dique de Bilbao. Fuente: (Vidal y col., 1991).	92
2.37.	Número de dolos rotos a lo largo del dique de San Ciprián. Fuente: (Vidal y col., 1991).	93
2.38.	Evolución del coeficiente de reflexión con la evolución del daño de un dique en talud.	95
2.39.	Evolución del daño y análisis de posibles estrategias de reparación.	96
2.40.	Flujo metodológico para la obtención de fórmulas de diseño y predimensionamiento 97	
2.41.	Difracción del oleaje en función del tamaño relativo del morro: (a) $2R/L = 0,22$; (b) $2R/L = 0,60$. [Adaptado de Losada y col. (1990)].	110
2.42.	Envolvente máxima adimensional frente a $ k_p x $ para un dique vertical poroso y distintos ángulos de incidencia. Fuente: Losada y col., 1997.	115
2.43.	Rotura de la ola y disipación en el núcleo. Fuentes: Benedicto, I. and Losada, Miguel A, 2012 y Benedicto, 2004.	116
2.44.	Velocidad adimensional horizontal en el fondo frente a $ k_p x $ para distintos ángulos de incidencia. Fuente: Losada y col., 1997.	117
2.45.	Velocidad adimensional horizontal en el fondo frente a $ k_p x $ para distintos materiales porosos. Fuente: Losada y col., 1997.	117
2.46.	Reflexión y disipación en el núcleo y en la sección completa. Fuentes: Benedicto, I. and Losada, Miguel A, 2012 y Benedicto, 2004.	118
2.47.	Coeficiente de fricción calibrado versus B/L para los cinco diámetros considerados. Rango de parámetros experimentales: $0,006 \leq H/L \leq 0,095$; $0,07 \leq h/L \leq 0,3$; $0,013 \leq Dk \leq 0,34$; $0,173 \leq B/L \leq 1,02$. Fuente: Pérez-Romero y col., 2009.	118

8 | Índice de figuras

2.48.	Diagrama característico del coeficiente de fricción. Rango de parámetros experimentales: $0,006 \leq H/L \leq 0,095$; $0,07 \leq h/L \leq 0,3$; $0,013 \leq Dk \leq 0,34$; $0,173 \leq B/L \leq 1,02$. Fuente: Pérez-Romero y col., 2009.	119
2.49.	Patrones de transporte de sedimentos enfrente de la estructura. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b.	121
2.50.	Variación del fondo enfrente de la estructura. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b.	122
2.51.	Magnitud y fase del coeficiente de reflexión. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b.	123
2.52.	Número de estabilidad de las piezas de la berma en talud en función del número de Iribarren modificado.	125
2.53.	Disposición de la berma de pie para apoyo de las capas.	125
2.54.	Disposición de la berma de pie en forma de "tope".	125
2.55.	Diagrama para el cálculo del coeficiente de presiones impulsivas. Fuente: Takahashi, 1996.	127
2.56.	Evaluaciones de la estabilidad. Fuente: Losada, 1989.	130
2.57.	Variación del número de estabilidad en cubos y cubípodos (datos cedidos por la Universidad Politécnica de Valencia).	131
2.58.	α_w y β_w en función de kh para distintas posiciones a lo largo del talud (x_1 , x_2 , x_3 y x_4) para dos rangos de peralte, y para dos alturas de berma relativas (FM/h), $Dk < 0,06$, y $Bb/h = 0,250$. Fuente: adaptado de Vílchez y col., 2017.	131
2.59.	Función de pesos específicos. Comparación con datos experimentales. Fuente: Losada, 1989.	132
2.60.	ϕ en función del ratio D/K. Fuente: Losada, 1989.	133
2.61.	Distribución estadística de contactos por partícula. Fuente: Losada, 1989.	134
2.62.	Estabilidad frente a pendiente del talud para piezas con baja trabazón (a) y alta trabazón (b). Fuente: Losada, 1989.	135
2.63.	Esquema del dique. Fuente: Losada y col., 1993a.	140
2.64.	Distribución de presiones dinámicas para diferentes (a) Coeficientes de fricción ($h/b=5$, $h/d=5$, $kh=1.71$, $\epsilon = 0,45$, $\theta = 10$); y (b) ángulos de incidencia ($h/b=1.25$, $h/d=2$, $kh=0.88$, $\epsilon = 1$, $f=0$). Fuente: Losada y col., 1993a.	141
2.65.	Presión reflectiva en el espaldón vs F/L (L calculada a pie de dique). Los puntos representan datos experimentales del prototipo del puerto de Gijón medidos el 10 de febrero de 1996 ($n=0.4$ aproximadamente). Fuente: Martin y col., 1999.	142
2.66.	Esquema y dimensiones del espaldón y la berma. Fuente: Losada y col., 1993a.	142
2.67.	Representación esquemática de la distribución de presiones. Fuente: Martin y col., 1999.	143
2.68.	Variación experimental de λ vs. B/L (H y L medidas a pie de dique). λ está relacionado con la presión dinámica mediante la ecuación: $P_d(z) = \lambda P_{S0}$, para $w_f < z < A_c$. Fuente: Martin y col., 1999.	143
2.69.	Variación experimental de μ vs H/L y B/le como parámetro (H y L medidas a pie de dique). le es la longitud del lado equivalente y μ está relacionado con la presión reflectiva mediante la ecuación: $P_r(z) = \mu \rho g(S_0 + A_c - z)$, para $w_f < z < A_c + S_0$. Fuente: Martin y col., 1999.	144
2.70.	Importancia (a) y tipos de empaquetamiento (b) y curvas granulométricas de los diferentes mantos (c). [Adaptado de Pethick (1984)].	150
2.71.	Variación de la curva sigmoide en función de los parámetros γ (izquierda) y α_X (derecha).	158

2.72.	Evolución del coeficiente de reflexión con la evolución del daño de un dique en talud.	160
2.73.	Coefficiente de reflexión frente al número de Iribarren para diferentes tipos de piezas. Fuente: Losada, 1989	161
2.74.	Ratio de coeficientes de reflexión medido y calculado en función del francobordo relativo. Fuente: Zanuttigh y van der Meer, 2008	162
2.75.	Relación entre el francobordo relativo y el caudal de rebase adimensional.	168
2.76.	Regiones de dominio para el caudal adimensional de rebase, dividido en rangos de F_c/H_{trms} : 0,39 – 0,52 \diamond ; 0,52 – 0,61 \square ; 0,61 – 0,84 \triangle ; 0,84 – 1,09 \star y 1,09 – 1,66 \triangleleft	169
2.77.	Volumen acumulado del rebase en un ciclo de sollicitación. Datos experimentales y curva teórica de ajuste.	171
2.78.	Coefficientes A_u y B_u para el cálculo del remonte en función de la porosidad del manto principal. Fuente: Martin y col. (1999).	173
2.79.	Regímenes de vertido y de paso de ola en un dique mixto con berma de protección, dividido en rangos de F_c/H_{trms} : 0,39 – 0,71 \diamond ; 0,71 – 1,03 \square ; 1,03 – 1,66 \triangle	176
2.80.	Área relativa erosionada en la pendiente del talud. [Adaptado de CEM (2002)].	178
2.81.	Croquis de la profundidad máxima de erosión (S) frente a un dique vertical. Fuente: Myrhaug y Ong (2009).	178
2.82.	Sedimento total transportado (por fondo y en suspensión) en frente del dique ($x = 0$): (a) $\theta = 15^\circ$ y $K_R = 0,45$; (b) $\theta = 45^\circ$ y $K_R = 0,37$; (c) $\theta = 15^\circ$ y $K_R = 0,96$; (d) $\theta = 45^\circ$ y $K_R = 0,95$. [Adaptado de Baquerizo y Losada (1998a)].	180
2.83.	Regiones de dominio para el número de estabilidad de las piezas de la berma.	183
2.84.	Piezas extraídas frente al número de estabilidad (Vílchez y col., 2015).	185
2.85.	Curvas de daño para la pérdida de piezas del manto principal.	186
2.86.	Regiones de dominio para el número de estabilidad de las piezas del manto principal.	187
2.87.	Variación del número de estabilidad en cubos y cubípodos (datos cedidos por la Universidad Politécnica de Valencia).	189
2.88.	Coefficiente de presión impulsiva (Takahashi y col., 1993).	195
2.89.	Regiones de dominio para las fuerzas adimensionalizadas sobre la estructura.	196
2.90.	Fuerzas máximas horizontal y vertical y sus concomitantes asociadas (Perez y col., 2010).	197
2.91.	Esquemas de leyes de presiones.	198
2.92.	Esquema de fuerzas y variables empleadas en el cálculo. Fuente: (Molines y col., 2018).	200
2.93.	Estabilidad de diques de abrigo. Fuerzas actuantes en situación de ascenso del flujo de agua. Fuente: (ROM 0.5-05, 2005).	205
2.94.	Dispositivo experimental de ensayos en canal de oleaje (a) y variación de esfuerzos cortantes y presiones en el lecho en función de la distancia horizontal (b). Fuente: Brennan y col. (2015)	206
2.95.	Series temporales de exceso de presión de poro e influencia de la protección de escollera. Fuente: Brennan y col. (2015)	207
2.96.	Resistencia a la licuefacción en función de la densidad relativa del lecho. Fuente: Brennan y col. (2015)	208
2.97.	Flujo metodológico para la verificación del dique	209
2.98.	Tramos en el dique y en el contradique del puerto de Motril.	210

2.99.	Subsistemas de un tramo de dique: (a) perímetro exterior, (b) interior de la sección; (c) cimentación y terreno y (d) elementos de protección, estructurales y materiales de relleno.	210
2.100.	Organización de los modos de fallo y parada en los tramos.	211
2.101.	Modos de fallo descritos en el <i>Articulado de la ROM 1.1</i>	212
3.1.	Organigrama resumen de la estructura del capítulo	221
3.2.	Desagregación espacial y temporal de costes totales de una obra de abrigo.	222
3.3.	Organización de los costes totales de la obra de abrigo discretizados por Fases de Proyecto.	226
3.4.	Esquema general para la planificación de los trabajos	229
3.5.	Elementos necesarios para la planificación de la fase de construcción/desmantelamiento	231
3.6.	Elementos necesarios para la planificación de la fase de reparación.	231
3.7.	Curvas de producción y consecuencias en el coste del material de cantera	234
3.8.	Diagrama de organización espacial de una obra de abrigo para la fase de construcción.	235
3.9.	Diagrama de organización espacial de una obra de abrigo para la fase de reparación.	235
3.10.	Organigrama general para el cálculo de costes totales de construcción y reparación de una obra de abrigo mediante la herramienta.	240
3.11.	Dimensiones características de la sección tipo de un dique de abrigo en talud de tipo “D2”	240
3.12.	Tablas con los datos de entrada, a modo de ejemplo, relativos a la organización espacio - temporal de uno de los tramos (izq) y subfases constructivas que componen la ejecución del tramo (der).	241
3.13.	Datos de entrada de maquinaria asociada a la unidad de obra “vertido mediante gánguil”.	243
3.14.	Ejemplo de medios necesarios para la reparación de un modo de fallo.	244
3.15.	Curvas de daño (izq) y coste (der) para una subfase constructiva.	246
3.16.	Diagrama de Gantt teórico con los comienzos y finales de cada una de las subfases constructivas que componen la ejecución del tramo.	247
3.17.	Restricciones de avance entre la subfase constructiva vertido del núcleo y vertido del manto para una estrategia arriesgada y otra conservadora.	248
3.18.	Parámetros constructivos asociados la subfase constructiva vertido del núcleo para una estrategia arriesgada (izq) y otra conservadora (der).	250
3.19.	Costes unitarios asociados la subfase constructiva vertido del núcleo para una estrategia arriesgada (izq) y otra conservadora (der).	251
3.20.	Organigrama de datos de entrada para la definición de la estrategia constructiva mediante la herramienta	252
3.21.	Esquema general de la verificación del proceso constructivo mediante simulación numérica.	254
3.22.	Esquema general de la verificación de una subfase constructiva en un estado de mar mediante simulación numérica.	255
3.23.	Organigrama con el esquema general de la verificación de las componentes del dique para cada estado de mar perteneciente a un ciclo de solicitud	256
3.24.	Organigrama con el esquema general de la verificación de las componentes del dique para cada estado de mar perteneciente a un ciclo de calma	257

3.25.	Datos de salida del avance de las subfases a lo largo de la fase de construcción .	260
3.26.	Tabla de descriptores obtenidos tras la simulación numérica de la fase de construcción para dos estrategias consideradas, una de avance en serie (arriesgada) y otra de avance en paralelo (conservadora).	261
3.27.	Datos de salida del nivel de avería de un modo de fallo en cada estado a lo largo de la vida útil del dique de abrigo	261
3.28.	Tabla de descriptores obtenidos tras la simulación numérica de la fase de reparación para un modo de fallo y dos estrategias consideradas (arriesgada y conservadora).	262
3.29.	Tabla con la adjudicación de costes obtenidos tras la simulación numérica del proceso constructivo para cada una de las subfases de uno de los tramos del dique de abrigo.	264
3.30.	Variabilidad de los costes totales acumulados (5 años) a lo largo de las fases de reparación de un modo de fallo del dique de abrigo para una estrategia conservadora (izq) y una arriesgada (der). El valor medio se representa mediante la línea punteada.	265

ÍNDICE DE TABLAS

1.1.	Naturaleza más probable del fondo en función de su pendiente	29
1.2.	Tamaño de partículas y grados de suelos cohesivos y no cohesivos	31
1.3.	Principales parámetros físico-químicos de suelos blandos	31
1.4.	Algunas características elementales de las rocas sanas que pueden utilizarse para estimaciones. Fuente: ROM 0.5-05.	32
1.5.	Algunas características elementales de los suelos granulares y rellenos artificiales que pueden utilizarse para estimaciones previas. Fuente: ROM 0.5-05. (1) Los suelos calcáreos, particularmente los conchíferos o coralinos, pueden tener ángulos de rozamiento claramente más bajos, en particular para presiones altas (cargas de hundimiento por punta de pilotes). (2) Para calcular pesos específicos puede utilizarse un peso específico relativo de las partículas igual a 2.7. (3) Los coeficientes de permeabilidad indicados son únicamente un valor típico. Suelos que obedecen a una misma descripción preliminar pueden tener permeabilidades dos e incluso tres ordenes de magnitud diferentes a los indicados. (4) El contenido en finos se refiere al porcentaje que pasa por el tamiz 0.008 UNE. (5) El módulo de Poisson puede tomarse entre 0.30 para los suelos densos y 0.40 para los más flojos o blandos.	32
1.6.	Algunas características elementales de los suelos cohesivos que pueden utilizarse para estimaciones previas. Fuente: ROM 0.5-05. (2) Para calcular pesos específicos puede utilizarse un peso específico relativo de las partículas igual a 2.7. (3) Los coeficientes de permeabilidad indicados son únicamente un valor típico. Suelos que obedecen a una misma descripción preliminar pueden tener permeabilidades dos e incluso tres ordenes de magnitud diferentes a los indicados. (5) El módulo de Poisson puede tomarse entre 0.30 para los suelos densos y 0.40 para los más flojos o blandos. (6) La resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos normalmente consolidados depende de la presión vertical efectiva.	33
1.7.	Bases de datos de agentes climáticos marítimos y atmosféricos de Puertos del Estado	35
1.8.	Bases de datos de agentes climáticos marítimos y atmosféricos. (1) European Sea-Level Service. (2) Service hydrographique et océanographique de la marine, Francia. (3) European Center for Medium-Range Weather Forecasts. (4) National Data Buoy Center. (5) National Oceanic and Atmospheric Administration, EEUU. (6) Center for Operational Oceanographic Products and Services. (7) Climate Forecast System Reanalysis. (8) Modern Era Reanalysis for Research and Applications. (9) National Aeronautics and Space Administration, EEUU. (10) Japanese 55-year ReAnalysis. (11) Japan Meteorological Agency.	36

1.9.	Procesos atmosféricos y marítimos y escalas espaciales y temporales. Fuente: ROM 1.0-09.	37
1.10.	Variables instantáneas, básicas y descriptores de estado de los agentes climáticos. Fuente: ROM 1.0-09.	37
2.1.	Tipología más adecuada en función de los agentes climáticos. h_* es una profundidad representativa del emplazamiento	62
2.2.	Tipología más adecuada en función de las propiedades del terreno	62
2.3.	Tipología más adecuada en función de los materiales y los procesos constructivos	63
2.4.	Tipología más adecuada en función de la operatividad	63
2.5.	Tipología más adecuada en función de la conservación y el desmantelamiento	63
2.6.	Tipología más adecuada en función de la estrategia de reparación	63
2.7.	Tipología más adecuada en función de los requerimientos ambientales	64
2.8.	Características del oleaje incidente y de la estructura. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b. (1) Factor de fricción del medio poros, (2) porosidad.	123
2.9.	Pendiente del talud en función del tipo y forma K_p de la pieza, y de la forma de colocación. Se incluye un intervalo de valores de la porosidad, n_s , esperable del manto.	129
2.10.	Peso de las piezas más comunes en diques en talud con piezas de cuarcita.	133
2.11.	Valores recomendados de la relación entre las masas del manto principal, a , y del manto secundario, u	152
2.12.	Ecuaciones de cálculo de protección del lecho	181
2.13.	Fórmulas de cálculo del peso de las piezas de la berma	184
2.14.	Fórmula de cálculo del peso de piezas del manto principal	188
2.15.	Fórmula de cálculo del peso de piezas de la berma superior	192
2.16.	Fórmula de cálculo del peso de piezas del manto de sotamar	194

PREÁMBULO

Los objetivos del *Articulado* de la ROM 1.1 y sus diferentes documentos son,

1. Diseñar la infraestructura en función de su razón y ser.
2. Verificar su comportamiento en la vida útil.
3. Optimizar, construir y gestionar su eficiencia más allá de la simple eficacia.
4. Configurar un espacio de competencia y competitividad.

Para alcanzar esos objetivos, este *Manual* se organiza para acompañar el desarrollo de la ingeniería del dique con la secuencia lógica del proyecto de una infraestructura relevante, tal y como se recoge en el *Articulado*. Definida la finalidad del dique de abrigo y su razón y ser, la ingeniería de la traza, tramos y secciones se organiza de la siguiente manera,

1. Caracterización del emplazamiento.
2. Conceptualización, concepción y diseño.
3. predimensionamiento en función de indicadores.
4. Aplicación de normas de buena práctica para completar el diseño.
5. Cálculo y dimensionamiento de los elementos mediante fórmulas específicas.
6. Verificación de los requisitos de proyecto: modos de fallo y de parada, y método y ecuaciones de verificación.
7. Comprobación de los condicionantes de proyecto: morfodinámica litoral y calidad de agua en el área portuaria.
8. Cálculo de los costes totales del dique.
9. Análisis de la sensibilidad y optimización técnico-económica.

El Capítulo 1 se dedica a la caracterización del emplazamiento y a establecer las bases geométricas de su descripción y del conjunto de la obra. El Capítulo 2 se dedica a las actividades 2 a la 7 inclusive, la conceptualización y concepción de la obra, y su diseño hasta la verificación de los requisitos de proyecto mediante la aplicación de uno o varios métodos de verificación, dependiendo del carácter (IRE e ISA) de cada uno de los tramos que la conforman. Esta verificación debe adecuarse a lo recomendado en la Sección 4 del *Articulado*.

16 | Índice de tablas

Las dos últimas actividades, 8 y 9, cálculo de costes y análisis de sensibilidad y optimización, se describen en el Capítulo 3 de este Manual y deben realizarse en coordinación con MEIPOR y la clase de proyecto, tal y como se detalla en la Sección 5 del Articulado.

DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO

1.1. Introducción	19
1.1.1. Ámbitos administrativo, legal y normativo	19
1.1.2. Objetivos	21
1.1.3. Organización	22
1.2. Finalidad del área portuaria y dique de abrigo	22
1.3. Sistemas de coordenadas y definiciones	23
1.3.1. Sistema de coordenadas UTM	23
1.3.2. Niveles de referencia	24
1.3.3. Coordenadas locales del dique y su traza	25
1.3.4. Información en el proyecto	26
1.4. Topografía y batimetría	26
1.4.1. Fuentes de datos	26
1.4.2. Levantamientos, extensión y escalas	27
1.4.3. Variabilidad espacio-temporal	28
1.5. Terreno, lecho y sismo	28
1.5.1. Fuentes de datos	28
1.5.2. Pendiente, naturaleza del fondo y batimetría según las cartas náuticas	28
1.5.3. Clasificación de los suelos marinos	29
1.5.4. Parámetros geotécnicos preliminares de los suelos marinos y el lecho	30
1.5.5. Comportamiento del suelo y los rellenos frente al oleaje y la dinámica marina	33
1.5.6. Comportamiento del suelo frente al sismo	34
1.6. Agentes climáticos atmosféricos y marítimos	35
1.6.1. Fuentes de datos	35
1.6.2. Clasificación: escalas de variabilidad	36
1.6.3. Contenido energético de las oscilaciones del mar	37
1.6.4. Profundidad de agua en el estado	37
1.6.5. Calentamiento global y escenarios de cambio climático	39

18 | Capítulo 1. Descripción del emplazamiento

1.6.6. Maremotos	40
1.7. Morfodinámica litoral y calidad del agua	40
1.7.1. Morfodinámica litoral	40
1.7.2. Calidad del agua	42
1.8. Canteras y escolleras	44
1.8.1. Fuentes de datos	44
1.8.2. Propiedades de la escollera	44
1.8.3. Indicadores del comportamiento de la escollera	44
1.9. Informe Preliminar: Reconocimiento y planificación de campañas	45

1.1 Introducción

La finalidad del dique de abrigo, las características geológicas, geotécnicas y morfológicas del emplazamiento y los agentes climáticos y de explotación determinan su traza y sus tramos y los condicionantes del proyecto. Por otra parte, la construcción del dique modifica el emplazamiento, altera la manifestación de los agentes climáticos y del terreno y afecta a los de explotación y al entorno.

Los factores geométricos definen la forma y dimensiones de los diferentes elementos estructurales de la obra y del terreno, así como su ubicación en el territorio. Su proyecto, construcción, gestión y desmantelamiento deben referenciarse a un sistema de coordenadas y definir unos niveles de referencia terrestre y marítimo comunes y compatibles que, además, consideren su posible evolución en el tiempo bien por cambios naturales, bien inducidos por la construcción del dique de abrigo u otras infraestructuras.

En este capítulo se recoge la información del emplazamiento que puede servir de base para el inicio del proyecto con la redacción de un Informe Preliminar incluyendo los trabajos previos de recopilación y análisis de la información preexistente, un plan de reconocimiento y, en su caso, la planificación de campañas de campo específicas.

1.1.1 Ámbitos administrativo, legal y normativo

En el marco regulatorio del proyecto, construcción, conservación, reparación y desmantelamiento de infraestructuras marítimas y portuarias, se define puerto marítimo como el “conjunto de espacios terrestres, aguas marítimas e instalaciones que, situado en la ribera de la mar o de las rías, reúna condiciones físicas, naturales o artificiales y de organización que permitan la realización de operaciones de tráfico portuario, y sea autorizado para el desarrollo de estas actividades por la Administración competente”.

Los puertos de interés general son de titularidad estatal, forman parte del dominio público marítimo-terrestre (DPMT) e integran el dominio público portuario estatal (DPPE). Dichos puertos tienen adscrita una zona de servicio que incluye los espacios de tierra y agua necesarios para el desarrollo de los usos portuarios (comerciales, pesqueros, náutico-deportivos y complementarios o auxiliares de los anteriores), los espacios de reserva y los de interacción puerto-ciudad.

En dicho sistema portuario de titularidad estatal, el Proyecto de Construcción con sus estudios complementarios es prescriptivo tanto para la ejecución de un nuevo puerto, en cuyo caso es aprobado por el Ministerio de Fomento, como para la ejecución de nuevas obras de infraestructura o ampliación de un puerto existente, en cuyo caso es aprobado por la Autoridad Portuaria con informe vinculante, en su caso, de Puertos del Estado. La aprobación de un Proyecto de Construcción conlleva la declaración de utilidad pública y necesidad de ocupación de los bienes y adquisición de derechos, a los fines de expropiación forzosa y ocupación temporal.

La ROM 1.1, en la que se integra este Manual, se encuadra dentro de la Serie 1 del Programa de “Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM)”, dedicada al proyecto y construcción de las obras de abrigo. Está redactada teniendo en cuenta otras Recomendaciones del programa ROM

que ya han incorporado técnicas probabilistas y métodos basados en el comportamiento integral del sistema, especialmente las dedicadas al proyecto de la configuración de las áreas portuarias, canales de acceso y zonas de maniobra, obras de atraque y amarre y calidad de agua en áreas litorales. Además se han considerado los siguientes documentos y software:

1. Eurocódigos e Instrucciones oficiales de ámbitos técnicos afines
2. ISO 2394: General principles on reliability for structures
3. ISO 23469: Bases for design of structures-seismic actions for designing geotechnical works
4. ISO 21650: Actions from waves and currents on coastal structures
5. Criteria for the selection of breakwater types and their related optimum safety levels, PIANC report 196-2016
6. Recommendations for increased durability and service life of new marine concrete infrastructure, PIANC report 162-2016
7. Seismic guidelines for ports. ASCE technical Council on lifetime Earthquake Engineering, Monograph 12, 1998
8. Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan, 2009
9. The Rock Manual. CIRIA C683, 2007
10. Sistema de Modelado Costero (SMC), “IHCantabria”, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, <http://smc.ihcantabria.es/>
11. Revisión y Actualización del Método de Evaluación de Inversiones Portuarias (MEIPOR), Puertos del Estado, 2016

Para una correcta aplicación de esta ROM 1.1, se deben tener en cuenta las siguientes disposiciones,

- Directiva Marco del Agua, aprobada por el Parlamento Europeo y el Consejo el 23 de octubre de 2000.
- Texto refundido de la Ley de Aguas, aprobado por Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio de 2001.
- Norma Europea EN 13383, aprobada por el Comité Europeo de Normalización (CEN) en 2002.
- Texto refundido de la Ley de Puertos del Estado y de la Marina Mercante, aprobado por el RD Legislativo 2/2011, de 5 de septiembre de 2011.
- Ley 2/2013, de 29 de mayo, de protección y uso sostenible del litoral y de modificación de la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas.
- Reglamento General de Costas, aprobado por Real Decreto 876/2014, de 10 de octubre de 2014.

- Guía Metodológica para la Tramitación Ambiental de Planes Directores de Infraestructuras en Puertos, aprobado por el Comité Técnico de Medio Ambiente de la Asociación Técnica de Puertos y Costas en julio de 2015.

Complementariamente, se deben considerar el resto de Códigos e Instrucciones oficiales en el ámbito de la ingeniería civil en cuyo ámbito de aplicación pueda considerarse que están incluidas las obras de abrigo y lo dispuesto por algunas de las Recomendaciones que forman parte del Programa ROM, entre ellas,

- **ROM 0.0-00.** *Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias.*
- **ROM 0.5-05.** *Recomendaciones geotécnicas para las obras marítimas y portuarias.*
- **ROM 1.0-09.** *Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de abrigo: Bases y Agentes climáticos.*
- **ROM 2.0-11.** *Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre.*
- **ROM 3.1-99.** *Proyecto sobre la configuración marítima de los puertos: canales de acceso y áreas de flotación.*
- **ROM 5.1-13.** *Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias.*

A tal efecto, se recomienda aplicar los métodos y las herramientas desarrollados en la ROM 5.1-13 y en el Manual de Costas, en particular el Volumen IV, Medio Ambiente Litoral.

1.1.2 Objetivos

El objetivo del Programa ROM es proporcionar un conjunto de normas y criterios técnicos de aplicación en el proyecto, construcción, explotación, conservación, reparación y desmantelamiento de todas las obras marítimas y portuarias, cualquiera que sea su clase o destino y cualesquiera que sean los materiales, medios y elementos empleados. Por su parte, el objeto del Método de Evaluación de Inversiones Portuarias (MEIPOR) es medir la generación de valor de un proyecto y su viabilidad económico-financiera sobre la base de criterios de evaluación del binomio rentabilidad/riesgo. ROM y MEIPOR son dos herramientas complementarias dirigidas a dar un soporte técnico-económico a la toma de decisiones en relación con el desarrollo portuario.

El objetivo de este Manual es facilitar la puesta en práctica de las recomendaciones incluidas en el Articulado. (Figura 1.1) Constituye un documento en el que se desarrollan planteamientos, métodos y herramientas compatibles con las indicaciones del Articulado, y debe actualizarse periódicamente para adaptarse al nivel existente del conocimiento y sus limitaciones.

El objetivo de este Capítulo 1, figura 1.1, es caracterizar el emplazamiento y establecer las bases geométricas de su descripción y del conjunto de la obra, proporcionando información sobre los elementos necesarios para concebir una obra marítima (topografía y batimetría; terreno, lecho y sismo; agentes climáticos atmosféricos y marítimos; morfodinámica litoral y calidad del agua; y canteras y escolleras).

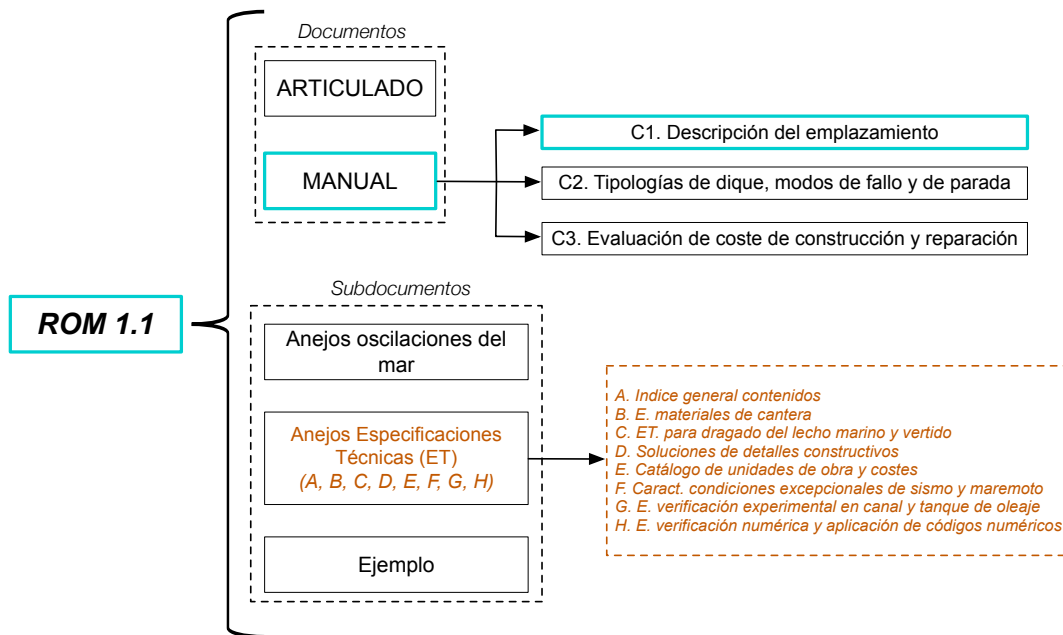


Figura 1.1: Contenidos de la ROM 1.1 y del Manual de apoyo para la puesta en práctica del articulado.

1.1.3 Organización

El Capítulo 1 contiene la información necesaria para llevar a cabo una caracterización del emplazamiento con el fin de llevar a cabo un informe preliminar, se estructura en nueve apartados. En el primer apartado se realiza una introducción al capítulo, especificando los ámbitos administrativo y legal, los objetivos y la organización del capítulo. El apartado 2 detalla la finalidad del área portuaria y dique de abrigo. En el apartado 3 se definen los sistemas de coordenadas y niveles de referencia a tener en cuenta para llevar a cabo el proyecto. Los apartados 4 a 8 proporcionan información sobre topografía y batimetría; terreno, lecho y sismo; agentes climáticos atmosféricos y marinos; morfodinámica litoral y calidad del agua; y canteras y escolleras. Por último, en el apartado 9 se muestran los contenidos que debe incluir el Informe Preliminar, sirviendo de base para el inicio del proyecto.

1.2 Finalidad del área portuaria y dique de abrigo

Los puertos marítimos son nodos integrados en redes de transporte, logística y comercio cuya función principal es permitir la transferencia de mercancías y pasajeros entre los modos de transporte marítimo y terrestre (carretera, ferrocarril y vías navegables), en condiciones de eficiencia y seguridad. Desde su origen como refugio de buques hasta su actual desempeño comercial, industrial, logístico, pesquero, náutico-deportivo o militar, los puertos albergan en su zona de servicio infraestructuras relacionadas con (a) el control de las oscilaciones del mar (diques y estructuras marítimas), (b) la seguridad y la operatividad marítima del área y del buque (muelles y atraques), (c) el uso y la explotación terrestre del área y (d) la accesibilidad de los modos de transporte terrestre.

Tal y como se menciona en el apartado , en el texto refundido de la Ley de Puertos del Estado y

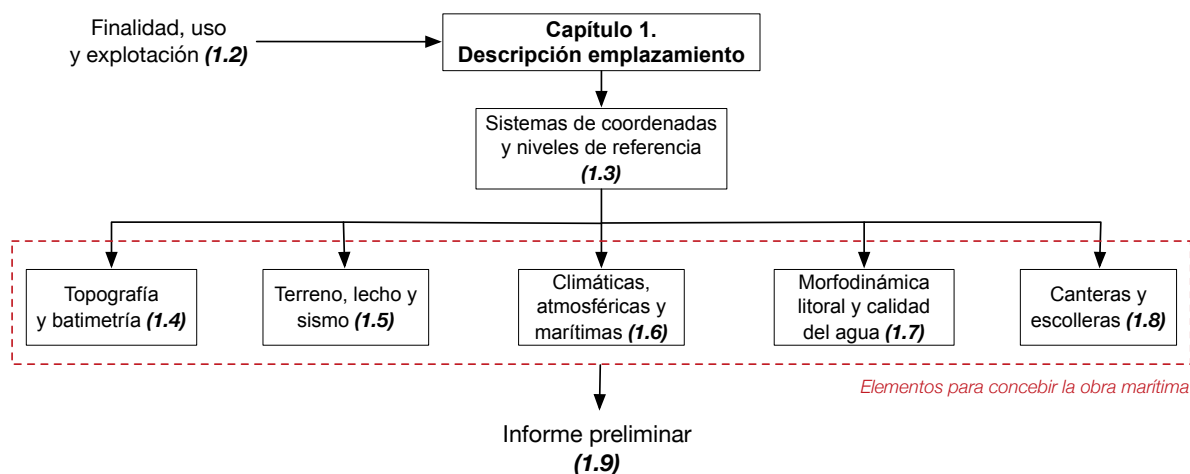


Figura 1.2: Contenidos del capítulo 1.

de la Marina Mercante, se define puerto marítimo como el “conjunto de espacios terrestres, aguas marítimas e instalaciones que, situado en la ribera de la mar o de las rías, reúna condiciones físicas, naturales o artificiales y de organización que permitan la realización de operaciones de tráfico portuario, y sea autorizado para el desarrollo de estas actividades por la Administración competente”.

El Plan Director de Infraestructuras es el documento de planificación portuaria que determina la necesidad, o no, de construir un dique de abrigo y recoge posibles configuraciones para el mismo que deben desembocar en la selección de la más adecuada. En consecuencia, las conclusiones del Plan Director son el punto de partida de un proyecto de un dique de abrigo.

La forma en planta de un área portuaria construida en aguas abiertas, o poco protegidas, depende principalmente de la dinámica marina, la batimetría del fondo y los accesos terrestres. Además pueden influir otros condicionantes locales tales como el terreno y los medios y materiales de construcción y económicos. Sus dimensiones dependen, entre otros, del carácter general y carácter operativo del área, la intensidad de tráfico y tipología de buques esperados, los niveles exigidos de calidad del servicio, los agentes climáticos atmosféricos y marinos locales y las características del suelo y del terreno.

1.3 Sistemas de coordenadas y definiciones

1.3.1 Sistema de coordenadas UTM

El sistema de coordenadas UTM (Universal Transversal de Mercator) es un sistema basado en la proyección cartográfica de Mercator. Se utiliza para referenciar cualquier punto de la superficie terrestre (longitud, latitud) sobre un plano. Es una proyección cilíndrica (se obtiene proyectando el globo terráqueo sobre una superficie cilíndrica), transversa (el eje del cilindro coincide con el eje ecuatorial) y conforme (mantiene el valor de los ángulos).

1.3.2 Niveles de referencia

La profundidad de agua o la elevación de un punto terrestre se describe con respecto a un nivel de referencia. Es habitual que en los proyectos de Obras Marítimas y Portuarias haya dos niveles de referencia: terrestre, NRT, y marítimo, NRM. El primero de ellos se utiliza para referir las elevaciones terrestres, mientras que el segundo es la referencia de la profundidad de agua. En España el nivel de referencia topográfico es nivel el medio del mar en Alicante, NMMA, figura 1.3.

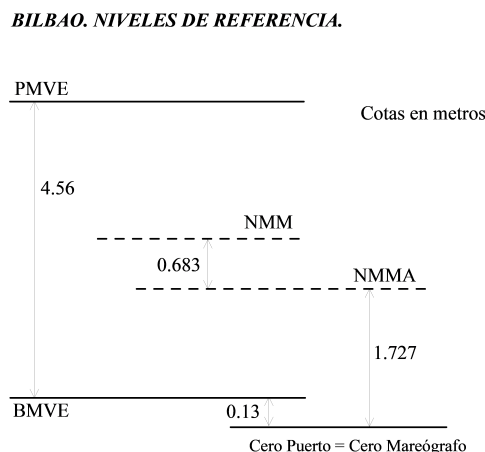


Figura 1.3: Niveles de referencia marítimo (Cero Puerto) y terrestre (NMMA) en el Puerto de Bilbao.

Comentario

El Instituto Geográfico Nacional (IGN) utiliza el origen de altitudes, que en la Península corresponde al Nivel Medio del Mar en Alicante (NMMA) en la década 1870-1880. A él se refieren las altitudes geométricas de las señales geodésicas distribuidas por la geografía peninsular española y constituye la referencia nacional terrestre. En las islas el IGN utiliza normalmente como cero el nivel medio del mar local.

Nivel de referencia marítimo: eje local de referencia

En general, el NRM es la BMMVE¹, pero en algunos puertos tienen su cero de puerto o cero local. La profundidad de agua bajo el BMMVE se identifica en estas Recomendaciones por h_0 y la diferencia entre el cero local y la BMMVE por Δh_0 .

Por su definición, el nivel de referencia marino, NRM, es un atributo local, ya que depende de las condiciones locales de la marea astronómica y, si $\Delta h_0 \neq 0$, de la Autoridad Portuaria. No se debe trasladar, sin comprobación, el NRM de un emplazamiento a otro.

¹Las siglas BMMVE identifican la superficie de agua en la bajamar máxima media viva equinoccial y suele corresponder con el valor medio de las "bajamares más bajas" medidas en aquella localidad.

Variabilidad espacial y temporal a largo plazo de los niveles de referencia

Se podrá suponer que los niveles de referencia no sufren modificaciones durante las fases de proyecto, en particular durante la vida útil, ni por causas naturales, climáticas o geomorfológicas ni por acciones humanas. Se recomienda comprobar periódicamente la validez de esta hipótesis de trabajo. En otro caso, se deberá analizar la influencia que las variaciones observadas tienen en los requisitos de proyecto y proceder en consecuencia.

Se tendrá en cuenta que el nivel medio del mar, NMM, en cada punto del litoral es distinto y difiere del NMM en Alicante. Asimismo, el NMMA varía lentamente por causas globales relacionadas con la variabilidad climática y por causas específicas asociadas al comportamiento del mar Mediterráneo.

Si no se dispone de otra información, en proyectos de obras marítimas cuya vida útil mínima es de 50 años, se podrán considerar las subidas del nivel del mar del último informe del Panel Intergubernamental para el Cambio Climático (Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC) que haya sido publicado en el momento de comenzar el proyecto.

1.3.3 Coordenadas locales del dique y su traza

Las variables medidas en vertical respecto a la superficie libre se refieren a la cota cero del puerto (h_0). Las medidas horizontales relativas se refieren al eje de la traza del dique, empleando el término punto kilométrico, P.K., respecto a un origen (con frecuencia, el arranque). La posición de los ejes de coordenadas puede verse en la figura 1.4, que muestra los ejes de referencia en planta y sección para la selección de los parámetros geométricos.

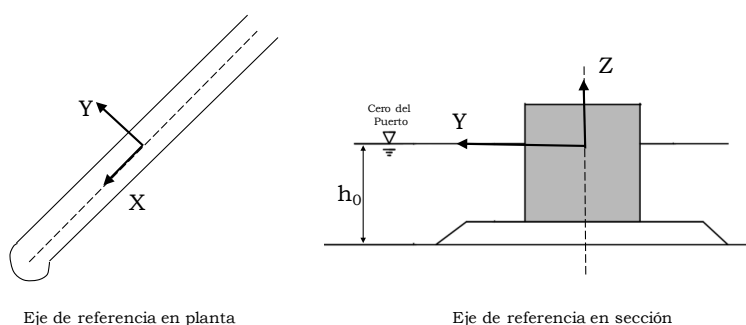


Figura 1.4: Ejes de referencia en planta y sección.

Delimitación de los campos cercano y lejano: coordenadas horizontales

Los campos lejano y cercano se definen en función de la distancia al eje del dique y de la batimetría, en particular la pendiente. Para pendientes suaves, llamando Y a la distancia perpendicular a la traza del dique, el campo lejano se corresponde con $Y_l/L > 3$, donde L es una longitud de ola representativa de las condiciones de trabajo extremas e Y_l define el inicio del campo lejano. En general, la variabilidad de la energía incidente debida a la energía reflejada-radiada-difractada en el tramo es despreciable.

El campo cercano se extiende desde el pie del dique hasta el límite donde se establece el comienzo del campo lejano, $Y_s/L < Y/L < Y_l/L$, donde Y_s es la posición con respecto a la traza

del dique del pie de la sección en cada tramo. El régimen oscilatorio en el campo cercano es una extensión amortiguada del que ocurre sobre el dique.

1.3.4 Información en el proyecto

Todo proyecto de obra marítima deberá tener un nivel de referencia topográfico, NRT, y otro marino, NRM, y su desviación entre ellos. Se recomienda determinar el nivel medio del mar local (emplazamiento), NMML, con respecto al NRM y al nivel medio del mar en Alicante, NMMA, que, en general, coincidirá con el nivel de referencia topográfico en el emplazamiento, NRT (véase figura 3.35).

Con el fin de evitar confusiones, se recomienda que en cada plano constructivo se haga constar el nivel al que están referenciadas las elevaciones, NRT o NRM, la relación entre ambos niveles, el nivel medio del mar local y el nivel medio del mar en Alicante. Es conveniente que los planos de las obras marítimas estén referidos al NRM.

Comentario

Los sistemas de coordenadas y los niveles de referencia deben estar perfectamente definidos en todos los documentos de proyecto, planos, memoria, guías de uso y explotación, etc. Los posibles errores en su establecimiento e identificación pueden tener graves consecuencias en la construcción de la obra y en el uso y explotación del área abrigada y, por ende, importantes repercusiones económicas.

1.4 Topografía y batimetría

Para proyectar el dique es necesario disponer de los levantamientos topográficos y batimétricos de las zonas de tierra y de mar afectadas por la construcción de las obras.

Por su importancia en el diseño y en el dimensionamiento del dique, y en su operatividad, en su caso, es aconsejable realizar levantamientos topográficos y batimétricos específicos en función de los periodos y direcciones representativos del oleaje, asociarlos con la identificación del terreno y la naturaleza del fondo e incluir una estimación de las fuentes de errores y su magnitud, entre ellas las desviaciones esperadas debidas a las técnicas de “curvado” de las líneas batimétricas.

1.4.1 Fuentes de datos

Cartografía y modelos digitales del terreno

La base cartográfica terrestre y modelos digitales del terreno se encuentran publicados por el Instituto Geológico y Minero (www.igme.es), el Instituto Geográfico Nacional (www.ign.es) y el Centro Nacional de Información Geográfica (www.cnig.es). La base cartográfica de la batimetría de las costas españolas está publicada por el Instituto Hidrográfico de la Marina, IHM (www.armada.mde.es) y por el Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente

(www.mapama.gob.es). Asimismo, es conveniente consultar la cartografía histórica del IHM y en la Biblioteca Digital Hispánica de la Biblioteca Nacional de España (www.bdh.bne.es). Estos datos topográficos y morfológicos pueden ser útiles para los estudios previos y los primeros tanteos del dimensionamiento.

Información satelital

Las medidas de campo de las que se dispongan y/o que se realicen pueden ser también complementadas con datos procedentes de información satelital (imágenes satélite), disponibles en las páginas web de la National Aeronautics and Space Administration, NASA (<https://daac.gsfc.nasa.gov>), la European Space Agency, ESA (<https://directory.eoportal.org>; <https://scihub.copernicus.eu>), Digital Globe (<https://discover.digitalglobe.com>); la Red de Información Ambiental, REDIAM, de la Junta de Andalucía (www.juntadeandalucia.es), etc.

1.4.2 Levantamientos, extensión y escalas

La extensión en planta deberá definirse en función de los objetivos, extensión del área portuaria y subáreas, tales como canal de navegación, alineación de diques, etc., y de la posible interacción de las obras con la morfodinámica litoral y la calidad de las aguas.

En general, el levantamiento batimétrico tendrá dos pasos. En el primero de ellos, a partir de la batimetría previa (por ejemplo, la proporcionada en las cartas náuticas del IHM) y en función de los objetivos del carácter de la obra, se tratará de responder a las siguientes cuestiones,

1. Identificar la forma y naturaleza del fondo.
2. Acotar la profundidad a la que el oleaje en cada una de las direcciones comienza a “sentir el fondo”. Esto ocurre cuando $\frac{h}{L_0} < \frac{1}{2}$, donde $L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \approx 1,56T^2$ es la longitud de onda en profundidades indefinidas (en m) y T es el mayor periodo representativo de los estados de mar en la dirección considerada (en s).
3. Identificar los cambios del fondo que pueden afectar a la propagación del oleaje y otras ondas. Para ello, se aplicará el criterio de que cualquier cambio de profundidad, $\frac{\Delta h}{L}$, que tenga unas dimensiones horizontales (anchura y longitud relativa), $[\frac{b_x}{L} \geq 0,1]$ o $[\frac{b_y}{L} \geq 0,1]$, y que modifique la longitud de onda local, L , en, al menos, un 5%, tienen consecuencias en las características del oleaje (altura y dirección). b_x y b_y son las dimensiones del obstáculo en la dirección de propagación del oleaje y a lo largo de la línea de cresta, respectivamente. Es conveniente que la batimetría tenga el detalle suficiente para cuantificar las afectaciones sobre el oleaje.
4. Acotar la profundidad de inicio de la rotura admitiendo que es, aproximadamente, igual a la altura de las olas mayores esperables en la vida útil. Es conveniente que la batimetría tenga detalle suficiente en la zona en la que se produce la evolución última de las olas antes de romper. Esta zona se extiende a 2 – 3 longitudes de onda hacia mar abierto desde el punto de rotura.
5. Identificar la extensión lateral de la batimetría para que se puedan cuantificar los procesos de transformación del oleaje proveniente de cualquiera de las direcciones representativas en el emplazamiento.

Cuando no exista esta información, será necesario realizar un primer levantamiento con la calidad necesaria para ello. Por su parte, cuando la batimetría disponible no tenga el detalle requerido, el segundo paso se iniciará con un nuevo levantamiento cuyas especificaciones estarán redactadas a la luz del paso anterior.

Reducciones recomendables

A falta de mejor información o siempre que la variación de los fondos sea gradual y con batimétricas sensiblemente paralelas (por ejemplo fondos de arena o fango) se recomienda extender el levantamiento batimétrico, al menos,

(1) hacia el mar, unas cinco veces la máxima profundidad de la obra, y

(2) lateralmente, entre una y dos longitudes de onda a cada lado de las obras de abrigo, siendo la longitud de onda la correspondiente a la de la máxima profundidad de la obra.

Escala del levantamiento batimétrico

La escala del levantamiento deberá ser tal que permita estudiar la propagación del oleaje (u otras oscilaciones del mar) mediante mallas de tamaño suficiente para que una longitud de onda se pueda describir por, al menos, ocho puntos.

1.4.3 Variabilidad espacio-temporal

Puesto que los levantamientos topográficos y batimétricos son sólo representativos del instante en el que se realizaron, se deben tener en cuenta las variaciones espacio-temporales del fondo y la morfodinámica litoral a lo largo de la vida útil del proyecto (apartado 1.7).

1.5 Terreno, lecho y sismo

1.5.1 Fuentes de datos

Antes de iniciar el proyecto se recomienda recopilar y analizar la información disponible en el emplazamiento sobre la naturaleza del fondo, la geomorfología y la estructura geológica, por ejemplo, la documentación geológica y geotécnica de carácter general publicada por el Instituto Tecnológico y Geominero de España (ITGE). En particular, se recomienda la consulta de,

- Cartas náuticas del IHM
- Mapas Geológicos E:1/200.000 y 1/50.000
- Mapa Geotécnico E:1/200.000
- Mapa de rocas industriales E:1/200.000
- Atlas geotécnicos portuarios
- Atlas de diques de abrigo en España

1.5.2 Pendiente, naturaleza del fondo y batimetría según las cartas náuticas

En las cartas náuticas se recoge la naturaleza de la superficie del fondo cuando se realizó el levantamiento base de la carta correspondiente. Es conveniente observar la distribución de las

indicaciones de la naturaleza del fondo, si muestra uniformidad o heterogeneidad, alternando zonas de arena, fango, piedra, etc., e identificar las posibles fuentes de materiales sueltos, acantilados, ríos, estuarios, etc.

En general, la heterogeneidad es indicativa de pequeños espesores de material suelto. Si bien en la carta no se proporciona información de su espesor, analizada conjuntamente con la estructura geológica y la pendiente del terreno se puede tener una primera idea de su capacidad portante, deformabilidad y erosionabilidad. Además, con la ayuda del mapa geológico y del buzamiento de las estructuras geológicas, se puede acotar de forma aproximada el espesor del manto de sedimentos.

A estos efectos se tendrá en consideración que, en la plataforma continental expuesta a la acción del oleaje y otras oscilaciones, la pendiente del fondo puede proporcionar una primera información sobre su naturaleza, tal y como se indica en el cuadro siguiente.

Tipo de terreno	Pendiente del fondo
Roca	cualquiera
Grava gruesa	$1/30 < \tan\beta < 1/10$
Arena fina	$1/60 < \tan\beta < 1/30$
Arena-fango	$1/120 < \tan\beta < 1/60$
Fango	$1/600 < \tan\beta < 1/120$
	$\tan\beta > 1/600$

Tabla 1.1: Naturaleza más probable del fondo en función de su pendiente

Para terrenos en el intervalo grava-arena fina, cuanto mayor es la magnitud o intensidad de la dinámica marina, principalmente del oleaje, más suave es la pendiente del fondo. Cuando ésta es inferior a 1/120 es probable que el fango comience a aparecer en su composición o que no haya material suelto y el fondo es el resultado de la erosión del lecho rocoso.

La forma de las líneas batimétricas también proporciona indicios de la naturaleza del fondo. Si las líneas batimétricas son muy irregulares mostrando cambios bruscos de fondo, es probable que el fondo sea rocoso. Por el contrario, cuanto más regulares sean estas líneas mayor es la probabilidad de que el fondo sea de arena, arena-fango o fango, siendo los suelos fangosos los que muestran una mayor regularidad batimétrica. En cualquier caso, cuando se haga este análisis conviene tener en cuenta el método de curvado y el número y densidad de puntos utilizados en el dibujo de la carta batimétrica.

En zonas próximas a la desembocadura de cursos fluviales formando un cono deltaico, la pendiente del fondo está definida por su estructura morfológica, dimensiones y composición.

1.5.3 Clasificación de los suelos marinos

No existe un criterio unificado de clasificación de los suelos marinos desde el punto de vista geotécnico. La variabilidad que se observa en las diferentes escalas entre las fuerzas que unen las partículas y las que modelan su comportamiento hidráulico hace difícil establecer una clasificación cerrada de los terrenos marinos. Conforme al tamaño de sus partículas, la importancia de las

fuerzas interactivas y su comportamiento bajo la acción del oleaje, los terrenos marinos se pueden clasificar en,

- Suelos no cohesivos, engloban a gravas y arenas, cuyos tamaños de partículas y grados se muestran en la Tabla 1.2. En ellas, el agregado de partículas es distinguible a simple vista y las propiedades de atracción y repulsión entre las partículas son despreciables. La fracción gruesa no tiene cohesión, desde un punto de vista mecánico, y su comportamiento no se modifica en presencia del agua estática. Bajo los gradientes de presión debidos al oleaje, los terrenos de gravas y arenas gruesas, debido a su elevada permeabilidad, drenan el agua intersticial; las arenas con tamaños de partículas $< 0,5$ mm (arenas medias a muy sueltas) pueden experimentar fenómenos de licuefacción y fluidificación en el terreno.
- Suelos cohesivos, constituyen un medio complejo por la alta variabilidad espacial y temporal de sus propiedades, siendo imposible establecer una clasificación cerrada de valores de todos los parámetros que modelan sus variables. Es habitual identificar las arcillas y los limos (Tabla 1.2), e incluir transiciones entre ellos: arcillas limosas y limos arcillosos. El agregado de partículas no es distinguible a simple vista y las relaciones físico-químicas son determinantes de la fuerte atracción entre ellas. Presentan elevada compresibilidad y baja permeabilidad, la filtración del agua puede progresar lentamente y acumular presiones intersticiales provocando su fluidificación.
- Suelos parcialmente cohesivos, entre los suelos cohesivos y no cohesivos existen suelos parcialmente cohesivos como transición entre estos dos grandes grupos, donde se encuentran las arenas con mezcla de finos (limos y/o arcillas).

Estos terrenos requieren un estudio exhaustivo de su comportamiento geotécnico, por la mayor probabilidad de presentar problemas geotécnicos en su interacción con las oscilaciones del mar y con el dique.

- Rocas, se clasifica en duras medias y blandas según su origen y composición. Las características principales que determinan el comportamiento de las formaciones rocosas son, (1) la naturaleza de la roca, (2) el diaclasamiento y las características de sus juntas y (3) el grado de alteración. Se entiende como naturaleza de la roca no sólo su composición mineralógica sino también su origen geológico. Su interacción con el oleaje es a nivel de capa límite y procesos asociados y depende, entre otros, de su rugosidad y de su grado de meteorización.

1.5.4 Parámetros geotécnicos preliminares de los suelos marinos y el lecho

Tamaño y denominación de suelos granulares

Clasificación de Wentworth

Por su uso generalizado en los estudios del transporte de sedimentos por los flujos de aire y agua, es pertinente describir el tamaño de las partículas mediante la clasificación de Wentworth, la escala ϕ de tamaños y la curva granulométrica acumulada de los porcentajes en peso de los diferentes diámetros. Algunos de los indicadores granulométricos son ϕ_{16} , ϕ_{50} y ϕ_{84} , donde 16, 50 y 84 representan porcentajes (percentiles) en peso. Los indicadores estadísticos de la muestra granulométrica más habituales son media, desviación estándar y sesgo, que se pueden calcular a partir de los percentiles anteriores, tal y como se recoge en el Capítulo 2 de este Manual.

Nombre	Tamaño de partículas (mm)	Grados
Gravas	64-32	Muy gruesa
	32-16	gruesa
	16-8	media
	8-4	fin
	4 - 2	muy fina
Arenas	2 - 1	muy gruesa
	1 - 0.5	gruesa
	0.5 - 0.25	media
	0.25-0.125	fin
	0.125-0.063	muy fina
Limos	0.063-0.031	gruesa
	0.031-0.016	media
	0.016-0.008	fin
	0.008-0.004	muy fina
Arcillas	0.004-0.002	gruesa
	0.002-0.001	media
	0.001-0.0005	fin
	0.0005-0.0002	muy fina

Tabla 1.2: Tamaño de partículas y grados de suelos cohesivos y no cohesivos

Propiedades de identificación de suelos blandos

Los principales parámetros físico-químicos que caracterizan el comportamiento del terreno marino frente a la capacidad de carga, las deformaciones y las presiones intersticiales se muestran en las Tabla 1.3.

Terreno	Densidad relativa ρ (g/cm^3)	Porosidad n	Contenido en agua (%)	Índice de plasticidad IP
Suelos cohesivos	1.7 - 2	0.4 - 0.6	20 - 40	14 - 20
Suelos parcialmente cohesivos	1.8 - 2.5	0.25 - 0.35	15 - 30	8 - 10
Suelos no cohesivos	2 - 3	0.2 - 0.3	10 - 20	-

Tabla 1.3: Principales parámetros físico-químicos de suelos blandos

Características elementales de rocas, suelos y rellenos

Cualquier dato del terreno que pueda resultar crítico en un proyecto debe determinarse expresamente. Por su parte, algunos parámetros geotécnicos cuya repercusión en el proyecto sea secundaria pueden definirse de forma aproximada en función de experiencia contrastada.

La Tabla 1.4 muestra valores medios aproximados de los pesos específicos, resistencia a compresión simple y parámetros del modelo elástico de distintas rocas sanas. El dato del peso específico puede variar $\pm 2 \text{ kN}/\text{m}^3$ o incluso más en algunas rocas, particularmente si existen minerales pesados (piritas, por ejemplo). El dato de resistencia puede oscilar entre menos de la

32 | Capítulo 1. Descripción del emplazamiento

mitad y más del doble del indicado. El módulo de deformación se refiere al módulo de deformación equivalente del macizo cuando se cargan áreas de dimensiones superiores al metro cuadrado. El valor del módulo puede variar entre amplios límites; pueden darse valores tres veces mayores o menores que los indicados. El módulo de Poisson puede suponerse igual a 0.2 para las rocas más duras, 0.25 para las medias y 0.3 para las blandas.

Por su parte, en las Tablas 1.5 y 1.6 se indican valores medios típicos de distintas formaciones de suelos granulares, rellenos artificiales y suelos cohesivos. Los valores de los parámetros geotécnicos que se incluyen en dichas tablas son sólo ilustrativos, de modo que el valor real puede quedar incluso fuera del amplio rango de valores que se indica.

	Rocas	Peso específico (kN/m ³)	Resistencia a compresión simple fragmentos sanos (MPa)	Módulo de deformación (MPa)	
Duras	Ígneas	26	100	Masivas 50000	
	Metamórficas			Diaclasadas 20000	
	Sedimentarias			Muy diaclasadas 10000	
Medias	Metamórficas	24	50	Masivas 20000	
	Diaclasadas			10000	
	Muy diaclasadas			5000	
Blandas	Sedimentarias	22	20	Masivas 5000	
				Diaclasadas	2000
				Muy diaclasadas	1000

Tabla 1.4: Algunas características elementales de las rocas sanas que pueden utilizarse para estimaciones. Fuente: ROM 0.5-05.

	Tipos de suelos	Compacidad	Índice de poros(2)	Cohesión (kPa)	Ángulo de rozamiento	Módulo de deformación(5) drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad(3) (cm/s)
Suelos granulares(1)	Gravas y arenas limpias (arenas > 10%)	Densa	0.25	0	45	100	10 ⁻²
		Media	0.35	0	40	50	
		Floja	0.45	0	35	20	
		Muy floja	0.6	0	30	10	
Suelos granulares(1)	Gravas y arenas con algo de limos y/o arcillas (5-10%)(4)	Densa	0.2	10	40	50	10 ⁻³
		Media	0.3	5	35	20	
		Floja	0.4	2	30	10	
		Muy floja	0.6	0	27	5	
Suelos granulares(1)	Gravas y arenas con gran contenido en suelos finos (5-10%)(4)	Densa	0.15	20	35	50	10 ⁻⁴
		Media	0.25	10	30	20	
		Floja	0.35	5	27	10	
		Muy floja	0.5	0	25	5	
Rellenos artificiales	Banquetas de todo uno vertidas y escolleras de gran. continua	Floja	0.5	0	40	10	1
		Muy floja	0.7	0	35	5	

Tabla 1.5: Algunas características elementales de los suelos granulares y rellenos artificiales que pueden utilizarse para estimaciones previas. Fuente: ROM 0.5-05. (1) Los suelos calcáreos, particularmente los conchíferos o coralinos, pueden tener ángulos de rozamiento claramente más bajos, en particular para presiones altas (cargas de hundimiento por punta de pilotes). (2) Para calcular pesos específicos puede utilizarse un peso específico relativo de las partículas igual a 2.7. (3) Los coeficientes de permeabilidad indicados son únicamente un valor típico. Suelos que obedecen a una misma descripción preliminar pueden tener permeabilidades dos e incluso tres ordenes de magnitud diferentes a los indicados. (4) El contenido en finos se refiere al porcentaje que pasa por el tamiz 0.008 UNE. (5) El módulo de Poisson puede tomarse entre 0.30 para los suelos densos y 0.40 para los más flojos o blandos.

	Tipos de suelos	Consistencia	Índice de poros(2)	Resis. al corte sin drenaje (6) (kPa)	Resistencia con drenaje C(kPa)	Módulo de deformación(5) drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad(3) (cm/s)
Suelos cohesivos	Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla	Dura o firme	0.4	100	50	40	10^{-6}
		Media	0.6	60	20	15	
		Blanda	0.8	20	10	7	
		Muy blanda	1	10	0	2	
Suelos cohesivos	Arcillas y limos arcillosos. Pueden contener gravas y/o arenas (< 70%)	Dura o firme	0.35	>100	50	50	10^{-8}
		Media	0.5	80	20	20	
		Blanda	0.7	40	10	5	
		Muy blanda	1	20	0	1	

Tabla 1.6: Algunas características elementales de los suelos cohesivos que pueden utilizarse para estimaciones previas. Fuente: ROM 0.5-05. (2) Para calcular pesos específicos puede utilizarse un peso específico relativo de las partículas igual a 2.7. (3) Los coeficientes de permeabilidad indicados son únicamente un valor típico. Suelos que obedecen a una misma descripción preliminar pueden tener permeabilidades dos e incluso tres ordenes de magnitud diferentes a los indicados. (5) El módulo de Poisson puede tomarse entre 0.30 para los suelos densos y 0.40 para los más flojos o blandos. (6) La resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos normalmente consolidados depende de la presión vertical efectiva.

1.5.5 Comportamiento del suelo y los rellenos frente al oleaje y la dinámica marina

Por la ubicación de los diques de abrigo, además de los parámetros físico-químicos y mecánicos que se recogen en la ROM 0.5-05, es necesario identificar el comportamiento del terreno frente al oleaje (carga cíclica).

La respuesta del suelo a la acción del oleaje y la influencia que dicha respuesta tiene sobre el oleaje se pueden evaluar mediante modelos ideales de comportamiento del suelo, en función de las propiedades del suelo (Figura 1.5).

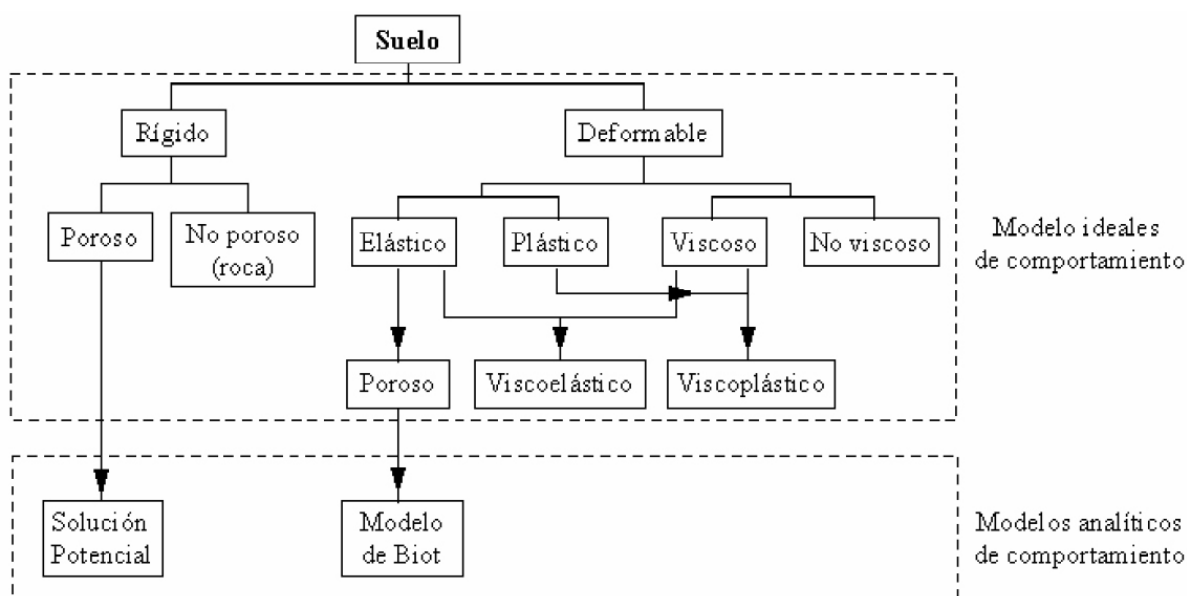


Figura 1.5: Modelos de comportamiento del suelo. Fuente: Benedicto.

En la sección 3.10, Efectos dinámicos, de la ROM 0.5-05 se analiza y se incluyen unas consideraciones sobre cuando y por qué debe prestarse especial atención a los siguientes aspectos,

- tipo de drenaje y generación de presiones intersticiales,
- alteraciones de la resistencia,
- asientos y deformaciones,

y asignar valores de las características básicas de,

- resistencia al corte,
- consolidación,
- tiempo de drenaje,
- módulos de deformación volumétrica,
- módulos de rigidez transversal y de Poisson,
- resistencia al flujo en régimen oscilatorio,
- amortiguamiento relativo.

Así mismo, es conveniente identificar la variabilidad de algunos parámetros de los suelos (y rellenos) ubicados en zona de carrera de marea sometidos a cargas cíclica y, en el caso de terreno de permeabilidad baja, en condiciones con y sin drenaje.

Por último, debe considerarse la sensibilidad del suelo al fenómeno de licuefacción, es decir, la pérdida de la capacidad portante del terreno debido a que el agregado de partículas pierde su resistencia al corte ante la acción cíclica del régimen oscilatorio del mar. Este tipo de fallo genera el asiento diferencial del lecho marino. Los fondos marinos más sensibles a la licuefacción son aquellos formados por suelos no cohesivos de arenas medias a muy sueltas, y suelos parcialmente cohesivos con alta permeabilidad (mezcla de arenas con finos).

1.5.6 Comportamiento del suelo frente al sismo

Tal y como se establece en la ROM 0.5-05, sección 1.4.4, los movimientos sísmicos son una de las acciones más importantes capaces de producir efectos dinámicos significativos en el conjunto suelo-estructura, así como de variar el comportamiento del suelo, tanto en lo que respecta a su capacidad resistente como a su comportamiento deformacional.

El comportamiento del suelo frente a la acción sísmica será, en general, en condiciones parcialmente drenadas o no drenadas para todo tipo de suelos y rellenos, incluso podría darse en rellenos de todo-uno de escollera, dando lugar, especialmente en los suelos granulares flojos saturados, a crecimientos importantes de las presiones intersticiales y a la pérdida de su capacidad resistente frente a las sollicitaciones de corte. Este fenómeno, denominado licuefacción, es una de las principales causas de fallo a tomar en consideración en el proyecto de obras marítimas y portuarias en zonas sísmicas.

1.6. Agentes climáticos atmosféricos y marítimos | 35

Por tanto, con carácter general, los parámetros de resistencia y de deformación del suelo a considerar en los cálculos cuando se considere la actuación de la acción sísmica, serán los correspondientes a comportamiento no drenado para suelos situados bajo el nivel freático, considerando además la degradación de los parámetros resistentes del suelo debido a la actuación de cargas dinámicas.

1.6 Agentes climáticos atmosféricos y marítimos

1.6.1 Fuentes de datos

Las bases de datos de agentes climáticos marítimos y atmosféricos que proporciona Puertos del Estado se resumen en la Tabla 1.7.

Red de datos	Tipo de datos	Parámetros disponibles	Duración de la medida	Cadencia
Boyas exteriores (REDEXT)	Observados	Viento Oleaje Corrientes Temperatura Presión atmosférica Salinidad	10 minutos ≈ 30 minutos 10 minutos Instantánea Instantánea Instantánea	1 hora
Boyas costeras (REDCOS)	Observados	Oleaje	≈ 30 minutos	1 hora
Mareógrafos (REDMAR)	Observados	Nivel de mar	Variable	5 minutos 1 hora
Estaciones meteorológicas (REMPOR)	Observados	Viento Temperatura Presión atmosférica	Variable	Variable
Red SIMAR	Modelados	Viento Oleaje	Variable	Variable
Red NIVMAR	Modelados	Nivel de mar	Variable	1 hora

Tabla 1.7: Bases de datos de agentes climáticos marítimos y atmosféricos de Puertos del Estado

Otras bases de datos climáticos, mapas sinópticos y sistemas de predicción se muestran en la Tabla 1.8.

Base de Datos	Organismo	Tipo de datos	Agente	Cadencia	Cobertura
ESEAS (1)	Varios	Observados	Nivel de mar	Variable	Europa
MyOcean	Comisión Europea	Observados, modelados	Viento Oleaje Corrientes Temperatura Salinidad Nivel de mar	Variable	Global
PREVIMER	Ifremer, SHOM (2)	Observados, modelados	Viento Oleaje Corrientes Temperatura Salinidad Nivel de mar	Variable	Francia
ERA-interim	ECMWF (3)	Modelados	Viento	6 horas	Global
NDBC (4)	NOAA (5)	Observados	Viento Oleaje Nivel de mar	Variable	Global
Tides & Currents CO-OPS (6)	NOAA	Observados, modelados	Nivel de mar Corrientes	Variable	EEUU
CFSR (7)	NOAA	Modelados	Viento	1-6 horas	Global
MERRA (8)	NASA (9)	Modelados	Viento	1-6 horas	Global
JRA-55 (10)	JMA (11)	Modelados	Viento	6 horas	Global

Tabla 1.8: Bases de datos de agentes climáticos marítimos y atmosféricos. (1) European Sea-Level Service. (2) Service hydrographique et océanographique de la marine, Francia. (3) European Center for Medium-Range Weather Forecasts. (4) National Data Buoy Center. (5) National Oceanic and Atmospheric Administration, EEUU. (6) Center for Operational Oceanographic Products and Services. (7) Climate Forecast System Reanalysis. (8) Modern Era Reanalysis for Research and Applications. (9) National Aeronautics and Space Administration, EEUU. (10) Japanese 55-year ReAnalysis. (11) Japan Meteorological Agency.

1.6.2 Clasificación: escalas de variabilidad

Muchos de los agentes atmosféricos y marítimos comparten las causas forzadoras por lo que su descripción conjunta debe apoyarse en sus escalas espacial y temporal, tal y como se recoge en la Tabla 1.9.

De este modo, los agentes climáticos se pueden describir individualmente en sus respectivos estados (atmosféricos o marinos) o, conjuntamente, en un estado meteorológico representados por sus variables instantáneas, básicas o descriptores de estado (Tabla 1.10).

Con carácter general se podrá admitir que los estados meteorológicos no están correlacionados con los estados de los maremotos, ni con los estados de la marea astronómica. Cuando la amplitud

1.6. Agentes climáticos atmosféricos y marítimos | 37

Denominación	Dimensión	Escala espacial	Océano/atmósfera	Fenómenos/Procesos	Escala temporal
Planetaria	20000 km	Macroescala	circulación global	Corrientes/m.astro	Semanas
Sinóptica/placa	2000 km	Macroescala	ciclón/anticiclón	Ola/m.meteo/maremoto	Días
Local/regional	2-200 km	Mesoescala	frentes	Meteomaremotos	Horas/min.
C. Lím. Superficial	2-200 m	Microescala	superficie/fondo	Rotura/arrastre	Min./segundos
Turb./disipa.	2-200 mm	Micro/viscosa	fluido	Erosión/sedimentación	Milisegundos

Tabla 1.9: Procesos atmosféricos y marítimos y escalas espaciales y temporales. Fuente: ROM 1.0-09.

Agente climático	V. instantánea/básica	Descriptor	Tiempo evol.
Presión atmosférica	$p_a(t)$	$\overline{p_a}$	1 – 2 h
Viento	$u(t), \theta_u(t)$	$\overline{u_{10}}, \overline{\theta_u}$	10 – 20 min
Pulsación barométrica	$p_b(t)$	$\overline{p_b(t)}$	10 – 20 min
Oleaje	$\zeta_w(t), H, T_z, \theta$	$\overline{\eta_w(t)}, \overline{H}, \overline{T_z}, \overline{\theta}$	30 – 60 min
Grupos de ola	$\zeta_{env}(t)$	$\overline{\eta_{BWL}(t)}, \overline{H_{m\acute{a}x}}, \overline{T_g}$	30 – 60 min
Maremotos	$\zeta_m(t), U_m, V_m$	$\eta_{m,max}$	10 – 20 min
Marea meteorológica	$\zeta_{MM}(t), U_{MM}, V_{MM}$	$\eta_{MM,max}$	1 – 2 h
Marea astronómica	$\zeta_{MA}(t), U_{MA}, V_{MA}$	η_{MA}, A_{MA}	1 – 2 h

Tabla 1.10: Variables instantáneas, básicas y descriptores de estado de los agentes climáticos. Fuente: ROM 1.0-09.

de la marea astronómica sea una fracción significativa de la profundidad de agua, (por ejemplo 15–20%) se recomienda describir el oleaje teniendo en cuenta los niveles de marea, (por ejemplo, bajamar, media marea, llenante y vaciante, y pleamar).

1.6.3 Contenido energético de las oscilaciones del mar

El contenido energético de las diferentes oscilaciones del mar en función de sus periodos representativos y de las fuerzas generadoras y restauradoras se muestra en la figura 1.6 (ROM 1.0-09, apartado 3.3.1.8). Se observa que el mayor contenido se encuentra en la banda del oleaje. Algunas veces la interacción entre las oscilaciones y los contornos y las obras pueden provocar situaciones de resonancia en las que las acumulaciones de energía pueden ser determinantes del comportamiento del área abrigada.

1.6.4 Profundidad de agua en el estado

La profundidad de agua, $h(\vec{x}; t)$, es la distancia vertical desde la superficie del agua hasta el plano tangente al fondo en el punto. $h(\vec{x}; t)$ evoluciona a lo largo del tiempo forzada por los movimientos de la superficie libre del mar asociados a las tres bandas de periodos corto, intermedio y largo.

Profundidad de agua sin oscilaciones del mar

Es la distancia vertical, h , entre el NRM y el plano tangente al fondo. Esta profundidad no depende del tiempo (despreciando el efecto de la variabilidad climática),

$$h(\vec{x}) = h_0(\vec{x}) + \Delta h_0 \quad (1.1)$$

Salvo cuando se indique lo contrario, $h(\vec{x})$ es la sonda indicada en las cartas náuticas del Instituto Hidrográfico de la Marina de España (IHM).

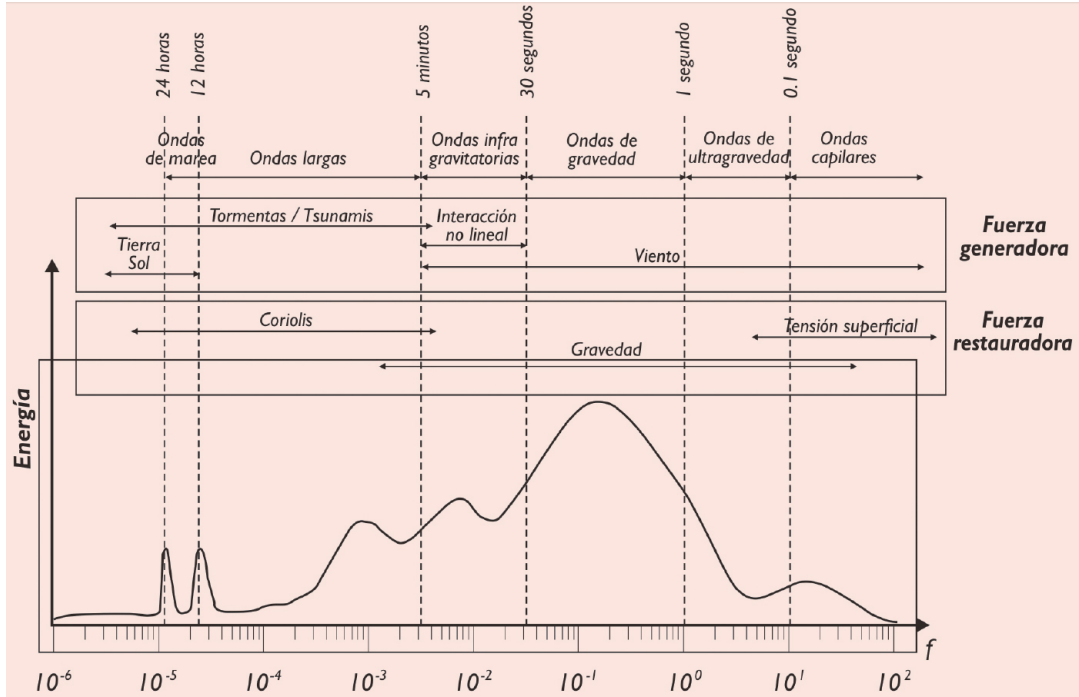


Figura 1.6: Contenido energético de las oscilaciones del mar y distribución frecuencial. Fuente: ROM 1.0-09.

Profundidad de agua con oscilaciones de periodo largo

Está formada por la profundidad, $h(\vec{x}, t)$, medida con respecto al nivel de referencia marítimo, NRM, más la contribución de las ondas largas. La profundidad evoluciona lentamente con el tiempo. En un estado del nivel del mar genérico (identificado por i), las contribuciones de las mareas astronómica y meteorológica se pueden suponer constantes e igual a su valor medio en el estado,

$$\begin{aligned} h_i(\vec{x}) &= h_{0,i}(\vec{x}) + \Delta h + \tilde{\eta}_{PL,i}(\vec{x}) \\ \tilde{\eta}_{PL,i}(\vec{x}) &= \eta_{MA,i}(\vec{x}) + \eta_{MM,i}(\vec{x}) \end{aligned} \quad (1.2)$$

donde,

$h_i(\vec{x})$ = profundidad de agua en el estado i .

$\tilde{\eta}_{PL,i}(\vec{x})$ = desplazamiento vertical medio debido a las oscilaciones de periodo largo.

$\eta_{MA,i}(\vec{x})$ = desplazamiento vertical medio en el estado debido a la marea meteorológica.

$\eta_{MM,i}(\vec{x})$ = desplazamiento vertical medio en el estado debido a la marea astronómica.

$\Delta t_d = t_{d_{i+1}} - t_{d_i}$ = duración del estado

Ésta es la profundidad de agua que se debe considerar para estudiar la transformación del oleaje, los grupos de olas y, en su caso, de las oscilaciones intermedias.

Profundidad de agua en presencia de los agentes climáticos

La profundidad de agua, $h_i(\vec{x})$, en presencia de los agentes climáticos, medida con respecto al NRM, se puede estimar por la superposición lineal de las cantidades medias asociadas a las oscilaciones del mar cortas, intermedias y largas,

$$h_i(\vec{x}) = h_{0,i}(\vec{x}) + \Delta h_0 + \tilde{\eta}_{NMm,i}(\vec{x}) \quad (1.3)$$

donde,

$$\tilde{\eta}_{NMm,i}(\vec{x}) = \tilde{\eta}_{BLW,i}(\vec{x}) + \tilde{\eta}_{PI,i}(\vec{x}) + \eta_{MA,i}(\vec{x}) + \eta_{MM,i}(\vec{x}) \quad (1.4)$$

$h_{0,i}$ = profundidad de agua en reposo referida a la BMVE o el cero del puerto en el estado i .

Δh_0 = desviación (con su signo) del cero del puerto con respecto a la BMVE.

$\tilde{\eta}_{BLW,i}(\vec{x})$ = desplazamiento medio del nivel del mar por la oscilación vinculada al grupo.

$\tilde{\eta}_{PI,i}(\vec{x})$ = desplazamiento medio del nivel del mar por presencia de las oscilaciones intermedias.

La profundidad $h_{0,i}$ puede variar, de estado a estado, por los procesos de erosión, transporte y acumulación de sedimentos. En cada fase de proyecto se determinarán los valores de las contribuciones a $h_i(\vec{x})$ en función de las condiciones de trabajo, ciclo de sollicitación, tipo de combinación y compatibilidad de factores y términos, según se detalla en la ROM 0.0, sección 4.9 y siguientes.

1.6.5 Calentamiento global y escenarios de cambio climático

En la actualidad existe un amplio consenso en la comunidad científica internacional que fija los informes emitidos por IPCC como el punto de referencia para el estudio de los distintos escenarios de calentamiento global. Por ello, si no se dispone de otra información, se podrán adoptar como “Escenarios de Cambio Climático” aquellos que correspondan con el último informe del IPCC que haya sido publicado en el momento de comenzar el proyecto.

Según se establece en el *Articulado*, la caracterización de los efectos del calentamiento global variará en función del grado de desarrollo del proyecto. En todos los Estudios Previos y en los Estudios de Alternativas y de Soluciones de proyectos de Clase I se considerarán los efectos del calentamiento global de forma simplificada, adoptando valores razonables del nivel del mar en función de la vida útil del dique y de las estimaciones de los organismos competentes. En los Estudios de Alternativas y de Soluciones de proyectos de Clase II se considerarán los potenciales efectos del calentamiento global con base en los Escenarios de Cambio Climático y teniendo en cuenta el ciclo vital del dique de abrigo. Por último, en el Anteproyecto y en el Proyecto de Construcción se considerarán de forma específica los efectos del calentamiento global por medio

de covariables que afecten a los parámetros de los modelos de probabilidad de los factores de proyecto.

1.6.6 Maremotos

Tal y como se establece en el anejo *Caracterización de las condiciones excepcionales de sismo y maremoto*, en función de los valores de la altura de ola de cálculo y la elevación máxima que podría alcanzarse por efecto de un tsunami (definida de acuerdo con Dirección General de Protección Civil y Emergencias, 2017), se distinguirán tres casos:

- Si la elevación máxima es menor que la mitad de la altura de ola de cálculo del dique, no se requerirán comprobaciones adicionales de los modos de fallo frente al maremoto.
- Si la elevación máxima es mayor o igual que la mitad de la altura de ola de cálculo pero menor la altura de ola de cálculo, deberán verificarse los modos de fallo.
- Si la elevación máxima es mayor o igual que la altura de ola de cálculo, se deberá dimensionar el dique frente al agente maremoto a partir del sismo. Para ello, se puede emplear los estudios realizados por Losada y col., 1989 y Álvarez-Gómez y col., 2011 así como los criterios para el diseño del dique presentados por Aniel-Quiroga y col., 2018.

Por tanto, resulta necesario conocer la elevación máxima que podría alcanzarse por efecto de un tsunami dentro de la información preliminar.

1.7 Morfodinámica litoral y calidad del agua

1.7.1 Morfodinámica litoral

Fuentes de datos

Las fuentes de datos para el estudio de la morfología y morfodinámica litoral se encuentran detalladas en los apartados 1.4 y 1.6. Asimismo, se podrá emplear el Sistema de Modelado Costero, SMC (IH Cantabria, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, 2002).

Indicadores de la morfodinámica litoral

- Posición de la línea de orilla. De acuerdo con el Reglamento General de Costas (Real Decreto 876/2014), se entiende por línea de orilla a la línea de corte del plano de pleamar máxima viva equinoccial con el terreno. La Administración General del Estado podrá declarar en situación de regresión grave aquellos tramos del dominio público marítimo-terrestre en los que se verifique un retroceso de la línea de orilla superior a 5 metros al año, en cada uno de los últimos cinco años, siempre que se estime que no puedan recuperar su estado anterior por procesos naturales. En dichos terrenos declarados en situación de regresión grave no podrá otorgarse ningún nuevo título de ocupación del dominio público marítimo-terrestre.
- Delimitación del dominio público marítimo terrestre. De acuerdo con el Reglamento General de Costas (Real Decreto 876/2014), en la determinación de la zona marítimo-terrestre y de la playa, para fijar el límite hasta donde alcanzan las olas en los mayores temporales conocidos, se considerarán las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas y el oleaje. Dicho límite será el alcanzado al menos en 5 ocasiones en un periodo de 5 años, salvo en aquellos

1.7. Morfodinámica litoral y calidad del agua | 41

casos excepcionales en que la mejor evidencia científica existente demuestre la necesidad de utilizar otro criterio. Las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas incluirán los efectos superpuestos de las astronómicas y de las meteorológicas, y no se tendrán en cuenta las ondas de mayor periodo de origen sísmico o de resonancia cuya presentación no se produzca de forma secuencial. Asimismo, se considerará que son necesarias para garantizar la estabilidad de la playa y la defensa de la costa las dunas relictas y las dunas estabilizadas, salvo en aquellos casos excepcionales en que la mejor evidencia científica disponible demuestre que la duna estabilizada es necesaria para garantizar la estabilidad de la playa y la defensa de la costa.

Algunos de estos indicadores se utilizan para la verificación de modos de fallo y/o de parada.

Variabilidad natural e inducida por la obra

Como se indica en el apartado 1.6, los agentes atmosféricos varían a distintas escalas. Estas variaciones de los agentes inducen cambios en la propagación de oleaje y la hidrodinámica y, como consecuencia, también en la morfodinámica litoral. Esta variabilidad natural debe estar acotada e integrada en la operatividad portuaria y considerada en la verificación de la seguridad.

Por otra parte, la construcción de los diques de abrigo modifica sustancialmente el campo de oscilaciones y de corrientes a barlomar y sotamar de ellos y los campos de fuerzas de superficie y de masa, alterándose, en consecuencia, el patrón de erosión-transporte-depósito en las inmediaciones de la obra. Estos efectos son especialmente relevantes por sus negativas repercusiones en la estabilidad del pie, alrededor de los cambios de alineación y morro del dique, y en el canal de navegación. Asimismo, se deberá tener en cuenta que las obras también afectan a la circulación en el litoral y zona de rompientes y que pueden alterar, significativamente, la morfología litoral.

Todos los proyectos de obras marítimas deberán tener en cuenta estas circunstancias. En los apartados específicos se recomiendan los estudios necesarios para analizar y verificar el comportamiento del lecho y de la morfología litoral en presencia de los diques de abrigo.

Además de las connotaciones ambientales, se recomienda considerar con especial atención los entornos en los que la presencia de vegetaciones un factor importante en la magnitud del oleaje incidente y la construcción de la obra pueda modificar su extensión y desarrollo. En estos casos, además de los pertinentes estudios ambientales, se deberán evaluar las alteraciones del medio vegetal y sus implicaciones en la dinámica marina y en la estabilidad del fondo.

Información original a la entrada en servicio, seguimiento y control

Se deberá tener en cuenta que los levantamientos batimétricos son sólo representativos del instante en el que se realizaron, y que la batimetría y la composición de los fondos puede cambiar espacial y temporalmente con los agentes climáticos marinos. Por ello, se deberá tener un registro de la información en el instante inicial (“foto cero”) así como realizar un seguimiento y control de la evolución y comportamiento de morfología, terreno y lecho.

1.7.2 Calidad del agua

Fuentes de datos

Las fuentes de datos relacionadas con la calidad del agua se detallan en el Capítulo IV de la ROM 5.1-13.

Ámbito de aplicación

Tal y como se indica en la ROM 5.1-13, Capítulo I, el ámbito de aplicación se corresponde con la Zona de Servicio Portuario legalmente establecida para cada Autoridad Portuaria.

El espacio acuático se dividirá en dos zonas,

- Zona I, o interior de las aguas portuarias, que abarcará los espacios de agua abrigados, ya sea de forma natural o por el efecto de diques de abrigo.
- Zona II, o exterior de las aguas portuarias, que comprenderá el resto de las aguas.

Sin perjuicio de las competencias sobre el ámbito de aplicación definido, se recomienda la colaboración con otras administraciones competentes para una mejor caracterización del medio en las zonas marinas contiguas a las áreas portuarias. Por ello, el conocimiento de las presiones existentes y de las características ambientales de la franja exterior, ajena a la responsabilidad y jurisdicción portuaria, puede constituir un soporte de inestimable valor a la gestión de la calidad del agua en el entorno portuario.

Programa de Delimitación y Tipificación de las Unidades de Gestión Acuática Portuarias

Para la ordenación del medio acuático de la zona de servicio portuario (ZSP) se emplea el Programa de Delimitación y Tipificación de las Unidades de Gestión Acuática Portuarias (UGAP). En este contexto, dichas UGAP se constituyen como las unidades básicas para la gestión de la calidad de las aguas portuarias. Este Programa se desarrollará siempre que se introduzcan cambios en la configuración del medio acuático de la ZSP (ampliación de instalaciones portuarias, desafección o afección de zonas, variación de los usos del medio acuático, etc.) sometidos a una Evaluación de Impacto Ambiental.

En términos generales, su aplicación engloba las siguientes fases:

- Delimitación de las UGAP: ordenación y organización del medio acuático portuario en unidades de gestión, en función de los usos y actividades que albergan, sus características físicas e hidromorfológicas y sus condiciones hidrodinámicas.
- Tipificación de las UGAP: clasificación de las unidades de gestión previamente delimitadas en diferentes tipos homogéneos.
- Reagrupación de las UGAP por tipos homogéneos: Optimización de la delimitación global del conjunto de unidades de gestión, en función del nivel de detalle requerido.

Estimación del riesgo ambiental

Se realizará la estimación del riesgo que presenta cada una de las emisiones contaminantes susceptibles de afectar a la calidad de las unidades de gestión de la ZSP, teniendo en cuenta diferentes escenarios.

En la estimación del riesgo de las emisiones puntuales se considerará un único escenario:

- Escenario E1: Situación autorizada, operación normal.

Por su parte, la estimación del riesgo de las emisiones difusas estará asociada a tres escenarios:

- Escenario E1: Situaciones de operación normal o pequeños vertidos.
- Escenario E2: Situaciones de operaciones con ciertos problemas o vertidos de cierta intensidad sin que se active el Plan Interior Marítimo.
- Escenario E3: Situaciones de operaciones realizadas bajo condiciones totalmente desfavorables o vertidos de cierta entidad que llegan a activar el Plan Interior Marítimo.

Para la estimación del riesgo ambiental de cada emisión contaminante se empleará la siguiente expresión:

$$R_{ij} = P_{ij} \cdot V_{ij} \cdot C_{ij} \quad (1.5)$$

donde R_{ij} es el valor del riesgo de la emisión contaminante i para el escenario j , P_{ij} es el factor de probabilidad de la emisión contaminante i para el escenario j , V_{ij} es el factor de vulnerabilidad de las UGAP frente a la emisión contaminante i para el escenario j , y C_{ij} es el factor de consecuencias de la emisión contaminante i para el escenario j .

Esta expresión permite estimar el riesgo de cada emisión identificada y cada escenario definido, como paso previo a la clasificación del mismo (ROM 5.1-13, Apartado I.5.3) y al establecimiento de medidas para su eliminación, corrección o prevención (ROM 5.1-13, Apartado I.5.4).

Indicadores de la calidad del agua

- Calidad físico-química: turbidez, sólidos en suspensión, saturación de oxígeno, nitratos, nitritos o amonio, metales pesados, hidrocarburos aromáticos policíclicos, fenoles, compuestos orgánicos clorados, etc.
- Estado o potencial ecológico: medio pelágico (saturación de oxígeno, turbidez, hidrocarburos totales, detergentes, clorofila "a") y medio bentónico (carbono orgánico total, nitrógeno Kjeldahl, fósforo total, metales pesados)
- Tiempo de residencia.

Algunos de estos indicadores se utilizan para la verificación de modos de fallo y/o de parada.

Gestión y contingencias

La ROM 5.1-13, en su apartado I.7, presenta un programa de gestión de episodios contaminantes, cuyo objetivo principal es la detección, clasificación y coordinación de las actuaciones requeridas para minimizar los efectos de los episodios contaminantes ocurridos dentro de la zona de servicio portuario. Ese programa aporta elementos objetivos de juicio para que la Autoridad Portuaria identifique si los episodios detectados son producidos por un evento fortuito o, si por el contrario, son debidos a deficiencias operativas o prácticas irregulares. Para ello, el programa establece un marco general de actuación que podrá ser adaptado a los diferentes procedimientos internos de cada puerto en función de sus competencias y de las necesidades de la gestión operativa.

1.8 Canteras y escolleras

1.8.1 Fuentes de datos

- Catastro Minero del Ministerio de Energía, Turismo y Agenda Digital.

1.8.2 Propiedades de la escollera

Tal y como se establece en el anejo *Especificaciones sobre materiales de cantera para la construcción de diques de abrigo*, las propiedades de la escollera se clasifican en:

- Propiedades intrínsecas, propias del macizo rocoso en la naturaleza.
- Propiedades inducidas por la explotación de la cantera (procesos de voladura, clasificación, acopios intermedios y carga), transporte y acopio a pie de obra.
- Propiedades inducidas por la puesta en obra, determinadas por los procedimientos de colocación.

1.8.3 Indicadores del comportamiento de la escollera

- Resistencia a compresión simple. Es uno de los indicadores principales para determinar la durabilidad de las escolleras, así como su potencial deterioro frente a roturas derivadas del manejo de las escolleras en las fases de producción, transporte y puesta en obra, o roturas producidas durante la fase de servicio.
- Resistencia a carga puntual. Se determina mediante el ensayo de carga puntual, que evalúa la calidad del material de la cantera. Por su parte, las pruebas de impacto Schmidt y de velocidad sónica (EN 14579:2004), que son ensayos no destructivos, proporcionan información sobre la presencia de grietas.
- Resistencia al desgaste. Las escolleras que por su tamaño pueden ser manejadas “a granel” (materiales de núcleo o de filtros con pesos menores de 300 kg), pueden sufrir un proceso de desgaste no sólo una vez puestas en obra, sino también en el propio proceso de producción hasta su puesta en obra. La resistencia a la abrasión en fase de servicio es principalmente necesaria en aquellas escolleras que tengan que hacer frente a la acción erosiva del oleaje con arenas o gravas en suspensión o bien en secciones dinámicamente estables.
- Patrón y distancia entre discontinuidades. Es uno de los factores que influyen en la distribución de tamaños de las escolleras que pueden obtenerse, así como en otras características

1.9. Informe Preliminar: Reconocimiento y planificación de campañas | 45

básicas como su forma. No sólo tiene importancia la distancia entre discontinuidades sino también la regularidad y el posición relativa entre los planos de fracturas (ortogonales o no). La naturaleza de la roca determina los patrones habituales de espaciamientos de discontinuidades y la distribución de tamaños esperable.

- Indicadores de la integridad de los cantos. Es la capacidad de que las piezas conserven su integridad como bloque. Viene definida por la resistencia a la rotura por discontinuidades o fisuras naturales o inducidas por los procesos de construcción, normalmente por la voladura. Es muy relevante en todas las escolleras, ya que el tamaño es determinante para casi todas las funciones que han de desempeñar las escolleras (mantos exteriores, capas de filtro, etc.).
- Indicadores de la forma de los cantos. La forma de los cantos tiene gran influencia en la estabilidad de los mantos sometidos a la acción del oleaje. El criterio habitual es la relación longitud/espesor. Suele caracterizarse por el porcentaje de cantos que tiene una relación longitud/espesor mayor de 3. A veces se evalúa la forma por otros parámetros: coeficiente de bloque, cubicidad, redondez, etc., que son mucho menos frecuentes.
- Indicadores de la granulometría: porosidad, permeabilidad, D_{85} , D_{15} , etc.
- Resistencia al corte, caracterizada por el ángulo de rozamiento interno.
- Durabilidad. Es la capacidad del material para continuar comportándose de forma adecuada en un ambiente específico. Se cuantifica por la pérdida de capacidad de respuesta a lo largo del tiempo que conduce a la superación de Estados Límite Últimos y/o de Servicio. Es función de la composición mineralógica de la matriz rocosa, la resistencia del material, la agresividad de los agentes (físicos, químicos o ambientales) en fase de servicio, la cual a su vez depende de la ubicación en la que se encuentre en la sección.
- Ecuación de Forchheimer. Describe la resistencia al flujo en el interior del medio poroso mediante la siguiente expresión:

$$I = a \cdot u + b \cdot u \cdot |u| \quad (1.6)$$

Donde I es el gradiente hidráulico y u la velocidad de descarga del fluido, que se define como la velocidad necesaria para que, distribuida en todo el volumen del medio poroso, produzca la misma descarga o caudal que la velocidad de filtración a través de los huecos. Los parámetros a y b son coeficientes dimensionales que dependen de las propiedades del flujo y de la geometría del medio.

Algunos de estos indicadores se utilizan para la verificación de modos de fallo y/o de parada.

1.9 Informe Preliminar: Reconocimiento y planificación de campañas

El Informe Preliminar debe incluir, al menos,

- Recopilación y análisis de la información topográfica y batimétrica, del terreno, climática, de morfodinámica litoral y calidad de aguas, y de canteras y escolleras.

46 | Capítulo 1. Descripción del emplazamiento

- Determinación preliminar de las características y condicionantes morfológicos, estratigráficos, geotécnicos, climáticos, morfodinámicos, de calidad de agua, y de los materiales de cantera.
- Definición y programación de los reconocimientos (trabajos de campo y ensayos de laboratorio) que se consideran necesarios para completar la información recolectada y analizada.

TIPOLOGÍAS DE DIQUE, MODOS DE FALLO Y DE PARADA

2.1. Introducción	49
2.1.1. Planteamiento y justificación de la organización del capítulo	49
2.1.2. Organización y contenidos de este capítulo	50
2.2. Tipologías de dique de abrigo para áreas portuarias	52
2.2.1. Criterios de clasificación y tipologías	52
2.2.2. Descripción espacial de la traza del dique y de sus tramos	53
2.2.3. Algunas tipologías construidas en España	54
2.2.4. Idoneidad de una tipología frente a los agentes, condicionantes y requisitos de proyecto	62
2.3. Factores de proyecto y descriptores adimensionales	64
2.3.1. Ordenación de los factores de proyecto	64
2.3.2. Descriptores adimensionales	69
2.4. Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico	71
2.4.1. Regímenes hidrodinámicos	72
2.4.2. Regímenes en los campos lejano y cercano, análisis 2DH	74
2.4.3. Regímenes en el tramo: análisis 2DV	75
2.4.4. Regímenes hidrodinámicos por la interacción 2DH - 2DV	83
2.4.5. Regímenes geotécnicos	94
2.4.6. Resumen de los resultados y seguimiento en la vida útil	94
2.5. Fórmulas para el cálculo: planteamiento, elaboración y aplicación	97
2.5.1. Planteamiento y elaboración	97
2.5.2. Estructura de la fórmula por monomios adimensionales	99
2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones	104
2.6.1. Traza y tramos: diseño y predimensionamiento	106
2.6.2. Tipología y sección: diseño y predimensionamiento	111
2.6.3. Diseño de la protección de lecho y berma de pie	119
2.6.4. Diseño de la berma de cimentación	126

48 | Capítulo 2. Tipologías de dique, modos de fallo y de parada

2.6.5.	Diseño del manto principal de diques en talud	128
2.6.6.	Berma de coronación	136
2.6.7.	Diseño de los subsistemas interior y cimentación - terreno	137
2.6.8.	Diseño del trinomio berma superior - espaldón - talud a sotamar	138
2.6.9.	Diseño de morros y cambios de alineación	145
2.6.10.	Secuencia de trabajo para el diseño y predimensionamiento de la sección .	146
2.6.11.	Normas de buena práctica para completar la configuración de la sección .	149
2.7.	Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje	155
2.7.1.	Cálculo de la partición de la energía incidente del oleaje	155
2.7.2.	Fórmulas para el cálculo de la partición de energía	157
2.7.3.	Funciones de probabilidad de la altura de ola en presencia del dique	162
2.7.4.	Cálculo del flujo sobre el perímetro exterior del dique	164
2.7.5.	Fórmulas para el cálculo del flujo de agua y del rebase	165
2.7.6.	Modelos de probabilidad del remonte, retroceso y rebase	174
2.8.	Cálculo del perímetro exterior	176
2.8.1.	Criterios de avería y evolución	177
2.8.2.	Cálculo del peso mínimo de las piezas del perímetro exterior	179
2.8.3.	Cálculo de los empujes horizontales y verticales en la superestructura: incidencia normal e incidencia oblicua	194
2.8.4.	Morro y cambios de alineación	201
2.8.5.	Comportamiento geotécnico de la sección	204
2.9.	Método de verificación del dique y sus tramos	208
2.9.1.	Introducción: Objetivos, planteamiento y justificación	208
2.9.2.	Información requerida en la verificación	209
2.9.3.	Modos de fallo y de parada por tramos	209
2.9.4.	Bases para la verificación de modos de fallo mediante la evaluación del margen de seguridad	213
2.9.5.	Forma general de la ecuación de verificación	214
2.9.6.	Verificación global y optimización	215

2.1 Introducción

Las actividades a realizar en el desarrollo de la ingeniería del dique de abrigo son,

1. Caracterización del emplazamiento.
2. Conceptualización, concepción y diseño.
3. predimensionamiento en función de indicadores.
4. Aplicación de normas de buena práctica para completar el diseño.
5. Cálculo y dimensionamiento de los elementos mediante fórmulas específicas.
6. Verificación de los requisitos de proyecto: modos de fallo y de parada y método y ecuaciones de verificación.
7. Cálculo de los costes totales del dique.
8. Comprobación de los condicionantes de proyecto: morfodinámica litoral y calidad de agua en el área portuaria
9. Análisis de la sensibilidad y optimización técnico-económica.

Este Capítulo 2 se dedica a las actividades 2 a 6, incluyendo la conceptualización y concepción de la obra y su diseño hasta la verificación de los requisitos de proyecto mediante la aplicación de uno o varios métodos de verificación, dependiendo del carácter (IRE e ISA) de cada uno de los tramos que lo conforman.

Las dos últimas actividades, cálculo de costes y análisis de sensibilidad y optimización, se describen en el Capítulo 3 de este *Manual* y deben realizarse en coordinación con MEIPOR y la Clase de proyecto, tal y como se detalla en la Sección 5 del Articulado.

2.1.1 Planteamiento y justificación de la organización del capítulo

El objetivo del capítulo es proporcionar las bases para diseñar la traza del dique, seleccionar las tipologías más idóneas a cada uno de sus tramos y dimensionar la sección para cumplir con eficiencia los requisitos y condicionantes de proyecto. El método de trabajo, (figura 2.1), se fundamenta en la determinación de los regímenes y dominios del comportamiento hidrodinámico y geotécnico en tres ámbitos espaciales del emplazamiento,

- campos lejano y cercano de la traza del dique
- entornos de tramos específicos: morro, arranque y cambios de alineación
- interior del área portuaria

Estos regímenes son la información necesaria para determinar el comportamiento hidrodinámico y geotécnico de cada uno de los subsistemas que conforman la sección de una tipología en cada tramo del dique,

- perímetro exterior a barloomar y sotamar de la sección
- interior de la sección
- cimentación y terreno

Finalmente, en función de ellos se determina el sistema circulatorio y la morfodinámica litoral en el emplazamiento, con y sin el dique, para analizar los condicionantes de proyecto en relación con la línea de costa y la calidad de agua.

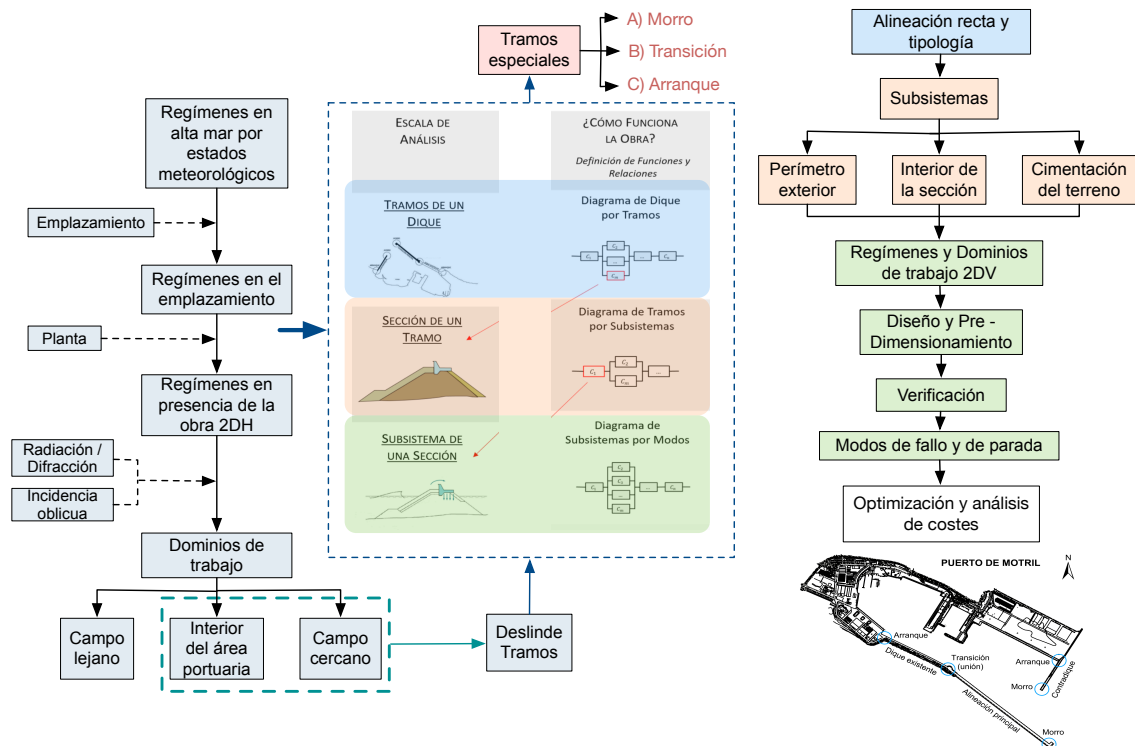


Figura 2.1: Esquema de trabajo basado en el estudio de los regímenes

2.1.2 Organización y contenidos de este capítulo

El capítulo se organiza en secciones cuyos principales contenidos son los siguientes,

- Sección 2.2, se presentan las tipologías de los diques de abrigo y se describen las más habituales en la ingeniería marítima española y en otros países del mundo. Su finalidad es la de abrigar un área portuaria sin resguardo natural frente a los agentes atmosféricos y marítimos. Mayoritariamente, se ubican en aguas cuya profundidad es $h_0 > 8$ m, con oleajes que frecuentemente exceden $H_s > 2$ m y $T_z > 6$ s. Por razones de uso y explotación, en general, deben de tener una superestructura o espaldón que facilite el acceso rodado y que sea poco rebasable.
- Sección 2.3, se presentan los factores de proyecto y los parámetros geométricos que definen, sin ambigüedad, la traza del dique, sus tramos y cada tipología. La referencia horizontal es el eje de la traza horizontal y la vertical el cero del puerto, tal y como se detalla en el capítulo 1 de este Manual.

- Sección 2.4, se identifican los procesos de transformación del oleaje (y del terreno) por la presencia del entorno marítimo y terrestre y del dique. A partir de ellos se definen los regímenes y los dominios de comportamiento hidrodinámico y geotécnico del sistema agentes-dique y se definen los parámetros y monomios adimensionales que los caracterizan. Estos regímenes y los correspondientes proporcionan los fundamentos para el diseño y predimensionamiento de la traza del dique, el deslinde de sus tramos y la selección de las tipologías más idóneas. Se analizan las posibles formulaciones para cuantificar los principales parámetros de dimensionamiento. Su formato se apoya en los monomios adimensionales de los descriptores de estado con dos opciones, una basada en los regímenes y dominios de comportamiento de la sección de cualquier tipología y otra, formulada para una tipología y adaptada a variaciones geométricas específicas mediante coeficientes multiplicadores de los términos de la fórmula.
- Sección 2.5, se presentan algunas fórmulas de cálculo relacionadas con la transformación del flujo de energía en el campo cercano, en la sección, flujo de masa, remonte, retroceso y volumen o caudal de rebase, y flujos de cantidad de movimiento en el volumen de control, presiones y tensiones tangenciales y diámetro en sistemas granulares, empujes horizontales y verticales en sólidos rígidos. Para cada una de ellas se proporciona su ámbito de trabajo: emplazamiento, traza, tramo y regímenes y dominios de comportamiento y su soporte, teórico, experimental físico o numérico. Además, se describen algunas vías de desarrollo para estimar las funciones de probabilidad de los factores de proyecto que intervienen en la formulación.
- Sección 2.6, se presenta una secuencia de actividades para diseñar y predimensionar la traza del dique y sus tramos. Para cada uno de ellos y seleccionada una tipología, se elaboran los elementos de su perímetro exterior, en función de unos indicadores del comportamiento de la sección frente a la partición de energía, el flujo de agua sobre y a través de la sección y las fuerzas sobre sus partes y elementos. Para dar continuidad a las partes y subsistemas de la sección y el terreno y la conectividad necesaria entre tramos, el diseño se completa aplicando unas normas de buena práctica. Algunas de las presentadas en esta sección son un compendio de los contenidos de los Anejos recogidos bajo el título de *Anejos de especificaciones técnicas generales para el proyecto*, redactados por diversos especialistas y que, en sí mismos, forman un documento abierto para su modificación e incorporación de otras nuevas.
- Sección 2.7, se presentan fórmulas de cálculo relacionadas con los flujos de energía en la sección y el flujo de masa, remonte, retroceso y volumen o caudal de rebase. En primer lugar, se detallan los procesos relacionados con los flujos de energía o de masa, y los monomios adimensionales implicados, tras lo cual se muestran algunas fórmulas, que pueden ser basadas en regímenes y monomios adimensionales (preferentemente), o otras fórmulas de cálculo. Por último, se incluyen los modelos de probabilidad asociados.
- Sección 2.8, se presentan fórmulas de cálculo relacionadas con los flujos de cantidad de movimiento en el volumen control, presiones y tensiones tangenciales y diámetro en sistemas granulares, empujes horizontales y verticales en sólidos rígidos. Se sigue la misma secuencia de presentación que en la sección anterior. Se analizan en primer lugar las fórmulas en tramos de alineación recta y con incidencia oblicua y seguidamente en tramos específicos como el morro, los cambios de alineación y el arranque.

- Sección 2.9, se analizan los métodos de verificación de los requisitos de proyecto, aplicados a los modos de fallo y de parada, la elaboración de sus correspondientes ecuaciones de verificación y la implementación de su resolución. Esta sección sigue fielmente la sección 4 del Articulado y el capítulo 4 de la ROM 0.0-01.

2.2 Tipologías de dique de abrigo para áreas portuarias

La caracterización espacial, la forma en planta y la traza de un dique de abrigo se realiza por tramos. Cada uno de ellos se proyecta con una tipología formal y estructural, una sección tipo. Éstas podrán estar formadas por sistemas granulares, elementos naturales y artificiales de protección, sólidos rígidos y otros elementos estructurales.

2.2.1 Criterios de clasificación y tipologías

En este *Manual* las tipologías de referencia se clasifican de acuerdo a la configuración y dimensiones geométricas de sus componentes, así como de los materiales y procesos de construcción y de su comportamiento frente a la energía del oleaje, en particular su partición. Se describen de tal forma que cada una de ellas es una referencia puntual de un conjunto conexas de tipologías posibles, y su disposición y dimensiones geométricas varían gradualmente entre ellas.

Las dos tipologías tradicionales, dique vertical o reflejante y dique en S o disipativo, (también llamado dique berma), delimitan el comportamiento hidrodinámico del conjunto de tipologías frente a la partición de la energía incidente del oleaje. Entre aquellas, se encuentran las tipologías mixtas o compuestas y el dique rompeolas tradicional o dique Iribarren. Algunas de estas tipologías se describen con más detalle en la sección 2.2.3.

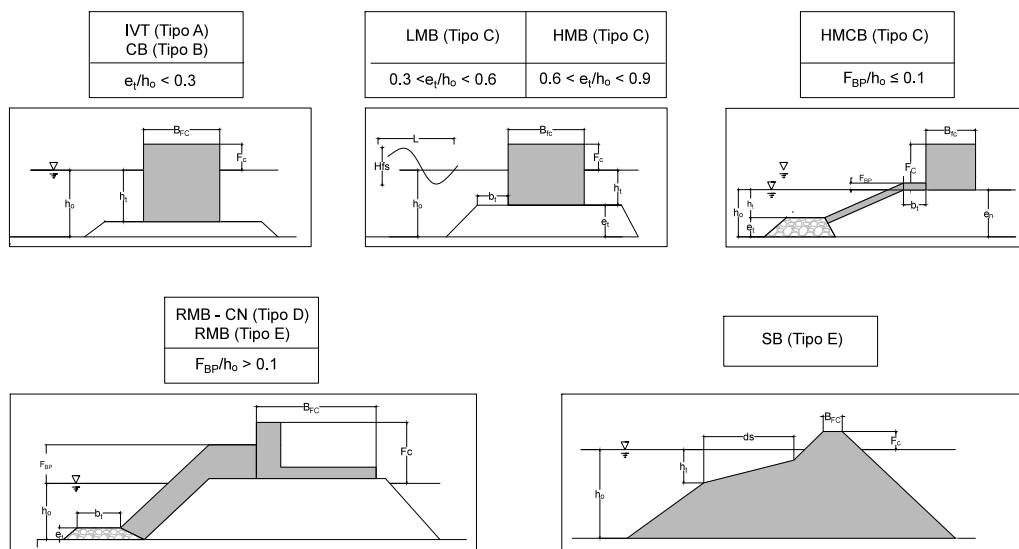


Figura 2.2: Tipos de diques de abrigo (modificado de Kortenhuis y Oumeraci (1998): A) Dique vertical poroso (PVB); B) Dique mixto (CB); C) Dique mixto con berma baja y alta y dique mixto con berma al nivel del mar de referencia (LMB, HMB and HMCB); D) Dique en talud con espaldón (RMB-CW); E) Dique en talud (RMB); F) Dique berma o dique en S (SB).

2.2.2 Descripción espacial de la traza del dique y de sus tramos

De acuerdo con el *Articulado* la traza del dique se podrá describir por tramos y cada uno de éstos por partes y subsistemas

Traza y tramos

En la traza del dique se identifican entre otros los siguientes tramos,

- Arranque: tramo en el que comienza el dique, bien desde tierra firme, bien desde una obra marítima existente, o bien en el agua en el caso de un dique exento (el arranque desde otro dique también se puede considerar como una transición);
- Alineación principal: tramo que proporciona abrigo y control frente al oleaje predominante;
- Alineaciones secundarias y cambios de alineación: tramos que, incluyendo los quiebros, dan continuidad a la traza del dique desde el arranque hasta el morro;
- Morro: tramo en el que finaliza la traza del dique;
- Transiciones: tramos que presentan cambios en su geometría, en general, asociados a variaciones longitudinales significativas de algunos de los requisitos de proyecto o de los agentes y acciones de proyecto.

Tramo y partes

En la sección de un dique se identifican entre otras las siguientes partes estructurales,

1. Cimentación, que determina la forma en que la estructura transmite los esfuerzos al terreno,
2. Cuerpo central, que determina el comportamiento hidrodinámico del oleaje, formado por, (a) el perímetro exterior, barlomar y sotamar, que controla la transformación del oleaje, y (b) el interior de la sección que controla su propagación a sotamar y transmite a la cimentación la resultante de las acciones,
3. Superestructura, que controla el rebase sobre la coronación, la conexión entre tramos y, en su caso, ofrece un camino de rodadura.

Tramo y subsistemas

El conjunto de modos de fallo frente a la seguridad y los modos de parada frente a la operatividad, que pueden presentarse a lo largo de la traza del dique y sus tramos se agrupan por subsistemas, entre otros los siguientes,

1. Perímetro exterior, barlomar y sotamar, de la sección,
2. Interior de la sección,
3. Cimentación y terreno,
4. Elementos de protección, estructurales y materiales de relleno.

2.2.3 Algunas tipologías construidas en España

A título informativo a continuación se presentan algunas secciones tipo construidas en España especificando algunas de sus características principales.

Tipo A: Dique vertical (VB)

En un dique de tipología vertical (figura 2.2A), sus partes central y superestructura están formadas por un único elemento estructural. Tradicionalmente, la cara a barlomar del dique es vertical. Este tipo de dique puede ser construido con cajones prefabricados, bloques de hormigón en masa, tablestacas, recintos hincados, etc. El cuerpo central suele apoyar en una banqueta de cimentación de material granular, debidamente protegida, en su caso, para que sea estable frente a las oscilaciones del mar. En el caso del dique vertical impermeable (IVB), el dique esencialmente actúa como reflector del oleaje incidente y la transmisión sólo ocurre por rebase y, en pequeñas cantidades, a través de la cimentación del dique. Cuando la sección está compuesta de material granular (PVB), la transmisión a través de dique y la disipación en el medio poroso incrementa considerablemente.

La figura 2.3 representa una sección de dique vertical cuyas partes central y superestructura están formadas por un único elemento estructural. Un ejemplo de dique vertical con paramento especial puede verse en la figura 2.4 (ROM 1.0-09).

Tipo B: Dique mixto (CB)

Cuando la cimentación del dique vertical ocupa una proporción importante de la profundidad del agua de manera que pueda modificar significativamente las características cinemáticas y dinámicas de las oscilaciones del mar, la tipología es llamada dique mixto (figura 2.2B). La función protectora se comparte entre el tramo inferior, ampliando su función de cimentación, y el tramo central, que se extiende por encima del plano de agua proporcionando los servicios de una superestructura. Su comportamiento puede ser predominantemente reflejante, disipativo, o una combinación de ambos, dependiendo del nivel de agua, las características del oleaje incidente y las dimensiones geométricas del dique. Por lo tanto, se comporta como parcialmente reflejante o disipativo.

Las dimensiones que deben definirse para el diseño y construcción de un dique mixto se muestran en la figura 2.5 (ROM 1.0-09).

Tipo C: Dique mixto con berma de protección por debajo del nivel del mar de referencia (LMB, HMB and HMCB)

Este tipo de dique consiste en un dique mixto protegido por una berma de protección con diferentes alturas (figura 2.2C). Dentro de este tipo se pueden distinguir tres tipologías en función de la altura de la berma (e_t):

- Berma baja y berma alta (LMB and HMB): La altura relativa de la berma varía desde 0.3-0.6 para LMB a 0.6-0.9 para HMB. Este tipo de dique puede causar la rotura de la ola en la pared del cajón.
- Dique mixto con berma al nivel del mar (HMCB): Dique mixto con una berma alta y superestructura más pequeña que la del dique vertical. En esta tipología, la berma está

2.2. Tipologías de dique de abrigo para áreas portuarias | 55

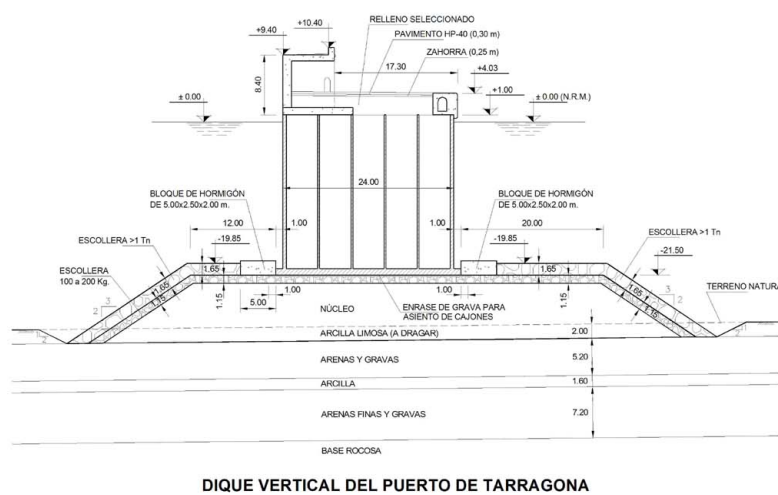
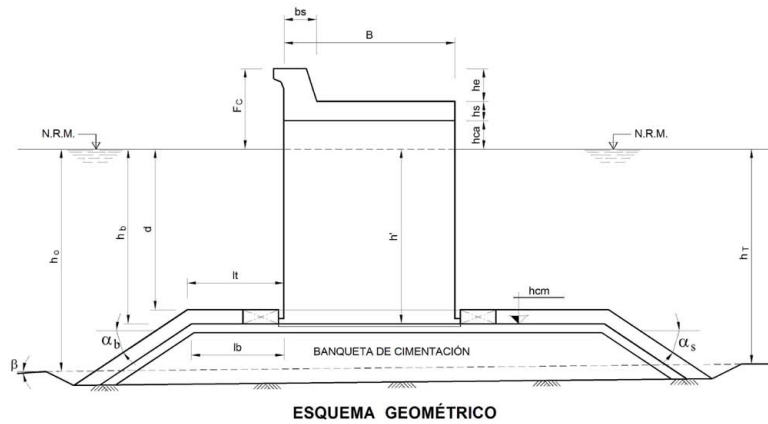


Figura 2.3: Dique vertical (ROM 1.0-09).

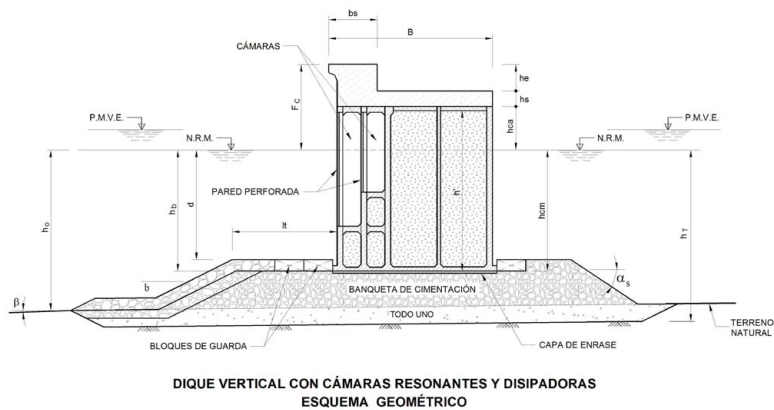
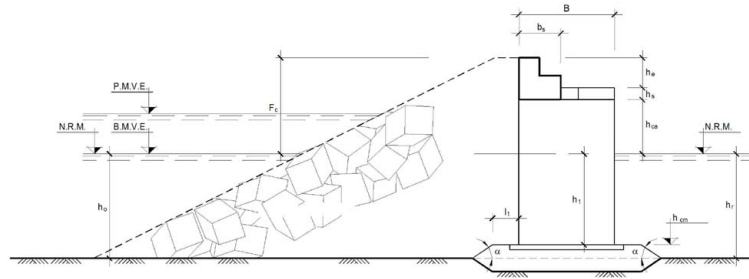


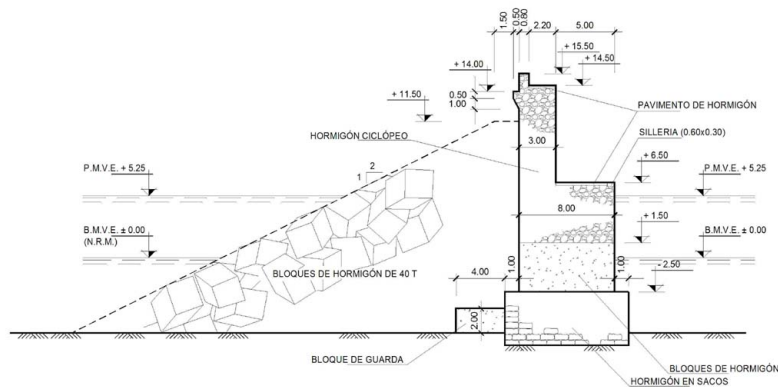
Figura 2.4: Dique vertical con cámaras disipadoras y resonantes (ROM 1.0-09).

cimentada cerca del nivel del mar de referencia. Las olas romperán sobre la berma o

2.2. Tipologías de dique de abrigo para áreas portuarias | 57



ESQUEMA GEOMÉTRICO



DIQUE DEL PUERTO DE LASTRES (ASTURIAS)

Figura 2.6: Dique mixto (ROM 1.0-09).

dimensiones (figura 2.7), aunque también pueden tener una superestructura de pequeñas dimensiones, y ubicada a una cota donde el oleaje es despreciable (figura 2.8), o incluso carecer de superestructura (figura 2.9).

Tipo F: Dique berma o dique en S (SB)

Este tipo de dique (figura 2.2F) es vulnerable a la deformación debido a que las unidades cercanas al nivel del mar de referencia pueden sufrir desplazamientos similares a la arena en un perfil de playa. La geometría del perfil es poligonal con tres pendientes (figura 2.10). La longitud del polígono del cuerpo central depende del peso del material. En principio, el cuerpo central de este tipo puede estar compuesto de cualquier tipo de material, pero debe garantizar el soporte suficiente para que las piezas del manto principal puedan ser dispuestas con la orientación establecida en el diseño. Esta tipología tiene estabilidad absoluta para todas las alturas de ola menores o iguales que la altura de diseño.

La figura 2.11 representa un dique berma con núcleo y mantos tal y como se construye (ROM 1.0-09).

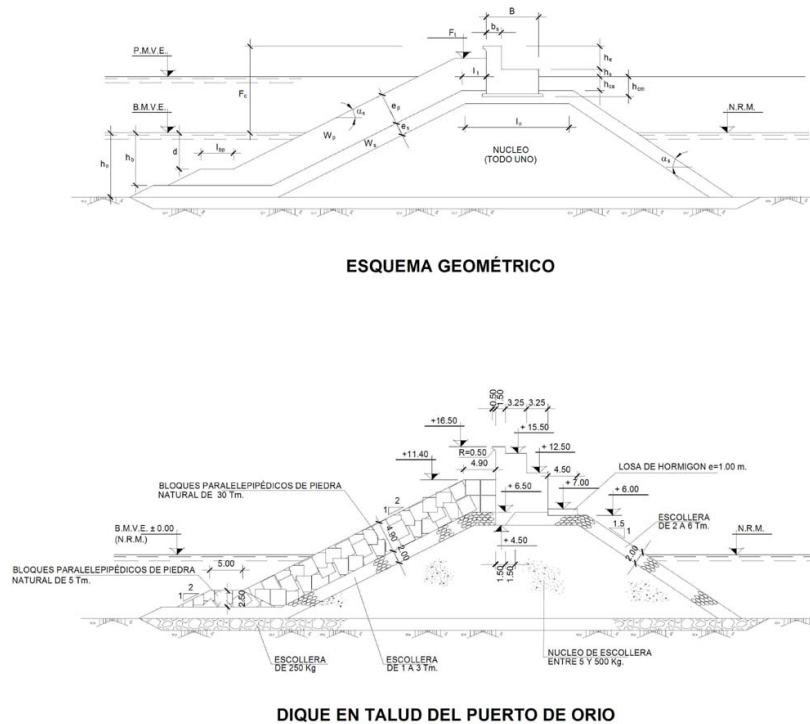


Figura 2.7: Dique en talud tipología Iribarren (ROM 1.0-09).

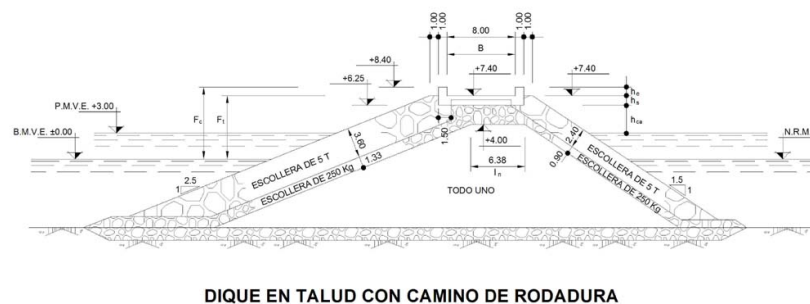


Figura 2.8: Dique en talud con camino de rodadura (ROM 1.0-09).

Diques de cuerpo central o superestructura con configuraciones especiales

Las tipologías descritas en los apartados anteriores se caracterizan por una superestructura o espaldón de pared frontal vertical e impermeable que, puede llevar, o no, un botaolas para controlar el rebase del oleaje. En los últimos años se han venido desarrollando tipologías con cuerpo central y superestructura o espaldón de geometría, forma y configuración orientadas a controlar, esencialmente, la partición de la energía incidente, paramentos verticales perforados o elementos rugosos, paramentos inclinados, con o sin elementos, con cámaras de oscilación huecas o rellenas de escollera, configuraciones geométricas diversas, formas curvas, quebradas, con dispositivos de extracción de energías, etc.

El diseño y predimensionamiento de estas tipologías se puede apoyar en el mismo método de

2.2. Tipologías de dique de abrigo para áreas portuarias | 59

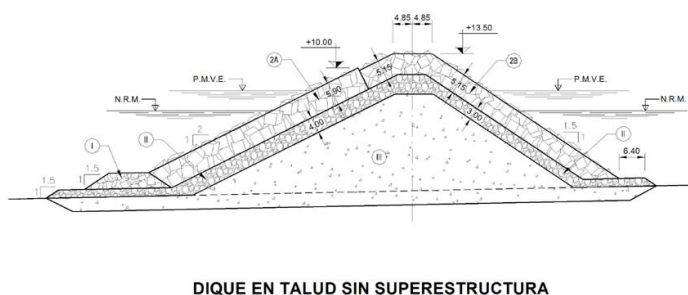
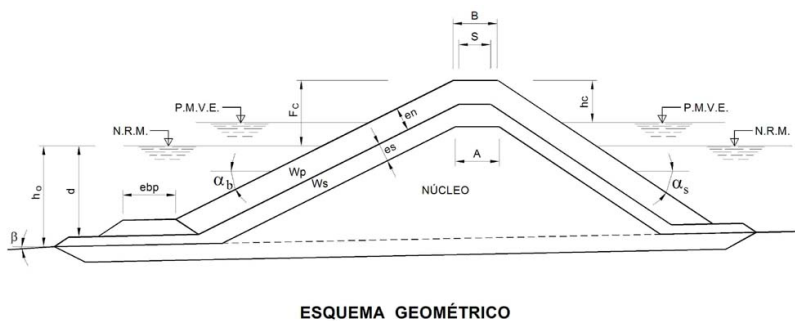


Figura 2.9: Dique en talud sin superestructura (ROM 1.0-09).

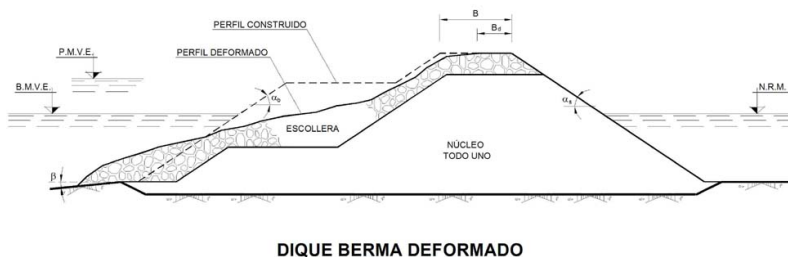
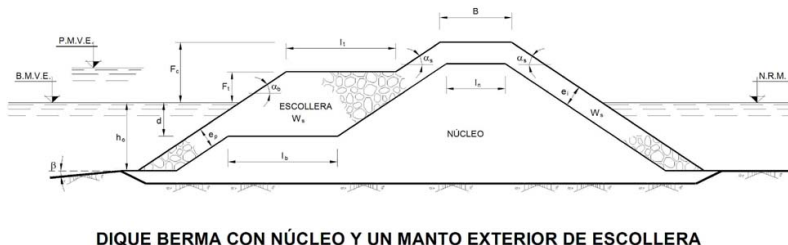


Figura 2.10: Dique berma construido y deformado (ROM 1.0-09).

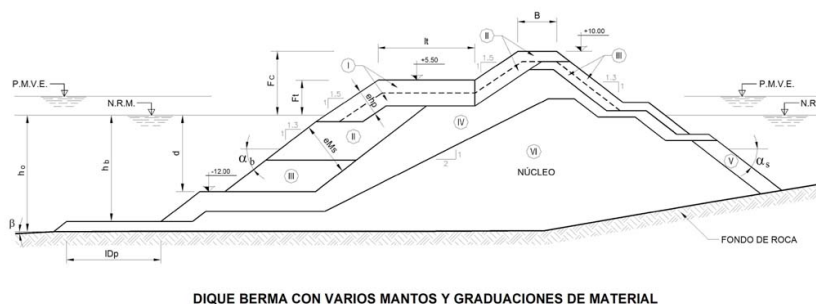


Figura 2.11: Dique berma con núcleo y mantos (ROM 1.0-09).

trabajo que el presentado para una tipología convencional: calcular la partición de energía, y los indicadores de flujo y de presiones y fuerzas. Se debe tener en cuenta que,

- la partición de energía de estas tipologías suelen tener rangos muy estrictos de trabajo, pasando de máxima disipación a máxima reflexión (módulo y fase) con pequeños cambios del periodo o la dirección del oleaje incidente o la profundidad de agua,
- las fórmulas habituales para el cálculo de los elementos de la sección, berma, mantos de protección, etc., deben adecuarse a los dominios de oscilación específicos y sus correspondientes regímenes de oscilación.

La figura 2.12 muestra un esquema del dique con paramento semicircular de Mizayaki (Takahashi, 2002).

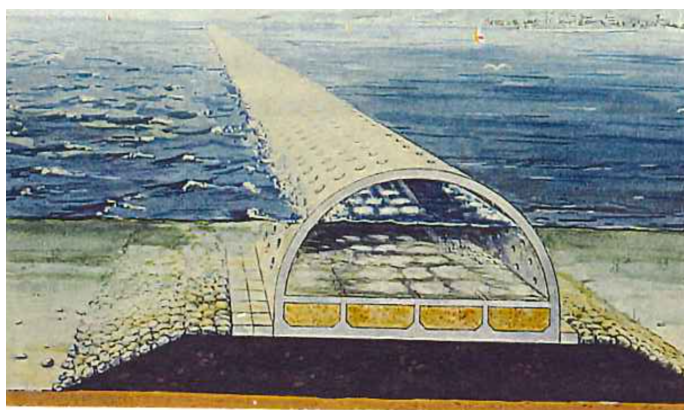


Figura 2.12: Dique de paramento semicircular (Takahashi, 2002).

Por su especificidad, en general, no se dispone de la información necesaria para determinar los regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico necesarios para el diseño y el predimensionamiento. En consecuencia, para proyectar estas tipologías es recomendable apoyarse en el laboratorio en una primera fase para determinar los elementos del diseño, partición de energía, y los flujos de agua en función de los regímenes hidrodinámicos. Seguidamente se diseña y se predimensiona cada tramo del dique en el gabinete y, se verifica en el laboratorio tanto en ensayos 2DV como en 2DH.

Diques de baja cota de coronación y sumergidos

En ocasiones, las estructuras de protección son diseñadas admitiendo la transmisión de una cierta cantidad de energía sobre la estructura, además de la que se propaga a través del medio poroso, sin afectar su función disipadora por fricción o rotura. Estas tipologías son geoméricamente similares a las descritas anteriormente pero su aplicación, está recomendada sólo para unos rangos de francobordo relativo y de anchura relativa del dique.

En general, estos diques suelen diseñarse con una sección tipo similar a la del dique en talud sin superestructura (figura 2.13), o asemejar la forma de un arrecife para provocar la rotura de las olas más altas (figura 2.14), ROM 1.0-09. En función de los objetivos, condicionantes y requisitos de proyecto se considerará lo siguiente.

- Dique en talud con baja cota de coronación (LRMB): La coronación está emergida pero próxima al nivel del mar de referencia. El comportamiento hidrodinámico cambia en función de los niveles de marea astronómica o meteorológica. La partición de la energía incidente depende de las características del oleaje, en particular del peralte y de la profundidad relativa del francobordo relativo, (F_c/H), de la anchura relativa de la coronación, (B/L) y de los materiales utilizados en su construcción, específicamente el diámetro relativo del núcleo (D/L) que influye significativamente en el régimen hidrodinámico y en consecuencia el comportamiento de la ola sobre la coronación del dique.
- Dique sumergido (SRMB): La coronación se encuentra siempre sumergida por debajo del nivel del mar de referencia y el parámetro de sumergencia relativa es ($d_c/h < 1$). La sumergencia relativa y la anchura relativa de la coronación, ($B/L < 1$) determinan, principalmente, el comportamiento de las olas (o estados e mar). Según la altura de ola relativa (H/h) puede romper antes de alcanzar el dique por la contribución de la energía reflejada, durante la propagación sobre el dique y su coronación, o a sotamar del dique. En este último caso, las olas, especialmente las largas, pueden romper hacia atrás, es decir en sentido contrario al de la propagación. Otras olas pueden peraltarse al propagarse sobre el dique pero recuperar sus características cinemáticas y dinámicas a sotamar del dique si la profundidad de agua es suficiente.

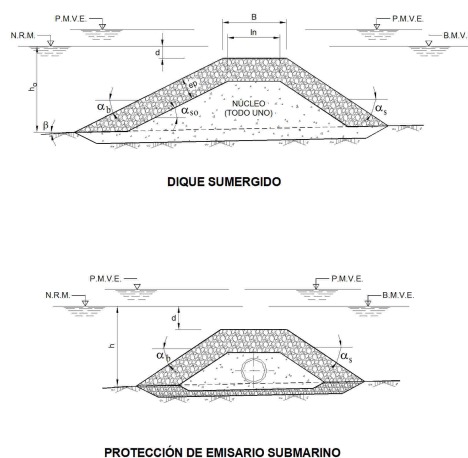
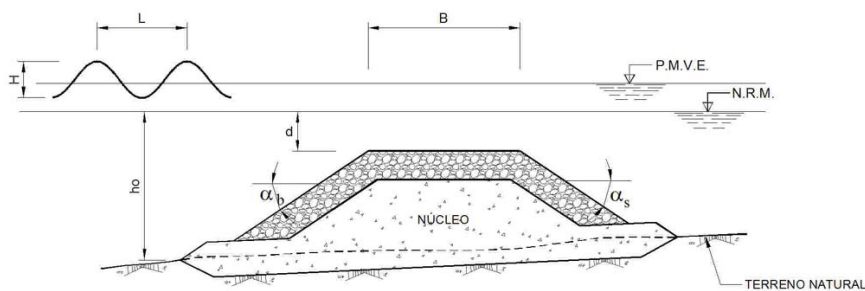


Figura 2.13: Dique sumergido en talud (ROM 1.0-09).



DIQUE ARRECIFE DE ESCOLLERA

Figura 2.14: Dique arrecife de escollera (ROM 1.0-09).

2.2.4 Idoneidad de una tipología frente a los agentes, condicionantes y requisitos de proyecto

En las Tablas 2.1 a 2.7 se presenta con carácter orientativo la idoneidad o adecuación de las diferentes tipologías de diques de abrigo frente a algunos aspectos relevantes de su diseño y dimensionamiento. En el apartado 2.2.4 de la ROM 1.0-09 se puede encontrar una información ampliada de las mismas. Para la nomenclatura utilizada véase la figura 2.2.

Agentes climáticos. Tabla 2.1

Tipología de dique	Oleaje en presencia del dique	Profundidad (m)
(RMB & RMB-CW)	Todos	$0 \leq h_* < 35 - 45$
(VB)	No rotura	$15 \leq h_* < 40 - 50$
(CB, LMB, HMB & HMCB)	No rotura	$20 \leq h_* < 60 - 80$
(SB)	Todos	$0 \leq h_* < 35 - 40$

Tabla 2.1: Tipología más adecuada en función de los agentes climáticos. h_* es una profundidad representativa del emplazamiento

Terreno y lecho. Tabla 2.2

Tipo de suelo	Tipología de dique
Roca	Todas
Granulares flojos	Algunas
Granulares duros	Todas
Cohesivos blandos o rellenos de baja calidad	Evitar Dique Vertical (VB)
Rellenos homogéneos y permeables	Todas

Tabla 2.2: Tipología más adecuada en función de las propiedades del terreno

Condicionantes morfológicos

En general, los diques de abrigo ocupan mucha superficie en planta por lo que no son adecuados en zonas con limitación de espacio o afección a los fondos marinos. Así mismo, tampoco

2.2. Tipologías de dique de abrigo para áreas portuarias | 63

son convenientes en terrenos naturales de fuerte pendiente o cuando, por la baja calidad del terreno, es necesario dragar volúmenes importantes del mismo. En general, los diques verticales requieren menor volumen de materiales de préstamo cuando la obra de abrigo deba construirse en una zona de grandes calados (>25m).

Materiales y procesos de construcción. Tabla 2.3

Tipología	Vol. Préstamo	Medios constructivos	Adaptabilidad
(RMB & RMB-CW)	Muy grande	Carga, vertido; grúa importante	Posible
(VB)	Pequeño	Fondeo cajón y vertido	Difícil
(CB, LMB, HMB & HMCB)	Grande	Carga, vertido; grúa y fondeo	Muy difícil
(SB)	Muy grande	Vertido y grúa	Posible

Tabla 2.3: Tipología más adecuada en función de los materiales y los procesos constructivos

Operatividad. Tabla 2.4

Tipología	Partición de la energía
(RMB & RMB-CW)	Disipación y reflexión
(VB)	Reflexión
(CB, LMB, HMB & HMCB)	Disipación y reflexión
(SB)	Disipación

Tabla 2.4: Tipología más adecuada en función de la operatividad

Conservación y desmantelamiento. Tabla 2.5

Tipología	Conservación	Interacción	Desmantelamiento
(RMB & RMB-CW)	Factible	Alta	Complicado
(VB)	Compleja	Baja	Sencillo
(CB, LMB, HMB & HMCB)	Compleja	Baja/Media	Complicado
(SB)	Sencilla	Alta	Complicado

Tabla 2.5: Tipología más adecuada en función de la conservación y el desmantelamiento

Estrategias de reparación y resiliencia. Tabla 2.6

Tipología	Reparación	Resiliencia
(RMB & RMB-CW)	Lenta, cara	Alta
(VB)	Rápida, cara	Muy baja
(CB, LMB, HMB & HMCB)	Lenta, cara	Baja o media
(SB)	Lenta	Muy alta

Tabla 2.6: Tipología más adecuada en función de la estrategia de reparación

Tipología	Vol. Materiales	Inter. entorno	Oxígena. y nichos ecol.
(RMB & RMB-CW)	grande	Significativa	Alta, diversos
(VB)	pequeño	Significativa	Baja, alguno
(CB, LMB, HMB & HMCB)	grande	Significativa	Alta, diversos
(SB)	máximo	Significativa	Alta, diversos

Tabla 2.7: Tipología más adecuada en función de los requerimientos ambientales

Requerimientos ambientales. Tabla 2.7

2.3 Factores de proyecto y descriptores adimensionales

2.3.1 Ordenación de los factores de proyecto

El comportamiento hidráulico, estructural y geotécnico del dique se puede describir mediante monomios adimensionales que relacionan las características del emplazamiento, los agentes climáticos y del terreno y la tipología del dique y sus tramos, (ROM 1.0 apartado 2.3.1). Con carácter general, los monomios describen procesos a escala de estado.

Se recomienda organizar los factores de proyecto en las siguientes categorías:

- χ_1 planta y traza del dique
- χ_2 tramo
- χ_3 tipología
- χ_4 agentes climáticos y terreno
- χ_5 acciones, respuestas e indicadores para el predimensionamiento
- χ_6 indicadores de avería y pérdida de operatividad

Traza y tramo, χ_1 y χ_2

Algunas de las variables geométricas que definen cada uno de los tramos son:

- Θ_{emp} : Características del emplazamiento
- Y_l : Distancia a la traza del dique en cada tramo, que define el inicio del campo lejano
- Y_s : Distancia del pie del dique a la traza del dique en cada tramo, que define el inicio del campo cercano
- Γ_{tr} : Ángulo relativo entre el eje de la traza (y de los tramos) y la batimetría
- Γ_H : Ángulo relativo entre el eje de la traza (y de los tramos) y el ángulo de incidencia del oleaje
- Θ_{tr} : Tipología del tramo
- r_{tr} : Radio de curvatura del tramo

- L_{tr} : Longitud del tramo

Tipología, χ_3

Algunas de las variables geométricas que definen una tipología arbitraria se listan a continuación. Las figuras 2.15, 2.16 y 2.17 muestran las variables principales en los diques vertical, mixto y en talud.

- Θ_p : Tipología de la sección
- B_{FC} : Anchura del cajón o la superestructura asociada a la cota de francobordo
- B_{FM} : Anchura de la base del cajón o la superestructura
- D_P : Diámetro representativo del manto de protección o principal (W_P : Peso del material)
- D_{S_i} : Diámetro representativo de los mantos secundarios (W_{S_i} : Peso del material)
- D_t : Diámetro representativo de la berma de pie (W_t : Peso del material)
- D_n : Diámetro representativo del núcleo o la cimentación (W_n : Peso del material)
- D_{sot} : Diámetro representativo del manto de sotamar (W_{sot} : Peso del material)
- F_C : Francobordo
- F_{EE} : Cota de enrase del espaldón
- F_{EM} : Cota de enrase del muelle
- F_{BP} : Altura de la berma superior del manto de protección o del manto principal
- F_{BS} : Altura de la berma superior del manto secundario
- B_{BP} : Anchura de la berma superior del manto de protección o del manto principal
- B_{BS} : Anchura de la berma superior del manto secundario
- α_T : Pendiente del talud a barlomar
- $\alpha_{T,eq}$: Pendiente equivalente del talud y la berma de pie a barlomar
- β_T : Pendiente del talud a sotamar
- A_{eq} : Área de material poroso por debajo del nivel del mar de referencia
- h_t : Profundidad de la berma de pie
- e_t : Espesor de la berma de pie
- b_t : Anchura de la berma de pie
- h_s : Profundidad del manto secundario de la berma de pie
- e_s : Espesor del manto secundario de la berma de pie

66 | Capítulo 2. Tipologías de dique, modos de fallo y de parada

- b_s^+ : Anchura del manto secundario de la berma de pie del lado de barlomar
- b_s^- : Anchura del manto secundario de la berma de pie del lado de sotamar
- h_n : Profundidad de la cimentación
- e_n : Espesor de la cimentación
- b_n^+ : Anchura del núcleo del lado de barlomar
- b_n^- : Anchura del núcleo del lado de sotamar
- $A_{eq,t}$: Área de material poroso de la berma de pie por debajo del nivel del mar de referencia
- l_{pr} : Longitud de la protección del lecho
- D_{50pr} : Tamaño del material de la protección (W_{pr} : Peso del material)
- e_{pr} : Espesor de la banqueta de protección
- e_c : Espesor del cajeo
- Ω_{mp} : Tipo de elemento de protección.
- α_T , β_{SB} y γ_{SB} : Pendientes de los tres polígonos a barlomar en Dique Tipo E
- h_s : Profundidad del polígono central en Dique Tipo E
- d_s : Anchura del polígono central en Dique Tipo E

Elemento de protección, Ω_{mp}

Ω_{mp} , además del tipo de elemento para la protección de la sección, la berma, el espaldón, etc, debe de incluir información sobre,

- factor de forma, k_Δ
- propiedades del material, peso específico γ_{mp}
- e , espesor de la capa y n_c , número de capas en el manto
- N_A , número de elementos en planta dentro de un área A considerada
- n_s , porosidad y K_h permeabilidad hidráulica del manto
- disposición y colocación en el manto

Nota

Los descriptores que se refieren a variables medidas en vertical respecto a la superficie libre se refieren a la cota cero del puerto (h_0). Las medidas horizontales relativas se refieren al eje de la traza del dique. La posición de los ejes de coordenadas puede verse en la figura 1.4.

2.3. Factores de proyecto y descriptores adimensionales | 67

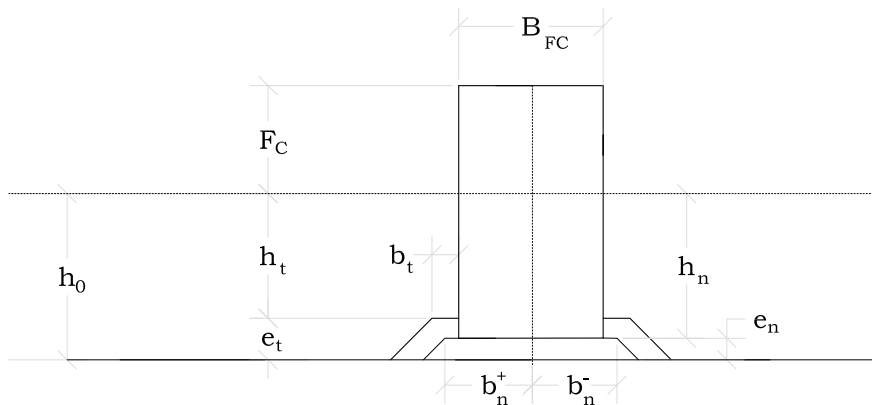


Figura 2.15: Variables geométricas principales en un dique vertical.

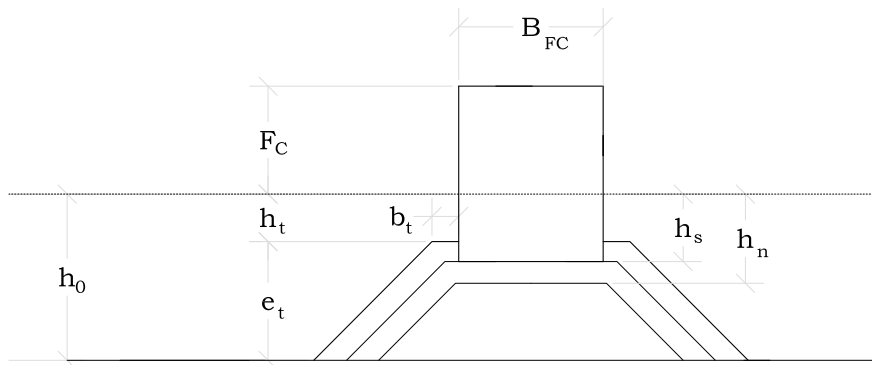


Figura 2.16: Variables geométricas principales en un dique mixto.

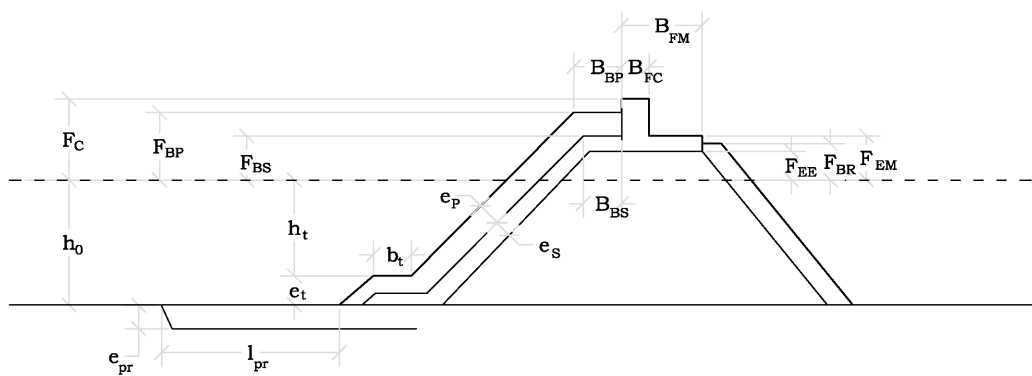


Figura 2.17: Variables geométricas principales en un dique en talud.

Agentes climáticos y del terreno, χ_4 *Agentes climáticos en el emplazamiento*

Por la finalidad del dique de abrigo, los siguientes descriptores de estado son relevantes en la identificación de los regímenes de diseño y emplazamiento frente a los agentes climáticos, secciones 3.1 y 3.3, ROM 1.0-09:

- h_0 : Profundidad correspondiente al Cero del Puerto o BMVE
- h : Profundidad, incluyendo la marea astronómica y meteorológica y otras ondas largas
- β : Pendiente del terreno frente al dique
- $H_{I_{rms}}$: Altura de ola media cuadrática incidente
- T_z : Periodo medio del oleaje
- θ : Dirección de incidencia del oleaje con respecto al Norte geográfico
- D_{te} : Duración del estado meteorológico
- Función de densidad espectral, espectro Jonswap o similar

Descriptores del lecho y del terreno en el emplazamiento

Se identificarán los fondos de roca y los suelos cohesivos blandos en función de la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad. En los suelos granulares no cohesivos se identificará su resistencia a la erosión superficial (por ejemplo mediante el parámetro de Shields) y a la licuefacción.

Los siguientes descriptores de estado y monomios adimensionales describen y acotan la adecuación del suelo marino para soportar los esfuerzos transmitidos por el dique y las oscilaciones del mar y la capacidad de las partículas de fondo para permanecer en él (ROM 0.5-05),

- $\Theta_{terreno}$: Naturaleza del terreno: roca, suelos granulares o suelos cohesivos blandos
- τ_r : Resistencia al corte
- c_t : Cohesión
- Φ : Ángulo de rozamiento interno
- c_{mp} : Compresibilidad
- $\Delta_{terreno}$: Peso específico relativo

Se define la compresibilidad del terreno como la capacidad de deformarse variando su volumen al aplicar cargas de compresión en su superficie, y la resistencia al esfuerzo cortante como la capacidad del suelo de resistirse al deslizamiento relativo entre partículas adyacentes cuando es sometido a un esfuerzo de corte.

Acciones y respuestas e indicadores para el predimensionamiento, χ_5

De la tipología frente al oleaje incidente

- Conservación de masa:
 - R_u, R_d : Flujos de remonte y descenso
 - q : Volumen y caudal de rebase
- Conservación de cantidad de movimiento:

2.3. Factores de proyecto y descriptores adimensionales | 69

- p_i : Presiones impulsivas
- F_i : Fuerzas
- Conservación de cantidad de movimiento:
 $\mathfrak{F}_I, \mathfrak{F}_R, \mathfrak{F}_T, \mathfrak{D}'_*$: Flujos de energía (incidente, reflejado, transmitido, disipado)

De los mantos, materiales granulares y lecho

- $D_P, D_S, D_t, D_n, \phi_D$: Diámetro de las piezas del manto principal, mantos secundarios, berma de pie y núcleo, factor granulométrico representativo del suelo granular

Del terreno y la cimentación

- ángulo de rozamiento interno
- cohesión

Indicadores de la avería y de pérdida de operatividad, χ_6 *Mantos y capas de elementos granulares y lecho*

- N_{od} : Número de elementos desplazados, $W > 100$ kg
- A_e : Profundidad máxima de la superficie (volumen) de la avería, $W < 100$ kg
- Comportamiento mecánico de los elementos
- Evolución de la avería y resiliencia del manto o capa y tramo

Espaldón, piezas artificiales y otros sólidos rígidos

- los seis grados de libertad del sólido rígido
- dimensiones de grieta y de pérdida de volumen en el espaldón
- comportamiento estructural de la pieza
- evolución del fallo y resiliencia del manto y del tramo

2.3.2 Descriptores adimensionales**De la traza y los tramos, χ_1 y χ_2 , y su interacción con el oleaje, χ_4**

- Y_l/L_z : Distancia relativa al inicio del campo lejano
- Y_s/L_z : Distancia relativa al inicio del campo cercano
- Γ_{tr}, Γ_H : Ángulo relativo entre el eje de la traza (y de los tramos) y la batimetría, y entre el eje de la traza (y de los tramos) y el ángulo de incidencia del oleaje
- Θ_{tr} : Tipología del tramo
- r_{tr}/L_z : Radio relativo de curvatura del tramo
- L_{tr}/L_z : Longitud relativa del tramo

De la tipología, χ_3 y su interacción con el oleaje, χ_4

- Θ_p : Tipología de la sección
- B_b/L_z : anchura relativa pie de dique a pie de espaldón lado barlomar
- B_s/L_z : anchura relativa de pie de espaldón a pie de dique lado de sotomar
- B_{FC}/L : Anchura relativa del cajón, (Parámetro de dispersión 1D)
- h_t/h_0 : profundidad relativa de cimentación del cajón
- $F_C/H_{I_{rms}}$: Francobordo relativo
- A_{eq}/L^2 : Área relativa de material poroso por debajo del nivel del mar de referencia, (Parámetro de dispersión 2D)
- $D_P/H_{I_{rms}}$: Diámetro relativo del elemento del manto principal
- $D_t/H_{I_{rms}}$: Diámetro relativo de la berma de pie
- D_S/D_P : Diámetro relativo de los elementos de los mantos secundarios
- e_{s_i}/D_{s_i} : Espesor relativo de un manto genérico
- D_n/L_z : Diámetro relativo del núcleo
- e_n/h_0 : Profundidad relativa de la cimentación
- b_t/h_0 : Anchura relativa de la berma de pie o superior
- e_t/h_0 : Altura relativa de la berma de pie
- $A_{eq,t}/L_z^2$: Área relativa de la berma de protección
- α_T : Pendiente de la berma o talud a barlomar
- α_{Te} : Pendiente equivalente en diques mixtos
- $Ir = \tan \alpha_T / \sqrt{H/L_z}$: Número de Iribarren
- $Ir = \tan \alpha_{T,eq} / \sqrt{H/L_z}$: Número de Iribarren equivalente
- $Ir^* = (A_{eq}/L_z^2) / \sqrt{H/L}$: Número de Iribarren modificado
- R_{eD} : Número de Reynolds de grano
- τ_c : Parámetro de Shields

De la interacción del oleaje y el emplazamiento, χ_4

Algunos de los monomios adimensionales que describen las características del oleaje y del nivel del mar en el emplazamiento son,

- h/L_z : Profundidad relativa (L_z es la longitud de onda)
- $H_{I_{rms}}/L_z$: Peralte del tren incidente
- $H_{I_{rms}}/h$: Altura de ola incidente relativa
- Γ_H : Ángulo relativo entre el frente del oleaje y el eje del tramo
- D_{te}/T_z : Duración relativa del estado meteorológico o número medio de olas

De las acciones y respuestas, χ_5 , y su interacción con el oleaje, χ_4

- $Ru/H_{I_{rms}}$: Remonte relativo
- $Rd/H_{I_{rms}}$: Descenso relativo
- $\frac{q}{\sqrt{gH_{I_{rms}}^3}}$: Caudal de rebase relativo
- $\frac{P_i}{\rho g H_{I_{rms}}}$: Presión relativa
- $\frac{F_i}{\rho g H_{I_{rms}}^2}$: Fuerza relativa
- K_R : Coeficiente de reflexión
- K_T : Coeficiente de transmisión
- D_* : Coeficiente de disipación

De la avería, χ_6

- S/H : Profundidad erosionada del lecho relativa frente al dique
- A_e/D^2 : Área relativa erosionada relativa de un manto granular
- N_S : Número de Estabilidad

2.4 Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico

El diseño y dimensionamiento del dique de abrigo se apoya en la identificación de los diferentes regímenes de comportamiento en un emplazamiento específico. Éstos definen el espacio de sucesos en el que debe diseñarse la infraestructura mediante la evaluación de la transformación de la dinámica marina, especialmente del oleaje, y del comportamiento del terreno por la presencia del dique y sus tramos, análisis 2DH y 2DV. A partir de ellos se determinan los dominios de trabajo y de oscilación en el campo cercano, los diferentes tramos del dique y el área portuaria.

Se determinan para un conjunto de estados meteorológicos que sean representativos de las condiciones de trabajo operativas normales y de las condiciones de trabajo extremas en la vida

útil de la infraestructura. Se caracterizan mediante monomios adimensionales específicos que delimitan su rango de presentación y su variabilidad.

De forma específica los regímenes son una ayuda en el diseño y el predimensionamiento para,

- discretizar y seleccionar valores representativos de los estados, los ciclos de sollicitación y de calma y las condiciones de trabajo del proyecto (operativas normales y extremas),
- trazar el dique,
- seleccionar, entre las idóneas, la tipología de cada tramo en función de los condicionantes de proyecto y los requisitos de seguridad y operatividad,
- analizar y comparar las formulaciones, sus hipótesis y simplificaciones, y seleccionar las más adecuadas para dimensionar el tramo,
- elaborar las ecuaciones de verificación en función del método Nivel I, II o III.

Los regímenes también proporcionan información de la evolución temporal del comportamiento de la planta y las secciones del dique, por ejemplo cuando se modifica el emplazamiento o el área portuaria o se produce una avería en el dique. Estos cambios se reflejan en el comportamiento del dique y su entorno, en los valores de los monomios adimensionales y, en su caso, en la estructura de las fórmulas aplicadas en el predimensionamiento.

Nota

La evolución temporal del comportamiento de la planta y las secciones del dique está relacionada con cambios en la batimetría y la naturaleza del lecho por las modificaciones del sistema circulatorio litoral. Éstas y sus consecuencias deben estar previstas en el proyecto de construcción. Otros cambios incluyen las obras ejecutadas con posterioridad a la entrada en funcionamiento del dique, por ejemplo, dragar el canal de navegación a una profundidad mayor que la de proyecto, construir un atraque a sotamar del dique, o modificar la planta del dique o de uno de sus tramos. Para su ejecución es imprescindible evaluar los cambios en el comportamiento del dique y sus consecuencias en sus fines y requisitos de seguridad y operatividad. Finalmente, en esta ROM son relevantes los cambios geométricos o estructurales debidos al inicio y la evolución de las averías, (o cambios en la operatividad). Si se diseña y dimensiona la evolución de avería, el proyecto debe incluir la evaluación de los regímenes oscilatorios del dique y sus tramos en estas circunstancias tal y como se recoge en el Articulado.

2.4.1 Regímenes hidrodinámicos

En la figura 2.18 se muestra el esquema general de trabajo basado en los regímenes y dominios de comportamiento que describen los procesos de transformación de la dinámica marina, principalmente el oleaje, en los siguientes ámbitos espaciales,

2.4. Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico | 73

- Regímenes en el campo lejano y en el campo cercano, análisis 2DH
- Regímenes en el tramo, análisis 2DV
- Regímenes de interacción en presencia de la obra, análisis 2DH y 2DV

A partir de ellos se determinan los regímenes morfodinámicos en la unidad fisiográfica y de las masa de agua y su calidad en el emplazamiento y en el área portuaria.

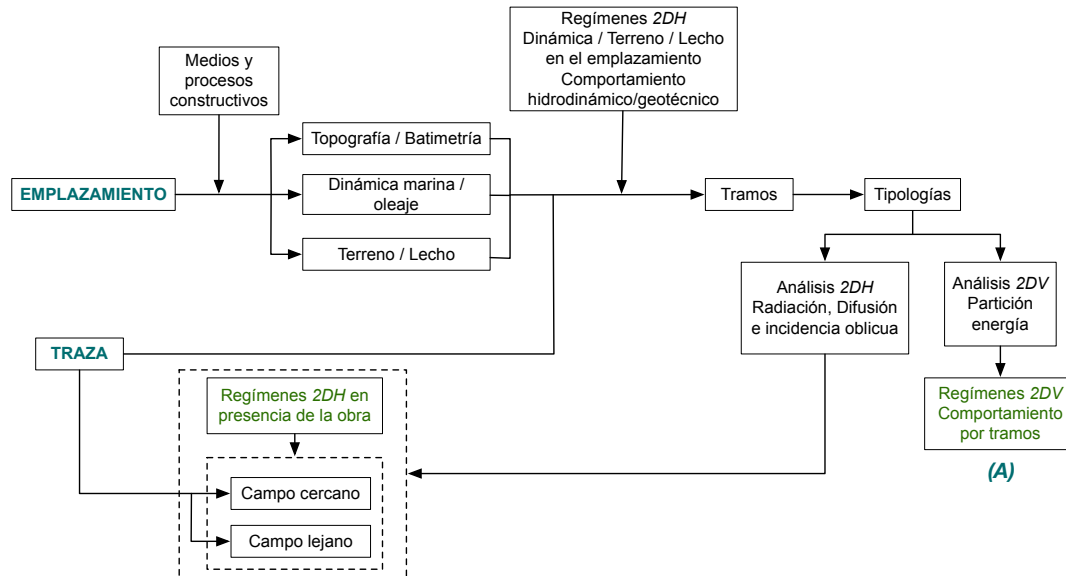


Figura 2.18: Regímenes 2DH y 2DV en el emplazamiento y la traza.

Estos regímenes dependen de la incidencia del oleaje con respecto a la batimetría y traza del dique, así como de la configuración del dique y sus tramos. Esta dependencia se manifiesta por una variabilidad espacial de los dominios de comportamiento (oscilación) en el emplazamiento tal y como se detalla más adelante.

Descriptorios adimensionales de los regímenes para el diseño del dique

Los descriptorios adimensionales representativos de los regímenes y los dominios de comportamiento del dique se resumen a continuación,

- Y_l/L_z : Distancia relativa al inicio del campo lejano
- Y_s/L_z : Distancia relativa al inicio del campo cercano
- Θ_{tr} : Tipología del tramo
- r_{tr}/L_z : radio relativo de curvatura del tramo
- $L_t r/L_z$: longitud relativa del tramo
- $H_{I_{rms}}/L_z$: Peralte del tren incidente

- θ_* : ángulo de incidencia del oleaje con respecto bien al N, a la batimetría o a la traza del dique
- h/L_z : Profundidad relativa
- Θ_p : Tipología de la sección
- D/L_z : Tamaño relativo del material granular
- A_{eq}/L_z^2 : Parámetro de dispersión 2D
- $Ir = \tan \alpha_T / \sqrt{H/L_z}$: Número de Iribarren
- $Ir = \tan \alpha_{T,eq} / \sqrt{H/L_z}$: Número de Iribarren equivalente
- $Ir^* = (A_{eq}/L_z^2) / \sqrt{H/L}$: Número de Iribarren modificado
- R_e : Número de Reynolds
- R_{eD} : Número de Reynolds de grano
- τ_c : Parámetro de Shields

2.4.2 Regímenes en los campos lejano y cercano, análisis 2DH

Determinan el flujo de energía del oleaje en la plataforma continental exterior, plataforma continental interior y zona de rompientes en ausencia del dique. Estos regímenes conjuntamente con los regímenes de comportamiento del terreno facilitan el diseño de la traza y la ubicación de los diferentes tramos del dique, la identificación del campo cercano del dique y la delimitación del área portuaria y su canal de acceso.

El comportamiento del oleaje en la zona de rompientes y la naturaleza del lecho determina el sistema circulatorio, el balance de sedimentos, la morfología litoral y delimita las masas de agua y su calidad.

Para la determinación de los regímenes de transformación del oleaje en presencia del dique es necesario recurrir a modelos numéricos, ver ROM 1.0 capítulo 3 y Anejo específico en estas Recomendaciones, ROM 1.1. Dependiendo de los procesos de transformación del oleaje, de las condiciones de contorno y del alcance del proyecto se seleccionará el más adecuado tal y como se indica en la ROM citada, específicamente cuando la reflexión, difracción, radiación del oleaje son los procesos de transformación del oleaje más relevantes.

Los monomios adimensionales que caracterizan los regímenes hidrodinámicos en el emplazamiento son la profundidad relativa, h_0/L_z el peralte del oleaje, H_{m0}/L_z y la dirección de propagación, θ_* . Adicionalmente se pueden añadir otros monomios tal y como se recoge en el capítulo 3 de la ROM 1.0 y en el Anejo de caracterización del oleaje. En algunos casos será necesario incluir algún monomio adimensional que cuantifique el carácter no lineal del oleaje, por ejemplo el número de Ursell U_R e identificar y diferenciar los estados de oleaje de crestas largas y de crestas cortas.

Nota

El análisis de la transformación del oleaje cuando se propaga por una plataforma de pendiente suave y con cualquier tipo de fondo (roca, granular o cohesivo) y en ausencia de corriente se fundamenta en la conservación de la energía del oleaje incidente (cantidad promediada en la fase), bajo los siguientes supuestos de conservación en un volumen de control: se conserva el número de olas, (es decir, el periodo no cambia), y se conserva la energía, (conocida por hipótesis de Rayleigh), no hay reflexión ni difracción de energía, ni hay disipación en las interfases (lecho y superficie). Los efectos del fondo se concretan en la variación gradual de la celeridad, (de la longitud de onda), que se manifiesta por el cambio gradual de la dirección de propagación y del peralte de la ola. Eventualmente, cuando el peralte de la ola, H/L , o la altura de ola relativa, H/h , supera un cierto umbral, la ola rompe.

2.4.3 Regímenes en el tramo: análisis 2DV

Determinan la transformación de la energía incidente en una sección de un tramo de dique, (figura 2.19). Dependiendo de su tipología y dimensiones geométricas y de las características del oleaje, los regímenes en el tramo cuantifican el flujo de energía reflejado, el flujo de energía transmitido a través de la sección incluido el terreno sobre el que se apoya y la energía disipada en la sección. Dependiendo del flujo que domine en el proceso de transformación (partición) de la energía incidente se pueden definir los siguientes dominios de trabajo y de oscilación,

- reflejante, dominio de la reflexión y oscilación cuasi-estacionaria
- disipador/absorbente, dominio de la rotura y flujo cuasi-libre de retorno
- mixto o de transición, dominio compartido y oscilación parcialmente estacionaria

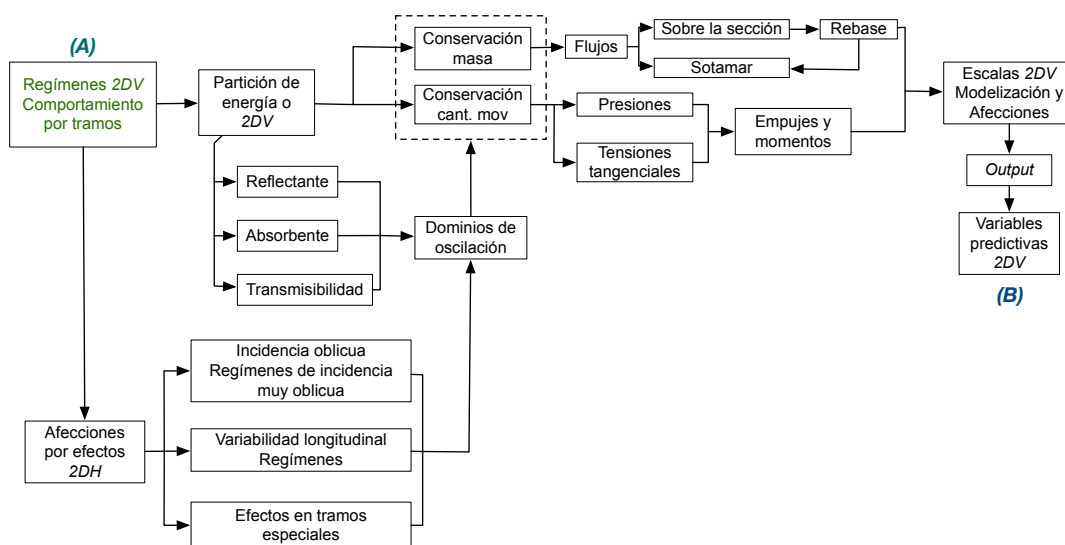


Figura 2.19: Regímenes 2DV. Comportamiento por tramos y dominios de oscilación.

El resultado de la partición de la energía incidente en el tramo son los coeficientes (módulo y fase) de reflexión y transmisión y la tasa de energía disipada por flujo de energía incidente por la presencia del dique. Dependiendo del estado meteorológico incidente cualquier tipología (con la excepción del dique vertical impermeable) puede comportarse como reflejante, disipador/absorbente o mixto.

Los monomios adimensionales que caracterizan los dominios de trabajo y oscilatorios en la sección dependen de las características del oleaje a pie de dique y de su interacción con la tipología, en particular, entre otros los siguientes,

- Θ_p : Tipología de la sección
- D/L_z : Tamaño relativo del material granular
- A_{eq}/L_z^2 : Parámetro de dispersión 2D
- $Ir^* = (A_{eq}/L_z^2)/\sqrt{H/L}$: Número de Iribarren modificado
- B_b/L_z : anchura relativa del frente de barlomar del dique
- R_e : Número de Reynolds

A_{eq}/L_z^2 y D/L_z determinan el régimen hidráulico, (ecuación de Forchheimer) en el interior de la sección que, en general, es turbulento y la magnitud de la disipación en su interior, factores esenciales en la partición de la energía y en la magnitud y la fase de la reflexión. El número de Iribarren modificado, Ir^* determina el dominio oscilatorio de la sección y la anchura relativa del lado de barlomar, B_b/L_z , fija en que fase evolutiva de la ola alcanza la pared del espaldón que, en general, es vertical e impermeable. En otro caso será necesario incluir nuevos monomios que caractericen su interacción con el oleaje.

La partición determina los regímenes hidrodinámicos en el frente, sobre y a través de la sección (figura 2.20), y especifica las condiciones que deben soportar cada una de sus partes, subsistemas y elementos de la sección, en particular,

- las características del flujo sobre la sección: remonte, descenso y rebase
- las presiones, subpresiones y fuerzas sobre elementos y superestructuras,
- el estado tensional y la deformabilidad de la cimentación y el terreno,
- la dinámica del lecho en el frente del dique
- la calidad del agua y la oxigenación en el campo cercano y en el interior de la sección

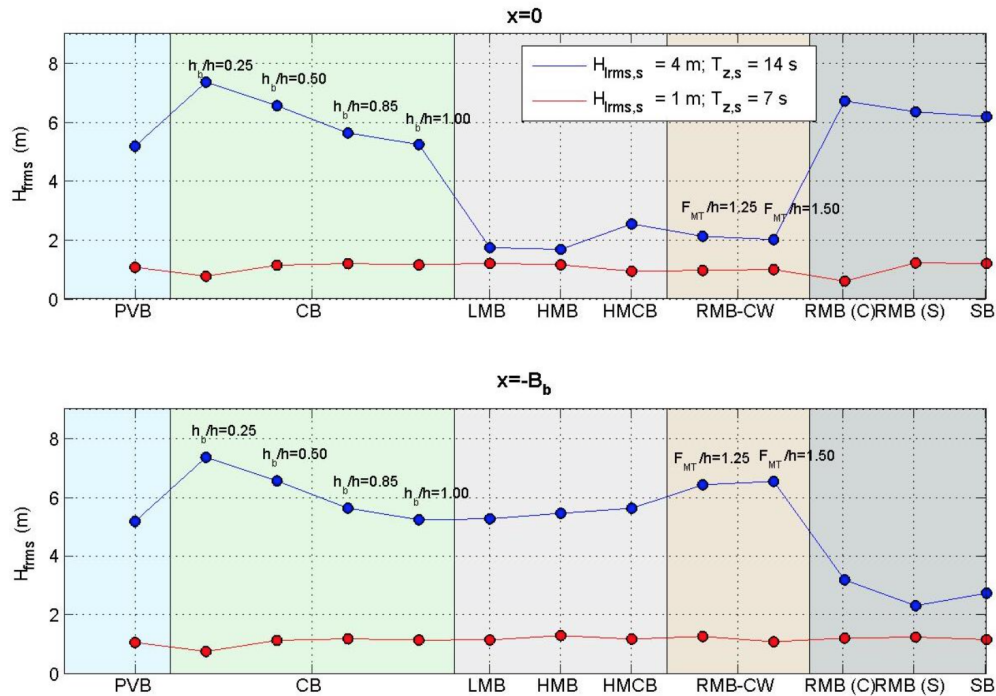


Figura 2.20: Altura de ola media cuadrática frente al dique para dos estados de mar y dos localizaciones: $x=0$ (panel superior) y $x=-B_b$ (panel inferior), para varias tipologías de dique (Fuente: Vílchez y col., 2016b)

Remonte, retroceso y rebase

La magnitud del remonte, (R_u , run-up), retroceso, (R_d , run-down) y, en su caso, del rebase por la coronación, (v_r , volumen o q_r , caudal) dependen del dominio de trabajo y oscilatorio en el que se producen, es decir de la interacción de los agentes climáticos y la traza y tipología del dique.

Para diques de abrigo poco rebasables, además de los monomios indicados anteriormente que determinan el dominio oscilatorio en la pared, se debe incluir el francobordo relativo, F_c/H_{rms} que especifica el umbral geométrico de vertido.

En función del dominio oscilatorio en la sección y del francobordo relativo es posible identificar, al menos tres dominios de rebase en función de la oscilación en la pared (figura 2.21),

- rebase por vertido asociado al dominio estacionario,
- rebase por paso de ola asociado al dominio progresivo,
- rebase por vertido-paso de ola asociado al dominio parcialmente estacionario

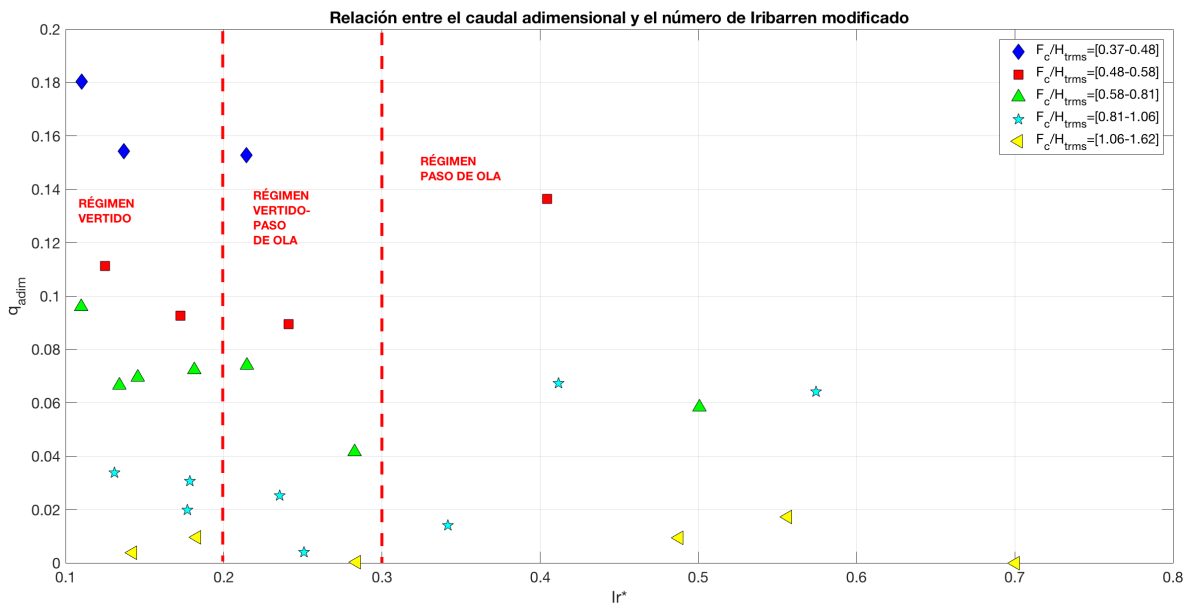


Figura 2.21: Dominios de rebase en función de Ir^* y F_c/H_{trms} .

En el primer caso, si la fase es cero o π , el flujo en la pared es esencialmente vertical y el rebase se produce por pérdida de apoyo lateral, derrame; la velocidad del derrame depende de la diferencia entre la altura de la oscilación y el francobordo, $\sqrt{g * (A_* - F_c)}$, donde A_* es una altura representativa del centro de masa de la ola por encima del francobordo.

En el caso progresivo, la cresta de la ola se propaga por encima de la coronación y el rebase es similar a un vertido sobre pared delgada, el módulo del coeficiente de reflexión es pequeño y la velocidad de paso de la lámina de agua es del orden de la celeridad de la ola, $\sqrt{g * H_t}$, donde H_t es la altura de ola total en el pie de la pared.

En el último caso, el régimen de rebase está gobernado por el dominio oscilatorio preponderante, en particular por el módulo y la fase de la reflexión en la pared. El dominio oscilatorio en la pared depende de su localización en la sección, definido por el monomio, B_b/L_z .

Comentario

La magnitud del rebase depende de la ubicación de la pared en la sección, del dominio oscilatorio en ella y del francobordo relativo. Esta dependencia se puede identificar analizando la relación entre las componentes de la velocidad de la ola en las proximidades de la pared.

La figura 2.79 muestra el cociente entre la velocidad horizontal y vertical frente al desfase entre la onda incidente y la reflejada en las proximidades de la pared de un dique mixto. Se pueden observar dos intervalos de la fase en los que la velocidad horizontal predomina sobre la vertical cuando la fase se encuentra en el intervalo, $\pi/4 < \Phi_R < \pi/2$, mientras que en el intervalo $0 < \Phi_R < \pi/2$ y, posiblemente en su equivalente, $(3/4) * \pi < \Phi_R < \pi$ domina la velocidad vertical. Por otra parte, la velocidad horizontal crece en relación a la velocidad vertical conforme disminuye el francobordo relativo. Cuando éste es pequeño su importancia en el flujo de agua sobre la pared es similar a la del dominio oscilatorio en ella

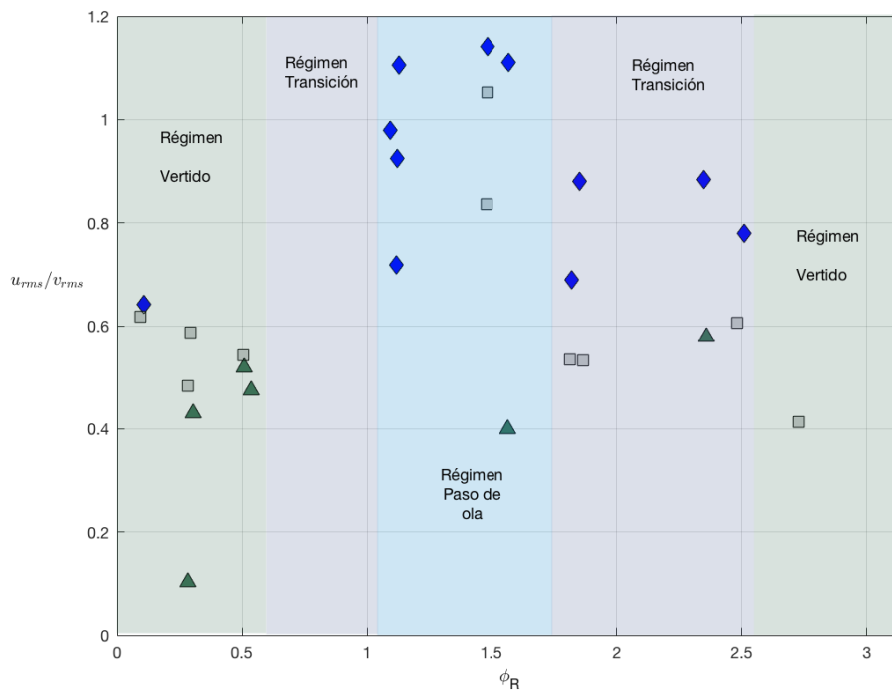


Figura 2.22: Regímenes de vertido y de paso de ola en un dique mixto con berma de protección, dividido en rangos de Fc/H_{trms} : 0,39 – 0,71 \diamond ; 0,71 – 1,03 \square ; 1,03 – 1,66 \triangle .

Regímenes de presiones, subpresiones y fuerzas

El régimen de fuerzas sobre los elementos (incluyendo las fuerzas de arrastre, inercia y sustentación) depende de la velocidad y de la aceleración de las partículas y de la distribución

de las presiones que están gobernadas por el dominio oscilatorio y la evolución de la ola en la sección (figura 2.23).

Análogamente, el régimen de fuerzas horizontales y verticales sobre la superestructura o el espaldón depende de la forma y la magnitud con la que la ola alcanza la pared, que depende de su transformación sobre la sección, y de la ubicación y geometría de aquellos (figuras 2.24 y 2.25). En consecuencia, el régimen de fuerzas y su carácter impulsivo o de reflexión se determina en función del número de Iribarren modificado, Ir^* y la anchura relativa del lado de barloomar, B_b/L_z .

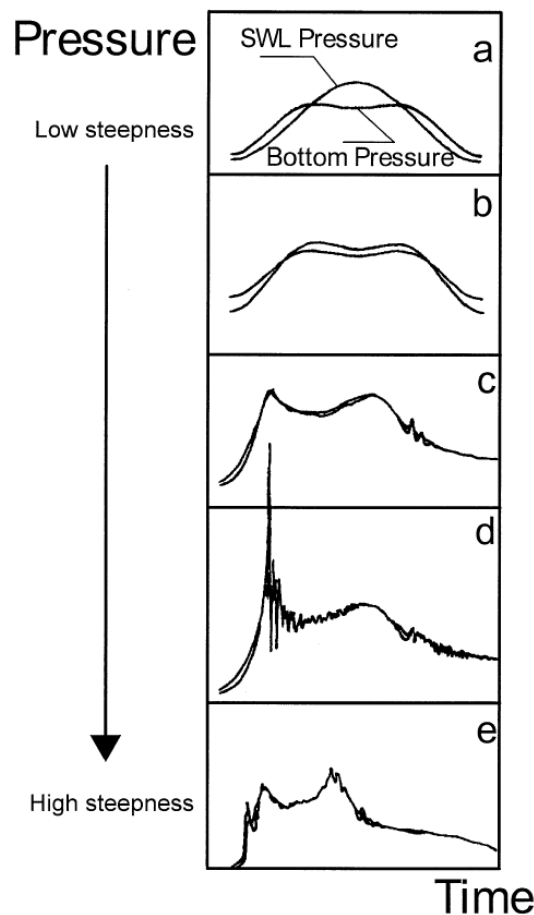


Figura 2.23: Evolución temporal de la distribución de presiones del oleaje en un dique vertical. Fuente: Martin y col., 1999.

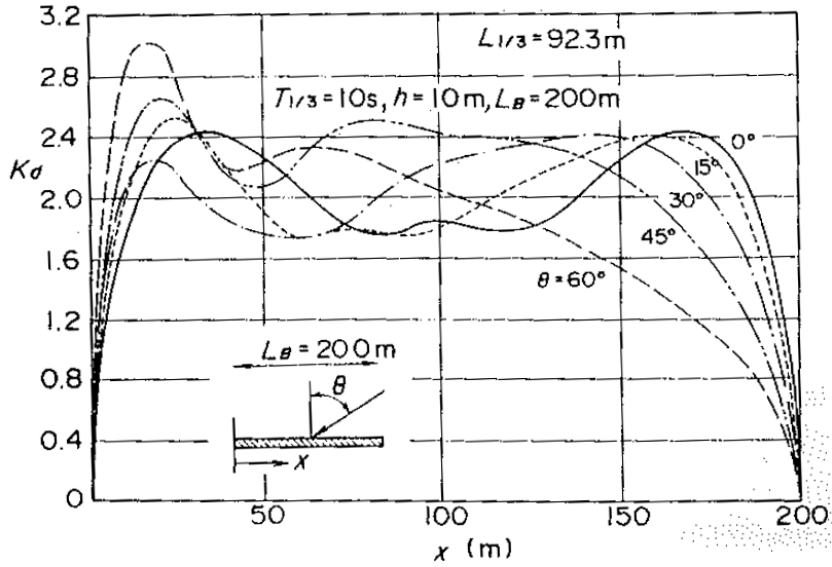


Figura 2.24: Distribución de alturas de ola a lo largo de un dique aislado. Fuente: Takahashi, 1996.

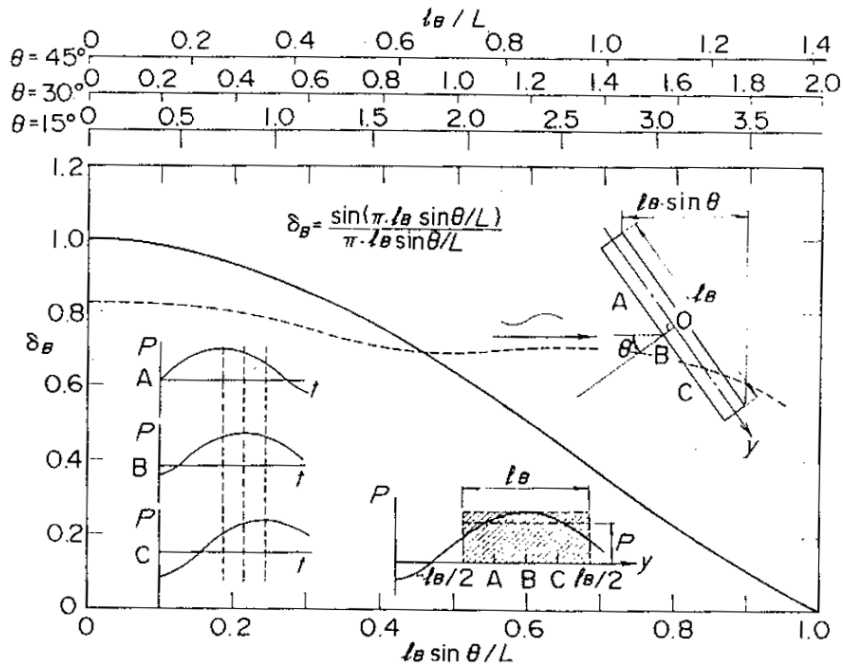


Figura 2.25: Régimen de fuerzas promediado sobre un cajón. Fuente: Takahashi, 1996.

El régimen de impactos (o de fuerzas impulsivas) sólo es relevante cuando la ola alcanza la pared con un frente casi plano, ligeramente inclinado y desliza sobre ella; en este caso no hay aire atrapado y los dos picos de presión impacto y de reflexión pueden ser relevantes para la estabilidad de la superestructura. Esta situación es más probable que ocurra en el dominio oscilatorio mixto o de transición. Las olas que alcanzan la pared atrapando aire o ya rotas

producen, en general, fuerzas horizontales menores aunque pueden oscilar (figura 2.26). En estas condiciones es relevante comprobar que las frecuencia de oscilación no se acoplan con alguna de las frecuencias propias de la estructura. Considerando esta especificidad, es posible diseñar y dimensionar secciones que eviten la ocurrencia de fuerzas de impacto (figura 2.27) a costa de cambiar el dominio del rebase. La incidencia oblicua reduce significativamente la probabilidad de su ocurrencia.

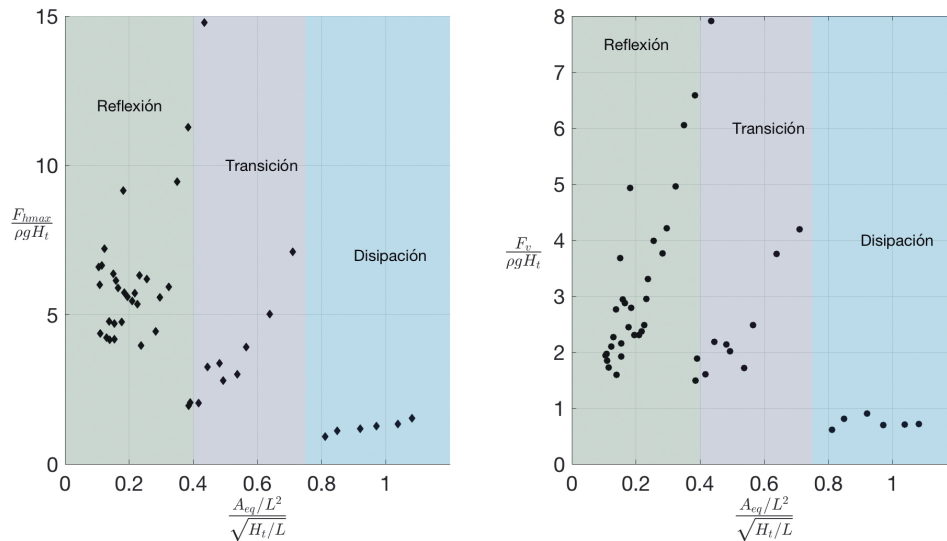


Figura 2.26: Régimen de impactos frente a Ir^* .

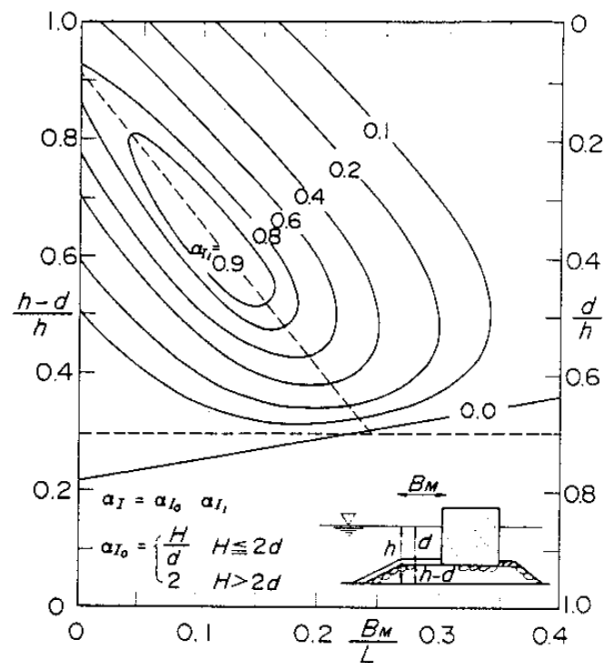


Figura 2.27: Diagrama para el cálculo del coeficiente de presiones impulsivas. Fuente: Takahashi (1996).

2.4.4 Regímenes hidrodinámicos por la interacción 2DH - 2DV

El régimen hidrodinámico en el campo cercano e interior del área portuaria en presencia del dique depende de su interacción en planta, (análisis 2DH) y en sección, (análisis 2DV), con el oleaje y del ángulo de incidencia en el tramo y de su interacción con algunos tramos y secciones específicas del dique y emplazamiento, en particular,

1. morro, arranque y cambios de alineación,
2. cambios de tipología,
3. cambios bruscos de profundidad y características del lecho y, en su caso, terreno

Sectores direccionales y regímenes de comportamiento del oleaje

Los procesos de transformación del oleaje dependen de su ángulo de incidencia con respecto a la batimetría y la traza del dique. Con carácter general esta dependencia se manifiesta, en algunos casos de forma significativa, en la partición de la energía incidente, el flujo de remonte, retroceso y rebase y las características de las presiones y las fuerzas horizontales y verticales, en la superestructura y espaldón y a sotamar del dique.

En general, el ángulo de incidencia en el campo lejano se define con respecto al Norte geográfico; en el campo cercano es conveniente referirlo también con respecto a, (1) la dirección media de la batimetría y (2) la dirección de la traza y los tramos.

En los tramos con alineación recta, principal y secundaria, se considerarán al menos los siguientes sectores direccionales para especificar el ángulo de incidencia del oleaje,

1. Incidencia normal ($\theta < 15^\circ$)
2. Incidencia oblicua ($15^\circ < \theta < 45^\circ$)
3. Incidencia oblicua con reflexión mínima ($45^\circ < \theta < 70^\circ$)
4. Incidencia muy oblicua ($\theta > 70^\circ$)

Estos sectores direccionales también pueden ser de utilidad cuando el ángulo se referencia con respecto al Norte geográfico en el campo lejano, o la dirección media de la batimetría local en el campo cercano y, en particular, en la plataforma continental interior y en la zona de rompientes para el análisis de la morfodinámica litoral.

Partición de energía en el sector ($15^\circ < \theta < 45^\circ$)

La transformación del oleaje incidente al interactuar con la sección depende de la tipología. Para dique vertical impermeable (Figura 2.28) no rebasable la reflexión es perfecta y la fase es cero o π . El dominio oscilatorio en la pared del dique y en el campo cercano depende esencialmente del ángulo de incidencia.

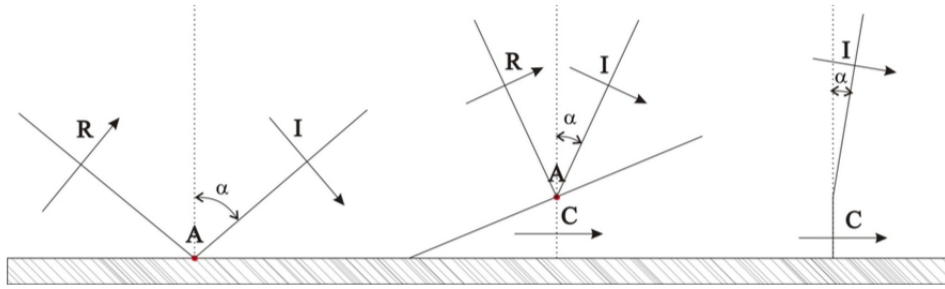


Figura 2.28: Patrones de reflexión para incidencia oblicua y muy oblicua del oleaje con pared vertical.

Para las otras tipologías, la aproximación oblicua del oleaje al tramo incrementa la distancia horizontal recorrida por la ola sobre el perímetro exterior del dique, antes de alcanzar la superestructura o el espaldón (figura 2.29). En su caso, varía la forma de rotura, (se mueve hacia voluta) y aumenta la disipación al decrecer el ángulo efectivo del talud; el peralte relativo del oleaje puede crecer por asomeramiento y refracción sobre la sección. Estos cambios se identifican por medio de los valores del número de Iribarren equivalente.

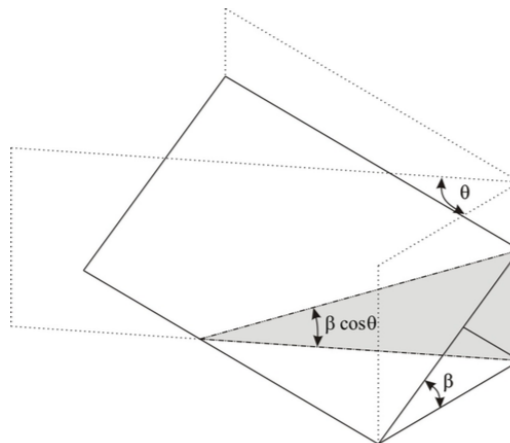


Figura 2.29: Reducción de la pendiente e incremento del área equivalente con incidencia oblicua.

Además, aumenta la distancia relativa de propagación por el medio granular modificando el número de Iribarren modificado, $Ir^* = (A_{eq}/L_2^2)/\sqrt{H/L}$, afectando el módulo y la fase del coeficiente de reflexión que decrecen.

El balance global cambia con respecto al balance con incidencia normal, se incrementa la disipación y decrece el módulo de la reflexión mientras que la posición del foco "teórico" de la reflexión se aproxima al contorno exterior del dique (figuras 2.30 y 2.31). En consecuencia decrece la transmisión de la energía a través de la sección.

2.4. Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico | 85

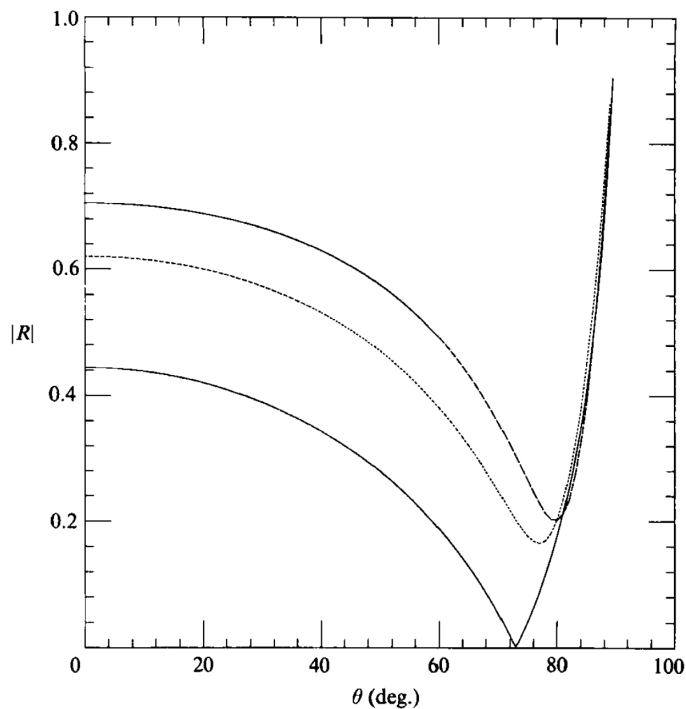


Figura 2.30: Coeficiente de reflexión frente al ángulo de incidencia para un dique vertical poroso. Fuente: Dalrymple y col., 1991.

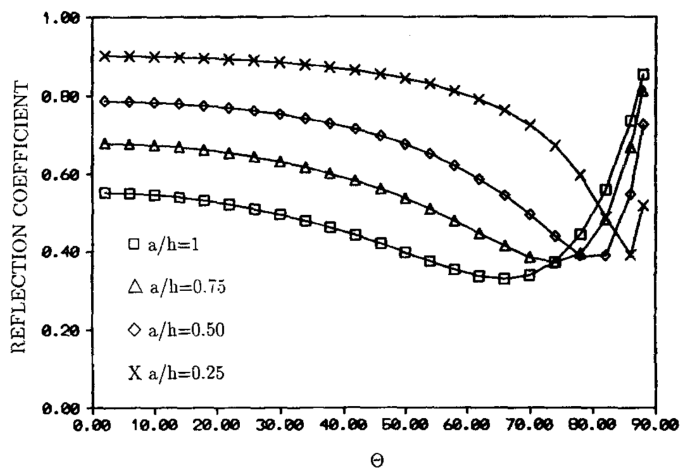


Figura 2.31: Coeficiente de reflexión frente al ángulo de incidencia para un dique mixto. Fuente: Losada y col., 1993b.

Retorno (rundown) con incidencia oblicua

Para las tipologías de dique no verticales e impermeables cuando el ángulo de incidencia se encuentra en uno de los sectores ($15^\circ < \theta < 70^\circ$) el retorno de agua se localiza en secciones específicas del tramo, separadas entre ellas una distancia proporcional a la longitud de onda a pie de dique, $X_{Rd}/L_z = p$, donde X_{Rd} se mide a lo largo de la traza y $0 < p < 1$ depende del

ángulo de incidencia, de la tipología del dique y de los tramos adyacentes que definen la oscilación longitudinal de altura de ola, $H(x, y)$ a lo largo del tramo (figura 2.32).

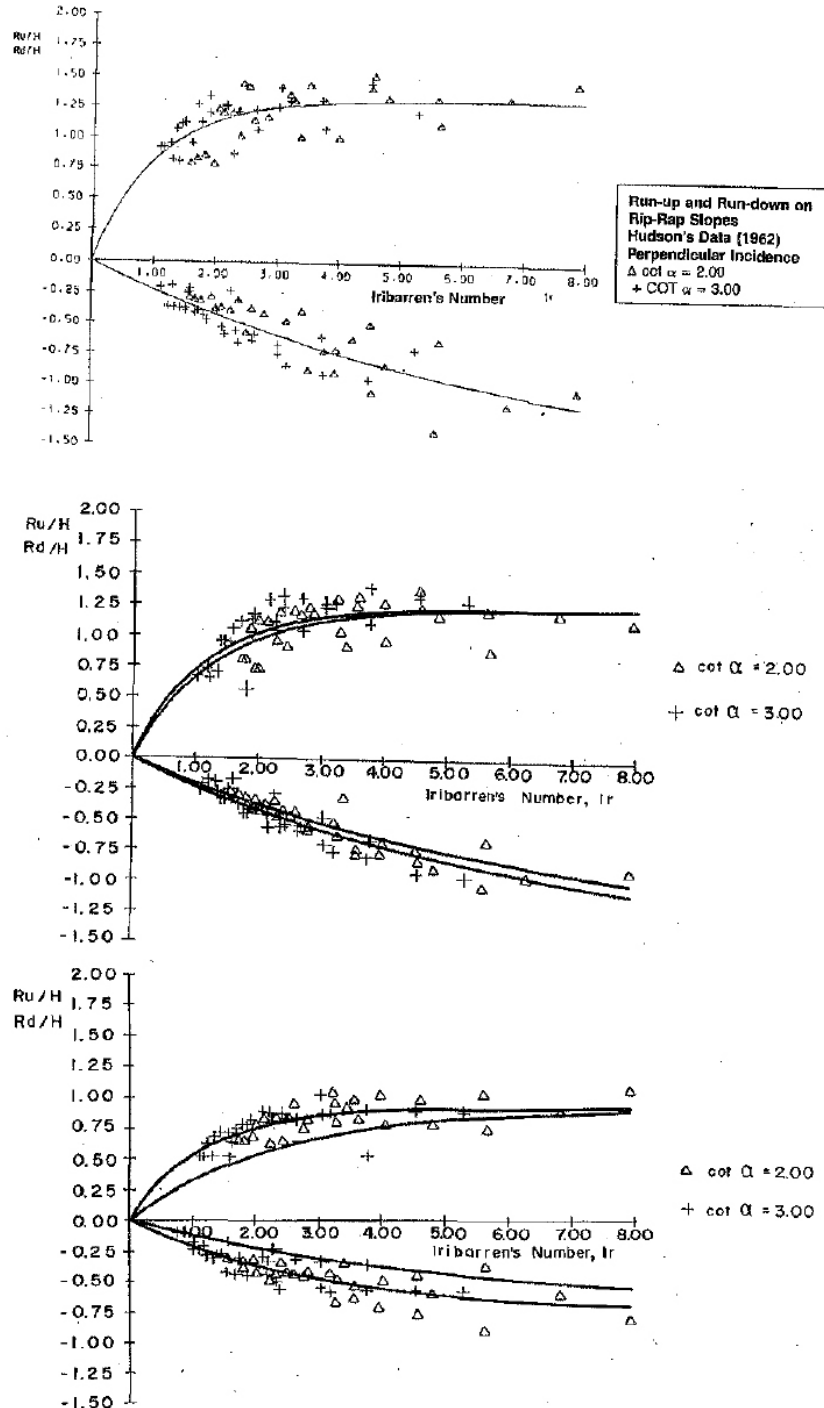


Figura 2.32: Ascenso y remonte en un dique en talud de escollera. Incidencia normal (panel superior), $\theta = 30^\circ$ (panel intermedio), $\theta = 60^\circ$ (panel inferior).

2.4. Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico | 87

Esta oscilación decae muy rápidamente al alejarse del dique en el campo cercano por lo que su régimen oscilatorio es el de una onda de borde cuya ecuación de dispersión difiere de la onda de Stokes. Para que se produzca el acoplamiento de la onda de borde con el retorno es necesario que aquella sea estacionaria. En ese caso, p depende de la longitud de la onda de borde. Este acoplamiento tienen consecuencias en la deformación del tramo y en la estabilidad de sus partes y elementos.

Nota

Si bien numerosos diques en talud construidos en España presentan deformaciones y secciones con fallos a distancias regulares, su origen y caracterización no han sido estudiadas suficientemente. En el dique Norte de San Ciprián se pudo comprobar que el número de dolos rotos era muy superior en las secciones que cumplían la relación anterior con $p = 1/8$ que en el resto de las secciones. En ese caso el cabo Morás actuaba como pared reflejante de la energía radiada desde el morro y la onda de borde era estacionaria. Se pueden encontrar comportamientos análogos en diques con alineaciones rectas entre dos cambios de alineación o entre un cambio de alineación el morro o el arranque.

Dominios oscilatorios con incidencia muy oblicua

Los patrones anteriores pueden cambiar notablemente cuando la incidencia del oleaje es muy oblicua con respecto al tramo, el ángulo de incidencia está comprendido entre el ángulo de reflexión mínima y la incidencia paralela al dique ($70^\circ \lesssim \theta \lesssim 90^\circ$). El dominio oscilatorio sobre la sección y en una parte del campo cercano es una ola corredera cuyas características, dirección, altura y estado (progresiva con o sin romper) depende de la tipología del dique, vertical, compuesta o en talud y de la forma y dimensiones de la superestructura.

Algunos de los procesos que pueden ocurrir se muestran en la figura 2.33:

- Dique vertical impermeable. Se desarrolla la ola corredera que presenta un aumento de altura de ola en las cercanías el dique. El ancho de la ola corredera se incrementa con su propagación.
- Dique vertical permeable. En este caso existe una cesión lateral de energía, difracción, hacia el interior de la sección. Como existe disipación de energía dentro del medio, el nivel medio del mar asciende y se produce un flujo de agua hacia el mar.
- Sección no vertical impermeable. La ola corredera en las cercanías a la estructura se refracta, asomera y por lo tanto rompe. La altura de ola varía a lo largo de la cresta en el campo cercano y sobre la sección y la difracción de la energía.
- Sección vertical permeable. Suceden los mismos procesos anteriores pero incorporando la difracción y disipación en el medio poroso. En este caso, la cesión lateral de energía será para compensar la energía perdida por rotura y por la disipación en el medio poroso. La

diferencia del nivel medio del mar entre el interior de la sección y el exterior genera un flujo de retorno que está relacionado con la reducción de la altura de ola corredera.

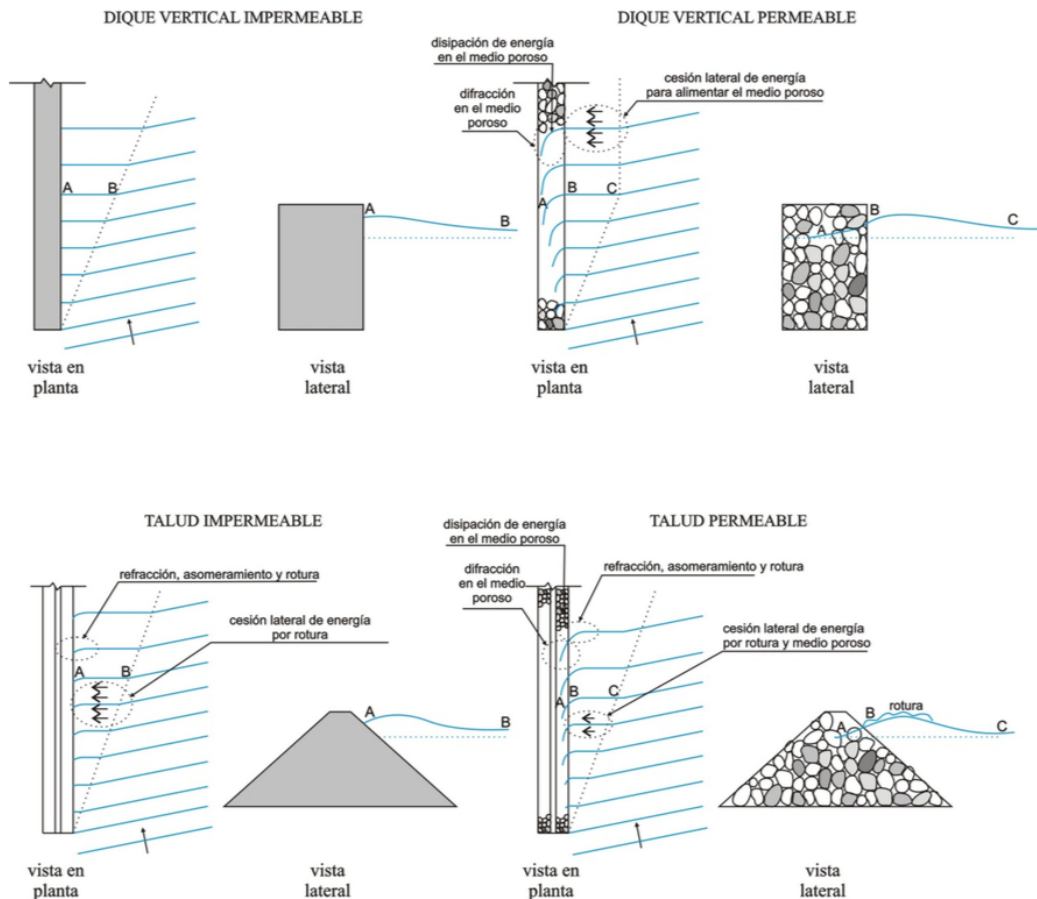


Figura 2.33: Procesos involucrados en diferentes tipologías de dique de abrigo para incidencia del oleaje muy oblicua.

El comportamiento de los trenes de ola corredera en un dique de abrigo de tipología no vertical está gobernado principalmente por los cuatro procesos siguientes que deben considerarse en el diseño del dique y de sus tramos,

1. asomeramiento por la presencia del talud,
2. refracción o cambio de dirección que sucede en el momento en que la ola “siente” la sección del tramo e intenta alinearse con él,
3. cesión de energía (difracción) a lo largo de la cresta debido a la transmisión del flujo dentro del medio poroso y a la rotura de la ola corredera,
4. ascenso del nivel medio dentro de la sección, descenso del nivel medio en el exterior del dique y flujo de retorno de agua del interior al exterior

Arranque, cambios de alineación y morro

El entorno, en particular el campo cercano de los tramos morros, cambio de alineación y arranque pueden presentar regímenes oscilatorios específicos, diferentes a los anteriores y que, en general, se pueden describir por una combinación de algunos de ellos con la participación de la incidencia oblicua.

Arranque

En general, el régimen en el arranque se caracteriza por la incidencia oblicua del oleaje y en la mayoría de los casos rompiendo. Si la incidencia es oblicua hay reflexión y salida localizada del retorno de agua. La superposición de los trenes incidente y reflejado incrementan la energía que alcanza la costa y amplían su frente de acción, afectando el sistema circulatorio litoral y, en su caso, la morfodinámica de la playa.

Cuando la incidencia es muy oblicua el dominio oscilatorio está gobernado por la ola corredera con algunos de los patrones descritos anteriormente. En todos los casos es necesario evitar que se produzca el fallo de la conexión dique-tierra.

Morro

La difracción depende del tamaño relativo del morro que, en general, se define por el cociente entre el radio y la longitud de onda, $2R_m/L_z$. La interacción de los trenes irradiados por el morro, que se alejan de él en forma radial, el incidente y el reflejado por el dique, incluido su difracción por su carácter finito, produce un régimen oscilatorio en el entorno cercano exterior e interior del morro que presenta variaciones radiales de la altura cuya magnitud crece con el radio relativo del morro.

Radios relativos pequeños y morro vertical reducen la difracción pero aumentan las velocidades en toda la columna de agua con el paso de la ola. Radios grandes y morro vertical aumentan los efectos de la difracción en el entorno del morro pero reducen las velocidades en toda la columna de agua (figura 2.34).

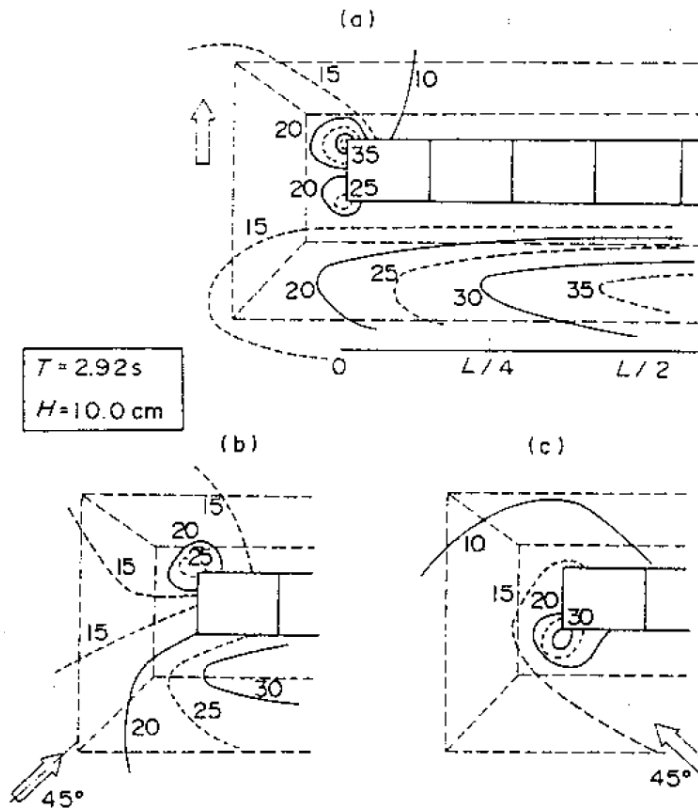


Figura 2.34: Distribución de velocidades de las partículas de agua alrededor del morro. Fuente: Takahashi, 1996.

Este comportamiento se puede contrarrestar adoptando una tipología de morro en talud o mixto de tal forma que domine el régimen disipativo sobre él. Esta opción tiene tres aspectos negativos, (1) la refracción sobre el morro contribuye a incrementar la energía que se propaga al interior del área portuaria a sotamar del dique por la difracción, (2) el asomeramiento y la refracción sobre el talud incrementa la altura de ola y, en consecuencia, la sección del morro debe ser más robusta para cumplir con los requisitos de proyecto frente a la seguridad y (3) si la sección lleva superestructura o espaldón, las olas pueden llegar a romper contra ella y su estabilidad debe garantizarse por su propio peso y la contribución de las secciones adyacentes de un solo lado.

Cambios de alineación

Estos regímenes oscilatorios son también comunes en los cambios de alineación, en las transiciones y en los cambios bruscos de batimetría. En el primer caso el régimen oscilatorio del tramo depende del radio de curvatura relativo y del ángulo de incidencia del oleaje que determina el asomeramiento y la refracción sobre la sección. Si bien la radiación de energía decrece con el radio de curvatura, el asomeramiento y la refracción crecen con él.

2.4. Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico | 91

Monomios adimensionales para tramos especiales

Durante la fase de diseño se debe tener en cuenta que la traza del dique y la radiación desde el morro, los cambios de alineación y el arranque añaden variabilidad espacial, longitudinal y transversal a los regímenes oscilatorios descritos y a su manifestación en los campos lejano y cercano y sobre la sección, influyendo en la distribución espacial del rebase y, en su caso, del régimen de presiones e impacto sobre la superestructura (figura 2.35).

Esta variabilidad depende, entre otros, de la tipología y longitud relativa del tramo, del radio relativo de curvatura de los tramos adyacentes y de las características del oleaje, en particular, del ángulo de incidencia con la traza del dique y tramo. Para su caracterización y cuantificación se pueden considerar, entre otros los siguientes monomios adimensionales,

- Y_l/L_z : Distancia relativa al inicio del campo lejano
- Y_s/L_z : Distancia relativa al inicio del campo cercano
- Θ_{tr} : Tipología del tramo: morro, cambio de alineación, arranque
- r_{tr}/L_z : radio relativo de curvatura del tramo
- $L_t r/L_z$: longitud relativa del tramo
- θ_* : ángulo de incidencia del oleaje con respecto bien al Norte, a la batimetría o a la traza del dique
- h/L_z : Profundidad relativa
- Θ_p : Tipología de la sección

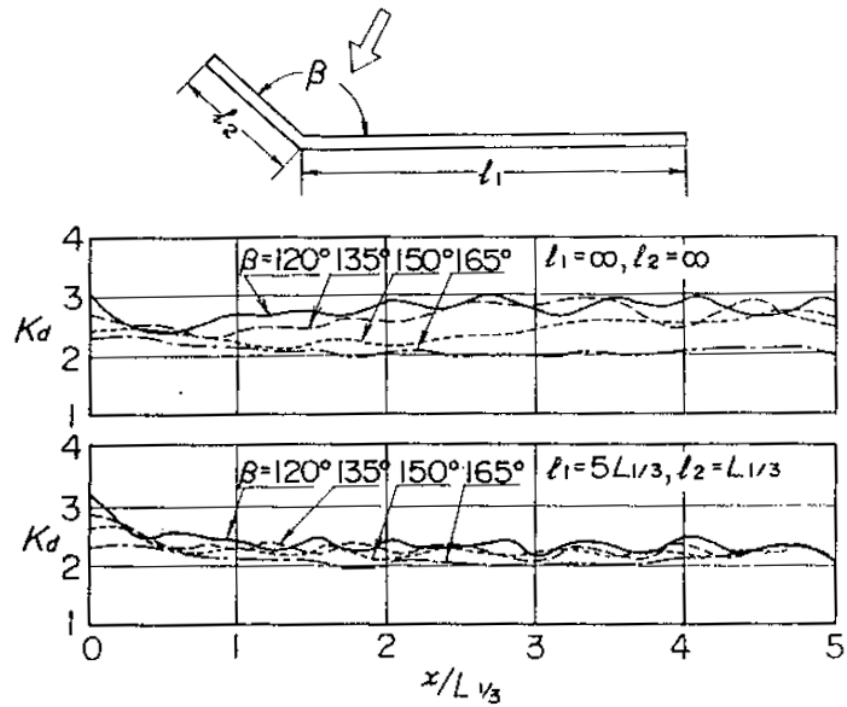


Figura 2.35: Distribución de altura de ola a lo largo de un tramo con cambio de alineación. Fuente: Takahashi, 1996.

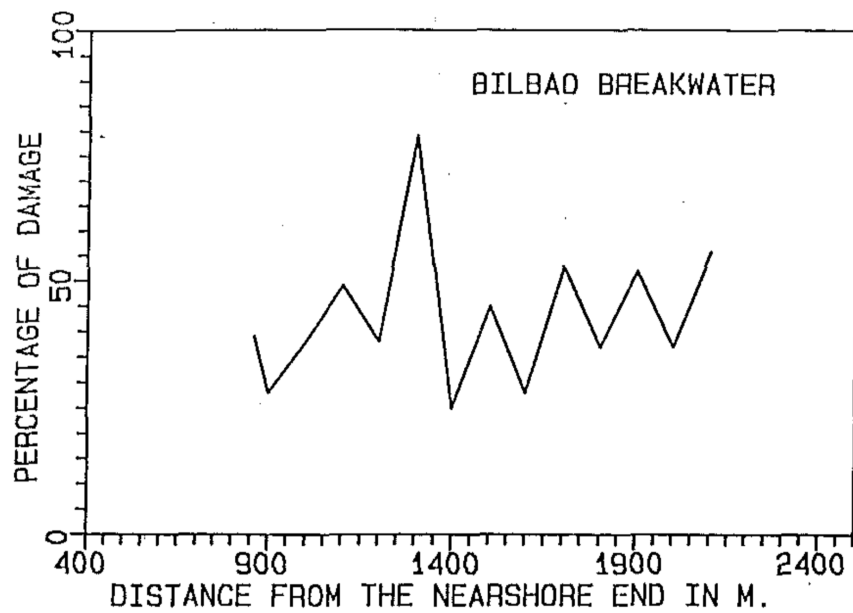


Figura 2.36: Distribución de daño a lo largo del dique de Bilbao. Fuente: (Vidal y col., 1991).

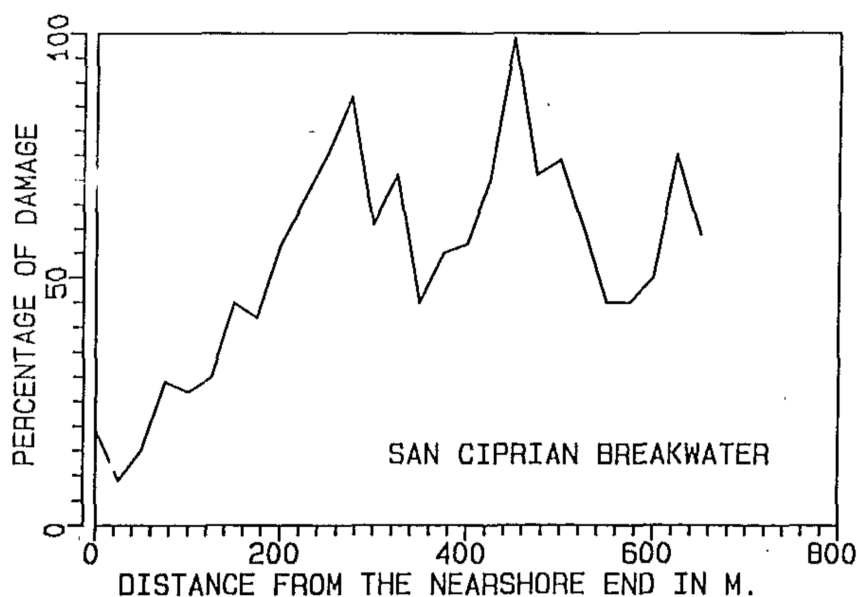


Figura 2.37: Número de dolos rotos a lo largo del dique de San Ciprián. Fuente: (Vidal y col., 1991).

Regímenes oscilatorios a sotamar del dique

A sotamar del dique, en el perímetro interior del dique y en el área portuaria el régimen oscilatorio depende de la energía,

- que se propaga por la bocana y la irradiada por el morro.
- se transmite a través de la sección.
- genera el rebase al impactar contra la superficie de agua,
- que se genera en el interior del área portuaria por el viento y la navegación

Perímetro interior de la sección

En general, en las proximidades del morro, $X_m/L < 2$, donde X_m es la distancia, medida radialmente desde el eje vertical del morro a la sección, domina la energía que entra por la bocana y su régimen oscilatorio es el de una ola corredera. Esta energía puede interactuar con la energía transmitida a través de la sección y producir oscilaciones de periodo y altura muy diferentes a la del oleaje incidente.

En secciones alejadas del morro en diques de abrigo concebidos como poco rebasables, excepto en tramos en curva o en transiciones, es poco probable que se genere oleaje por rebase sobre la sección. Sin embargo, el rebase puede generar un régimen de descarga sobre el perímetro a sotamar que, por sí mismo o simultáneamente con el oleaje generado en la dársena o con la ola corredera, puede afectar a la seguridad del mismo o a la operatividad de un atraque cercano.

Interior del área portuaria

El régimen oscilatorio en el interior del área portuaria depende de la combinación de los diferentes oleajes que pueden presentarse en ella, a través de la bocana, por rebase y transmisión a través de la sección y generado en la propia área bien de forma natural por el viento, bien por la navegación. En general, cada uno de ellos tienen cinemática y dinámica con frecuencias oscilatorias diferentes.

En el diseño de la traza del dique y bocana y de los tramos se debe indentificar las oscilaciones simultáneas y compatibles y concebir la obra para que se cumplan los requisitos de proyecto frente a la operatividad y la seguridad de las infraestructuras. En general, será necesario recurrir a modelos numéricos que incluyan los efectos de los contornos y puedan trabajar con intervalos de periodos en los que se encuentren los propios del área portuaria y de sus subáreas con el fin de evaluar las oscilaciones forzadas y resonantes y los posibles mecanismos de amortiguamiento.

2.4.5 Regímenes geotécnicos

Los regímenes de comportamiento del terreno identificarán los suelos de roca por su naturaleza y valores representativos de sus propiedades mecánicas, los suelos blandos cohesivos con valores representativos de los límites de Atterberg e identificando si son arcillas SC o NC, y los suelos granulares mediante descriptores granulométricos y espesor o espesores de las diferentes capas.

Además, en los casos de suelos blandos y granulares se darán valores representativos de los gradientes de presiones intersticiales y tensiones tangenciales bajo la acción de los agentes climáticos. Así mismo, en los suelos granulares se acotará la probabilidad de licuefacción instantánea. Estas estimaciones se harán con los valores representativos de los agentes climáticos en el emplazamiento.

Por su relevancia, es conveniente analizar el comportamiento de los mantos y capas de escolleras, determinar su régimen hidrodinámico frente al oleaje, en general a través de la ecuación de Forchheimer y sus coeficientes laminar (permeabilidad), turbulento y no estacionario. Para diques en la naturaleza el régimen hidráulico es casi siempre turbulento y depende esencialmente del monomio D/L_z , donde D es un diámetro representativo de la escollera (Pérez-Romero y col., 2009).

El comportamiento mecánico del manto se determina a través de la resistencia superficial entre granos y del ángulo de reposo, ϕ_r . Este comportamiento depende del cociente de los diámetros medios de las capas D/K_{inf} , de la forma de las escolleras y de la curva granulométrica, tal y como se recoge en la sección de normas de buenas prácticas (Losada, 1989).

Para la caracterización del terreno y del lecho se podrá seguir lo indicado en la ROM 0.5-05.

2.4.6 Resumen de los resultados y seguimiento en la vida útil

Los resultados obtenidos se pueden plasmar en planos con:

1. los dominios oscilatorios para crestas largas y cortas identificando los procesos de transformación,

2.4. Regímenes de comportamiento hidrodinámico y geotécnico | 95

2. los valores de los descriptores representativos o regímenes direccionales de los agentes climáticos en la traza, por tramos, delimitando la zonas de rotura y su probabilidad de ocurrencia,
3. la naturaleza del terreno, perfiles y sondeos por tramos, tipo de lecho y valores representativos de su comportamiento en presencia de los agentes

Esta información ayuda a seleccionar las condiciones hidrodinámicas y del terreno más adversas tanto desde el punto de vista de la seguridad como de la operatividad, caracterizar las condiciones morfodinámicas en el arranque y del cumplimiento de los requisitos de operatividad en el entorno del morro y, en su caso, del atraque a sotamar del tramo y las tipologías más idóneas para cada uno de los tramos.

Variación de los regímenes de comportamiento durante la vida útil del dique

El comportamiento del dique y los regímenes oscilatorios pueden variar a lo largo del tiempo por alteraciones en el emplazamiento, en la planta y tramos del dique, el área portuaria o el litoral (figura 2.38). Algunas de las alteraciones pueden ser naturales, otras debidas a los agentes naturales pero inducidas por la construcción del área portuaria, otras por actuaciones directas en la planta y tramos del dique y otras por cambios geométricos y estructurales (averías) provocadas, principalmente, por los agentes climáticos y del terreno en la traza y tramos del dique (figura 2.39).

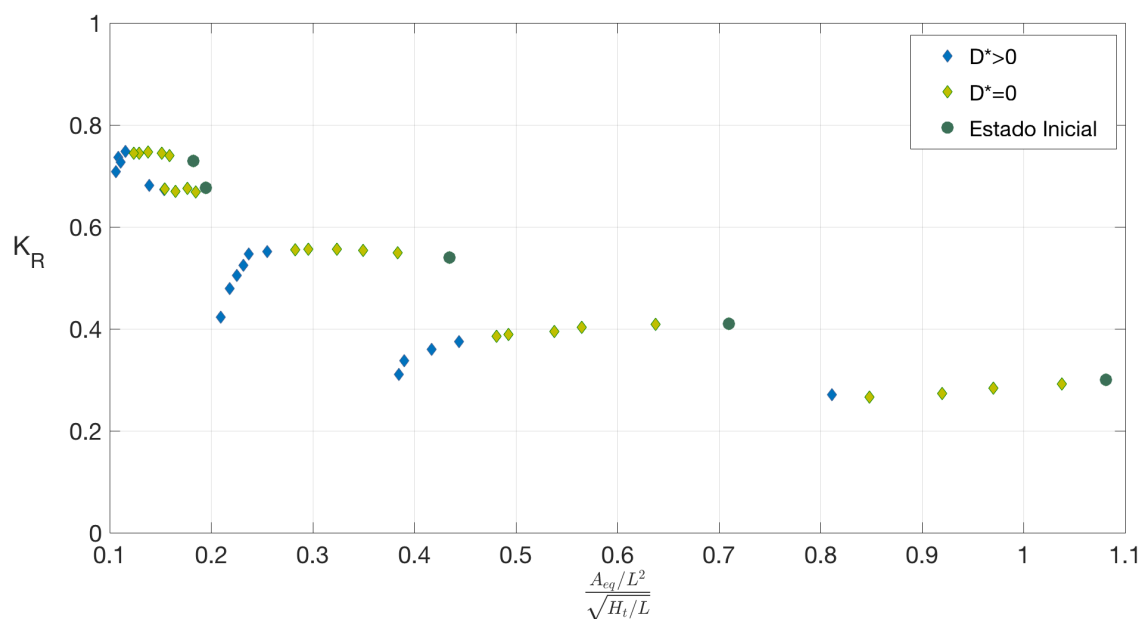


Figura 2.38: Evolución del coeficiente de reflexión con la evolución del daño de un dique en talud.

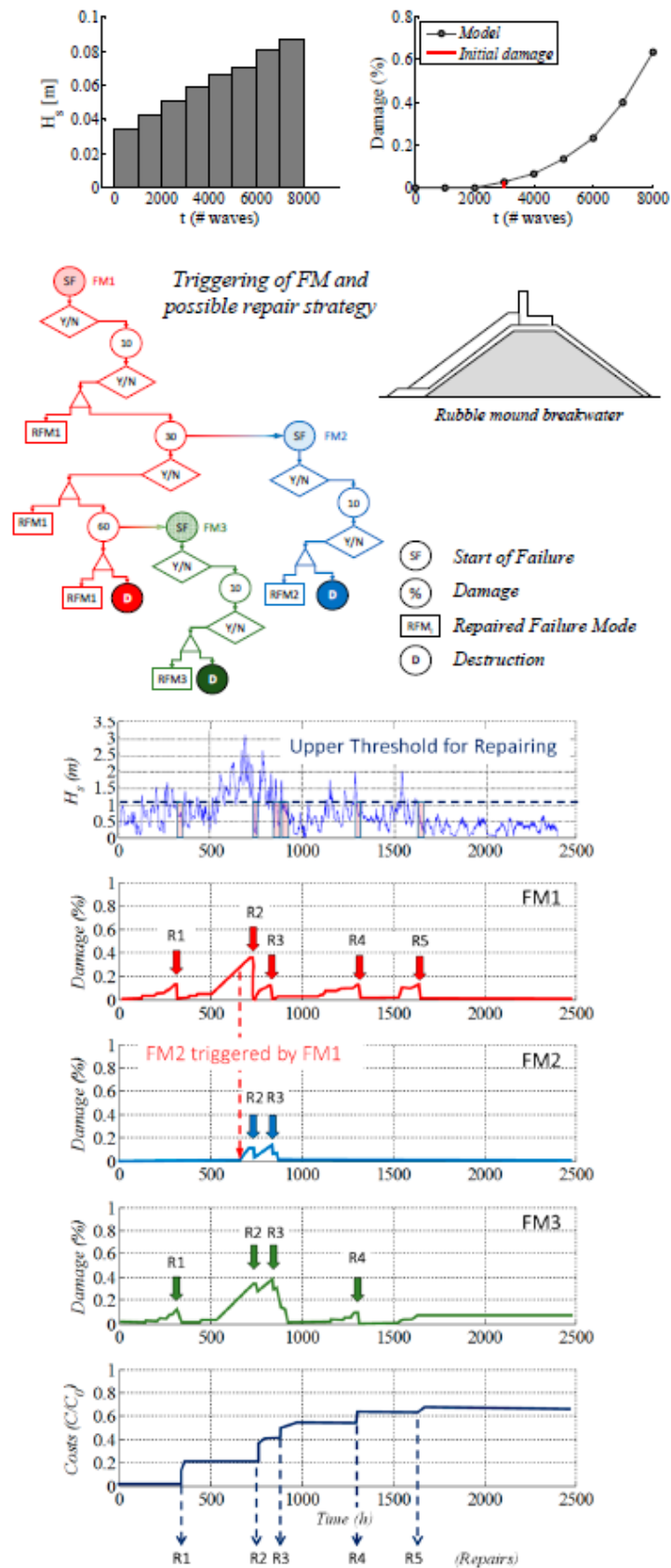


Figura 2.39: Evolución del daño y análisis de posibles estrategias de reparación.

2.5. Fórmulas para el cálculo: planteamiento, elaboración y aplicación | 97

En estos casos es conveniente disponer, al comienzo de la explotación de la obra, de la información sobre los regímenes hidrodinámicos y geotécnicos en los que se ha basado el diseño y su construcción y hacer un seguimiento periódico y siempre que se altere significativamente la morfología del emplazamiento y del área portuaria.

2.5 Fórmulas para el cálculo: planteamiento, elaboración y aplicación

Las fórmulas llamadas genéricamente de cálculo cuantifican en un ámbito espacial y temporal los factores de proyecto, agentes, acciones y parámetros necesarios para diseñar y dimensionar la infraestructura. Expresan matemáticamente el comportamiento de indicadores de diseño y factores de predimensionamiento, de los modos principales de fallo y de parada y, en general, intervienen en la elaboración y desarrollo de las ecuaciones de verificación.

El organigrama de trabajo para la obtención de fórmulas de diseño y predimensionamiento basadas en regímenes y dominios se muestra en la figura 2.40.

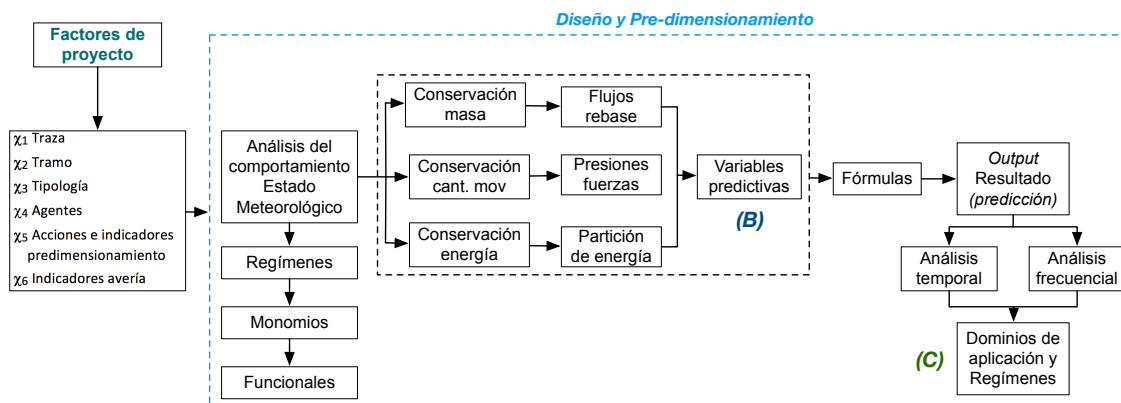


Figura 2.40: Flujo metodológico para la obtención de fórmulas de diseño y predimensionamiento

2.5.1 Planteamiento y elaboración

En este *Manual*, con carácter general se aplican fórmulas cuyo ámbito temporal es el estado meteorológico y el ámbito espacial un volumen de control en el que ocurren los procesos de transformación de la dinámica marina, en particular del oleaje. Se expresan en función de descriptores de estado, monomios adimensionales que, (1) caracterizan el emplazamiento, la dinámica marina y el comportamiento del terreno, (2) definen la traza y el tramo de dique, (3) cuantifican los procesos de transformación y sus manifestaciones relacionadas con los flujos de masa, cantidad de movimiento y energía y (4) determinan la respuesta estructural, desplazamientos de piezas, cambios de geometría, entre otras.

Para su elaboración, selección y aplicación de una fórmula de cálculo se considera, entre otros, lo siguiente,

- el factor de proyecto, variable o indicador, a determinar y la escala espacio-temporal de su variabilidad,

- planteamiento según los procesos de base física, validación y observancia de sus restricciones,
- estructura de la fórmula por monomios adimensionales, regímenes y dominios de comportamiento,
- compatibilidad entre fórmulas que se aplican en el mismo ámbito espacio-temporal, subsistemas y estado meteorológico y procesos concomitantes,
- análisis de sensibilidad de sus restricciones y consecuencias en el diseño y dimensionamiento,
- parametrización, en su caso, para la generalización del ámbito espacio-temporal de la fórmula y su aplicación en la elaboración de la ecuación de verificación.

Escalas temporales y procesos de transformación

En la mayoría de los casos prácticos el dominio espacial es un volumen de control fijo que incluye la sección del dique (análisis 2DV), uno o varios tramos del mismo (análisis 2DH). La variabilidad temporal del oleaje se describe en el estado meteorológico y se especifica por uno de los siguientes esquemas temporales,

- descripción temporal del desplazamiento de la superficie libre de un tren regular o irregular de olas con secuencia, o no, de agrupamiento, otras variables cinemáticas y dinámicas del movimiento oscilatorio y valores discretos del oleaje derivados de ella,
- descripción frecuencial del oleaje, superficie libre, otras variables cinemáticas y dinámicas y valores discretos del oleaje derivados de ella,
- variables de estado, modelos de probabilidad, descriptores de estado y estadísticos.

Para describir cualquier otro factor de proyecto que dependa de la dinámica marina y específicamente del oleaje se puede seguir un esquema espacio-temporal análogo.

Las fórmulas que se aplican en este *Manual* para calcular el valor de los indicadores del flujo oscilatorio y de la estabilidad de los elementos del dique se definen en alguna de las posibles (y habituales) escalas temporales en el estado:

- Escalas instantáneas: desplazamiento de la superficie libre, velocidad y aceleración, presión.
- Escala de ola: remonte, descenso, volumen de rebase, empuje horizontal y vertical.
- Escala de estado: descriptores estadísticos de remonte, de caudal y volumen de rebase, fuerzas, de avería.

Para la descripción del comportamiento del terreno y de los suelos granulares y su interacción con la dinámica marina, siempre que sea posible, se debe inscribir en el régimen hidrodinámico y los ámbitos espaciales (volumen de control) y las escalas temporales (estado meteorológico) aplicados en los procesos de transformación de la dinámica marina.

Nota

Las variables instantáneas permiten calcular la respuesta instantánea del sistema pero, en general, es necesario utilizar modelos numéricos o experimentales. A partir de la serie temporal de la variable predictora, por ejemplo, desplazamiento vertical de la superficie libre, $\eta(x_p, t)$, se puede obtener una muestra de valores del remonte R_u en la sección del dique. El número de remontes puede ser mayor o menor que el número de olas en el estado.

Cuando la predicción se hace a escala de ola, se admite que el periodo de la ola es la duración de la prueba y en cada una de ellas obteniéndose un valor del predictor. Por ejemplo, el remonte, R_u (altura máxima alcanzada por la columna de agua sobre la sección), toma un valor para cada ola del tren. Si el tren es regular, todas las olas alcanzan, teóricamente, la misma altura máxima. Si el tren es irregular, y se admite la independencia estadística de las olas sucesivas, se puede suponer que la secuencia sucesiva de remontes, uno por ola, son también sucesos estadísticamente independientes y, en consecuencia, se puede derivar la función de densidad del remonte a partir de la función de densidad conjunta de H, T en el estado, utilizando una función que relacione el valor del remonte con la altura y el periodo de la ola individual.

Con los mismos supuestos se puede estimar la función de densidad del remonte mediante la hipótesis de equivalencia con valores obtenidos con trenes regulares, o mediante la simulación de Monte Carlo adjudicando a cada ola del tren irregular el remonte calculado por una fórmula. En todos los casos, esta formulación es específica de las características del oleaje (en general espectro frecuencial tipo Jonswap y unidireccional), del tramo (en general alineación recta) y de su tipología (en general las tipologías tradicionales).

Por otra parte, es habitual en la ingeniería práctica trabajar con algunos descriptores de estado específicos, por ejemplo, para el remonte se considera el valor cuya probabilidad de excedencia es 0.02, $R_{u,2}$, los valores máximos de las presiones horizontales en una pared vertical determinan las leyes de empujes horizontales en función de una altura de ola de cálculo, etc.

2.5.2 Estructura de la fórmula por monomios adimensionales

Las fórmulas de cálculo se pueden expresar en función de los monomios adimensionales que definen la interacción del dique con los agentes, los regímenes y dominios de comportamiento y su respuesta formal, estructural y operativa. En general,

$$f(\chi_1, \chi_2, \chi_3, \chi_4, \chi_5, \chi_6) = 0 \quad (2.1)$$

Expresado en términos de los descriptores adimensionales, en un emplazamiento, Θ_{emp} , tramo, Θ_{tr} , y tipología Θ_p ,

$$f(\text{Geometría y Parámetros, Agentes, Acciones, Respuesta (modo)}) = 0 \quad (2.2)$$

El emplazamiento, la traza y los agentes (climáticos y terreno) definen los regímenes en

campo lejano y campo cercano sin presencia de la obra. La tipología, su geometría y parámetros definen una sección.

El dominio temporal de la fórmula está implícito en la descripción de los agentes y el de éstos en sus acciones en la respuesta formal y estructural. El dominio espacial de la fórmula es específico del tramo, la tipología y sus dimensiones. En la fase de diseño las fórmulas se aplican para cuantificar los diferentes indicadores de su comportamiento, entre otros, los regímenes de (1) partición de energía, (2) de flujo de agua y de cantidad de movimiento en el tramo, y (3) su respuesta, por ejemplo, el volumen de rebase, o el empuje horizontal sobre el espaldón, o el peso mínimo de la pieza de la berma.

Selección de una fórmula de cálculo

Es muy conveniente que las fórmulas para calcular los indicadores para el diseño y el predimensionamiento de la sección se expresen mediante diferentes monomios adimensionales cuyos valores son representativos del comportamiento hidrodinámico de la sección.

Una vez concebido el dique y su traza y configurados sus tramos, el cálculo de los indicadores para diseñar la sección de cada tramo, debe realizarse mediante fórmulas que sean representativas de los regímenes de comportamiento hidrodinámico que efectivamente ocurren en ella. Cualquiera de ellas puede ser aplicable siempre que se aplique en los regímenes y dominios de comportamiento que le corresponden y con los criterios y condiciones con los que han sido calibradas. En otro caso, los valores obtenidos deberán ir acompañados de los intervalos de variabilidad esperados y acotada su incertidumbre.

Las ecuaciones cuya formulación se basa en los regímenes de comportamiento y los monomios adimensionales tienen una dependencia común del número de Iribarren modificado Ir^* , y se formulan en todos los casos (cálculo de la partición de energía, de los flujos de masa o de los flujos de cantidad de movimiento) con una estructura similar, siendo ésta la de una función del tipo sigmoide (apartado 2.7.2).

Estructura de una fórmula para el cálculo de la partición de energía

El comportamiento de las tipología frente a la partición de la energía incidente se calcula a partir de una fórmula con una estructura como la mostrada en el siguiente funcional,

$$K_{coef} = f\left(\frac{h}{L_z}, \theta, \frac{D}{L_z}, Ir^*, \frac{h_n}{h}, \frac{F_C}{H}, \text{berma}, \text{manto}\right) \quad (2.3)$$

donde K_{coef} representa cualquiera de los tres coeficientes de partición de la energía, *berma* representa las características de la berma, *manto* identifica las características del manto principal del perímetro exterior de la sección, talud, tamaño, forma y colocación de la pieza e Ir^* es el número de Iribarren modificado.

Un ejemplo de fórmula de cálculo apoyada en regímenes y monomios adimensionales es la siguiente,

$$Y_i = (Y_{i1} - Y_{i0}) \left[1 + \left(\frac{Ir^*}{\alpha_{Xi}} \right)^{\gamma_i} \right]^{-1} + Y_{i0} \quad \left\{ \begin{array}{l} Ir^* > 0 \\ Y_{i0} < Y_i < Y_{i1} \text{ or } Y_{i1} < Y_i < Y_{i0} \end{array} \right. \quad (2.4)$$

2.5. Fórmulas para el cálculo: planteamiento, elaboración y aplicación | 101

donde el subíndice i denota a los coeficientes de la transformación, K_R , K_T , x_0/L y D^* (apartado 2.7.2).

Por otro lado, un ejemplo de fórmula basada en el empleo de coeficientes es la propuesta por Zanuttigh y van der Meer (2008),

$$K_R = \tanh(c_1 I r^{c_2}) \quad (2.5)$$

cuyos coeficientes empíricos se seleccionan en función de la geometría y de la incidencia del oleaje.

Estructura de una fórmula para el cálculo de los flujos de masa

El comportamiento de las tipologías frente al remonte, retorno y rebase debe calcularse a partir de fórmulas que sigan la siguiente estructura,

$$R_{coef} = f\left(\frac{h}{L_z}, \theta, \frac{D}{L_z}, I r^*, \frac{h_n}{h}, \frac{F_C}{H}, \text{berma, manto, ubicación del espaldón}\right) \quad (2.6)$$

donde, R_{coef} representa $R_u/H_{trms}(x=0)$, $R_d/H_{trms}(x=0)$ y R_b/Γ , siendo R_u el remonte en la coronación y R_d el retorno, adimensionalizados con la altura de ola media cuadrática en el pie del dique, $H_{trms}(x=0)$, respectivamente y R_b/Γ representa una magnitud relacionada con el rebase (caudal, volumen, etc) adimensionalizada por Γ expresada en función de la altura de ola media cuadrática en el pie del dique en correspondencia con las unidades de la magnitud del rebase.

Un ejemplo de fórmula de cálculo apoyada en regímenes y monomios adimensionales es la siguiente,

$$R_{coef} = (R_{coef,1} - R_{coef,0}) \left[1 + \left(\frac{I r^*}{\alpha_{X,R_{coef}}} \right)^{\gamma_{R_{coef}}} \right]^{-1} + R_{coef,0} \quad R_{coef,1} < R_{coef} < R_{coef,0} \quad (2.7)$$

donde R_{coef} depende del parámetro de dispersión y los monomios adimensionales que definen la interacción.

Un ejemplo de fórmula basada en el empleo de coeficientes es la propuesta en el EurOtop (2016),

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0,023}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp \left[- \left(2,7 \frac{F_C}{\xi_{m-1,0} H_{m0} \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_v} \right)^{1,3} \right] \quad (2.8)$$

Estructura de una fórmula para el cálculo de presiones y fuerzas

El cálculo de presiones y fuerzas se realiza mediante una ecuación cuya estructura relacione el régimen de interacción, el número de Iribarren modificado, los monomios dimensionales de la

interacción oleaje-estructura y los de la propagación del oleaje. Por tanto, el funcional será:

$$F_i = f\left(\frac{h}{L}, \frac{H}{L}, \frac{H}{h}, \frac{B_{FC}}{L}, \text{berma}, \text{manto}, Ir^*, A_{eq}/L^2\right) \quad (2.9)$$

siendo F_i las fuerzas horizontales y verticales sobre el cajón o espaldón.

Un ejemplo de fórmula apoyada en regímenes y monomios adimensionales es,

$$Fh_{rms} = \rho g \frac{H_{trms}(x_4)}{8} \left\{ H_{trms}(x_4) + 2(h - e_n) \left(1 + \frac{\cosh(k_0 e_n)}{\cosh(k_0 h)} \alpha_2 \right) \right\} \alpha_1 \alpha_I \quad (2.10)$$

donde el empuje horizontal se obtiene directamente en función del valor medio cuadrático de la altura de ola total en la pared, $H_{trms}(x_4)$.

Por otro lado, ejemplos de fórmulas basadas en el empleo de coeficientes son las propuestas por Goda-Takahashi para diques mixtos (Takahashi y col., 1994) o Martin y col. (1999), Nørgaard y col. (2013) y Molines y col. (2018) para espaldones de diques en talud.

Estructura de una fórmula para el cálculo del nivel de avería

El cálculo de la avería, o peso mínimo de las piezas, se realiza mediante una ecuación cuya estructura relacione el número de estabilidad y los agentes predominantes, la tipología, la interacción oleaje-estructura y que permita especificar el nivel de avería y, en su caso, su evolución espacio-temporal. Por tanto, el funcional será:

$$N_S = f\left(\frac{h}{L}, \frac{H}{L}, \frac{H}{h}, N_w, \text{berma}, \text{manto}, Ir^*, A_{eq}/L^2, D^*\right) \quad (2.11)$$

Un ejemplo de fórmula apoyada en regímenes y monomios adimensionales es,

$$N_S = (N_{S1} - N_{S0}) \left[1 + \left(\frac{Ir^*}{\alpha_{XN_S}} \right)^{\gamma_{N_S}} \right]^{-1} + N_{S0} \quad \{ N_{S1} < N_S < N_{S0} \} \quad (2.12)$$

donde N_S depende del parámetro de dispersión, los monomios adimensionales que definen la interacción y el nivel de avería considerado.

Por otro lado, un ejemplo de fórmula basada en el empleo de coeficientes es la propuesta por Gómez-Martín y Medina (2014) para cubos de hormigón,

$$D^* = (1,6)^{1/5} \left(\frac{4}{6} \right)^{1/3} \frac{N_S}{(4 \cot \alpha_T)^{1/3}} \quad (2.13)$$

donde D^* es el daño adimensional.

Fórmulas de cálculo con base física

La elaboración, desarrollo y calibración de las fórmulas de cálculo de los diques de abrigo frente a la acción predominante del oleaje, en general, se ha realizado con experimentación física. Más recientemente, algunas de ellas se han derivado mediante la aplicación de modelos numéricos con contraste experimental.

En este capítulo se aplican fórmulas que se han obtenido a partir de ensayos en canal o tanque de oleaje con características experimentales muy diferentes, en algunos casos, incluso contradictorias,

- experimentación de un proceso específico con un diseño experimental ad hoc, p. ej. fórmula para la socavación del lecho de arena en el pie de una pared vertical, tren regular (Xie, 1981).
- experimentación de una tipología y un diseño experimental específicos y derivación de una fórmula de un indicador, p. ej. fórmula de Iribarren del peso del manto principal de un dique en talud de escollera sin espaldón, tren regular (Iribarren y Nogales, 1964).
- experimentación para la extensión formal de una fórmula tipo Iribarren a otras piezas, cubo o paralelepípedo, o a tren irregulares sin modificar su estructura y calibrando sus coeficientes (Van der Meer, 1988).
- experimentación en muchos laboratorios de un proceso con diferentes tipologías y elaboración de fórmulas como mejor ajuste a todos los datos con coeficientes empíricos en función de la geometría y de la incidencia del oleaje (Pillai y col. (2017)). La estructura de la fórmula cambia al añadir coeficientes específicos relacionados con la tipología, p.ej. caudal de rebase en diques de abrigo.
- experimentación de los procesos de transformación del oleaje por su interacción con diferentes tipologías de diques de abrigo, agrupados por regímenes de comportamiento con una formulación común por monomios adimensionales y con coeficientes adecuados a las variables de entrada.

Por otra parte, también es posible extender fórmulas, en general de procesos de flujo de agua obtenidas experimentalmente para trenes regulares, mediante la aplicación de la hipótesis de equivalencia o simulaciones de Monte Carlo, a oleaje irregular y estimar su modelo de probabilidad o sus descriptores de estado, p.ej. remonte, retorno, rebase en diques (Losada y Giménez-Curto, 1981).

Elaboración experimental de fórmulas de cálculo

Cuando no haya formulación específica, o no representan adecuadamente la concepción de la obra es conveniente ejecutar ensayos que clarifiquen y completen sus regímenes de comportamiento. Para ello es imprescindible considerar en función de las características del sistema de generación y control del canal o tanque lo siguiente,

- diseño experimental, objetivos, planteamiento, formulación y método de trabajo,
- descripción detallada del modelo de ensayo, sus materiales, proceso constructivo y observación de su evolución espacio-temporal,

- técnica experimental, especificación del oleaje incidente, número de olas, tandas, calibración y seguimiento con y sin dique,
- método y técnica de observación y medida en función del diseño experimental, el análisis de datos y su agrupación por regímenes hidrodinámicos,
- ajuste de la formulación por grupos, validación, comparación con otras fórmulas o medidas y recomendaciones específicas para su aplicación.

Comentario

Una fórmula de cálculo lleva detrás un conjunto de hipótesis relacionadas con el fenómeno y sus procesos, la técnica experimental y su compatibilidad entre diferentes ensayos, el análisis de los datos y curvas de ajustes. Es conveniente que estos ajustes se hagan en función de monomios adimensionales que tienen una base física y son representativos de comportamientos bien identificados, peralte de la ola, número de Iribarren, etc.

En la actualidad, gracias a los numerosos paquetes de software disponibles es posible obtener una fórmula que dé el mejor ajuste estadístico al conjunto de datos experimentales dejando al programa que pruebe diferentes combinaciones de las variables experimentales. En este caso es muy conveniente que la estructura de la fórmula y sus términos tengan, y se pueda identificar, base física.

2.6 Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones

El diseño y el predimensionamiento de la traza del dique y de la tipología de cada tramo se apoyan, esencialmente, en el análisis de su comportamiento hidrodinámico frente al oleaje y del comportamiento geotécnico del terreno. El proceso consta de los siguientes pasos,

1. Cálculo de los regímenes oscilatorios (oleaje y nivel del mar) en el emplazamiento, delimitando las zonas de rotura del oleaje y la naturaleza y comportamiento geotécnico del terreno, y caracterizando los materiales del lecho,
2. Cálculo de los regímenes oscilatorios en el emplazamiento, dominios lejano, cercano y a pie de dique, en presencia de la obra, para una forma en planta y especificando a priori la partición de energía a lo largo de ella,
3. Deslinde de los tramos y selección de tipologías posibles para cada uno de ellos.
4. Diseño y predimensionamiento de la sección de cada tramo por medio de indicadores y la aplicación de normas de buenas prácticas,
5. Comprobación y, en su caso, nuevo cálculo de los regímenes oscilatorios en el área portuaria y sus entornos cercano y lejano en presencia de la obra para las tipologías seleccionadas,

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 105

6. Diseño integral de la traza, tramo y sus transiciones de acuerdo con las normas de buenas prácticas, la evolución del oleaje sobre y a través de la sección y el comportamiento del terreno.

Finalizado el diseño, se inicia el proceso de la verificación de los modos de fallo y de parada (requisitos de proyecto), de acuerdo con las ecuaciones y el método de verificación específico, el análisis de sensibilidad y la optimización de la traza y del conjunto de los tramos.

Caracterización del emplazamiento y de los agentes predominantes

Para caracterizar el emplazamiento se podrá aplicar lo recogido en el capítulo 1 de este Manual, en particular lo relacionado con los niveles de referencia, la topografía y batimetría, y la naturaleza y variabilidad del fondo. Para caracterizar el terreno se seguirá lo recogido en la ROM 0.5-05. Para la dinámica marina en el emplazamiento se podrán aplicar los métodos y herramientas recogidos en la ROM 1.0-09, capítulo 3 (figura 3.3.5) y en el Anejo específico a esta ROM 1.1. Finalmente, para caracterizar la calidad del agua y los ecosistemas litorales en el entorno del área portuaria se aplicará la ROM 5.1-13 y para la morfodinámica litoral y el lecho marino, el Sistema de Modelado Costero, SMC (IH Cantabria, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, 2002) y otros documentos específicos referenciados en el capítulo 1 de este *Manual*.

Selección de los estados meteorológicos

Para realizar el diseño y el predimensionamiento se elegirán algunos estados meteorológicos representativos de valores umbrales de,

- operatividad, adscritos a unas condiciones de trabajo operativas normales, y
- seguridad, adscritos a las condiciones de trabajo extremas,

Deben de ser representativos de los regímenes oscilatorios en los que trabajará el dique y cada uno de sus tramos durante su vida útil. En general, será suficiente considerar al menos tres estados para los umbrales operativos, (por ejemplo, estados cuya probabilidad anual de excedencia sea aproximadamente 0.25, 0.50 y 0.90), y tres estados para los umbrales extremos, (por ejemplo, estados cuyo periodo de retorno sea aproximadamente 10 años, la vida útil de la obra, y 100 o 150 años, según el ISA del tramo).

En latitudes medias con amplia generalidad, las condiciones de trabajo operativas normales están vinculadas al oleaje reinante, mientras que las condiciones de trabajo extremas se corresponden con el oleaje dominante.

Estos estados configuran la información de partida para determinar las características del oleaje en el campo cercano y a pie de dique, a barlomar y sotamar del dique (análisis 2DH), y su evolución sobre y a través de la sección (análisis 2DV). Si durante la ejecución del prediseño se comprueba que los estados seleccionados y su probabilidad y periodo de retorno no se ajustan a los regímenes oscilatorios esperados, se elegirán nuevos estados y se reiniciará el proceso de diseño y predimensionamiento.

2.6.1 Traza y tramos: diseño y predimensionamiento

La traza del dique y sus tramos debe dar respuesta a las necesidades de la flota en el área portuaria, canal de acceso, zona de maniobra y fondeo y las características del muelle de atraque y amarre. Sus características principales se detallan en la ROM 3.1 y 2.0, según el tipo de terminal.

El diseño de la traza debe tener en cuenta la disposición en planta y las necesidades del área portuaria, la batimetría de la plataforma continental y la configuración del litoral. Su traza, especialmente la alineación principal, la ubicación del morro y del arranque, se dispone, entre otros, en función de,

- la máxima protección del área portuaria frente a la acción del oleaje,
- la máxima adecuación a las condiciones del emplazamiento,
- la máxima adaptación a las condiciones climáticas reinantes y dominantes,
- la máxima adecuación al diseño del canal de navegación y, en su caso, al dragado,
- la mínima interferencia con la navegación,
- la mínima longitud de dique y de volumen de materiales,
- la máxima adaptación a los medios de construcción disponibles.
- máxima adaptación al calentamiento global y los escenarios de cambio climático
- potencial de adaptación a cambios en la flota y nuevas infraestructuras portuarias.

Nota

La bocana del área portuaria, orientación y anchura, queda definida una vez que se traza el dique principal y, en su caso, el contradique. Su configuración debe satisfacer los fines y los requisitos de operatividad y seguridad especificados en el proyecto, relacionados con

- el tránsito del barco por la bocana,
- mínima agitación interior debida a la propagación del oleaje, banda oscilatoria $3 < T_z(s) < 30$,
- mínima agitación forzada o resonante en la banda oscilatoria de las ondas largas, $30 < T_z(s) < 600$

En general, no es posible satisfacer los tres requisitos de forma óptima. Para minimizar la peligrosidad del tránsito es conveniente disponer bocanas de anchura grande orientadas a los sectores direccionales de los agentes climáticos (viento y oleaje) reinantes y dominantes. Para minimizar la agitación interior frente al oleaje es conveniente diseñar bocanas pequeñas y abrigada de los sectores direccionales dominantes, evitando vientos y corrientes transversales al rumbo de acceso. Finalmente, para minimizar la agitación interior por ondas largas es conveniente diseñar bocanas amplias que favorezcan su radiación a mar abierto y minimicen la acción sobre el barco de los vientos y las corrientes transversales.

Estos condicionantes son contradictorios por lo que es habitual englobarlos bajo la denominación de paradoja del problema portuario. Si la flota de barcos a atender es diversa en tamaño y tipología añade complejidad a la resolución del problema. Desde el punto de vista de ingeniería la paradoja indica que el problema que tiene más de una solución y que la decisión debe tomarse en los ámbitos de la optimización dual: técnica - económica y satisfaciendo los requisitos de proyecto (ROM 0.0 y 1.1, 3.1 y 2.0) y económica - financiera con un riesgo aceptable (MEIPOR).

Configuración de la planta del dique

En general, los elementos que configuran la planta del dique y determinan la seguridad y la operatividad del área portuaria son,

- la batimetría y la naturaleza del fondo
- los tramos, especialmente el arranque, la forma del morro, y las alineaciones principal y secundarias
- la presencia de ondas largas forzadas y resonantes,
- la ubicación de muelles y líneas de atraque con respecto al viento y otros agentes atmosféricos
- las corrientes litorales las masas de aguas portuarias, su calidad y gestión,
- los procesos constructivos y sus condicionantes.

Para cada alternativa de traza de dique se ejecuta un primer deslinde de sus tramos, tal y como se indica en el *Articulado*, sección 2, apartado 2.2. Para cada uno de ellos se seleccionan

las tipologías más idóneas de acuerdo con los criterios propuestos en la ROM 1.0-09, capítulo II. La descripción geométrica, los parámetros representativos de la traza y sus tramos, y de los materiales de construcción se recoge en la ROM 1.0-09 y de forma más extendida en este *Manual*, sección 2.3.

Durante el diseño se debe determinar, al menos, la siguiente información,

- ubicación de los tramos morro y arranque
- orientación, longitud total y profundidad media de cada uno de los tramos a barlomar y sotamar
- ubicación de las transiciones y radios de curvatura
- tipologías más idóneas para cada tramo

Indicadores para el predimensionamiento de la traza

El predimensionamiento de la traza y de los tramos se apoya en el cálculo de unos indicadores que delimitan los valores umbrales (máximos o mínimos) para cumplir los fines y objetivos de proyecto: calado y agitación (oleaje y onda larga) en puntos del área portuaria, exterior e interior, representativos de sus actividades y necesidades en condiciones normales operativas y condiciones extremas para un tipo de flota.

Algunos de los indicadores para el predimensionamiento de la traza del dique son,

- coeficientes de agitación de onda corta y onda larga en el canal de acceso, bocana, zona de maniobra y muelles
- sensibilidad de la agitación, calado y regímenes de dragado a pequeños cambios de la ubicación del arranque, orientación y longitud total de las alineaciones secundarias y principal, y ubicación del morro,
- modificaciones del sistema circulatorio litoral y de la posición, orientación y variabilidad morfodinámica de la línea de costa,
- tasa de renovación del agua e indicadores de su calidad
- regímenes anuales de dragado: volumen, frecuencia y variabilidad,
- coste total medio anual

Para su determinación se aplicarán los métodos que se recogen en la ROM 1.0-09, en los documentos de esta ROM y este *Manual* u otros documentos referenciados en ellos. En el capítulo 3 se presentan unas ecuaciones paramétricas simples para estimar los volúmenes por unidad de anchura de cada sección y tipología.

Finalmente, el diseño de la traza se completa con la aplicación de normas de buenas prácticas que especifican, entre otros, requerimientos geométricos y condiciones de compatibilidad entre tramos, selección de materiales, etc. Algunas de ellas se recogen en el apartado 2.6.11.

Consideraciones para el diseño de la traza del dique

La traza del dique se configura en función de sus tramos. Para su diseño es conveniente considerar lo siguiente,

- **Alineación principal:** (1) a ser posible, debe orientarse ligeramente oblicua a los frentes del oleaje dominante (condiciones de trabajo extremas), teniendo en cuenta la dirección media de la batimetría para ganar profundidad, evitar cambios bruscos de pendiente o de naturaleza del terreno, y alejar el flujo de energía reflejado, difractado e irradiado de la bocana y el canal de navegación. (2) Con incidencia oblicua del oleaje, $20^\circ < \theta < 70^\circ$ el retroceso del oleaje, R_d se puede producir en zonas localizadas, en función de la pendiente, α en diques en talud, o de la pendiente equivalente αT_e en tipologías mixtas, del periodo del oleaje y de las condiciones laterales de la obra. (3) Estos efectos suelen ser más relevantes en las proximidades del morro y los cambios de alineación a una distancia $0,5 < x/L < 1,5$, dependiendo de la forma en planta y tipología del morro y del ángulo de incidencia del oleaje con la alineación recta.
- **Morro I:** (1) salvo razones muy relevantes, no es conveniente girar el tramo morro ni hacia el mar ni hacia tierra con respecto a la alineación principal del dique. (2) Su ubicación espacial y la configuración de la tipología tienen implicaciones relevantes en los regímenes oscilatorios en el campo cercano y sobre las secciones y la variabilidad longitudinal en la traza del dique. (3) La difracción del oleaje alrededor del morro introduce agitación en el área portuaria, y genera una ola corredera en el lado interior del dique cuya magnitud depende de la altura, el periodo y ángulo de incidencia del oleaje, de la distancia al morro y de la tipología a barlomar de la sección. (4) Su forma, vertical o en talud y mixta, con o sin superestructura del tramo morro, debe ayudar a delimitar, sin invadirlo, el canal de navegación y a minimizar la radiación-difracción del oleaje, hacia las zonas navegables y el lado interior del dique y la convergencia y concentración de las corrientes de marea, viento y las provocadas por los gradientes de transformación del oleaje.
- **Morro II:** Por otra parte, (1) conforme aumenta el radio relativo del morro, $\frac{r}{L}$, se incrementa la altura de ola alrededor de él (Losada y col., 1990), es decir, difracta más la ola desde mar adentro hacia tierra (por la orientación del morro), Figura 2.41. (2) Para radios grandes, $\frac{2r}{L} > 0,3$, el daño se concentra en las secciones críticas, mientras que para radios pequeños el daño del talud está más repartido por el morro (Maciñeira y Burcharth, 2008). En general, el daño se incrementa para valores de $2r/L$ menores. Este resultado puede estar afectado por efectos de escala. (3) Su tipología, a ser posible, debe ser la misma que la del tramo en que se apoya. En otro caso, debe de intercalarse un tramo de transición entre ambas tipologías que asegure (refuerce) la estabilidad lateral de las partes del morro y del tramo.
- **Cambio de alineación:** la ubicación y orientación del cambio de alineación, en general con forma tronco-cónica, debe, (1) alejarse de las zonas de máximo oleaje dominante y de las zonas de amplificación por radiación desde morros y transiciones, y (2) localizarse donde el oleaje incida con oblicuidad a lo largo de su traza, minimizando la concentración de energía sobre ella.
- **Arranque:** la ubicación, orientación y forma del arranque deben minimizar la afección sobre la morfodinámica litoral y, en su caso, integrar en el diseño la posible acumulación (formando una playa), erosión (destruyendo la playa existente), o regresión de la línea costa

y del DPMT. La orientación del arranque con respecto a la línea de la costa y la batimetría debe analizarse en función de los sectores direccionales del oleaje reinante y del dominante para minimizar el transporte de sedimentos y el avance de la línea de costa hacia el mar (bocana y alineación principal) apoyándose en el dique.

- Todas los tramos: (1) la radiación de la energía del oleaje desde el morro y los cambios de alineación generan gradientes longitudinales en las alineaciones rectas que modifican localmente las características del oleaje a pie de dique y su evolución espacial sobre la sección, pudiendo incrementar los valores del remonte, del caudal y volumen de rebase, del retroceso y de las presiones y subpresiones sobre el espaldón y, por extensión del flujo sobre el lado de sotamar. (2) Estos efectos suelen ser más relevantes en las proximidades del morro y los cambios de alineación a una distancia $0,5 < x/L < 1,5$, dependiendo de la forma en planta y tipología del morro y del ángulo de incidencia del oleaje con la alineación recta.

Por otra parte, cuando en una alineación recta, principal o secundaria, se puede, objetivamente, reducir sus dimensiones geométricas (bien porque se encuentre al abrigo de otro dique o accidente natural, o bien por otras causas), la transición ha de hacerse,

- solapando los elementos mayores sobre los menores en una superficie que incluya todas las partes de la sección en una distancia paralela a la traza del dique superior a una longitud de onda de proyecto, u otra debidamente justificada,
- de forma brusca, ubicada en un punto de la alineación, donde las partes y elementos de la sección que dejan de tener bruscamente el apoyo lateral (pérdida de validez de la hipótesis de comportamiento bidimensional de la sección) sean estables por sí mismas.

La decisión de una u otra solución depende de cada caso específico y debe ser objeto de optimización económica.

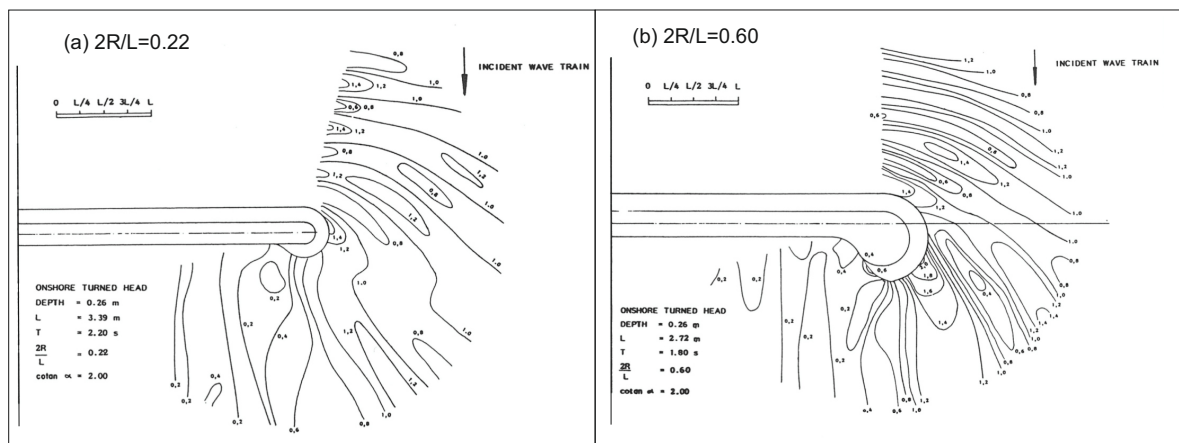


Figura 2.41: Difracción del oleaje en función del tamaño relativo del morro: (a) $2R/L = 0,22$; (b) $2R/L = 0,60$. [Adaptado de Losada y col. (1990)].

Consideraciones sobre la estabilidad del morro y los cambios de alineación

Teniendo en cuenta el comportamiento hidrodinámico de los cambios de alineación y el morro, y según su geometría en planta y otros parámetros de su estructura es necesario prestar especial atención a su diseño y dimensionamiento. Entre otras acciones se pueden considerar las siguientes,

- aumentar el radio del morro y del cambio de alineación,
- minimizar las formas que concentren energía por refracción y asomeramiento
- incrementar el peso en las piezas del talud de estos tramos en comparación con las del tramo recto del tronco del dique,

$$W_{tramo\ curvo} = (1,5 - 3,0)W_{tramo\ recto} \quad (2.14)$$

- incrementar el peso de las piezas de la berma de pie y la superficie de la protección del lecho considerando la formación de barras y senos radiales,
- extender el manto del morro hacia sotamar y diseñar la conexión con la alineación interior bien alejada de la zona de difracción, vórtices y corrientes, $x/L > 0,5$, siendo x la distancia de la sección al eje del morro y L la longitud de onda,
- extender el manto, al menos cinco piezas, a un lado y otro del cambio de alineación.

2.6.2 Tipología y sección: diseño y predimensionamiento

El diseño de una tipología (configuración de sus partes y elementos y especificación de sus materiales) se apoya, esencialmente, en el análisis del comportamiento hidrodinámico del oleaje en el perímetro exterior de la sección, tanto a barlomar como a sotamar (análisis 2DV), y en un análisis geotécnico preliminar del tramo. Este análisis se deriva del análisis 2DH del comportamiento hidrodinámico del oleaje en los campos lejano y cercano, en función de la ubicación del tramo, los tramos adyacentes, los regímenes de comportamiento geotécnico del terreno, los materiales de cantera disponibles y los procesos y medios constructivos aplicables en el emplazamiento.

Para cada traza, en función del primer deslinde de sus tramos, se seleccionan las tipologías más idóneas de acuerdo con los criterios propuestos en la ROM 1.0-09, capítulo II. El resultado es un conjunto conexo de tipologías que satisfacen, a priori, los requisitos y condicionantes de proyecto, entre ellas las tres tipologías tradicionales de la ingeniería marítima: dique en talud, dique vertical y dique mixto o compuesto.

El diseño de la sección debe tener en cuenta, además de la función de abrigo, otras funciones relacionadas con la actividad portuaria, entre otras, servir de camino de rodadura y de soporte de conducciones, disposición a sotamar de líneas de atraque y ubicación de almacenes y tinglados que estén previstas en proyecto de inversión.

Para facilitar su diseño, la sección se puede ordenar partes: cimentación, cuerpo central y superestructura, identificando la función principal de cada una de ellas. Los elementos que conforman cada una de las partes establecen su conectividad y la de la cimentación con el terreno.

La geometría y los materiales a utilizar en los elementos de cada una de las partes se dispone, entre otros, en función de,

- máximo control del oleaje incidente con mínima reflexión y transmisión por rebase y a través de la sección,
- máxima adaptación a los condicionantes reinantes y dominantes,
- máxima adaptación de sus partes y elementos a los materiales y medios de construcción disponibles,
- mínimas dimensiones de la superestructura o espaldón para el control del rebase y, en su caso, para las otras funciones previstas,
- la mínima probabilidad de presentación de fuerzas impulsivas en el cuerpo central y la superestructura,
- la máxima compatibilidad geotécnica entre cimentación y terreno,
- amplia posibilidad de reparación y de desmantelamiento,
- máxima adaptabilidad a las tipologías de los otros tramos del dique,
- adaptación al calentamiento global y a los escenarios del cambio climático,
- potencial de adaptación a cambios de usos portuarios

Configuración del perímetro exterior del tramo

En general, los elementos principales que conforman la tipología y determinan la seguridad y la operatividad del tramo, pertenecen al subsistema perímetro exterior, tanto a barlomar como a sotamar, (*Articulado*, sección 3). Dependiendo de la tipología, el diseño de la sección incluye la ubicación y las dimensiones de algunos de los siguientes elementos, tanto del lado de barlomar como del de sotamar,

- protección del lecho,
- berma de pie de sección,
- berma de protección de la banqueta de cimentación,
- estructura del cuerpo central del dique vertical o mixto,
- manto principal,
- berma de coronación de la sección,
- espaldón/superestructura,
- berma de protección del enrase y la cimentación del espaldón/superestructura.

En función del comportamiento geotécnico del terreno y de los materiales de cantera, calidad, tamaños y cantidad, disponibles, y de la aplicación de unas normas de buenas prácticas, el diseño de la sección se completa definiendo,

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 113

- la cimentación y su transición con el terreno natural,
- el núcleo y las secuencias de capas y mantos hasta alcanzar los elementos del perímetro exterior.

El resultado del diseño de una sección debe contener, al menos, la siguiente información, tanto del lado de barlomar como de sotamar,

- geometría y características de los materiales del núcleo y mantos secundarios,
- geometría y características de los materiales de cada una de las bermas,
- geometría de los mantos principal y secundarios y forma y tipo de pieza,
- ubicación, geometría y configuración estructural del cuerpo central, superestructura o espaldón.

Indicadores para el predimensionamiento del tramo

El predimensionamiento de las partes y elementos que configuran el perímetro exterior, a barlomar y a sotamar, y las restantes partes y elementos de la sección se apoya en los valores de unos indicadores que cuantifican el comportamiento de la sección para cumplir con los requisitos de proyecto frente a la seguridad y la operatividad y con los costes esperados del mismo, entre ellos, los siguientes,

- coeficientes de partición de la energía incidente,
- altura de remonte, altura de retorno del flujo de agua y volumen o caudal potencial de rebase
- peso mínimo de las piezas de las bermas y mantos,
- dimensiones críticas para la ocurrencia de fuerzas impulsivas,
- dimensiones y peso mínimo del cuerpo central, superestructura o espaldón.

Esta cuantificación debe extenderse a todos los sectores direccionales posibles en el tramo con especial atención a aquellos que pueden generar, (1) estructuras periódicas del retroceso de la lámina de agua y (2) trenes de ola corredera.

Los valores de estos indicadores se obtienen mediante algunas de las fórmulas de cálculo cuyas condiciones de aplicación y rango de validez en función del régimen hidrodinámico y geotécnico y de la tipología se analiza en las secciones siguientes.

En todos los casos es conveniente, finalizar la etapa de diseño y predimensionamiento con un análisis de sensibilidad a variaciones de la incidencia oblicua del oleaje y de la profundidad de agua y a pequeños cambios de las dimensiones o formas de algunos elementos relevantes de la sección.

Consideraciones para el diseño del perímetro exterior

El diseño de un tramo se apoya en la configuración del perímetro exterior y en la aplicación de unas normas de buenas prácticas que permite finalizar la sección con criterios técnicos solventes y contrastados. A tal efecto es conveniente considerar entre otros, lo siguiente,

- el régimen de partición de la energía, depende de las características del oleaje a pie de dique, de la tipología y de la disposición de sus elementos y determina la evolución del oleaje sobre y a través de la sección, los flujos de masa y de cantidad de movimiento en el volumen de control,
- la naturaleza del lecho y el régimen oscilatorio y su estructura direccional en el campo cercano determina la configuración de su protección frente a la formación de barras y la posibilidad de licuefacción,
- el retroceso, R_d , y los medios constructivos condicionan la ubicación, cota de coronación y anchura de la berma de pie y de la berma de cimentación de la estructura del cuerpo central,
- el remonte, R_u , y el rebase admisible determinan la cota de la berma de la coronación del manto, principal
- el remonte, R_u , el rebase admisible y los usos previstos, determinan la cota de coronación del espaldón,
- la ubicación del espaldón, en particular, la distancia al pie del dique y sus dimensiones (cota de cimentación, altura y anchura) determinan (1) la partición de la energía, en particular el módulo y la fase del flujo reflejado, (2) el régimen de presiones y subpresiones (reflejantes e impulsivas), (3) el rebase potencial y (4) la ubicación y dimensiones mínimas de la berma de protección y su entronque con la superestructura,
- la superestructura o espaldón, la distancia relativa al morro y el oleaje generado en el interior del área portuaria, determinan la protección necesaria en el lado interior (sotamar) del perímetro exterior,
- los efectos principales de la incidencia oblicua del oleaje son reducir la pendiente efectiva o la distancia recorrida por el tren antes de alcanzar la coronación, promueve el tipo de rotura del oleaje en voluta, aumenta la disipación por turbulencia y fricción, reduce la reflexión, módulo y fase, acercado el foco hacia el pie del dique, reduce la transmisión,
- con ángulo de incidencia $\theta < 30^\circ$ el flujo oscilatorio sobre el dique puede disponerse en estructuras periódicas y la probabilidad de ocurrencia de fuerzas impulsivas decrece de manera significativa,
- las características geotécnicas del sistema dique-terreno, y las dimensiones y características de los materiales determinan la posibilidad de deslizamiento superficial o profundo del sistema.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 115

Consideraciones sobre el balance de energía en la sección y efectos de escala

Con respecto a la partición de energía es conveniente tener en cuenta que,

- el flujo de energía del tren reflejado se aleja del dique creando una estructura de cuasi-nodos y cuasi-antinodos de amplitud decreciente; el decaimiento se acentúa con la pendiente de la plataforma continental (figura 2.42),

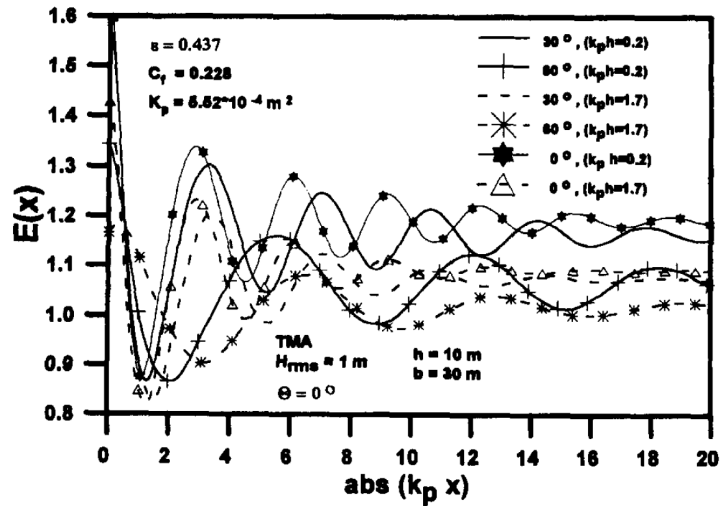


Figura 2.42: Envolvente máxima adimensional frente a $|k_p x|$ para un dique vertical poroso y distintos ángulos de incidencia. Fuente: Losada y col., 1997.

- el módulo del coeficiente de reflexión, valores máximos y mínimos, oscila en función de la anchura del núcleo; esta oscilación depende la anchura relativa del núcleo, B/L , y del diámetro relativo del grano, D/L , y del ángulo de incidencia, θ (figura 2.43),

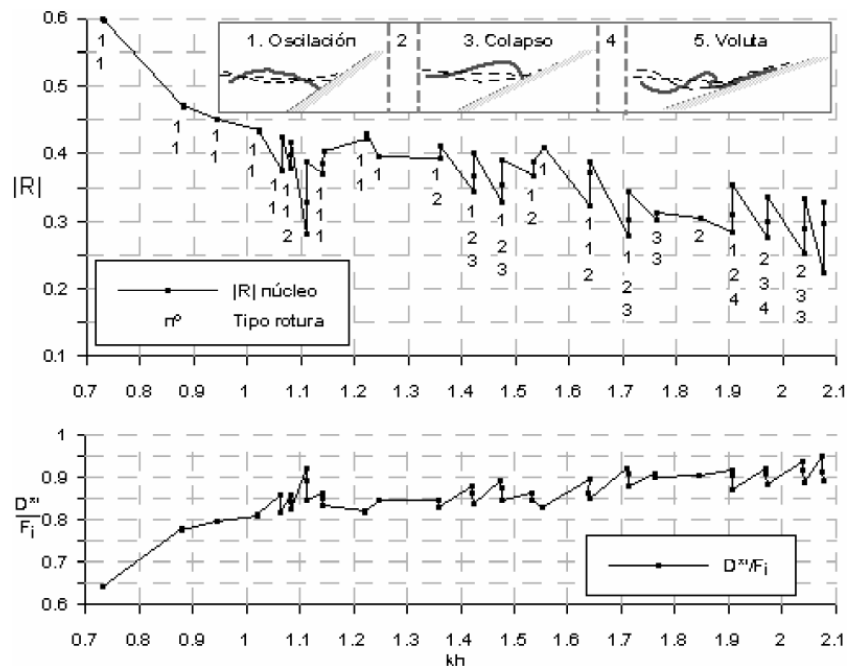


Figura 2.43: Rotura de la ola y disipación en el núcleo. Fuentes: Benedicto, I. and Losada, Miguel A, 2012 y Benedicto, 2004.

- el tamaño de grano relativo D/L y las características del oleaje incidente determina el régimen hidráulico, laminar - turbulento, y oscilatorio, parcialmente estacionario, en el interior del núcleo y acota los efectos de escala,
- la disipación de la energía incidente en la estructura porosa (p.ej. el manto principal) depende del tipo de rotura de la ola y del flujo turbulento entre las piezas del manto; es conveniente que los huecos entre piezas sea suficiente para activar este mecanismo disipador a escala de poro, cuantificado, por ejemplo, por D/H , diámetro de la pieza frente a la altura de ola, y, en su caso por el número de Keulegan-Carpenter, KC y el número de Reynolds de grano, Re_D ,
- piezas artificiales o naturales colocadas a paño, sin huecos, bloquean la disipación turbulenta a escala de poro, aumentan el remonte y el retroceso, generan desfases de nivel entre el exterior e interior de la sección e incrementan el módulo del coeficiente de reflexión y acercan el foco reflector al pie del dique (fase cero).

Con amplia generalidad, el régimen hidrodinámico en el interior de la sección de un dique de abrigo en el prototipo es turbulento y la disipación de la energía durante la propagación del oleaje por el interior de la sección depende de los campos de velocidades y de aceleraciones que puede evaluarse mediante la ecuación de Forchheimer. Si en el laboratorio, tal y como requiere, se escala el dique conservando el número de Froude, para conservar D/H y D/L , el diámetro del grano D del modelo no conserva el número de Reynolds, Re_D , modificando el balance de energía, el flujo de energía reflejada y transmitida, y los flujos de agua y de cantidad de movimiento sobre la sección (figuras 2.47 y 2.48). Para minimizar este efecto del escalamiento es conveniente ensayar la sección del dique con escalas superiores a $E > 1/60$.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 117

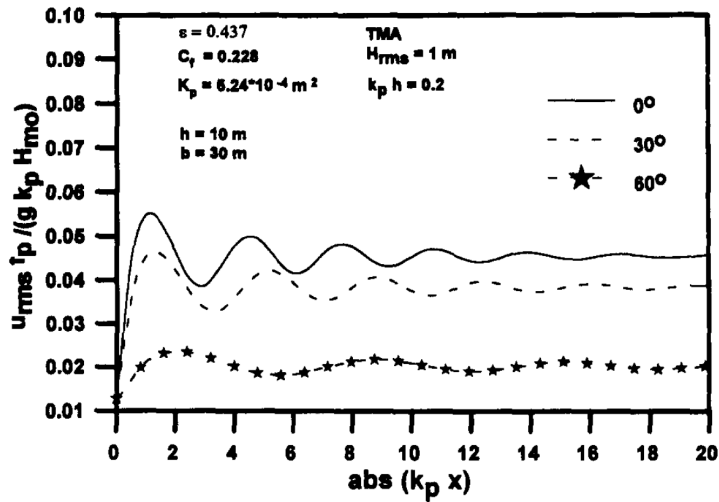


Figura 2.44: Velocidad adimensional horizontal en el fondo frente a $|k_p x|$ para distintos ángulos de incidencia. Fuente: Losada y col., 1997.

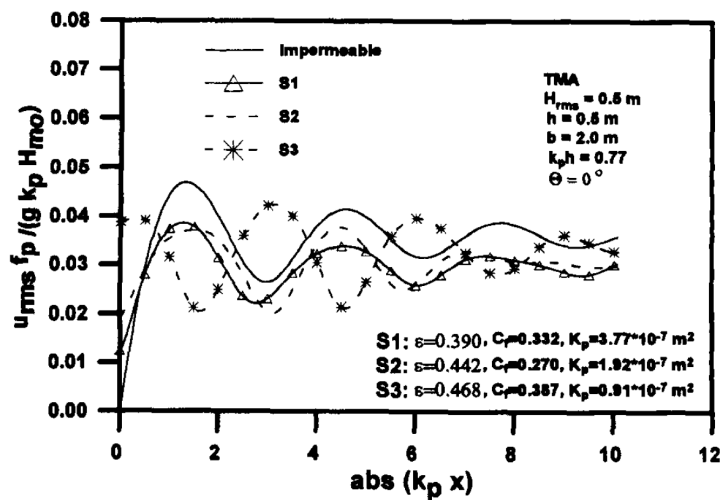


Figura 2.45: Velocidad adimensional horizontal en el fondo frente a $|k_p x|$ para distintos materiales porosos. Fuente: Losada y col., 1997.

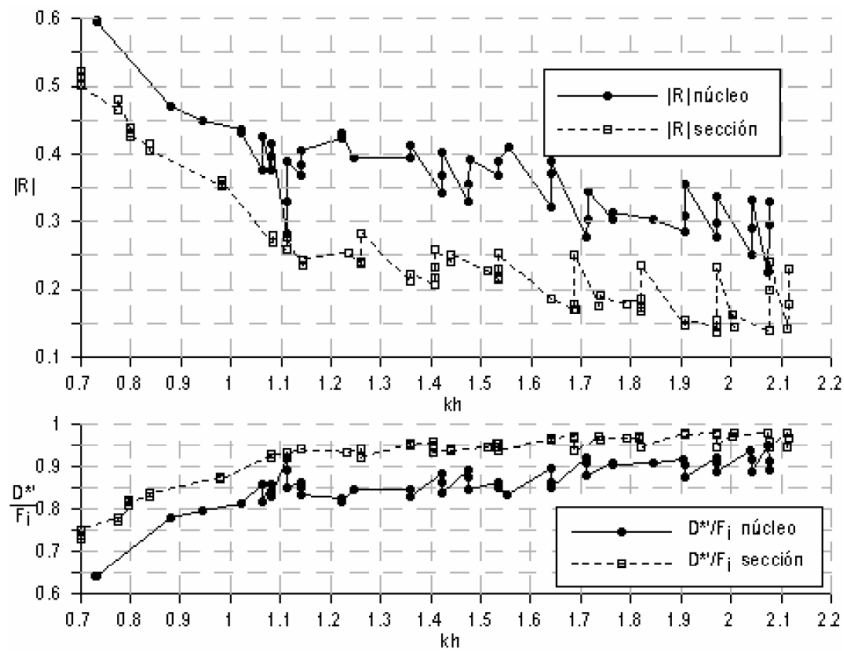


Figura 2.46: Reflexión y disipación en el núcleo y en la sección completa. Fuentes: Benedicto, I. and Losada, Miguel A, 2012 y Benedicto, 2004.

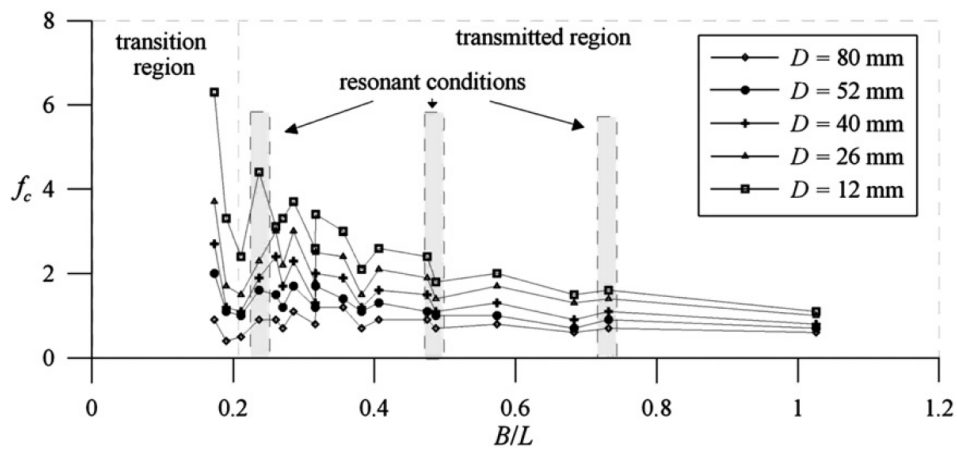


Figura 2.47: Coeficiente de fricción calibrado versus B/L para los cinco diámetros considerados. Rango de parámetros experimentales: $0,006 \leq H/L \leq 0,095$; $0,07 \leq h/L \leq 0,3$; $0,013 \leq Dk \leq 0,34$; $0,173 \leq B/L \leq 1,02$. Fuente: Pérez-Romero y col., 2009.

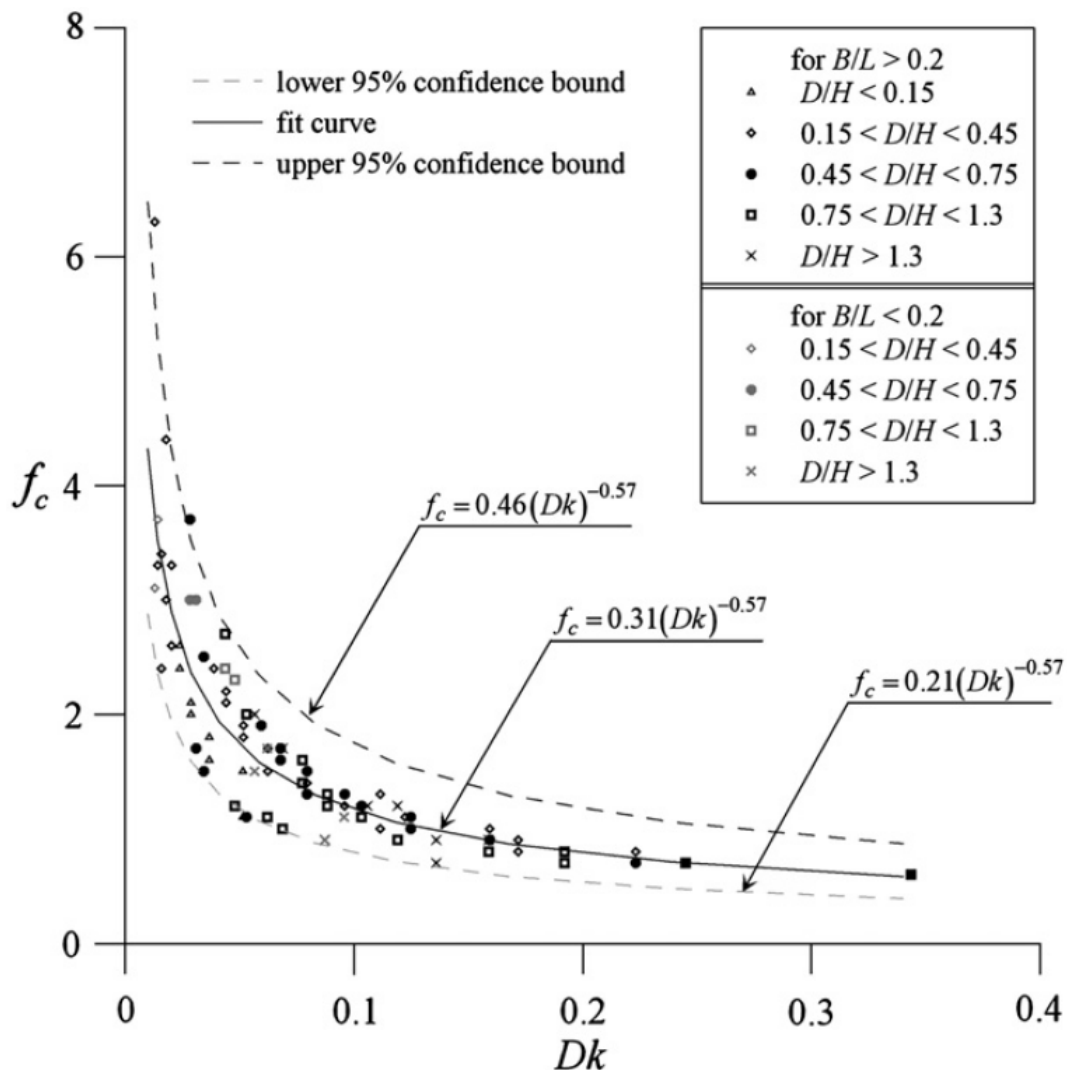


Figura 2.48: Diagrama característico del coeficiente de fricción. Rango de parámetros experimentales: $0,006 \leq H/L \leq 0,095$; $0,07 \leq h/L \leq 0,3$; $0,013 \leq Dk \leq 0,34$; $0,173 \leq B/L \leq 1,02$. Fuente: Pérez-Romero y col., 2009.

2.6.3 Diseño de la protección de lecho y berma de pie

La estabilidad del dique con el lecho y terreno del campo cercano está encomendada al binomio protección de lecho - berma de pie. Este conjunto estructural se ubica a barlomar del cuerpo central del dique sea el talud de piezas, la banqueta de cimentación de un dique mixto, o la estructura de un dique vertical.

Su finalidad es, (1) controlar los procesos de transporte de sedimentos (erosión - acumulación) en el pie del dique, (2) evitar la licuefacción del lecho, (3) dar apoyo y proteger frente a la acción del oleaje su entronque con otras partes y elementos del dique: pie del manto principal, o del cuerpo central del dique vertical o mixto y, (4) controlar la pérdida de estabilidad local del conjunto berma - protección de lecho - banqueta de enrase y terreno natural.

Este binomio se construye en capas granulares, en general dispuestas en tongadas horizontales cuyo número, anchura, espesor y características de los materiales depende de la transición desde el terreno natural hasta el manto de coronación de la berma y sus dimensiones y su conexión con el cuerpo central del dique.

Banqueta de regularización y protección del lecho

Es norma de buena práctica preparar la cimentación mediante un dragado de limpieza y sustituir el terreno con un material de buena calidad que satisfaga los criterios de filtro que se recogen en este *Manual*, en el Anejo de Materiales de cantera y en la ROM 0.5. Si el fondo es de roca, puede ser necesario regularizar con una banquetta y construir sobre ella la berma de pie. En este caso, una de las finalidades de la berma es la protección de la banquetta de regularización.

La protección del lecho es necesaria en suelos erosionables por la acción del oleaje y, en su caso, por las corrientes locales. Su erosionabilidad se puede determinar en función del parámetro de Shields, calculando la tensiones tangenciales en el fondo con el campo de velocidades debidas al oleaje local en presencia de la obra.

El patrón morfológico del lecho en el campo cercano está formado por trenes de barras y senos, en general dispuestos paralelos a la alineación del tramo, (en tramos curvos suelen disponerse en forma radial), cuya amplitud decrece al alejarse de la traza del dique (figuras 2.49 y 2.50). La ubicación de las barras y de los senos depende del régimen hidrodinámico en el campo cercano. La distancia entre las crestas de las barras es del orden de $L_z/8$ en antifase con los cuasi antinodos y reflexión moderada. Como la longitud de onda crece con la profundidad la distancia entre barras crece al alejarse del dique, mientras que su amplitud decrece al decrecer la velocidad, (instantánea y promediada), del flujo en las proximidades del fondo.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 121

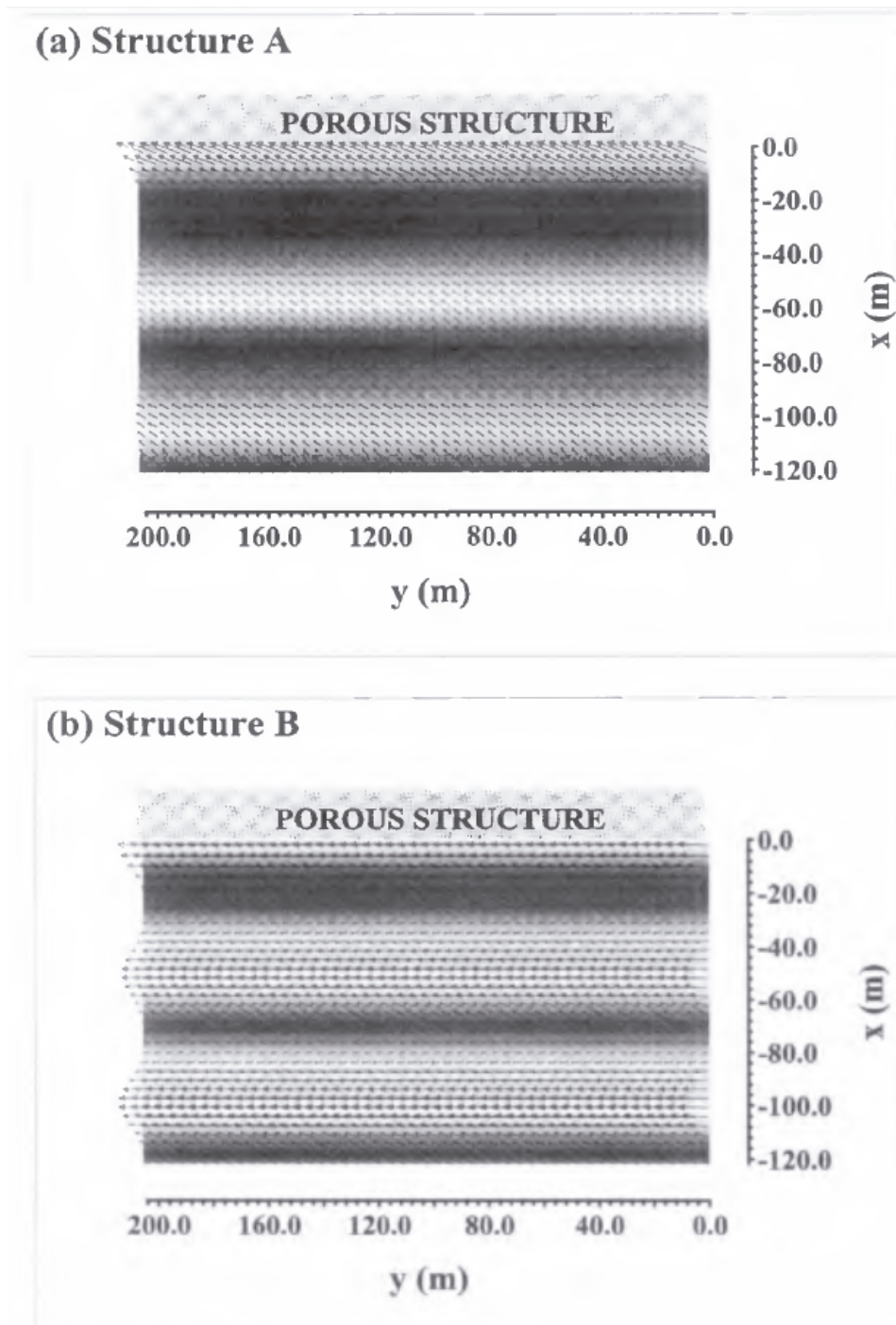


Figura 2.49: Patrones de transporte de sedimentos enfrente de la estructura. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b.

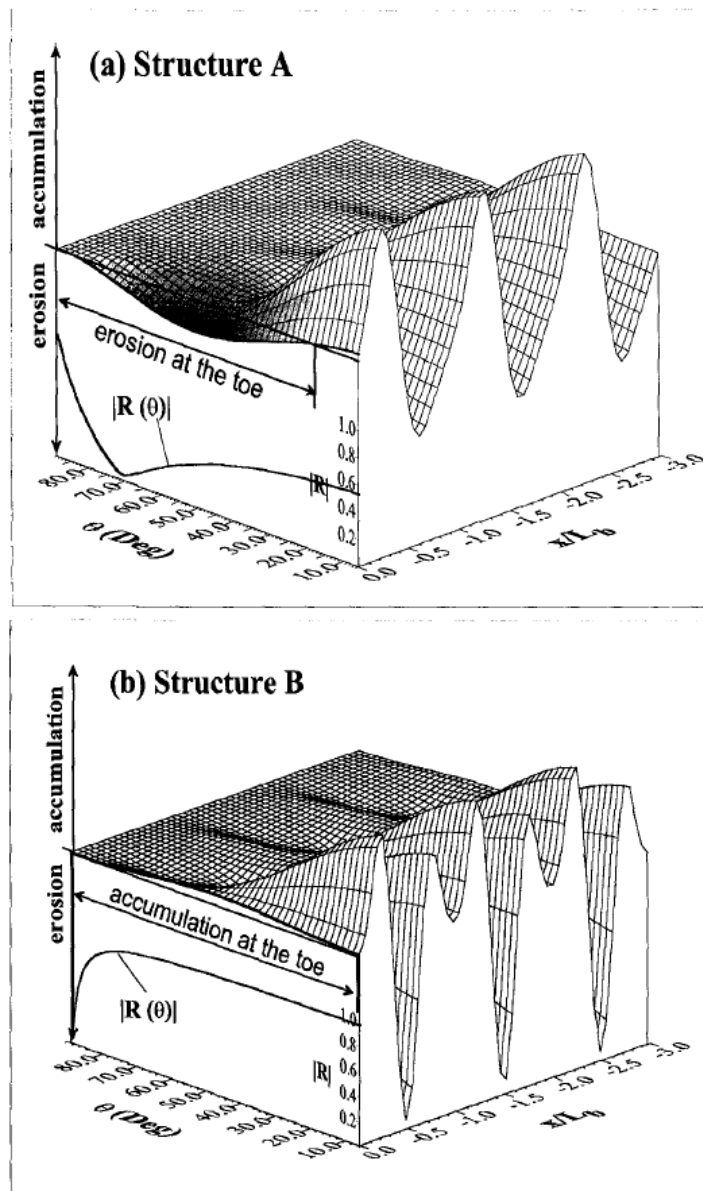


Figura 2.50: Variación del fondo enfrente de la estructura. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b.

En función de las características del oleaje y de la tipología de la sección la barra puede ubicarse sobre el pie del dique; con otras es el seno el que se ubica sobre el pie. El ángulo de incidencia modula este comportamiento (figura 2.51); la distancia entre crestas de barra es inversamente proporcional a $1/\cos\theta$. Con incidencia muy oblicua no puede desarrollarse este patrón morfológico, pero puede producirse la erosión del lecho por otros mecanismos, flujo de retorno de la ola e inducidos por la diferencia del nivel medio del mar en el interior y el exterior de la sección.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 123

	A(m)	h(m)	T(s)	b(m)	f (1)	ϵ (2)
Estructura A	0.5	5	10	10	0.8	0.45
Estructura B	0.5	5	10	10	50	0.25

Tabla 2.8: Características del oleaje incidente y de la estructura. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b. (1) Factor de fricción del medio poros, (2) porosidad.

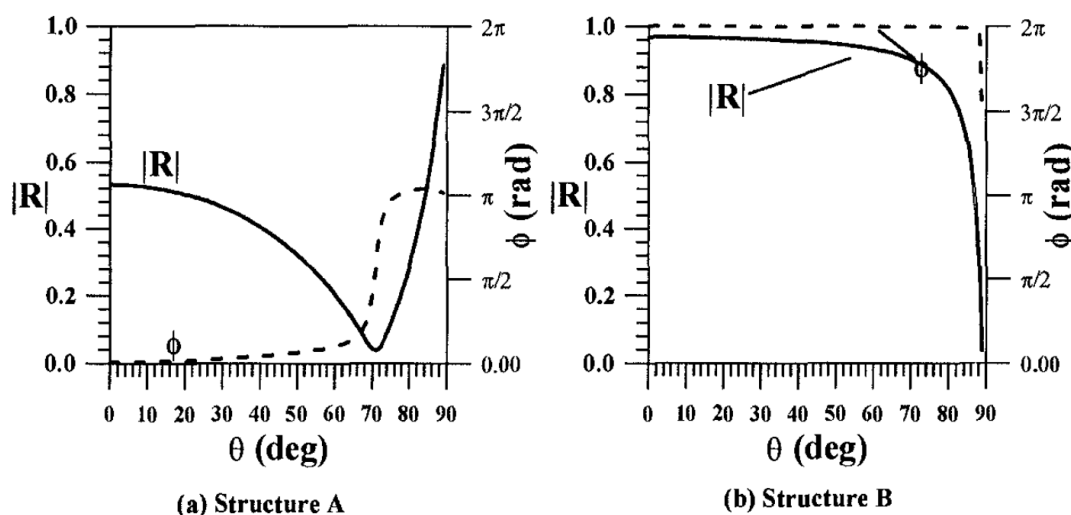


Figura 2.51: Magnitud y fase del coeficiente de reflexión. Fuente: Baquerizo y Losada, 1998b.

Ambas morfologías son indeseables. En el primer caso, la barra puede cegar la estructura porosa del dique, cambia el régimen hidrodinámico el oleaje y puede que se incremente significativamente el remonte y el volumen de rebase. En el segundo caso, sin protección, se puede producir el descalce de la berma, pérdida de piezas, desprotección del pie del talud o de la estructura vertical.

La extensión de la protección de lecho debe decidirse en función de la evolución espacial del patrón de barras y crestas y de su amplitud de cresta y de seno. Ésta decrece con la distancia al dique y con la profundidad.

En general, el espesor mínimo de limpieza o de regularización se deciden por razones constructivas y de control, $e_c \geq 0,25 m$. Salvo si un análisis de la pérdida de la estabilidad local del conjunto lo aconsejase, no es habitual que el espesor supere $e_c \geq 0,5 m$, ni que se eleve por encima del terreno natural, excepto si es de roca.

Sobre la banqueta se dispone el manto de protección del lecho que habitualmente se configura con la prolongación de una de las capas inferiores, la primera, de la berma de pie, si su tamaño es estable frente a la acción del oleaje local.

Berma de pie

Sobre la banqueta se dispone la berma de pie formada principalmente por una o más capas horizontales de materiales granulares que cumplen la función filtro hasta alcanzar un diámetro

de escollera que es estable frente a la acción del oleaje. En suelos erosionables la protección del lecho se extiende a barlomar del pie de la berma.

La altura de la berma de pie es una opción del proyectista; depende de su finalidad en la estabilidad de la sección y tiene, entre otras las siguientes restricciones. En diques verticales la altura (y la anchura) de la berma debe ser tal que el peraltamiento del oleaje sea despreciable y que, en ningún caso, provoque la rotura de la ola contra la pared; además, es conveniente que su coronación quede por debajo del seno de la ola de cálculo, es decir que no quede al descubierto.

En diques en talud la coronación de la berma debe quedar significativamente por debajo del máximo retroceso, R_d esperado del oleaje; en otro caso es necesario rebajar la cota de enrase del manto principal.

En algunos casos las dimensiones de la berma no caben en el espacio entre el lecho saneado y la altura máxima de coronación, medida con respecto al fondo. Entre otras, algunas de las opciones de diseño son, (1) subsumir la estructura granular de la berma en el lecho dragado y ampliar la superficie de protección del lecho, (2) incrementar el peso de las piezas del manto de la berma, (3) una combinación de ellas, (4) rediseñar la sección o cambiar de tipología.

En algunas tipologías de diques mixtos la berma debe cumplir funciones equivalentes a las del talud, es decir controlar el oleaje que impacta con la superestructura. Su altura y anchura son determinantes para controlar el carácter impulsivo o reflejante de las fuerzas contra el cuerpo central.

El peso de las piezas del manto de la berma depende de su ubicación con respecto al foco reflector que depende del régimen hidrodinámico en la sección reflejante, disipativo o mixto y, en consecuencia el campo de velocidades, aceleraciones y presiones en la berma. De acuerdo con lo expuesto en las secciones anteriores, el régimen se determina, para cada tipología, en función principalmente del número de Iribarren equivalente, las características del material del núcleo, D/L y las dimensiones de la superestructura.

Las condiciones de estabilidad de las piezas no son homogéneas. Su distribución espacial depende de la tipología y el régimen hidrodinámico que gobierna las características del oleaje a pie de dique y en el campo cercano. Esta distribución se altera cuando la berma comienza a fallar, perder piezas y cambiar su geometría o cuando se activa el sistema de barras y senos en el campo cercano.

El espesor del manto y el número de capas y sus características hasta la banquetta de enrase y la protección de lecho se definen una vez que se determina el tipo, forma y peso de las piezas del manto exterior de la berma (figura 2.52). A partir de este valor toda la estructura de la berma se diseña de acuerdo con las normas de buenas prácticas que se recogen en este capítulo y en el Anejo específico de materiales de cantera.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 125

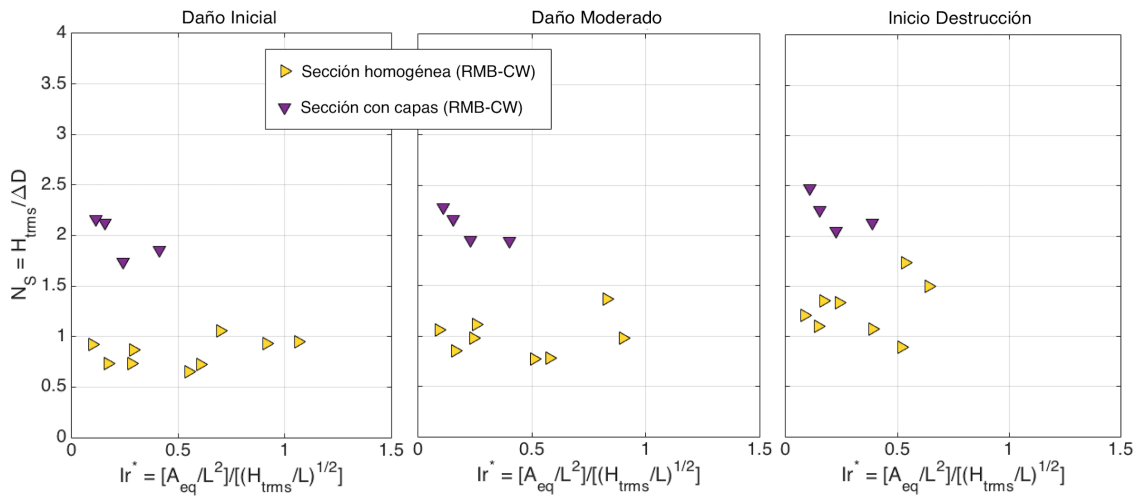


Figura 2.52: Número de estabilidad de las piezas de la berma en talud en función del número de Iribarren modificado.

Conexión con el cuerpo central del dique

En diques en talud se suele disponer la berma de pie de forma que las capas del talud (manto principal, secundarios y filtros) se apoyen sobre su base superior (Figura 2.53) más que a tope (Figura 2.54) ya que, (1) es más fácil de construir y (2) cumple mejor la funcionalidad de proteger el terreno y la cimentación, y servir de apoyo a los mantos principal y secundarios.

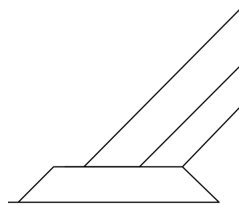


Figura 2.53: Disposición de la berma de pie para apoyo de las capas.

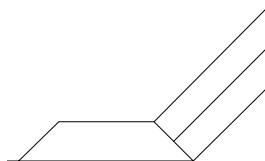


Figura 2.54: Disposición de la berma de pie en forma de "tope".

En diques verticales la berma de pie se extiende hasta el pie de la estructura que, en general es una pared vertical impermeable. El movimiento oscilatorio en la pared es de reflexión perfecta con localización del antinodo. La berma debe soportar las variaciones temporales y espaciales de la velocidad, incluyendo los cambios de orientación. En diques mixtos (o verticales con paredes perforadas o equivalente), el movimiento es parcialmente estacionario y la localización de los cuasi-nodos y antinodos depende de la tipología.

En todos los casos, se deberá prestar especial atención a la función de la berma como filtro de drenaje de los flujos de retorno por los mantos principal y secundario y desde el interior del núcleo y por debajo de la estructura procedente del interior de la sección. Esta función de drenaje debe establecerse tanto a barlomar como a sotamar. Su funcionalidad condiciona la concomitancia de los valores de los empujes horizontales y verticales en la estructura y la acumulación de presiones intersticiales en el núcleo y cimentación. Si la berma se construye con piezas artificiales se comprobará que no generan acumulación de presiones y que satisfacen el criterio r3 de lavado de la capa base (apartado 2.6.11).

Anchura mínima de la protección y de la berma

El peso mínimo de las piezas de la protección del lecho y de la berma se puede obtener aplicando formulaciones reconocidas en la literatura algunas de las cuales se recogen en este *Manual*.

Por razones constructivas la berma debe tener una anchura mínima que en ningún caso debe ser inferior a tres piezas, siendo conveniente dar un sobre-ancho de dos piezas. La extensión horizontal de la protección depende del régimen oscilatorio a pie de dique que define el campo de velocidades y aceleraciones en el fondo y el régimen hidráulico en el terreno natural y de la granulometría del lecho. Como mínimo debe extenderse sobre la primera estructura morfológica de barras y senos en el frente del dique. Las dimensiones de esta estructura se pueden calcular de acuerdo el planteamiento y la formulación que se presenta en la sección correspondiente.

2.6.4 Diseño de la berma de cimentación

La berma de cimentación se constuyre para ubicar la cimentación de la cuerpo central de un dique mixto, una estructura vertical, a una profundidad compatible con su construcción y su finalidad para el área portuaria. La cimentación se protege con una secuencia de mantos secundarios y finalmente se dispone del manto principal o exterior que es el que finalmente da la seguridad la conjunto. Su arranque es en talud, para que, una vez alcanzada la profundidad de enrase de la cimentación se extiende horizontalmente hasta conectar con la estructura donde, además, debe proteger la cimentación propiamente dicha de la estructura.

El régimen oscilatorio sobre la berma está definido por la reflexión y el reabse en el dique, y la incidencia del oleaje en el pie de la berma, θ y la profundidad de la berma con respecto al fondo, d/h .

Si la cota de coronación está ubicada a una profundidad, d grande en relación con la longitud de onda, d/L_z pequeña y la altura de ola relativa, H/d es pequeña, la acción del oleaje sobre los elementos de la berma no será importante y será suficiente utilizar escollera de pequeño tamaño. Por el contrario si la profundidad de la cota de coronación es pequeña con respecto a al longitud de onda y la altura de ola relativa sobre la berma, H/d es grande, los elementos de la berma y la presión sobre la pared serán importantes.

La magnitud de la altura de ola sobre la berma, el régimen hidrodinámico sobre ella y las acciones sobre al pared, incluida la tasa de rebase, dependen de, (1) de la profundidad relativa de la berma d/h , (2) su anchura relativa, B_M/L_z , (3) la reflectividad de la estructura, K_R, ϕ , el ángulo de incidencia θ . El régimen hidrodinámico en general es parcialmente estacionario con estructuras de cuasi nodos y cuasi antinodos que se manifiestan con la variación espacial de la

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 127

altura de ola desde la pared hacia el mar, H_x .

En estas condiciones durante la fase de diseño se debe identificar la geometría de la sección en la que potencialmente se pueden producir presiones impulsivas en la pared y en la base de la estructura.

Si la profundidad relativa $d_{min}/L_z > 0,10$ y el peralte del oleaje de cálculo $H_D/L_z < 0,08$, independientemente de su anchura relativa y profundidad relativa de la banqueta, es poco probable que se produzca la rotura. Si la anchura relativa de la berma se encuentra en el intervalo, $B_M/L_z < 0,15$ y su profundidad relativa en el intervalo $0,2 < d/h < 0,5$, la probabilidad de ocurrencia de fuerzas impulsivas en la pared crece significativamente, (Takahashi, 1996).

Es conveniente diseñar la estructura para minimizar la probabilidad de fuerzas impulsivas. Entre otras, se puede considerar las siguientes alternativas, (1) alejar la estructura con respecto al pie del dique (aumentando B_M/L_z), (2) sumergir la coronación de la berma, ($d/h > 0,5$), (3) reorientar el ángulo de la traza del tramo para que los trenes de olas impulsivos incidan con oblicuidad en la pared, (4) aumentar la altura y anchura de la berma en las proximidades del pie de la estructura y (5) modificar el frente o la pared vertical de la estructura.

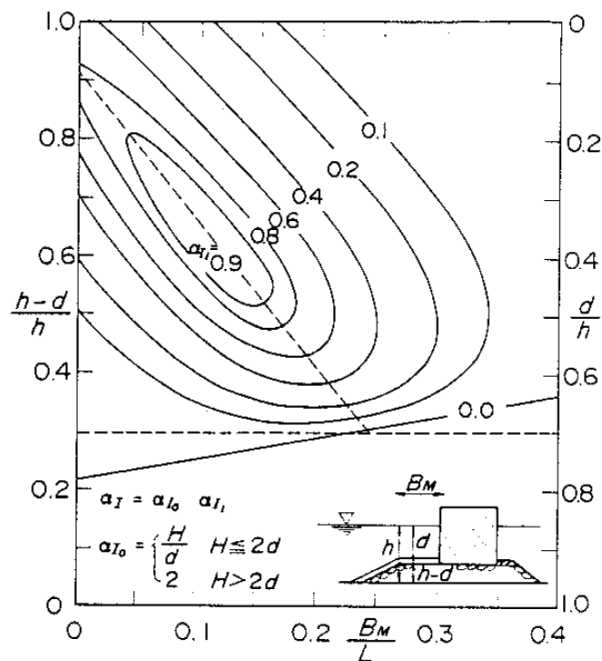


Figura 2.55: Diagrama para el cálculo del coeficiente de presiones impulsivas. Fuente: Takahashi, 1996.

El peso de las piezas del manto exterior de la berma debe ser suficiente para soportar la acción del oleaje parcialmente estacionario sobre él. Se debe tener en cuenta que las fórmulas de cálculo del peso de diques en talud no se pueden aplicar sin una adecuación de sus coeficientes, ya que la contribución a la estabilidad de las piezas vecinas no cuenta con el contacto que ofrece la acción de la gravedad. La estabilidad de las piezas en horizontal es peor que si se dispone en talud.

Finalmente, no se debe olvidar que en la zona de cuasi nodos la velocidad dominante es la horizontal y en los cuasi antinodos la vertical. Para facilitar y controlar el flujo de agua es muy importante que la estructura de mantos sea permeable para que se disipe energía por fricción y desfase las acciones verticales y horizontales del oleaje sobre las piezas. Una cimentación con materiales impermeables desestabiliza las piezas de la berma e incrementa la altura de ola en la pared.

2.6.5 Diseño del manto principal de diques en talud

El manto principal es el elemento relevante de un dique en talud, tanto por la función que desempeña como por su importancia como garante de su estabilidad. Se extiende desde la berma de pie hasta la berma superior que entronca con la superestructura o espaldón en el caso de que existan. En otro caso finaliza en la berma de coronación que podrá tener, o no, un camino de rodadura.

Su finalidad esencial es el control de la energía del oleaje incidente disipando una parte de ella y participando en su reflexión y transmisión. Se construye sobre una secuencia de mantos secundarios dispuestos sobre un núcleo de todo uno de cantera. Es habitual, aunque no imprescindible, que el talud del manto principal, secundarios y núcleo sea el mismo; tanto del lado de barlomar como de sotamar. Sin embargo, la pendiente de los taludes de barlomar y sotamar pueden ser diferente, especialmente cuando el talud de barlomar se construye con pendiente $\cot \alpha > 1,5$. Excepto en secciones próximas al morro la pendiente del talud de sotamar suele ser $\cot \alpha = 1,5$; no es conveniente construir taludes más rígidos.

La selección del talud de barlomar depende, entre otros de lo siguiente,

- tramo
- tipo y forma, K_p de la pieza del manto
- número de capas y forma de colocación
- mantos secundarios y núcleo
- ángulo de incidencia del oleaje
- evolución espacio-temporal de la avería
- desencadenamiento y propagación de otros modos de fallo

En la Tabla 2.9 se recogen las pendientes más habituales de diques en talud en función del tipo y forma de la pieza, la forma de colocación. Además, se incluye un intervalo de valores representativos de la porosidad del manto. La información es adecuada para su utilización en las alineaciones rectas. Los valores para tramos especiales pueden diferir significativamente de los que se recogen en la tabla. Las piezas artificiales sujetas a patente tienen valores específicos proporcionado y exigido por el propietario de la misma.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 129

Tipo de pieza	Pendiente $V : H$	Forma colocación	K_p	n_s
Escollera lisa redondeada	1 : 3, 1 : 4, 1 : 5	Aleatoria	1.02	0.37, 0.38
Escollera rugosa angular	1 : 2, 1 : 3	Aleatoria	1	0.40
Cubos	1 : 1,5, 1 : 2	Aleatoria	1.1	0.37, 0.47
Cubípodos	1 : 1,5	Aleatoria	1.05	0.40, 0.42, 0.43
Tribar ¹	1 : 2	Aleatoria	1.02	0.54
Tribar ²	1 : 2	Uniforme	1.13	0.47
Dolos	1 : 1,5	Aleatorio	0.94	0.49, 0.56
Acrópodos	1 : 1,33, 1 : 1,5	Aleatorio	1.51	0.50, 0.57, 0.62
Tetrápodos	1 : 1,5	Aleatorio	1.04	0.50

Tabla 2.9: Pendiente del talud en función del tipo y forma K_p de la pieza, y de la forma de colocación. Se incluye un intervalo de valores de la porosidad, n_s , esperable del manto.

Tipo de pieza y espesor del manto principal

El espesor de los mantos del talud depende de: (1) el número de capas, n_c , (2) el factor de forma, K_p y (3) el diámetro característico, D_n , del material/pieza, según la capa que se considere (manto principal, secundario o filtro):

$$e_t = n_c \cdot K_p \cdot D_n \quad (2.15)$$

En general el manto principal es bicapa excepto para algunas piezas artificiales. En un manto bicapa la estabilidad de una pieza de la capa exterior se debe a su peso y a la contribución de las piezas que la rodean. Esta contribución se obtiene por fricción en los puntos de contacto y en las piezas esbeltas (dolos, tetrápodos) por entrelazado. La extracción de alguna pieza de la capa superior debilita la estructura resistente pero la capa inferior conserva una parte significativa de su capacidad resistente aunque la fricción y el número de contactos con las piezas del manto secundario sea menor que entre capas del manto principal.

El diseño de mantos unicapa conlleva admitir y considerar una curva de evolución de fallo en forma de escalón, es decir que la extracción de una pieza anticipa la destrucción del manto y que el tiempo hasta alcanzar este nivel de avería sólo depende del número de olas.

Para aumentar la fricción entre piezas se puede añadir a sus caras y superficies tetones, chaflanes, etc. También se ha recurrido a colocar las piezas formando empedrados casi impermeables. Efectivamente esta disposición aumenta la estabilidad de cada pieza a costa de minimizar la

disipación turbulenta entre piezas y aumentar la reflexión, el remonte y el retorno. Además la curva de evolución de fallo cambia de una forma tangente hiperbólica a una del tipo escalón.

Si las piezas son esbeltas, en general aumenta considerablemente la porosidad del manto y con ella la disipación turbulenta en el manto principal. Por otra parte, el número medio de contactos se reduce y aumenta la fuerza en el contacto y el brazo debido a la trabazón. En la tabla 2.56 se resume el comportamiento estructural e hidrodinámico de algunas piezas artificiales utilizadas en el manto principal de diques en talud (y en bermas de cimentación en diques mixtos).

Piezas del talud	Estabilidad						Hidrodinámica
	Estructural		Desplazamientos				
	Proyecto Construcción Micro Rugosidad, la misma para todos los bloques	Medio Granular Macro Interconexión	Asiento	Tensiones	Desplazamiento	Impacto	
Dolos	Tensiones aumentan con el tamaño	Alto nivel	Altas tensiones Rotura de grandes tamaños	Altas tensiones con impactos y tamaños grandes (> 20 Tn) se rompen	Rotura de casi todos los tamaños de pieza	Rotura	Estabilidad óptima cot = 2.00
Tetrápodos	Tensiones aumentan con el tamaño	Nivel medio	Tensiones medias	Tensiones medias con impactos y posibilidad de rotura de tamaños grandes (> 40 Tn)	Rotura de grandes tamaños		Estabilidad óptima cot = 2.50
Akmon	Tensiones bajas	Nivel bajo	Nivel bajo	Tensiones bajas	Algunas piezas grandes pueden romper (> 70 Tn)	Algo de rotura	Estabilidad óptima para bajas pendientes cot = 3.00
Cubos	Tensiones muy pequeñas con un modelado, curvatura y colocación adecuados	No interconexión	Casi cero	Tensiones bajas	No rotura	Algunos tamaños pueden romper (> 130 Tn)	Mayor estabilidad para pendientes bajas cot > 3.00

Figura 2.56: Evaluaciones de la estabilidad. Fuente: Losada, 1989.

En la figura 2.56 se resumen algunos aspectos a tener en cuenta a la hora de tomar decisiones con respecto al tipo de pieza del manto principal y las complicaciones que cabe esperar cuando se seleccionan piezas esbeltas. Si el dique se diseña con una pieza esbelta es conveniente tener en cuenta lo recogido en Burcharth y col., 2000.

La estabilidad de las piezas del manto principal de un dique en talud depende del régimen hidrodinámico en la sección reflejante, disipativo o mixto que, de acuerdo con lo expuesto en las secciones anteriores, se determina, para cada tipología, en función principalmente del número de Iribarren equivalente, las características del material del núcleo, D/L y las dimensiones de la superestructura y el nivel de avería considerado (figura 2.87). El mínimo de estabilidad se encuentra en el cambio de régimen hidrodinámico de reflejante a transitorio. Cuando el régimen cambia a disipativo las piezas del manto, en general, son más estables.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 131

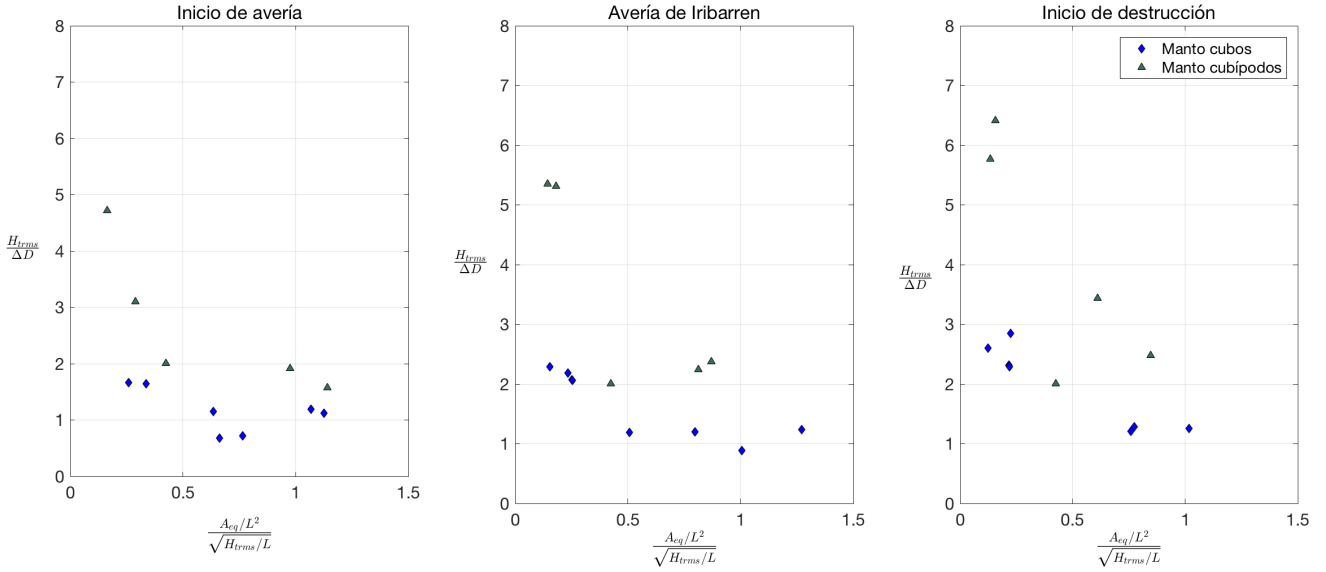


Figura 2.57: Variación del número de estabilidad en cubos y cubípodos (datos cedidos por la Universidad Politécnica de Valencia).

Las condiciones de estabilidad de las piezas del manto no es homogénea a lo largo del talud. Su distribución espacial depende de la tipología y el régimen hidrodinámico que gobierna las características del oleaje a lo largo de la sección que varían en función de la posición relativa del punto considerado con respecto a la localización del reflector (figura 2.58). Esta distribución se altera cuando el talud comienza a fallar, perder piezas y cambiar su geometría.

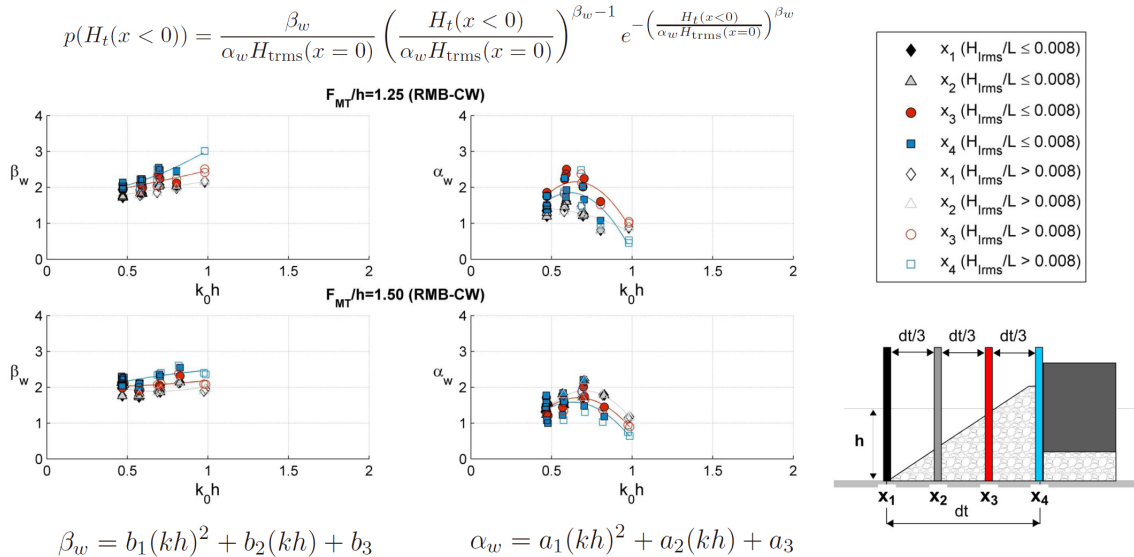


Figura 2.58: α_w y β_w en función de kh para distintas posiciones a lo largo del talud (x_1 , x_2 , x_3 y x_4) para dos rangos de peralte, y para dos alturas de berma relativas (F_M/h), $Dk < 0,06$, y $Bb/h = 0,250$. Fuente: adaptado de Vílchez y col., 2017.

Importancia del peso específico en la estabilidad de la piezas

Es habitual considerar el efecto del peso específico en la estabilidad de la pieza mediante una función $S_r/(S_r - 1)^3$, donde S_r es peso específico relativo del material con respecto al del agua salada. En la figura 2.59 se observa que la ganancia de estabilidad es pequeña cuando $S_r > 2,6$. Sin embargo, la pérdida de estabilidad es relevante y no se debe ignorar en el diseño cuando $S_r < 2,2$.

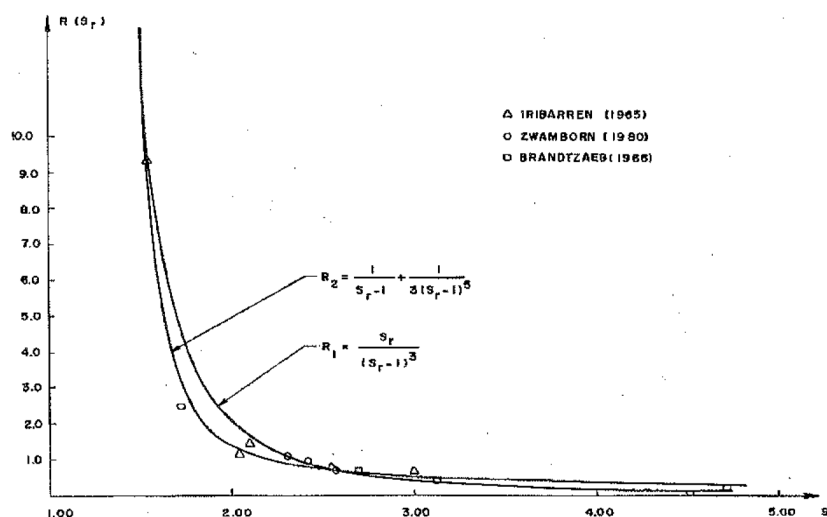


Figura 2.59: Función de pesos específicos. Comparación con datos experimentales. Fuente: Losada, 1989.

Mantos secundarios: número de capas, espesor y diámetro de piezas

El comportamiento hidrodinámico, geotécnico y estructural del manto principal y de sus elementos depende significativamente de los mantos secundarios en los que se apoya. En la sección de normas de buenas prácticas y en el Anejo de Materiales de Canteras y Escolleras se recogen los criterios técnicos para determinar la secuencia de mantos secundarios necesarios entre el manto principal y el núcleo o terreno natural, en función del diámetro de los mantos adyacentes, superior e inferior y el número y espesor de las capas.

En concreto, la secuencia de mantos y tamaños debe ser tal que, (1) evite los excesos de presión intersticiales y mantenga el régimen turbulento del flujo oscilatorio en el interior de la sección, (2) minimice la deformabilidad permanente de las escolleras por rotura de contactos, arrastre o lavado de finos y (3) no se incremente la probabilidad de fallo del dique y de sus partes frente a la pérdida de estabilidad global y asentamientos.

El ángulo de rozamiento interno entre capas depende de la forma de las piezas y del tamaño relativo de las piezas de cada capa tal y como se aprecia en la figura 2.60 y se cuantifica en la tabla 2.10,

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 133

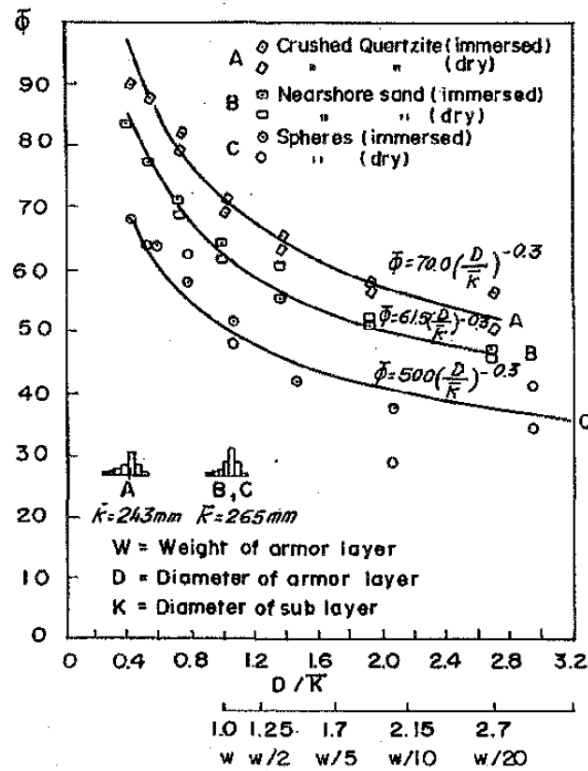


Figura 2.60: ϕ en función del ratio D/K. Fuente: Losada, 1989.

Weight ratios	Diameter ratios	ϕ	$\tan\phi$
W a W	1	70°	2.75
W a W/2	1.25	65°	2.1
W a W/10	2.15	55°	1.4
W a W/20	2.7	50°	1.2
W/2 a W/10	1.7	60°	1.75
W/2 a W/20	2.15	55°	1.4

Tabla 2.10: Peso de las piezas más comunes en diques en talud con piezas de cuarcita.

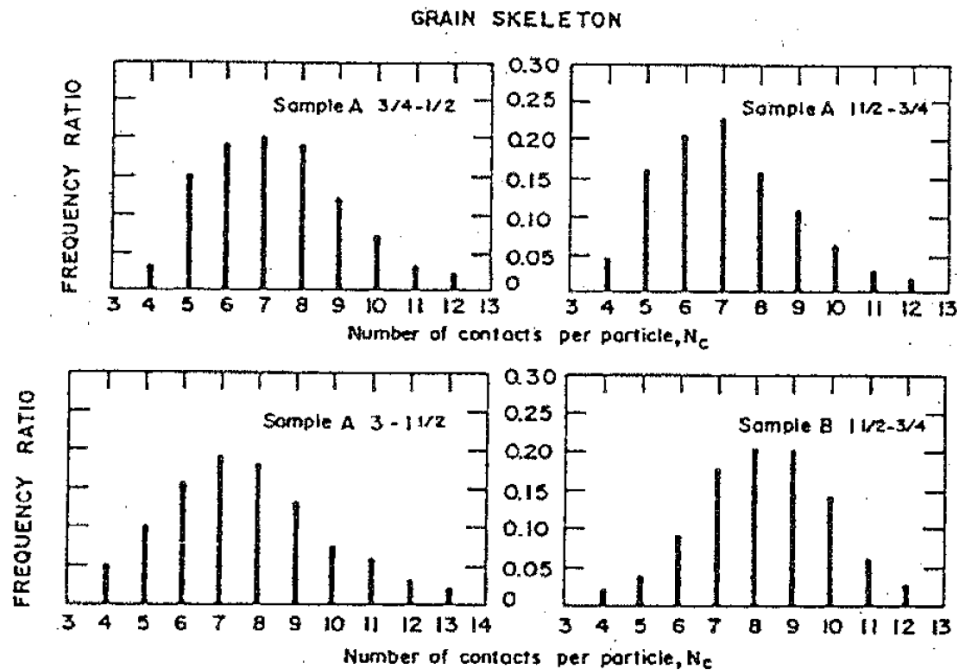


Figura 2.61: Distribución estadística de contactos por partícula. Fuente: Losada, 1989.

Con carácter general los mantos secundarios se construyen con escolleras naturales cuya forma, rugosidad y granulometría depende de la naturaleza de la roca y de los criterios de explotación de la cantera. Así como el manto principal se construye con piezas naturales o artificiales con un peso mínimo y unas tolerancias formal y material muy limitadas, los intervalos granulométricos, del peso y la forma de los elementos de los mantos secundarios pueden ir ampliándose a medida que se avanza por el interior del núcleo hasta alcanzar el núcleo. El incremento de las tolerancias tiene restricciones importantes al objeto de salvaguardar el comportamiento hidrodinámico y geotécnico concebido en el diseño del dique. A tal efecto es conveniente ser muy riguroso en la aplicación de las normas de buenas prácticas y analizar en la vida útil del dique las consecuencias su incumplimiento.

Los efectos de la incidencia oblicua en el comportamiento del manto principal

La incidencia oblicua del oleaje es un factor esencial en la selección de la pieza del manto principal, afecta el flujo de remonte y retorno y, en su caso el volumen de rebase sobre la sección, la estabilidad de las piezas del manto principal y el régimen oscilatorio en el morro, los cambios de alineación y la morfodinámica del litoral aguas arriba y aguas abajo del área portuaria.

Una regla para aplicar durante el diseño es que el remonte y el retorno decrecen para ángulos de incidencia pequeños $\theta < 30^\circ$. Para ángulos mayores el decrecimiento continua siempre que no se desarrollen estructuras tridimensionales, es decir el retorno localizado en secciones específicas relacionadas, entre otras causas, (1) con la generación de ondas de borde que se manifiestan con una oscilación atrapada en el interior y exterior de la sección y que se amortiguan rápidamente en el campo cercano y (2) con los patrones asociados con la variabilidad longitudinal de la altura de ola debida a la radiación desde el morro y los cambios de alineación.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 135

La reducción de las características del flujo en la sección se puede estimar multiplicando el numerador del número de Iribarren, el equivalente o el modificado por $\cos\theta$, siendo θ el ángulo de incidencia. El módulo del coeficiente de la reflexión y la fase decrecen en función del parámetro de dispersión, A_{eq}/L_z^2 y del tamaño relativo del grano D/L_z .

La estabilidad de las piezas esbeltas con trabazón (interlocking) con las piezas cercanas varía drásticamente con el ángulo de incidencia (figura 2.62). Estas piezas tienen un talud de máxima estabilidad que se obtiene sólo con incidencia normal. No es conveniente utilizar este tipo de piezas en tramos con incidencia oblicua, morro, cambios de alineación o transiciones.

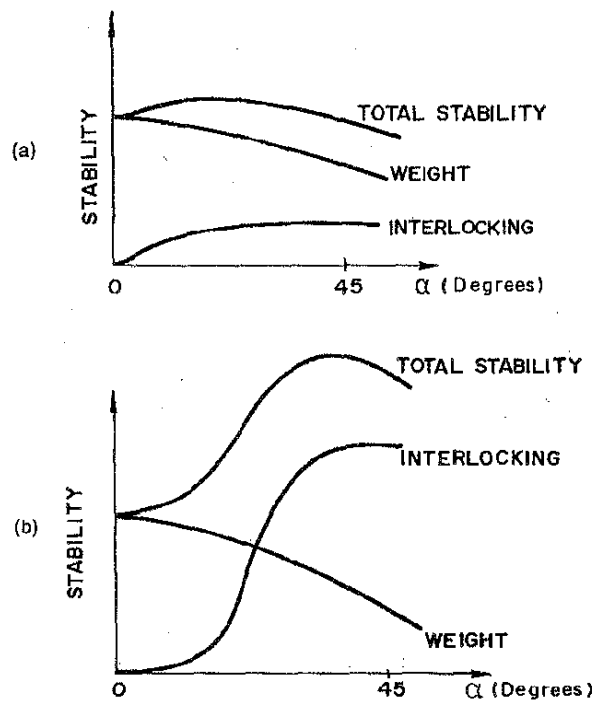


Figura 2.62: Estabilidad frente a pendiente del talud para piezas con baja trabazón (a) y alta trabazón (b). Fuente: Losada, 1989.

Estabilidad del talud con ola corredera

El comportamiento de un dique en talud frente a una ola que se propaga paralela al eje del dique tiene algunas características que difieren significativamente del caso de incidencia normal,

- la altura de ola varía en el talud mientras que se propaga paralela al dique
- la velocidad del agua en la cresta es máxima alrededor del nivel medio del mar y decrece rápidamente tanto en la parte emergida como en la sumergida del talud, (se comporta como un chorro)
- la dirección de la fuerza máxima de arrastre se produce en el chorro que se ubica en el nivel medio del mar

- en el chorro el campo de presiones alrededor de una pieza es asimétrico especialmente en las piezas ubicadas en el nivel medio
- una pieza extraída de su posición debilita la estabilidad de las adyacentes y tras rodar hacia el pie del dique no contribuye a desarrollar una talud deformado pero mas resistente
- el hueco dejado por la pieza en el manto favorece la acción del chorro y la flotación de las piezas adyacentes
- iniciada la avería, extracción de una o dos piezas en el nivel medio, la salida de toda la capa, por la acción del chorro, o por pérdida de apoyo en las piezas más altas es sólo función del número de olas que se propaguen por el talud

Ninguna de las fórmulas para el cálculo del peso de las piezas del manto principal de un dique en talud son representativas (no se deben aplicar) del mecanismo de fallo descrito. Este incluye el arrastre y la sustentación de la pieza que depende de la velocidad del agua y de la presión en la columna de agua. La ecuación de Morison con coeficientes de arrastre y sustentación, en régimen turbulento, debidamente calibrados es una buena opción para cuantificar la estabilidad de las piezas en función de su ubicación. La velocidad máxima del chorro en la superficie (en la cresta) es del orden de $1,2C$ donde C es la celeridad de la ola. Esta velocidad decrece rápidamente hacia el fondo con lo que las piezas por debajo del nivel medio son mucho más estables que las ubicadas en el nivel medio.

Durante el diseño del dique debe considerarse prioritario favorecer la percolación y el flujo hacia el interior del manto principal y los mantos secundarios para reducir al máximo la sustentación y colocar las piezas de tal forma que tengan el mayor número de contactos posibles entre ellas. Si fuera necesario para evitar que la avería se propague a lo largo del talud, se puede dividir el tramo con secciones más resistentes, bien por aumento del peso de las piezas o haciendo firme el talud contra el núcleo, por ejemplo con bloques de grandes dimensiones que se apoyan en una banqueta sobre el núcleo, bien creando sistemas de espigones transversales que se extienden emergidos hasta el pie del talud y provocan la rotura del oleaje que se propaga paralelo al dique y alimenta el chorro.

2.6.6 Berma de coronación

En diques de abrigo poco rebasables sin espaldón o superestructura la berma de coronación define geoméricamente la parte superior de la sección. Su finalidad principal es la siguiente

- control del rebase y del flujo a sotamar,
- protección de los mantos interiores y el núcleo,
- en su caso puede habilitar un camino de rodadura o explanada

Está construida con las mismas piezas que el manto principal y, en general, su conexión con el talud de sotamar se establece en el perímetro interior, apoyando directamente las piezas sobre la coronación del manto interior. Si la cota de coronación es suficiente para que el rebase sea despreciable, la transición de tamaños y mantos se puede realizar sobre la propia coronación, a una cota inferior, a resguardo de un bancal formado con las piezas del manto principal.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 137

La cota de coronación se determina en función del rebase admisible y la anchura se especifica en función de aquella. No es conveniente disponer una anchura menor que tres lados de cubo equivalente de la pieza de protección, siendo recomendable dar un sobre ancho de dos piezas mas.

Al igual que los diques con espaldón el régimen hidrodinámico está gobernado por el número de Iribarren modificado y el tamaño relativo del núcleo D/L_z ; en general, la posición relativa del foco del reflector esta más al interior de la sección que un dique con espaldón o superestructura.

En diques construidos con escolleras tanto el talud como la coronación deben tener huecos cuyo tamaño es del orden de $D/3$ para que haya flujo turbulento y percolación, facilitando la disipación de la energía incidente, la percolación y el flujo de retorno por el interior de la sección y reduciendo el rebase a sotamar.

Las normas de buenas prácticas para complementar el diseño del perímetro exterior son las mismas que para un dique con espaldón.

Si para su construcción se dispone de un camino de rodadura se debe desmontar a su finalización, evitando que los materiales más pequeños obstruyan los huecos de la coronación, modificando las condiciones del flujo y posiblemente el rebase.

2.6.7 Diseño de los subsistemas interior y cimentación - terreno

La correcta configuración y construcción del interior de la sección y de la cimentación-terreno es de relevancia técnica para el comportamiento hidrodinámico y geotécnico del tramo. Su peculiaridad principal es que no tienen que soportar la acción directa de los agentes climáticos ya que están protegidos por los mantos y la superestructura. Su razón y ser es auxiliar al perímetro exterior para que cumpla con los requisitos frente a la seguridad y operatividad en la vida útil del tramo, transmitir los esfuerzos al terreno y moderar las deformaciones del conjunto.

Estos elementos están formados principalmente por mantos granulares construidos en capas horizontales o inclinadas y que intervienen y afectan al comportamiento hidrodinámico y geotécnico del tramo. De resultas, el interior de la sección y el subsistema cimentación-terreno,

- intervienen en la partición de la energía oscilatoria incidente: contribuyen a la disipación/absorción, reflexión y transmisión,
- proporcionan fricción mecánica entre capas y entre sus elementos,
- transmiten esfuerzos al terreno con deformaciones tolerables,
- condicionan la estabilidad geotécnica al conjunto, y
- dan continuidad geométrica y estructural entre las partes de la sección y de ésta con el terreno.

Estos procesos deben realizarse sin acumular presiones intersticiales y tensiones efectivas en el interior de la sección y en el terreno, utilizando materiales granulares no cohesivos cuya graduación, intervalos granulométricos, propiedades mecánicas y durabilidad sean los más adecuados a las múltiples funciones que deben cumplir. De acuerdo con la ROM 0.5, apartados 4.7.4 y 4.7.5 la selección de los materiales debe ser tal que refuercen la seguridad frente a la

pérdida de estabilidad de la berma, espaldón o cuerpo central y la pérdida de la estabilidad global con rotura del núcleo y del cimiento.

A tal efecto, es conveniente que su diseño y predimensionamiento se apoye en unas normas de buena práctica, sancionadas por la experiencia, que especifiquen unos requerimientos geométricos y de compatibilidad entre sus partes, mantos, capas, transiciones y elementos que aseguran aquellas funciones en el ciclo vital del dique. Algunas de estas normas se recogen en este capítulo del *Manual*.

Para diques en talud con espaldón la cota de coronación del núcleo debe estar ligeramente por encima de la BMVE para enrasar y cimentar el espaldón en seco. Para diques mixto la cota de coronación del núcleo depende de la cota de cimentación de la estructura que, a su vez, depende de los procesos de su construcción y ubicación. Para diques mixtos construidos en aguas intermedias y profundas lo habitual es recurrir al fondeo de cajones y el enrase y preparación de la cimentación se debe hacer bajo el agua.

2.6.8 Diseño del trinomio berma superior - espaldón - talud a sotamar

La coronación del dique se configura por el trinomio berma, estructura y talud interior. En tipologías mixtas, la estructura es el cuerpo central del dique, construida sobre una banqueta de cimentación que se extiende a barlomar y sotamar de la misma. En diques en talud, la estructura es el espaldón y la berma superior entronca con el manto principal, en general, con una superficie horizontal. A sotamar, el talud interior se apoya sobre el núcleo hasta conecta con el espaldón.

El espaldón cumple, entre otras, las siguientes funciones:

- reflejar el oleaje transformado en el talud y que alcanza su base
- controlar el rebase y el flujo a sotamar,
- camino de rodadura y de transporte para operaciones portuarias,
- facilitar la construcción y, en su caso, la reparación del manto principal.

El comportamiento hidrodinámico y la seguridad del espaldón (y de la estructura del dique mixto) depende, (1) de su ubicación en la sección del dique (distancia al pie del dique), (2) la cota de coronación que define el francobordo del dique, (3) la cota de cimentación que determina su conectividad con el núcleo, (4) la berma superior a barlomar, su dimensión horizontal, altura de coronación y tipo de pieza y (5) de la tipología del dique del lado de sotamar.

En España es habitual ubicar la cimentación del espaldón ligeramente por encima del nivel de la bajamar, sobre una banqueta de enrase y un capa de regularización del núcleo. Se construye con hormigón en masa con galerías de inspección si sus dimensiones son importantes. No es conveniente regularizar con un hormigón pobre que impermeabilice la capa de regularización.

No es conveniente que el talud principal finalice directamente contra el espaldón. La berma superior es la continuación horizontal del manto principal y de los mantos secundarios hasta el espaldón. La cota de coronación de la berma y su extensión horizontal son determinantes en su estabilidad y la del espaldón. La transición del manto principal, de talud a superficie horizontal, es una zona potencialmente inestable. Debe hacerse a una cota en la que la altura de la lámina y

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 139

la velocidad y la aceleración del agua no comprometa la estabilidad de las piezas que configuran el quiebro. Es imprescindible construir el quiebro de tal forma que la pieza más exterior movilice la ayuda de las piezas vecinas. Debe tenerse en cuenta que las piezas en la zona horizontal, en general, no desarrollan la misma fuerza en los contactos con las piezas que lo rodean. Por ello la pieza exterior debe estar bien apoyada (contactos reales) en las piezas del talud.

Si no fuera posible lo anterior, se puede considerar dar una pequeña pendiente a la berma que depende del tamaño de la pieza y de su anchura. Ésta debe albergar un mínimo tres piezas. Esta anchura determina la ley de presiones horizontales en el espaldón y el desfase con los empujes verticales en la base del espaldón (Losada y col. (1993a) y Martin y col. (1999)).

Por otra parte, la berma horizontal y sus mantos inferiores deben proteger el núcleo, la capa de regularización y la banquetta de enrase. Para resolver este jeroglífico geométrico, (un auténtico cubo de Rubik), es conveniente, bien retranquear la ubicación del espaldón con respecto al talud del núcleo, bien avanzar este hacia el mar. En ambos casos se gana espacio para lograr la secuencia de mantos y capas adecuada con los siguientes efectos, mayormente favorables aunque también hay algunos desfavorables,

- traslado a barlomar del manto principal y ensanche de la berma superior,
- incremento de la complejidad y el coste de la construcción,
- máxima protección de la cimentación del espaldón,
- reducción de la probabilidad de ocurrencia de vuelco rígido y hundimiento plástico del espaldón,
- desfase de los máximos empujes horizontales y verticales,
- mejora del flujo, (menor presión intersticial), asociado a la transmisión del oleaje por el núcleo bajo el espaldón, sobre todo si no se bloquea del lado de sotamar,
- modificación de la fase de la reflexión y del régimen hidrodinámico

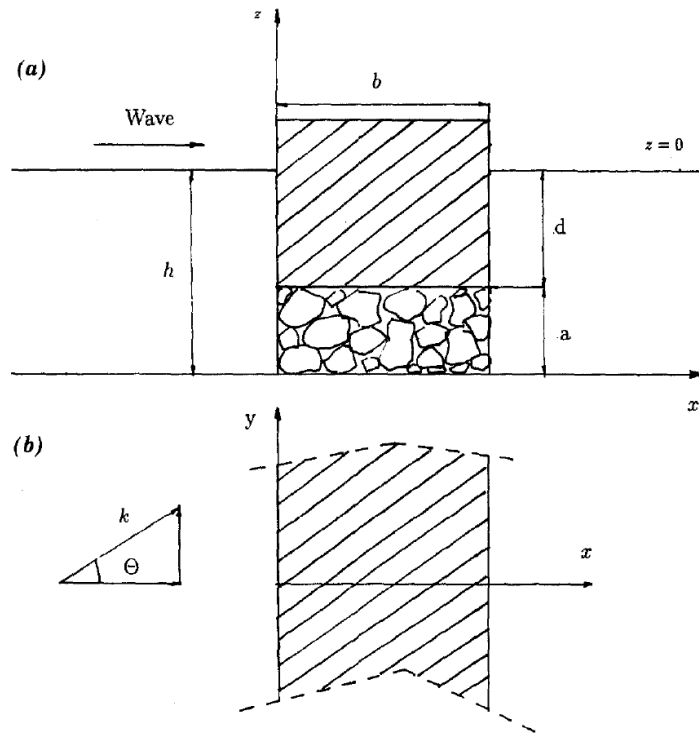


Figura 2.63: Esquema del dique. Fuente: Losada y col., 1993a.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 141

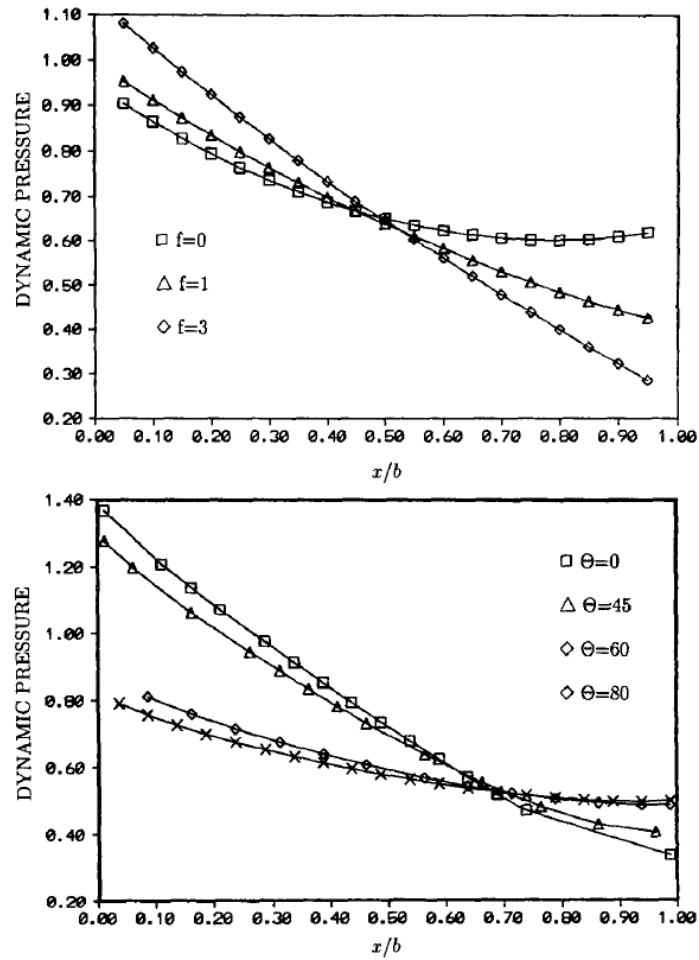


Figura 2.64: Distribución de presiones dinámicas para diferentes (a) Coeficientes de fricción ($h/b=5$, $h/d=5$, $kh=1.71$, $\epsilon = 0,45$, $\theta = 10$); y (b) ángulos de incidencia ($h/b=1.25$, $h/d=2$, $kh=0.88$, $\epsilon = 1$, $f=0$). Fuente: Losada y col., 1993a.

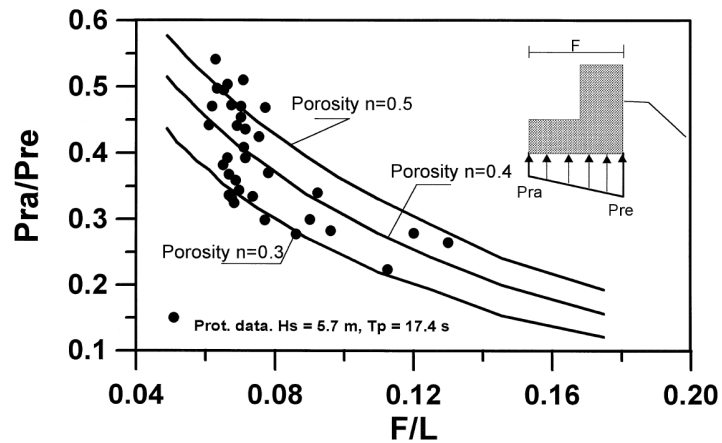


Figura 2.65: Presión reflectiva en el espaldón vs F/L (L calculada a pie de dique). Los puntos representan datos experimentales del prototipo del puerto de Gijón medidos el 10 de febrero de 1996 ($n=0.4$ aproximadamente). Fuente: Martín y col., 1999.

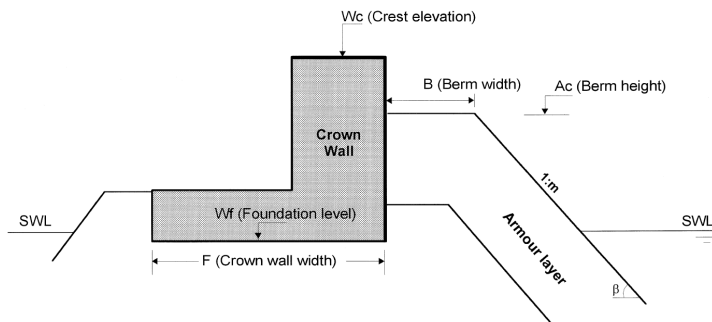


Figura 2.66: Esquema y dimensiones del espaldón y la berma. Fuente: Losada y col., 1993a.

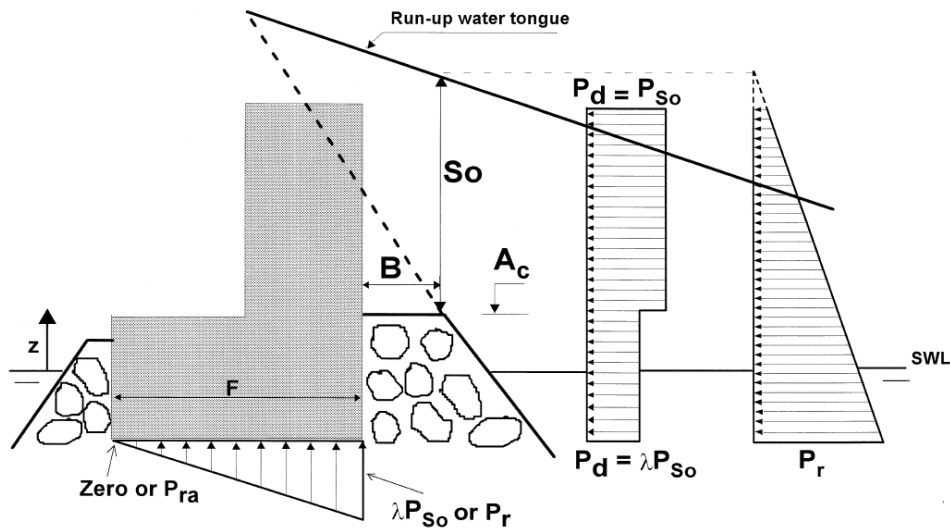


Figura 2.67: Representación esquemática de la distribución de presiones. Fuente: Martin y col., 1999.

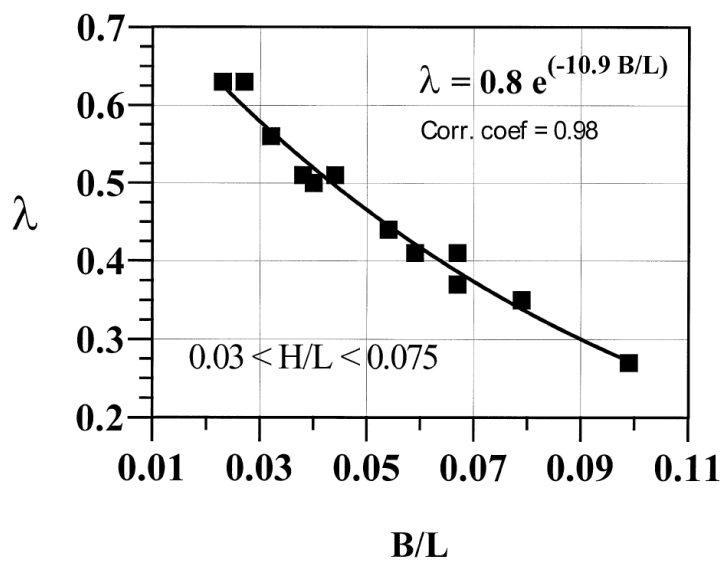


Figura 2.68: Variación experimental de λ vs. B/L (H y L medidas a pie de dique). λ está relacionado con la presión dinámica mediante la ecuación: $P_d(z) = \lambda P_{S0}$, para $w_f < z < A_c$. Fuente: Martin y col., 1999.

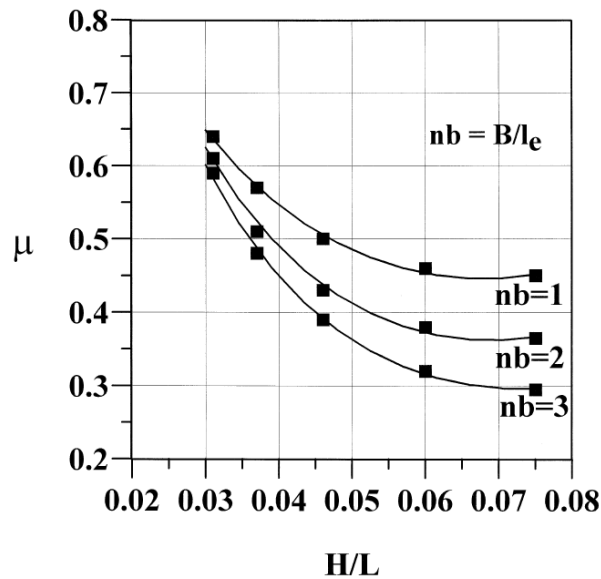


Figura 2.69: Variación experimental de μ vs H/L y B/l_e como parámetro (H y L medidas a pie de dique). l_e es la longitud del lado equivalente y μ está relacionado con la presión reflectiva mediante la ecuación: $P_r(z) = \mu \rho g (S_0 + A_c - z)$, para $w_f < z < A_c + S_0$. Fuente: Martín y col., 1999.

Por otra parte, para un dique en talud diseñado con los criterios recogidos en Iribarren y Nogales 1964, la berma superior se corona por encima de $(3/4)H_D$ y su anchura es mayor que tres lados de cubo equivalente, es poco probable que se produzcan fuerzas impulsivas en el espaldón. Si además, el espesor (altura) del manto principal de la berma es de tres lados de cubo equivalente, las presiones horizontales en la parte de pared a cubierto por la berma se reducen y se desfasan significativamente con respecto a las presiones en la parte de pared por encima de la berma, Martín y col., 1999.

Del lado de sotamar se construye sobre el núcleo. En general es conveniente rematar con un talud de escollera y los mantos secundarios correspondientes. Este diseño facilita las transiciones desde el morro del tipo y tamaño de la pieza del talud. No es conveniente que el manto finalice directamente contra el espaldón, sin berma superior; no es necesario adoptar criterios tan estrictos en su anchura y la altura como a barlomar, pero un mínimo de dos piezas y colocación aleatoria mejora las prestaciones del conjunto

Se debe prestar atención a no bloquear el flujo de agua asociado a la transmisión del oleaje y al gradiente hidráulico entre el nivel interior y exterior al dique. A tal efecto se deben observar los criterios de filtro en el diseño de la secuencia de mantos y capas. La condición de contorno al flujo de salida la impone el nivel a sotamar que, sin oleaje y viento, lo define el estado de marea astronómica y la presión atmosférica. Si se incumplen aquellos criterios o se impermeabiliza la sección, por ejemplo con un muelle, se incrementa (1) la reflexión del oleaje incidente, pudiendo afectar también a la fase y a su modulación (depende de A_{eq}/L_z), y (2) la subpresión en el espaldón. La consecuencia es una reducción de la seguridad global del trinomio de la coronación del dique y un cambio de los regímenes hidrodinámicos a barlomar.

2.6.9 Diseño de morros y cambios de alineación

Si bien localmente captura menos energía, el morro vertical o de taludes rígidos $\cot \alpha = 1,5$ tiene un comportamiento global hidrodinámico y estructural mejor que un morro con taludes muy tendidos, $\cot \alpha > 2,0$. En estos casos actúa como una lente, es un concentrador de la energía incidente sobre el talud; si la ola rompe la energía incidente se reduce localmente (alrededor del morro), pero también genera un gradiente longitudinal de altura de ola cuyo balance depende de varios factores, entre otros, (1) h/L_z profundidad relativa, (2) r/L_z radio relativo del morro, (3) $Ir = \tan \alpha / \sqrt{H/L_z}$ el número de Iribarren y (4) θ el ángulo de incidencia con respecto al eje del tramo.

La estabilidad de las piezas del morro depende, principalmente de estos cuatro monomios adimensionales. Para diseñar el morro es conveniente dividir el morro en sectores direccionales, analizar el comportamiento del oleaje en cada uno de ellos para diferentes combinaciones posibles de los monomios dimensionales e identificar aquel que es más crítico, (Comola y col., 2014).

Para diseñar el morro se debe tener en cuenta que,

- el sector crítico es el que determina el peso mínimo de las piezas,
- no es recomendable tanto por razones constructivas como por efectos locales cambiar el tamaño de la pieza en cada sector,
- la contribución de las piezas adyacentes (soporte dado por las piezas adyacentes), es inferior a la que ocurre en tramos rectos, excepto cuando hay están entrelazadas y son esbeltas
- cuando una pieza abandona su posición no contribuye a estabilizar la sección y su destino puede ser relevante para la operatividad portuaria,
- las piezas de cada sector están sometidas a diferentes regímenes direccionales condiciones poco aptas para piezas esbeltas,
- el mismo sector puede recibir olas que se propagan por él u olas que descargan sobre él,
- la velocidad y la aceleración del flujo oscilatorio de agua por el pie del morro debido al paso de la ola y de la corriente (por ejemplo de marea) concentrada por el efecto pantalla del dique, es muy superior a los existentes en un tramo recto.

Esta compleja realidad obliga a ser muy prudentes a la hora de entender cómo funciona el morro, o un cambio de alineación, y cómo se deben diseñar para acotar su incertidumbre. Si el morro o el cambio de alineación es de tipología en talud, éste debe ser rígido, con piezas compactas apoyado en una berma de pie y coronado con una berma superior con, al menos, 1.5 veces el peso de un tramo recto, o con un espaldón. La protección de pie capaz de resistir los vórtices y las estelas del paso de la ola. Para diques de IRE e ISA altos es muy conveniente que el diseño del morro, su transición con el tramo adyacente y los cambios de alineación se verifiquen en laboratorio, apoyado en un diseño experimental debidamente formulado y en modelo 3D a escala adecuada, $E > 1/60$.

Para morros de estructura vertical, por ejemplo con cajones, el punto crítico de estabilidad es la berma de pie y la protección de lecho. Se debe hacer todo lo posible para que la estructura

tenga el menor número de aristas vivas que generen emisiones de vórtices y propagación 3D. La frecuencia de emisión y su intensidad se puede estimar en función de los número de Strouhal, S_t y de Keulegan-Carpenter, KC .

2.6.10 Secuencia de trabajo para el diseño y predimensionamiento de la sección

Para diseñar una sección de dique es conveniente seguir una secuencia de trabajo que pueda ser compartida y revisada en cualquier momento del proceso por cualquier ingeniero especialista y, en su caso, modificable, tal y como se propone a continuación,

- tramo y tipologías idóneas,
- agentes climáticos y naturaleza del terreno,
- regímenes hidrodinámicos: monomios adimensionales,
- cálculo de indicadores de la seguridad de la sección,
- diseño de los elementos del perímetro exterior,
- diseño de los restantes subsistemas de la sección

Paso 1: Tipologías idóneas

Para una traza y deslindados los tramos, se seleccionan las tipologías idóneas para cada uno de ellos siguiendo los criterios recogidos en este *Manual* y en la ROM 1.0, u otros que se consideren oportunos y adecuados.

Paso 2: Estados meteorológicos y naturaleza del terreno

A partir de los regímenes en el emplazamiento y en el tramo se seleccionan tres o más estados meteorológicos representativos de las condiciones normales operativas y tres o más representativos de las condiciones extremas, y definidos por $H_{m0}, T_m, \theta_m, h_0, \delta_h$. Para cada uno de los grupos de datos (un mínimo de seis grupos) se definen,

- profundidad mínima y máxima a pie de la sección, h_{min}, h_{max} ,
- altura, longitud de ola de diseño y dirección de incidencia, H_D, L_z, θ , para las dos profundidades,

En general, $h_{min} = h_0$ y $h_{max} = h_0 + \delta_h$, donde δ_h representa una contribución a la profundidad, específica de cada estado meteorológico, y debida a las mareas astronómica y meteorológica y cualquier otra onda larga que se deba incluir en esta fase de diseño.

La altura de ola de diseño puede ser proporcional, un valor en el intervalo 1,6 – 1,8, a H_{m0} . L_z se determina resolviendo la ecuación de dispersión (onda lineal) para dos o tres periodos concomitantes con la altura de ola de diseño, en general, elegidos en el intervalo, del estado meteorológico. A cada uno de estos pares de valores de la ola de diseño se le adjudica la dirección de propagación más probable a pie de dique en ausencia de la obra. Cada ola y profundidad de cálculo se caracteriza por la profundidad relativa, h/L_z , el peralte, H_D/L_z , el número de Ursell y la dirección de propagación más probable, θ_p . A partir de ellos se determina las características del oleaje de cálculo incidente y su estado, no rotura, en rotura, o roto.

Paso 3: Características de cada sección

Para cada una de las tipologías idóneas, se elige un material de núcleo específico definido por un diámetro representativo, D_n , se dibuja un mono de la sección con las partes que debe incluir, berma, talud, espaldón, etc que ayuda a estimar un área equivalente A_{eq} .

Paso 4: Regímenes hidrodinámicos de la sección

Para cada una de las tipologías idóneas y las características de la sección y para cada una de los estados meteorológicos de cálculo se estiman los siguientes monomios adimensionales, A_{eq}/L_z^2 , D_n/L_z , $Ir^* = (A_{eq}/L_z^2)/\sqrt{H/L}$, el número de Iribarren modificado. Aplicando la formulación que se propone en la sección 2.7 de este *Manual* se obtienen los coeficientes de reflexión, (incluida la fase) transmisión y la tasa de disipación para los estados meteorológicos seleccionados. La dependencia de los coeficientes de partición de energía del ángulo de incidencia se determina multiplicando el parámetro de dispersión A_{eq}/L_z^2 por $\cos\theta_m$, o aplicando la formulación específica que se recoge en la sección de fórmulas.

Estos datos son los necesarios para caracterizar los regímenes hidrodinámicos de la sección,

- régimen reflejante, $Ir^* < a_{RH}$,
- régimen disipativo, $Ir^* > b_{RH}$,
- régimen mixto o transitorio, $a_{RH} < Ir^* < b_{RH}$

donde a_{RH}, b_{RH} son los valores que delimitan los regímenes hidrodinámicos para cada una de las tipologías.

Los regímenes hidrodinámicos también se puede determinar aplicando el número de Iribarren o el número de Iribarren con talud equivalente para diques mixtos. Los coeficientes de partición de energía se pueden estimar en función de uno de ellos tal y como se detalla a continuación.

Por otra parte, conocido el módulo y la fase del coeficiente de reflexión se puede determinar el régimen oscilatorio a pie de dique y en el campo cercano. Se determina la variación espacial del campo de velocidades en las proximidades del fondo para cada uno de los estados meteorológicos de cálculo y se obtiene para el diámetro de los granos de lecho la variación espacial del parámetro de Shields, τ_c y el número de Reynolds de grano, R_{eD} que cuantifican el potencial movilizador del oleaje (incidente y reflejado) en el campo cercano.

Paso 5: Selección de indicadores para el diseño de la sección

Tal y como se indica más arriba, el diseño de la sección se apoya en los valores de unos indicadores que cuantifican el comportamiento de la sección frente a la seguridad y la operatividad, entre ellos

- altura de remonte, altura de retorno del flujo de agua y volumen o caudal potencial de rebase
- peso mínimo de las piezas de las bermas y mantos,
- dimensiones y peso mínimo del cuerpo central, superestructura o espaldón,

- dimensiones de la protección de lecho

Los valores de estos indicadores se obtienen mediante algunas de las fórmulas de cálculo cuyas condiciones de aplicación y rango de validez en función del régimen hidrodinámico y geotécnico y de la tipología se analiza en las secciones siguientes. A partir de estos valores se selecciona la cota de coronación del espaldón o la berma de coronación, la cota de coronación y el peso de las piezas de la berma de pie y el peso de las piezas del manto principal.

Paso 6: Cálculo del flujo: remonte y retroceso

Para cada una de las tipologías idóneas y las características de la sección y para cada una de los estados meteorológicos de cálculo se estiman, además de los monomios descritos previamente, los siguientes monomios adimensionales, h_n/h y F_C/H . Aplicando la formulación que se propone en la sección 2.7 de este *Manual* se obtienen el remonte y descenso relativos (R_u/H_{trms} y R_d/H_{trms}) para los estados meteorológicos seleccionados.

Paso 7: Cálculo del peso mínimo de las bermas de pie y de coronación y del manto principal

El peso mínimo de las piezas naturales o artificiales de las bermas y del manto principal se calculan en función del número de estabilidad. Se pueden aplicar fórmulas que tienen en cuenta los regímenes hidrodinámicos u otras que incluyen coeficientes para tener en cuenta las variantes entre tipologías

Paso 8: Cálculo de las dimensiones del cuerpo central y del espaldón

Se determinan las leyes de presiones horizontales y verticales y las fuerzas máximas horizontales y verticales con su concomitante vertical y horizontal. La mayoría de las fórmulas tienen una estructura matemática análoga. Se analiza y se determina las condiciones críticas para la ocurrencia de fuerzas impulsivas, en función de monomios adimensionales específicos

Paso 9: Extensión de la protección de lecho

para los regímenes hidrodinámicos críticos se determinan los trenes de barras y senos y se calcula en función de las velocidades horizontales en las proximidades del lecho el tamaño de la protección si es que fuera necesario.

Paso 10: Diseño del resto de la sección

Se especifican las dimensiones de los mantos secundarios, núcleo, cimentación y banqueta de limpieza en función de las normas de buenas prácticas y se resuelve los conflictos de entronque de la berma superior y la cimentación de la estructura y del espaldón

Paso 11: Diseño del morro, arranque y cambio de alineación

Se diseñan, forma, tipología y dimensiones, el morro, los cambios de alineación y el arranque en función de su ubicación, y de la tipología de la alineación principal

Paso 12: Integración del conjunto en la traza y cálculo de la agitación

Se define el dique, su traza y la bocana y se comprueban las condiciones máximas de agitación en diferentes puntos representativos del área portuaria, se acotan los cambios esperados en la morfología litoral y se analiza la masa de agua, su calidad y el tiempo de residencia.

2.6.11 Normas de buena práctica para completar la configuración de la sección

Estas normas son un apoyo técnico para completar la configuración de la sección de cualquier tipología, una vez determinados los elementos principales que la conforman. En este *Manual*, en sintonía con otros manuales y recomendaciones, se denomina filtro a la capa de elementos granulares que proporciona a la capa inferior, denominada base,

- protección frente a la extracción de elementos de la capa inferior,
- drenaje para minimizar la acumulación de presiones intersticiales, y
- las condiciones necesarias para la estabilidad interna de la capa inferior frente a los gradientes espacio-temporales de la presión intersticial en el interior de la sección y del terreno debidos a la dinámica marina y, específicamente, al oleaje.

Adicionalmente, la fricción mecánica en la superficie de contacto entre capas debe ser suficiente para que no haya deslizamiento relativo entre ellas, (coeficiente de fricción medio $\nu > 0,65$), véase ROM 0.5-05.

Las normas de buena práctica proporcionan, (1) unas relaciones de compatibilidad entre los tamaños de los elementos granulares de las capas filtro y base, y (2) los espesores mínimos necesarios. Estas normas son bi-direccionales, es decir, se pueden aplicar para dimensionar la capa filtro de una determinada capa base o, de forma recíproca, se pueden aplicar para dimensionar la capa base de una determinada capa superior. Consecuentemente, se pueden aplicar al diseño y predimensionamiento de los mantos interiores, las capas y transiciones de las diferentes partes de la sección, núcleo, cimentación, etc.

En ningún caso se aplicarán estas normas para diseñar y predimensionar capas que estén expuestas directamente a la acción del oleaje, la corriente u otros agentes de la dinámica marina o de la acción de los barcos.

Filtros de granulometría cerrada o abierta

Es habitual considerar dos tipologías de capas filtro, (1) granulometría cerrada y (2) granulometría abierta. En el primer caso, el objetivo es que no haya extracción de material y, en consecuencia, no haya deformación ni erosión de los materiales de la capa base. En el caso de la granulometría abierta se admite un cierto nivel de avería, pérdida de materiales y deformaciones.

En el caso de los diques de abrigo, por las consecuencias que puede tener y por las dificultades que entraña su reparación, sólo se proponen normas de buena práctica para el diseño de capa-filtro de granulometría cerrada. No obstante, no se excluye la utilización de capa-filtro de granulometría abierta. En este caso, una vez predimensionada, se aplicarán los métodos de verificación pertinentes del proyecto y la consideración de modos de fallo principales, tal y como se indica más abajo.

Capa-filtro de granulometría cerrada: criterios generales

El diseño y predimensionamiento de la capa-filtro (o de la capa-base) se especifica mediante relaciones (criterios) entre unos diámetros de referencia de cada una de las capas que determinan,

- criterio r_1 de retención: la estabilidad de elementos de la capa
- criterio r_2 de permeabilidad: que no haya acumulación excesiva de presiones intersticiales
- criterio r_3 de lavado: la estabilidad interna de la capa base

Los criterios r_2 de permeabilidad y r_1 de retención son antagónicos y su cumplimiento se consigue limitando las fracciones granulométricas tanto de la capa-filtro como de la capa-base. Con el criterio r_3 de estabilidad interna se previene la filtración global de algunas fracciones o husos granulométricos de la capa-base a través de la capa-filtro.

Indicadores granulométricos de las capas-filtro y base

Para aplicar estos criterios es necesario conocer (1) la curva granulométrica y algunos diámetros de referencia, (2) la forma de los granos o piezas, (3) la forma preferencial de empaquetamiento y (4) sus propiedades mecánicas (Figura 2.70). Estos criterios se pueden aplicar tanto al dimensionamiento de la capa-filtro superior de una capa-base, como al de una capa-base de una capa-filtro superior conocida.

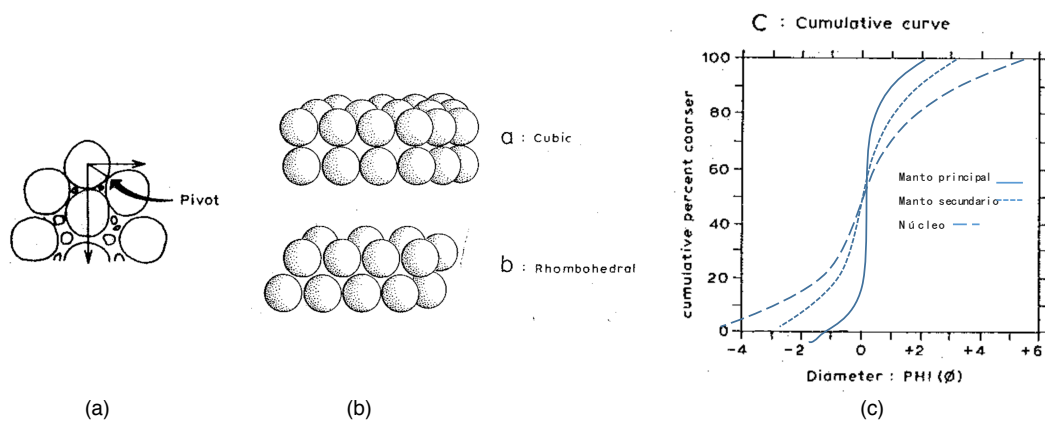


Figura 2.70: Importancia (a) y tipos de empaquetamiento (b) y curvas granulométricas de los diferentes mantos (c). [Adaptado de Pethick (1984)].

Utilizando la clasificación de Wentworth, la escala ϕ de tamaños y la curva granulométrica acumulada de los porcentajes en peso de los diferentes diámetros, algunos de los indicadores granulométricos son ϕ_{16} , ϕ_{50} y ϕ_{84} , donde 16, 50 y 84 representan porcentajes (percentiles). Los indicadores estadísticos de la muestra granulométrica más habituales son media, desviación estándar y sesgo, que se pueden calcular a partir de los percentiles anteriores,

$$\mu = \frac{\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84}}{3} \quad \text{Tamaño medio de grano} \quad (2.16)$$

$$\sigma = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{4} + \frac{\phi_{95} - \phi_5}{6,6} \quad \text{Desviación estándar} \quad (2.17)$$

$$sk = \frac{\phi_{16} + \phi_{84} - 2\phi_{50}}{2(\phi_{84} - \phi_{16})} + \frac{\phi_5 + \phi_{95} - 2\phi_{50}}{2(\phi_{95} - \phi_5)} \quad \text{Sesgo} \quad (2.18)$$

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 151

Si la desviación estándar es grande la muestra incluye muchas fracciones granulométricas, mientras que un sesgo positivo indica que la muestra tiene mayoría de tamaños pequeños (finos).

Hipótesis para el diseño de la capa-filtro y criterios generales

Las normas de diseño de capas-filtro se apoyan en las siguientes hipótesis,

- Tamaño del hueco capa-filtro: el espacio entre granos depende del empaquetamiento de los granos y éste, en general, de su forma. Este tamaño del hueco determina el tamaño máximo de la capa base que puede extraerse (esfera cuyo diámetro es del orden de $0,15D$)
- La fracción mayor de la muestra de la capa-base determina el tamaño máximo de dicha capa que taponar la salida de otros granos
- La desviación típica de la capa-base no debe ser muy grande para que tenga estabilidad interna
- El flujo entre capas está controlado por la permeabilidad de cada capa que depende de la fracción menor de cada muestra
- La permeabilidad de la capa-filtro debe ser mayor que la permeabilidad de la capa-base, por lo que la capa-base no debe tener sesgo positivo

Con estas hipótesis, y sancionadas por la experiencia y la experimentación, se pueden aplicar los siguientes criterios para especificar los diámetros de una capa,

- Criterio r_1 de retención: $D_{16F}/D_{84B} < 5$
- Criterio r_2 de permeabilidad: $D_{16F}/D_{16B} > 4$ a 5
- Criterio r_3 de lavado: $D_{90}/D_{10} > 14$

El criterio de retención es el más extendido en el proyecto de diques de abrigo; proviene de una propuesta de Terzaghi y fue incorporado a la Ingeniería Marítima por Iribarren.

Estos criterios pueden ser expresados en términos de masa o peso, ya que el diámetro característico, D_n , se relaciona con la masa del material/pieza, M_n , mediante la siguiente expresión:

$$M_n = \frac{\rho_a \cdot D_n^{\frac{1}{3}}}{g} \quad (2.19)$$

siendo ρ_a la densidad aparente del material/pieza y g la gravedad.

Transiciones entre mantos y capas de un dique de abrigo

Estos criterios se pueden aplicar a las siguientes transiciones granulares,

- protección de lecho-lecho natural
- berma de pie-protección de lecho
- manto principal-berma de pie

- mantos principal-secundario
- mantos secundario-secundario
- manto secundario-núcleo
- núcleo-cimentación
- cimentación-terreno natural

Mantos principal-secundario

Los datos de partida son el tipo, forma y tamaño (peso mínimo) de la pieza del manto principal, el espesor del manto y una estimación del tamaño máximo del hueco entre piezas. El diseño se inicia aplicando el criterio r_1 de retención.

La relación entre el manto principal, a , y el manto secundario (o subcapa inferior), u , depende de: (1) el tipo de material/pieza (D_n , n_s), (2) el factor de forma, K_p , (3) el número de capas de cada manto, n_c y (4) el número de elementos en planta, N_A , dentro de un área considerada A . Dicha área A puede ser el área de una banda del talud en planta, $A_b = a \cdot b$, o el área total en planta del talud, $A_T = \frac{F_{MT}}{\sin(\alpha_T)} \cdot \text{longitud}_{\text{alineacion}}$. Por tanto, si se establece como relación entre capas la condición de relación entre diámetros característicos del material/pieza (D_n), la relación entre el manto principal, a , y el secundario, u , depende de la ecuación 2.20 y se recomienda que tome los siguientes valores:

$$\frac{D_{n,a}}{D_{n,u}} = \frac{N_{A,u}}{N_{A,a}} \left(\frac{(1 - n_{s,a}) \cdot n_{c,a} \cdot K_{p,a}}{(1 - n_{s,u}) \cdot n_{c,u} \cdot K_{p,u}} \right) = 2,2 \text{ a } 2,5 \quad (2.20)$$

La expresión anterior establece una condición entre los diámetros característicos del material/piezas del talud, D_n , pero también entre los factores de forma, K_p , entre el número de capas, n_c , o entre el número de elementos en planta, N_A , según se disponga de información de unos parámetros u otros.

Asimismo, se recomienda que la relación entre las masas del manto principal, a , y del manto secundario, u , tome los valores indicados en la Tabla 2.11.

$M_{n,a}$	$M_{n,u}$	$M_{min,u}$	$M_{max,u}$
Una capa	$M_{n,u} = 0,07 M_{n,a}$	$M_{min,u} \geq 0,05 M_{n,a}$	$M_{max,u} \leq 0,10 M_{n,a}$
Doble capa	$M_{n,u} = 0,1 M_{n,a}$	$M_{min,u} \geq 0,05 M_{n,a}$	$M_{max,u} \leq 0,15 M_{n,a}$

Tabla 2.11: Valores recomendados de la relación entre las masas del manto principal, a , y del manto secundario, u .

A continuación, se presentan una serie de recomendaciones adicionales específicas en función del tipo de pieza. Deberán comprobarse también las disposiciones establecidas en el “Anejo sobre materiales de cantera para la construcción de diques de abrigo” y adoptarse los valores más exigentes.

2.6. Diseño y predimensionamiento de la traza, tramos y secciones | 153

1. Piezas de escollera

- Manto principal (capa-filtro): se especifica la tolerancia del tamaño de las piezas, expresada, por ejemplo, en peso; en general suele ser del orden del 0,05–0,10 en exceso. El diámetro nominal de la pieza máxima se toma como numerador ($D_{16F} = D_{p_{max}}$) para el criterio r_1 .
- Manto secundario (capa-base): se especifica el tipo, forma y huso granulométrico de la escollera disponible y el peso de, al menos, tres diámetros de referencia: D_{16B} , D_{50B} y D_{84B} . La desviación típica debe estar acotada bien en peso, bien en diámetro. Si la pieza es muy irregular es preferible utilizar el lado equivalente. Algunas veces el huso granulométrico del manto secundario se expresa en masa, en este caso: $M_{84B}/M_{16B} = 2$ a 3.
- Criterio r_1 : el diámetro nominal de la pieza máxima del manto principal se toma como numerador ($D_{p_{max}} = D_{16F}$) y como denominador D_{16B} .
- Criterio r_2 : se eligen los tamaños menores del manto principal y del manto secundario $D_{16F}/D_{16B} > 5$.
- Criterio r_3 : se cumple acotando la desviación típica del manto secundario.
- Espesor: ambos mantos se diseñan como mínimo con dos capas.
- Recomendaciones adicionales:

$$W_{s50} \geq 0,01 \cdot W_{p50} \quad (2.21)$$

$$W_{s50} \leq 0,065 \cdot W_{p50} \quad (2.22)$$

2. Manto principal bicapa con piezas artificiales

- Se tendrá en cuenta que el peso de las piezas del manto principal (capa-filtro), W_p , es único (desviación típica nula) y el diámetro nominal de la pieza, D_p , se calcula en función de aquel,

$$W_p = \gamma_{mp} \cdot D_p^3 \cdot k_\Delta \quad (2.23)$$

- Se aplica el criterio r_1 tomando como numerador $D_{16F} = D_p$.
- Para los criterios de permeabilidad y lavado se sigue el mismo proceso que para mantos de escolleras naturales.

3. Bloques cúbicos de hormigón

$$W_{s50} = 0,1 \cdot W_p \quad (0,05 - 0,15) \quad (2.24)$$

4. Manto principal de Acrópedo, Acrópedo II y Core-Loc

$$W_{s50} \geq 0,05 - 0,09 \cdot W_p \quad (2.25)$$

$$W_{s50} \leq 0,10 - 0,18 \cdot W_p \quad (2.26)$$

5. Manto principal de X-Block

$$W_{s50} \geq 0,03 - 0,08 \cdot W_p \quad (2.27)$$

$$W_{s50} \leq 0,10 - 0,25 \cdot W_p \quad (2.28)$$

Si las piezas del manto principal son especiales o se colocan en un manto monocapa, frecuentemente sometidas a patente,

- su estabilidad depende de forma muy estricta del sistema de colocación y de las características del manto secundario,
- se deberá acudir al titular de la patente para que proporcione los criterios de dimensionamiento de los mantos principal y secundario.

Mantos secundario-secundario

Se seguirá lo indicado en la transición de manto principal de escollera con manto secundario de escollera. No obstante, a medida que se reduce el tamaño de los elementos del manto secundario capa-base, crece la importancia de los criterios de permeabilidad y de lavado. Para ello, es necesario especificar la desviación típica y el sesgo de los husos granulométricos de la capa-base.

Transición entre capa granular y superficie impermeable

Los criterios de diseño de filtros también se pueden aplicar a transiciones de capas granulares con superficies impermeables, entre otras,

- núcleo-banqueta de enrase
- banquetta de enrase-solera del espaldón

En estos casos, se debe tener en cuenta que el gradiente hidráulico predominante es esencialmente horizontal, el flujo vertical de filtración es nulo, la velocidad horizontal de filtración se modifica determinando el régimen de subpresiones en la base del espaldón, su evolución temporal, los valores máximos y la condiciones de simultaneidad con los empujes horizontales en el contorno de barlomar. Para delimitar los posibles efectos del cambio de régimen en la estabilidad del espaldón, es especialmente conveniente que, en el lado de sotamar, se favorezca la función de drenaje de la capa-filtro y se garantice su funcionalidad en toda la vida útil de la obra.

Diseño de filtros de granulometría abierta y verificación del modo de fallo

Siempre que la capa o elemento no sea exterior y reciba la acción directa de la dinámica marina (oleaje y corriente), el agente que determina la ocurrencia de los modos de fallo es el gradiente espacial y temporal de las presiones intersticiales principalmente originadas por, (1) los procesos de transformación del oleaje en su interacción con la traza del dique y sus tramos, y (2) los niveles medios del mar. En su caso, este gradiente se puede calcular mediante la ecuación de Forchheimer, que cuantifica el consumo de cantidad de movimiento en un medio granular considerando las fuerzas de inercia y de arrastre en régimen laminar y turbulento (Vílchez y col., 2016a) debido al oleaje o la corriente.

Si se cumplen las normas de buena práctica, no es necesario verificar los modos de fallo que podrán ser considerados como no principales y que no contribuyen a la probabilidad conjunta

de fallo. En otro caso, se definirán, entre otros, los siguientes modos de fallo asociados a los gradientes hidráulicos en el interior de la sección y en la cimentación y terreno,

- salida de elementos de la capa inferior
- erosión interna de la capa inferior por pérdida de algunas fracciones granulométricas
- inestabilidad y licuefacción de la capa superior por acumulación de presiones intersticiales

2.7 Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje

En este *Manual*, con carácter general se aplicarán fórmulas cuyo ámbito temporal es el estado meteorológico y el ámbito espacial un volumen de control en el que ocurren los procesos de transformación de la dinámica marina, en particular del oleaje. Se expresan en función de descriptores de estado, monomios adimensionales, el emplazamiento, las características de la dinámica marina y del terreno, la traza y tramo de dique, los procesos de transformación y sus manifestaciones relacionadas con los flujos de masa, cantidad de movimiento y energía o con la respuesta estructural, desplazamientos de piezas, cambios de geometría, entre otras.

2.7.1 Cálculo de la partición de la energía incidente del oleaje

Fenomenología y procesos

Los procesos de reflexión, transmisión y disipación por rotura y propagación a través del medio poroso se cuantifican aplicando la ecuación de conservación de la energía en un volumen de control que contiene en su interior la sección del dique, evaluando los flujos de energía entrantes y salientes y los procesos de disipación en su interior. La importancia de cada uno de los procesos depende de la tipología y de las características del oleaje. Cuando se aplica la teoría lineal de ondas estos procesos dependen esencialmente del periodo y de la dirección del oleaje incidente. La ecuación de conservación de la energía del movimiento oscilatorio en el volumen de control viene dada por:

$$\mathfrak{F}_I - \mathfrak{F}_R - \mathfrak{F}_T - \mathcal{D}'_* = 0 \quad (2.29)$$

donde \mathfrak{F}_I , \mathfrak{F}_R y \mathfrak{F}_T representan los flujos medios de energía incidente, reflejada y transmitida respectivamente, y \mathcal{D}'_* evalúa la disipación por unidad de tiempo en el interior del volumen de control provocada por la presencia de la obra.

El flujo medio de energía (incidente, reflejado o transmitido), aplicando la teoría lineal de ondas, depende de la altura de ola y la velocidad de propagación de la energía C_g .

La energía reflejada se evalúa mediante un coeficiente de reflexión K_R que cuantifica la magnitud del proceso, siendo su valor el cociente de la altura de ola reflejada y la incidente, y una fase ϕ_R , que representa la distancia adimensional a un foco reflector en el que se supone que se produce la reflexión de la onda.

La energía transmitida se evalúa mediante un coeficiente de transmisión K_T , siendo su valor el cociente de la altura de ola transmitida y la incidente, y una fase ϕ_T que representa la distancia adimensional a un foco generador en el que se supone que se genera el tren de ondas transmitido.

La tasa de energía disipada por flujo de energía incidente se representa por D_* que cuantifica de forma conjunta: (1) la rotura de la ola y los procesos turbulentos relacionados con ella y (2) la fricción con los contornos y el medio (mantos y núcleos) por el que se propaga la ola.

Si el fondo del volumen de control es horizontal, la ecuación de la conservación de la energía es,

$$K_R^2 + K_T^2 + D_* = 1 \quad (2.30)$$

donde K_R y K_T son los coeficientes de reflexión y transmisión, y D_* es el coeficiente de disipación, que viene dado por:

$$D_* = \frac{\mathcal{D}'_*}{\frac{1}{8}\gamma_w g C_g H_I^2} \quad (2.31)$$

siendo H_I la altura de ola del oleaje incidente y C_g la velocidad de propagación de la energía del movimiento oscilatorio. Esta ecuación se puede aplicar tanto a un tren regular de olas como a un tren irregular. En el primer caso los coeficientes de partición de la energía representan el comportamiento de la onda de altura, periodo y dirección conocidos. Si se aplica a un tren irregular, el coeficiente se asocia a un descriptor de estado representativo del comportamiento del tren. Es habitual trabajar con la altura de ola media cuadrática, H_{rms} , que se relaciona directamente con el área bajo el espectro de energía. En la hipótesis de modelo de Rayleigh, la altura de ola media cuadrática es el parámetro de la distribución y cualquier otro descriptor del estado se relaciona con él.

La tasa de energía disipada por fricción depende de la evolución del régimen hidráulico, laminar o turbulento, en el interior del dique. En general depende del Número de Reynolds, la porosidad del medio y del tamaño de sus elementos, D/L_z .

Monomios adimensionales

La partición de la energía incidente, disipación, reflexión y transmisión depende de la tipología de la sección y de unos monomios principales que caracterizan el proceso,

- oleaje incidente: $h/L_z, H/L_z, \theta$,
- características de la sección: $A_{eq}/L^2, h_n/h, F_C/H$, berma, manto,
- núcleo y mantos interiores, D/L_z

Algunos de estos monomios se pueden eliminar acotando el rango de aplicación de la formulación o combinar entre ellos y adoptar una expresión que represente el comportamiento de las tipología frente a la partición de la energía incidente,

$$K_{coef} = f(h/L_z, \theta, D/L_z, Ir^*, h_n/h, F_C/H, berma, manto) \quad (2.32)$$

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 157

donde K_{coef} representa cualquiera de los tres coeficientes de partición de la energía, *berma* representa las características de la berma, *manto* identifica las características del manto principal del perímetro exterior de la sección, talud, tamaño, forma y colocación de la pieza e Ir^* es el número de Iribarren modificado,

$$Ir^* = \frac{A_{eq}/L^2}{\sqrt{H/L}} \quad (2.33)$$

El numerador cuantifica los efectos de la propagación y disipación en el medio poroso que son relevantes en el proceso de la reflexión y transmisión, y el denominador cuantifica los efectos del peralte del oleaje, principalmente los de disipación por rotura tanto de la ola como por la turbulencia generada entre los huecos de las piezas del manto principal del medio poroso.

Estas ecuaciones tienen una base experimental, en su mayoría con incidencia normal y un amplio rango de profundidades relativas, indefinidas, intermedias y reducidas. Además, si el dique es irribasable se puede prescindir del francobordo relativo. Considerando que, en general, los taludes de la berma y otros mantos sumergidos habitualmente se construyen con un talud tal que $\cot \alpha = 1,5$, y en el caso de un dique en talud específico, pieza y colocación, el funcional queda reducido a,

$$K_{coef} = f(D/L_z, Ir^*, berma) \quad (2.34)$$

Este funcional contiene los tres grupos de monomios que controlan la partición de energía con incidencia normal $\theta = 0$. El tamaño de los elementos del núcleo vincula el problema con los efectos de escala experimental. Una incorrecta selección de este tamaño cambia la partición de energía y de los flujos de agua asociados.

2.7.2 Fórmulas para el cálculo de la partición de energía

En este apartado se incluye una manera de calcular y evaluar los diferentes procesos que se han detallado en apartados anteriores. Se inicia con el cálculo de las condiciones de rotura en el emplazamiento y a continuación se cuantifica su transformación en presencia del dique, tanto en el frente como sobre él. Para estos cálculos el proyectista seleccionará la manera que considere más oportuna para responder a los requerimientos del *Articulado*, bien los presentados a continuación o bien otras formulaciones debidamente contrastadas.

Cálculo apoyado en regímenes y monomios adimensionales

En presencia del dique los procesos de transformación del oleaje dependen del comportamiento hidrodinámico de la tipología. Su cuantificación puede ser evaluada a partir de,

$$K_{coef} = f(D/L_z, Ir^*, berma) \quad (2.35)$$

donde K_{coef} define los coeficientes de los procesos de transformación del oleaje incidente:

- K_R y ϕ : Módulo y fase del coeficiente de reflexión (ésta puede ser representada también a partir de su valor adimensional $x_0/L = \phi/4\pi$)
- K_T : Módulo del coeficiente de transmisión
- D^* : Tasa de disipación de energía

Para oleaje irregular la ecuación de la partición está bien representada por una función sigmoide:

$$Y_i = (Y_{i1} - Y_{i0}) \left[1 + \left(\frac{I r^*}{\alpha_{Xi}} \right)^{\gamma_i} \right]^{-1} + Y_{i0} \quad \left\{ \begin{array}{l} I r^* \geq 0 \\ Y_{i0} < Y_i < Y_{i1} \text{ or } Y_{i1} < Y_i < Y_{i0} \end{array} \right. \quad (2.36)$$

donde el subíndice i denota a K_R , K_T , x_0/L y D^* . El resto de variables se definen a continuación:

- Y_{i1} y Y_{i0} : Valores asintóticos de la curva (inicial y final respectivamente),
- γ_i y α_{Xi} : Parámetros de forma de la curva sigmoide.

En la figura 2.71 se observa un ejemplo de la curva sigmoide, con los parámetros que la definen y la variación de la misma en función de los parámetros de forma.

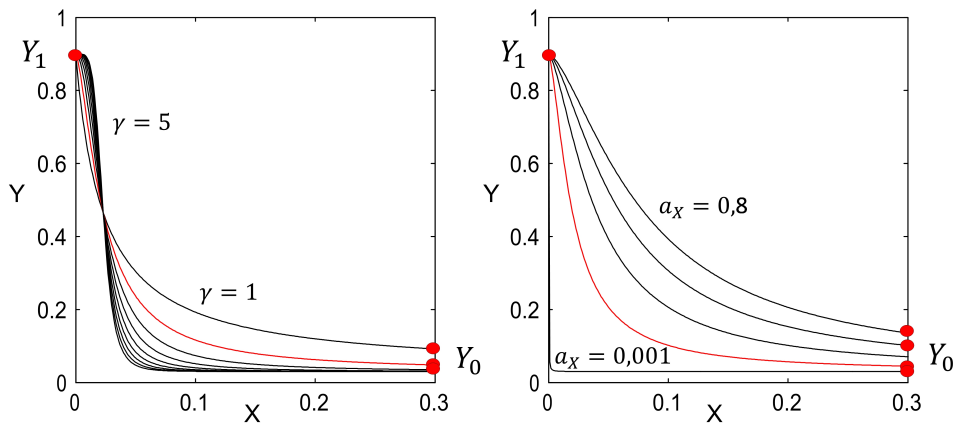


Figura 2.71: Variación de la curva sigmoide en función de los parámetros γ (izquierda) y α_X (derecha).

Los parámetros de la función sigmoide dependen de los monomios que no están incluidos en la formulación, la geometría del dique, específicamente, h_n/h , *berma*, α , la incidencia del oleaje, θ , y las características del material granular del núcleo, D/L_z , recogidos en la lista de monomios descrita en la sección. En el caso de un dique con un manto principal de piezas especiales, los coeficientes dependen del tamaño, forma y sistema de colocación de la pieza, apartado 2.3.

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 159

Dependencia con el ángulo de incidencia

La incidencia oblicua del oleaje produce una reducción en el valor del coeficiente de reflexión. El valor del módulo del coeficiente de reflexión para ángulos de incidencia oblicua entre $15^\circ < \theta < 55^\circ$ se puede obtener de la siguiente manera,

$$K_{R\theta} = K_R(\theta = 0)(\cos\theta)^{b_\theta} \quad (2.37)$$

El coeficiente b_θ depende del coeficiente de fricción del medio poroso (núcleo), f_c (Dalrymple y col., 1991),

$$b_\theta = f_c^{\alpha_\theta} \quad (2.38)$$

El valor del coeficiente de fricción se determina aplicando la hipótesis de disipación equivalente de Lorentz entre la ecuación completa de Forchheimer y la lineal en función del diámetro relativo del material granular y la tipología del dique mediante la expresión propuesta en Vélchez y col. (2016b):

$$f_c = \lambda_1(Dk)^{\lambda_2} \quad (2.39)$$

A falta de mejor información, el valor de la fase del coeficiente de reflexión con incidencia oblicua se puede estimar en función de la distancia adimensional al reflector “virtual”, $\frac{x_0}{L}$ (o fase) para incidencia normal por el seno del ángulo de incidencia. De esta forma el reflector virtual va acercándose a la cara a barlomar del dique con la oblicuidad del oleaje y se hace cero cuando el oleaje incide paralelo al dique (ola corredera). No obstante, a los efectos prácticos es conveniente considerar que la condición de ola corredera se presenta en el sector para incidencia muy oblicua $65^\circ < \theta < 90^\circ$.

Cuando se proyecte a evolución de avería se debe tener en cuenta que la geometría de la sección modificada por una avería altera la partición de energía y el régimen hidrodinámico de su comportamiento. La figura 2.72 muestra el coeficiente de reflexión del oleaje en un dique en talud con mantos en función del número de Iribarren modificado, para el estado inicial, sin avería, y para los estados subsiguientes hasta la destrucción. Se observa que al iniciarse y evolucionar la avería disminuye el coeficiente de reflexión debido, entre otros, al cambio del perfil del dique en talud.

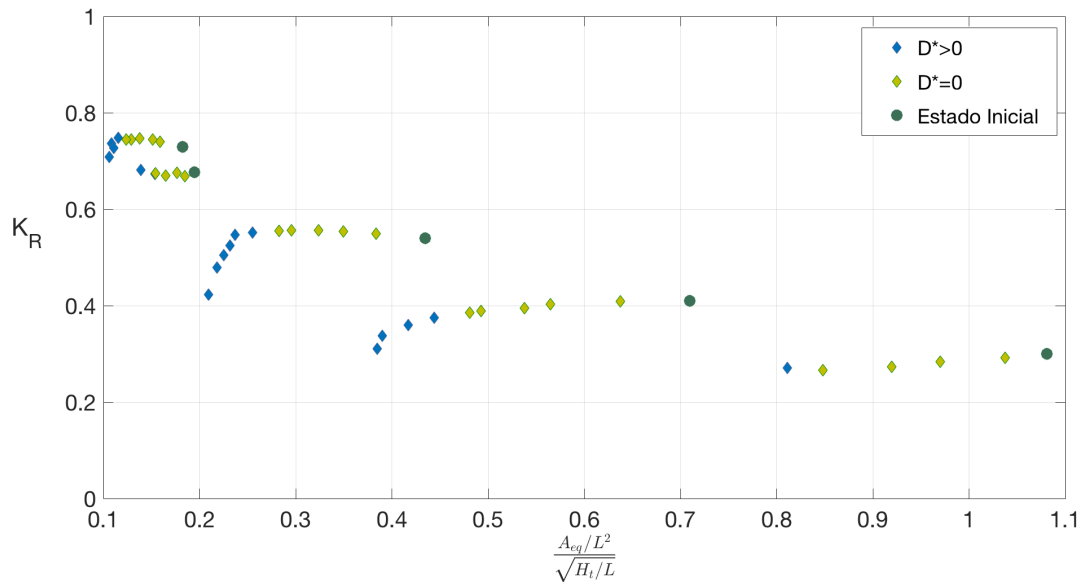


Figura 2.72: Evolución del coeficiente de reflexión con la evolución del daño de un dique en talud.

Dependencia del francobordo

La formulación anterior está obtenida y, por tanto, es de aplicación para diques poco rebasables como es habitual en el abrigo de áreas portuarias. No obstante, la partición de la energía incidente, especialmente la reflexión y la transmisión, está gobernada mayormente por la parte sumergida del dique. Además, el volumen de rebase debe ser una parte significativa del volumen de agua bajo la cresta para que tenga influencia en el flujo de retorno y en la tasa de disipación. Por ello, a falta de mejor información la formulación anterior se puede aplicar a diques moderadamente rebasables sin modificar los parámetros.

Otras fórmulas de cálculo de los coeficientes de partición de energía

Desde el trabajo seminal de Iribarren y Nogales (1964) y re-analizado por Battjes (1974), se han elaborado diferentes fórmulas para calcular el módulo del coeficiente de reflexión de diques de abrigo con y sin espaldón. La mayoría de estas fórmulas se obtuvieron de ensayos con oleaje regular, para tipologías en talud y diferentes piezas del manto principal, y se formularon en función del número de Iribarren, I_r , (Ahrens y McCartney (1975), Bruun y Günbak (1977), Losada y Giménez-Curto (1979) y Losada y Giménez-Curto (1981)). En la figura 2.73 se recoge la tendencia, (forma de tanh), del módulo del coeficiente de reflexión en función de I_r y del tipo de pieza y explicita claramente los tres regímenes hidrodinámicos disipativo, transición o mixto y reflejante. Todas las series de datos que se representan en función de I_r muestran un buen ajuste en el régimen disipativo, desviaciones importantes en la zona de transición en función de la tipología del dique y el tipo de pieza. En la zona reflejante el desajuste es inaceptable.

Desde el punto de vista de estabilidad, al igual que lo hicieron Iribarren y Nogales, la situación crítica se encuentra en los valores de I_r en el cambio de régimen en transición al régimen reflejante.

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 161

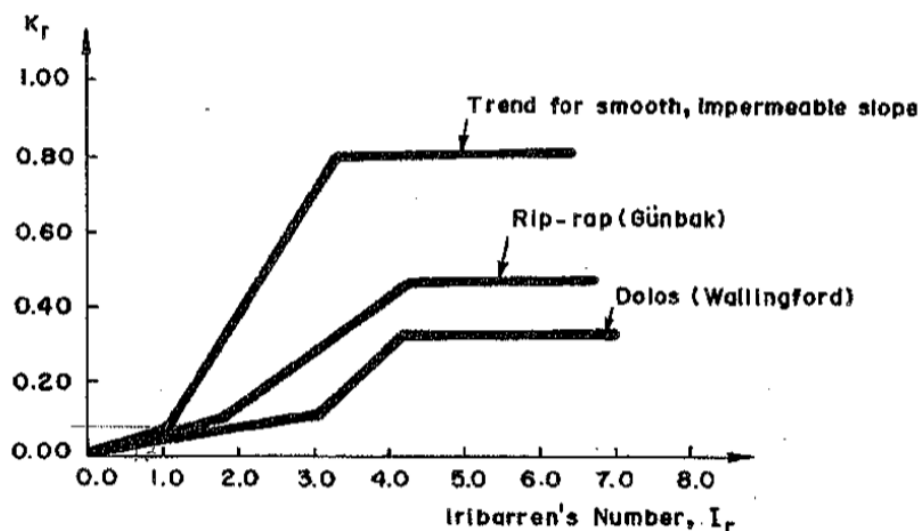


Figura 2.73: Coeficiente de reflexión frente al número de Iribarren para diferentes tipos de piezas. Fuente: Losada, 1989

La mayoría de las fórmulas desarrolladas a partir de aquellos primeros trabajos se calibraron con oleaje irregular, utilizando I_r como monomio adimensional. Una fórmula general es la siguiente (Zanuttigh y van der Meer, 2008):

$$K_R = \tanh(c_1 I_r^{c_2}) \quad (2.40)$$

cuyos coeficientes empíricos se seleccionan en función de la geometría y de la incidencia del oleaje. A pesar de tener el soporte experimental de un gran número de datos de muy diferentes y diversos laboratorios la mayoría de sus predicciones tienen las mismas debilidades que los primeros ajustes anteriormente citados, desviaciones crecientes en el régimen de reflexión, $I_r > 2,5$ y no predice la fase. Por otra parte, a pesar del enorme trabajo desarrollado, la fórmula y sus coeficientes están propuestos sin verificar el balance global de energía en el volumen de control, lo que es especialmente relevante para $I_r > 2,5$ que es donde, en general, se presenta la estabilidad crítica de las piezas y superestructura.

Se considera que el rebase reduce el coeficiente de reflexión con respecto al caso de no rebase de forma lineal con respecto al francobordo relativo F_C/H_{m0t} , donde H_{m0t} es la altura de ola significativa en el pie de la estructura. El periodo utilizado para calcular el número de Iribarren en el caso de espectro de un solo pico fue $T_p/1,1$. El rango experimental de la fórmula es amplio, francobordo sumergido y emergido (figura 2.74)

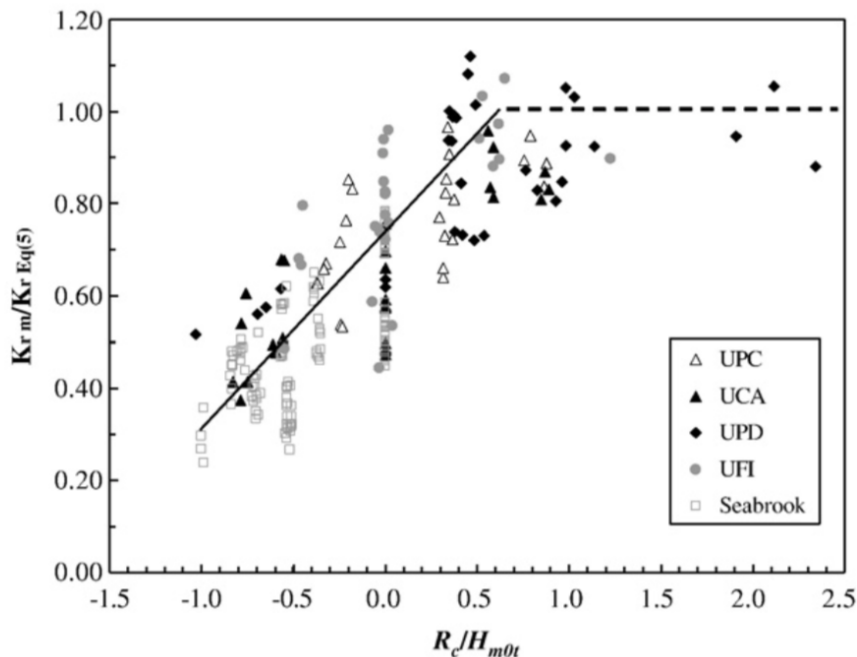


Figura 2.74: Ratio de coeficientes de reflexión medido y calculado en función del francobordo relativo. Fuente: Zanuttigh y van der Meer, 2008

La experimentación desarrollada por Zanuttigh y Andersen (2010) confirma que la incidencia oblicua del oleaje decrece el coeficiente de reflexión en los sectores direccionales ($0 - 60^\circ$) y se propone un coeficiente reductor en función del tipo de pieza del manto principal, $\cos^p \theta$, donde p es un coeficiente en el intervalo $0 < p < 1$.

2.7.3 Funciones de probabilidad de la altura de ola en presencia del dique

El movimiento oscilatorio en el frente del dique y sobre la sección es el resultado de la interacción de los trenes incidente y reflejado en la sección y en otros contornos y, en su caso, del irradiado en los cambios de alineación y morro.

La presencia del dique modifica el modelo de probabilidad de Rayleigh de la altura de ola en el entorno del dique y sobre el dique. El modelo evoluciona en el espacio en función de las características del movimiento oscilatorio y aquellas dependen de la tipología de la sección. No es frecuente estimar este modelo de probabilidad asumiendo, posiblemente de forma imprudente, que los ensayos ya controlan toda la transformación y que los resultados obtenidos incluyen esta variabilidad.

En algunos casos se está utilizado el modelo de probabilidad propuesto por Battjes y Groenendijk (1999) que combina dos distribuciones de Weibull obtenida con ensayos en un talud plano impermeable. Este modelo ha sido extendido mediante estudio en canal de oleaje a un fondo con pendiente y escalón, igualmente impermeable (Caires y Van Gent, 2012).

En el análisis 2DV de una alineación recta con incidencia normal, conocidas las características de los flujos de energía incidente y reflejada se puede formular analíticamente la función de

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 163

distribución de la altura de ola en el frente del dique, a pie de dique y sobre la sección en función de las características de la sección. En resultado es una función bivariada de Weibull, cuyos parámetros dependen de la tipología y del oleaje incidente (Vílchez y col., 2017).

Este modelo es representativo de la transformación brusca del oleaje con un dique de abrigo formado por estructuras de mantos y núcleo granular y compatibiliza la altura de ola de diseño en el perímetro exterior, es decir permite vincular y formular de forma compatible el comportamiento de la sección y su respuesta a los diferentes modos de fallo.

Modelo de probabilidad en el frente del dique

Cuando la pendiente del fondo es casi horizontal, el valor medio cuadrático de la altura de ola resultante de la interacción del tren incidente y reflejado puede aproximarse mediante la siguiente expresión

$$H_{trms}(x) = H_{Itrms} \sqrt{1 + K_R^2 + 2K_R \cos(2k_0x + \phi)} \quad (2.41)$$

que varía con la distancia al dique, donde $x = 0$ es el pie del mismo y el sentido positivo del eje de abscisas es alejándose del dique hacia el mar; H_{Itrms} es el valor medio cuadrático de la altura de ola incidente en el emplazamiento, k_0 es el número de onda asociado al periodo pico del oleaje en el emplazamiento y K_R y ϕ son el módulo y la fase del coeficiente de reflexión, respectivamente.

En general, la función de distribución de la altura de ola frente a un dique de abrigo, (incluyendo los procesos de transformación que tienen lugar por la presencia de la obra), es una distribución de Rayleigh:

$$p(H_t(x)) = \frac{2H_t(x)}{H_{trms}^2(x)} \exp\left(-\frac{H_t^2(x)}{H_{trms}^2(x)}\right) \quad (2.42)$$

donde el parámetro del modelo de probabilidad es el valor medio cuadrático de la altura de ola resultante de la interacción entre el tren incidente y el reflejado definido anteriormente.

Función de probabilidad de las alturas de ola sobre el dique

Se ha comprobado experimentalmente (Vílchez y col., 2017) que la función de distribución de la altura de ola total desde el pie del dique a la pared evoluciona desde un modelo de Rayleigh a una distribución biparamétrica de Weibull. La expresión general de esta distribución es la siguiente:

$$p(y) = \frac{\beta_w}{\delta_w} \left(\frac{y}{\delta_w}\right)^{\beta_w-1} \exp\left(-\left(\frac{y}{\delta_w}\right)^{\beta_w}\right) \quad (2.43)$$

En la ecuación 2.43, δ_w y β_w son el parámetro de escala y forma respectivamente. Éstos dependen de la tipología del dique y de la localización considerada. El parámetro de escala (δ_w) puede expresarse en términos de H_{trms} al pie del dique ($x = 0$) según la siguiente expresión:

$$\delta_w = \alpha_w H_{trms}(x=0) \quad (2.44)$$

De esta manera una función de distribución de la altura de ola total para $x < 0$ es:

$$p(H_t(x < 0)) = \frac{\beta_w}{\alpha_w H_{trms}(x=0)} \left(\frac{H_t(x < 0)}{\alpha_w H_{trms}(x=0)} \right)^{\beta_w - 1} \exp - \left(\frac{H_t(x < 0)}{\alpha_w H_{trms}(x=0)} \right)^{\beta_w} \quad (2.45)$$

En este caso, para $\alpha_w=1$ y $\beta_w=2$ la ecuación 2.45 corresponde a la distribución de Rayleigh.

2.7.4 Cálculo del flujo sobre el perímetro exterior del dique

Fenomenología y procesos

La interacción del oleaje y el dique, en general, se produce de forma brusca (la anchura del frente del dique es bastante menor que la longitud de onda), y la ola evoluciona rápidamente sobre y a través de la sección, al tiempo que se disipa energía por rotura, turbulencia y fricción, se refleja y se transmite energía. La superficie libre del mar se mueve en función del régimen oscilatorio resultante. Desde el punto de vista de diseño son relevantes los mayores y menores desplazamientos verticales de la superficie libre del mar en cada punto de la sección entre el pie y la cota superior del paramento. De ellos se pueden seleccionar como indicadores del comportamiento de la sección el ascenso máximo o remonte, R_u , en la coronación del dique (berma o espaldón) y el descenso máximo o retorno, R_d , en algún lugar, a priori, no conocido de la sección.

Si el remonte supera la cota de coronación se produce el rebase. Los valores extremos que alcanza la superficie libre de ascenso y descenso (R_u , R_d) se pueden tomar como referencia para el prediseño de parámetros como el francobordo mínimo para no tener rebase y la profundidad mínima de enrase del manto principal o estructura con la berma de pie para no tener pérdida de estabilidad.

Monomios adimensionales

Por su origen, los monomios principales que caracterizan el flujo de agua en la sección son los de la partición de energía

- oleaje incidente: h/L_z , H/L_z , θ ,
- características de la sección: A_{eq}/L^2 , h_n/h , F_C/H , berma, manto,
- núcleo y mantos interiores, D/L_z

Algunos de estos monomios se pueden eliminar acotando el rango de aplicación de la formulación o combinar entre ellos y adoptar una expresión que represente el comportamiento de las tipología frente al remonte, retorno y, en su caso rebase,

$$R_{coef} = f(h/L_z, \theta, D/L_z, Ir^*, h_n/h, F_C/H, \text{berma, manto, ubicación del espaldón}) \quad (2.46)$$

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 165

donde, R_{coef} representa $R_u/H_{trms}(x=0)$, $R_d/H_{trms}(x=0)$ y R_b/Γ , siendo R_u el remonte en la coronación y R_d el retorno, adimensionalizados con la altura de ola media cuadrática en el pie del dique, $H_{trms}(x=0)$, respectivamente y R_b/Γ representa una magnitud relacionada con el rebase (caudal, volumen, etc) adimensionalizada por Γ expresada en función de la altura de ola media cuadrática en el pie del dique en correspondencia con las unidades de la magnitud del rebase. El francobordo relativo F_C/H interviene en el cálculo del rebase. Para determinar los valores máximos del remonte se considera que su valor es suficientemente grande como para admitir que no hay rebase.

Por otra parte, *berma* representa las características de la berma, *manto* identifica, en su caso, las características del manto principal del perímetro exterior de la sección, talud, tamaño, forma y colocación de la pieza, *ubicación del espaldón* indica la posición del espaldón con respecto al pie del dique e Ir^* es el número de Iribarren modificado,

$$Ir^* = \frac{A_{eq}/L^2}{\sqrt{H/L}} \quad (2.47)$$

El numerador cuantifica los efectos de la propagación y disipación en el medio poroso que son relevantes en el proceso de la reflexión y transmisión, y el denominador cuantifica los efectos del peralte del oleaje, principalmente los de disipación por rotura tanto de la ola como por la turbulencia generada entre los huecos de las piezas del manto principal del medio poroso.

Estas ecuaciones tienen una base experimental, en su mayoría con incidencia normal y un amplio rango de profundidades relativas, indefinidas, intermedias y reducidas. Los valores mayores de remonte y retorno se obtienen cuando el dique es irrebalsable. Considerando que, en general, los taludes de la berma y otros mantos sumergidos habitualmente se construyen con un talud tal que $\cot \alpha = 1,5$, o en el caso de un dique en talud específico, pieza y colocación, el funcional queda reducido a,

$$R_{coef} = f(D/L_z, Ir^*, berma, manto, ubicación\ espaldón, F_C/H) \quad (2.48)$$

2.7.5 Fórmulas para el cálculo del flujo de agua y del rebase

Para aplicar las fórmulas que se presentan en este apartado se debe seguir el mismo esquema de trabajo que en el apartado 2.7.2 y haber determinado la altura de ola media cuadrática total a pie de dique y, en su caso, en la pared del espaldón.

Cálculo apoyado en regímenes y monomios adimensionales

En presencia del dique los procesos relacionados con el flujo de agua sobre la sección dependen del comportamiento hidrodinámico de la tipología que se determina en función de la partición de la energía incidente. Las magnitudes (monomios adimensionales) que determinan aquellos procesos se pueden evaluar por,

$$R_{coef} = f(D/L_z, Ir^*, berma, manto, ubicación\ espaldón, F_C/H) \quad (2.49)$$

donde, R_{coef} representa,

- $R_u/H_{trms}(x=0)$, remonte adimensional en la coronación del dique
- $R_d/H_{trms}(x=0)$, retroceso adimensional en un punto del perímetro exterior
- R_b/Γ una magnitud adimensional que cuantifica el rebase sobre la coronación,
- $H_{trms}(x=0)$, la altura de ola media cuadrática en el pie del dique, y correlacionada con la altura en la base del espaldón o coronación,
- F_C/H es el francobordo relativo que sólo interviene en el cálculo del rebase

Este funcional contiene los tres grupos de monomios que controlan el flujo de agua en la sección con incidencia normal $\theta = 0^\circ$. El tamaño de los elementos del núcleo vincula el problema con los efectos de escala experimental. Una incorrecta selección de este tamaño cambia los valores de R_u y de R_d y de la altura de ola cuadrática a pie de dique. La ubicación de la pared frontal o coronación con respecto al pie del dique (y al foco reflector), determina la función de probabilidad de la altura de ola, en general Weibull bivariada.

Nota

La validez de la evolución del modelo de probabilidad de Rayleigh a uno de Weibull, independientemente de la tipología se apoya en el modelo gaussiano del desplazamiento vertical de la superficie del mar. En la mayoría de los casos el modelo gaussiano evoluciona con sesgo positivo. Este es el contexto que se debe tener en cuenta para seleccionar modelos de cálculo de ascenso y descenso de agua a la hora de calcular los descriptores estadísticos del remonte y descenso sobre el dique y en su caso del rebase por la coronación.

Para oleaje irregular, el descriptor de estado del remonte, retorno y rebase adimensionales en un estado meteorológico, se puede calcular en función del número de Iribarren modificado, la tipología y, en el caso del rebase, del francobordo relativo,

$$\begin{aligned}\frac{R_u}{H_t} &= f(Ir^*, \text{tipología}) \\ \frac{R_d}{H_t} &= f(Ir^*, \text{tipología}) \\ \frac{R_b}{\Gamma} &= f(Ir^*, \text{tipología}, F_C/H_t)\end{aligned}$$

donde $H_t = H_{trms}(x=0)$ y R_u, R_d son los valores máximos o cualquier otro descriptor de estado representativo del remonte y retorno, por ejemplo $R_{u2\%}, R_{d2\%}$. El ajuste de una función debe

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 167

realizarse con datos experimentales teniendo en cuenta las características de la tipología y el régimen hidrodinámico de la sección cuantificado por Ir^* .

Excepto en tipologías de geometría irregular, el remonte adimensional (y el descenso máximo) depende linealmente de Ir^* . Al incorporar este número, las características de la tipología, y adimensionalizar con la altura de ola resultante de la interacción, es innecesario particularizar la ecuación con coeficientes γ , y de permeabilidad P según la tipología. Dado que hay una correlación entre los parámetros de los sucesivos modelos de probabilidad sobre el dique, las ecuaciones anteriores se pueden adimensionalizar con cualquiera de los descriptores de estado de altura de ola sobre el dique y, en particular con $H_{trms}(x=0)$, la altura de ola cuadrática a pie de dique.

La magnitud adimensional de flujo (R_{coef}), se puede evaluar mediante una función sigmoide,

$$R_{coef} = (R_{coef,1} - R_{coef,0}) \left[1 + \left(\frac{Ir^*}{a_{X,R_{coef}}} \right)^{\gamma_{R_{coef}}} \right]^{-1} + R_{coef,0} \quad R_{coef,1} < R_{coef} < R_{coef,0} \quad (2.50)$$

donde R_{coef} , que representa el remonte, descenso o caudal adimensional, depende del parámetro de dispersión y los monomios adimensionales que definen la interacción. Los coeficientes $R_{coef,1}$ y $R_{coef,0}$ son valores asintóticos de la curva sigmoide (inicial y final respectivamente), y los coeficientes $\gamma_{R_{coef}}$ y $a_{X,R_{coef}}$ son parámetros de forma de la curva.

Consideraciones para el cálculo del rebase

La ocurrencia y magnitud del rebase se puede evaluar a partir del *francobordo adimensional* Fc/H_{trms} , siendo $H_{trms}(x=0)$ la altura de ola total a pie de dique. Este valor está directamente relacionado con el caudal adimensional de rebase. La Figura 2.75, obtenida a partir de ensayos numéricos en el rango $H_{trms}/L = 0,01 - 0,04$ y con $F_{MT}/h = 0,5$, muestra la relación entre ambos monomios, que se ajusta a una función de Weibull, tal y como se indica en el apartado 2.7.6.

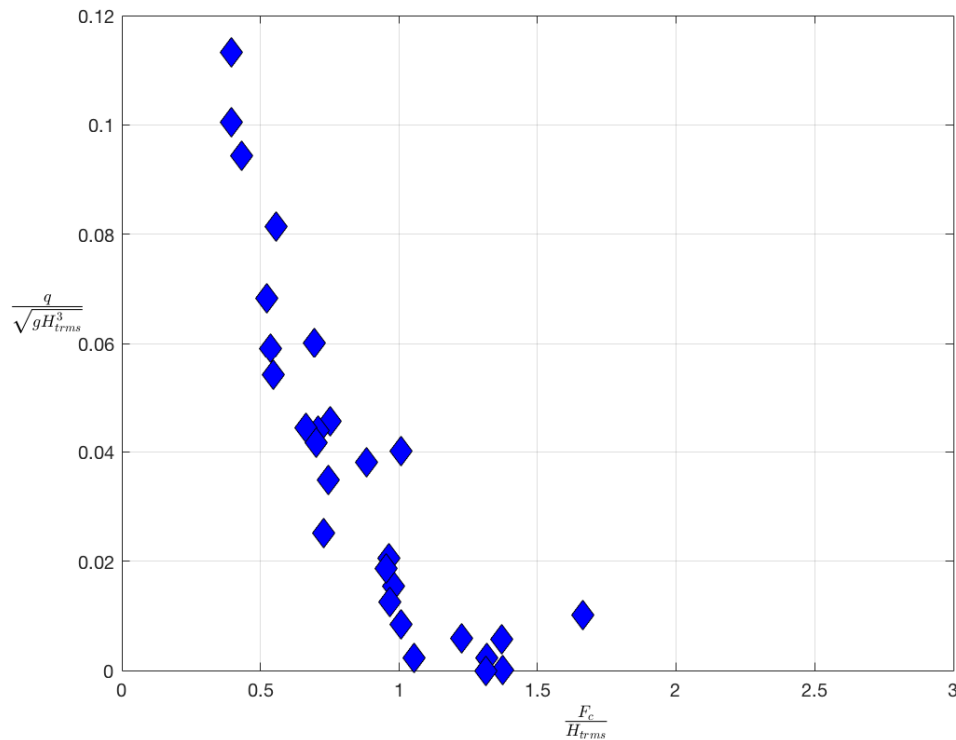


Figura 2.75: Relación entre el francobordo relativo y el caudal de rebase adimensional.

Se observa que para la tipología ensayada, cuando se adimensionaliza con la altura resultante de la interacción de los trenes incidente y reflejado el caudal de rebase decrece al crecer el francobordo relativo y que para $F_c/H_{trms} > 1,6$, el dique, a todos los efectos, se comporta como irrebasable.

Representado el caudal adimensional de rebase con el número de Iribarren modificado Ir^* , se observa el mismo patrón de comportamiento del proceso de rebase, es posible distinguir tres dominios, reflejante, mixto o transición y disipativo. Se caracterizan por el siguiente comportamiento de la lámina de rebase,

- régimen de vertido, cuando predomina la velocidad vertical del flujo (ondas cortas)
- régimen de paso de ola, cuando predomina la velocidad horizontal del flujo (ondas largas)

La Figura 2.76 muestra los valores de caudal adimensional frente a Ir^* para diferentes rangos de francobordo adimensional. Los datos se han obtenido a partir de ensayos numéricos en el rango $H_{Irms}/L = 0,01 - 0,04$ y con $e_t/h = 0,5$.

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 169

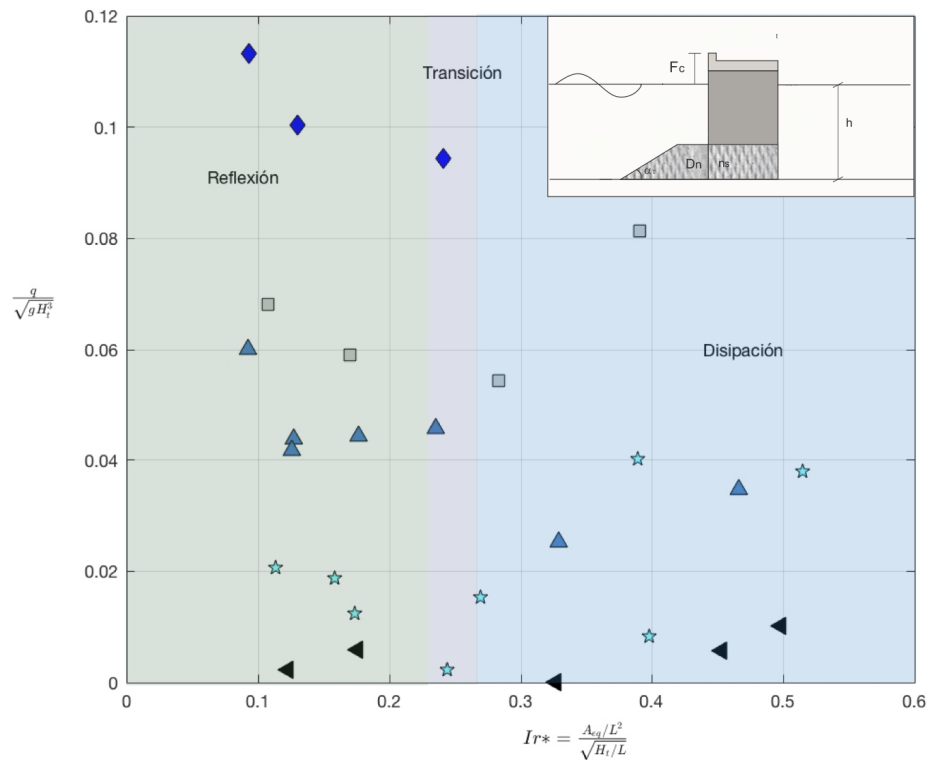


Figura 2.76: Regiones de dominio para el caudal adimensional de rebase, dividido en rangos de F_c/H_{trms} : 0,39 – 0,52 \diamond ; 0,52 – 0,61 \square ; 0,61 – 0,84 \triangle ; 0,84 – 1,09 \star y 1,09 – 1,66 \blacktriangleleft

Si el nivel máximo que alcanza la superficie del agua es superior a la cota de francobordo, se producirá el rebase. El cálculo del rebase puede basarse en la obtención del caudal característico de rebase adimensionalizado, o volumen total rebasado:

$$\frac{q_{rms}}{\sqrt{g}H_t^3} = f(Ir^*, \text{tipología})$$

$$\frac{V_{Ac,t}/ml}{H_t^2} = f(Ir^*, \text{tipología})$$

donde ambos descriptores, caudal característico, (valor medio cuadrático), y $V_{Ac,t}$, volumen acumulado, son descriptores de estado. Ambos están relacionados estadísticamente ya que el volumen acumulado es el volumen total de agua debido a las n olas del estado que efectivamente rebasan la superestructura de entre las N olas que se presentan en el estado de duración media $N \cdot Tz$. La probabilidad de que haya rebase en el estado es igual a n/N . La ocurrencia de rebase puede afectar a la operatividad del dique (en caso de encontrarse un muelle en la zona de sotamar) así como a la estabilidad tanto a barlomar como a sotamar del dique.

Otros descriptores del rebase en diques de abrigo

Para diques poco rebasables el rebase en un estado se suele cuantificar con uno de los dos descriptores de estado, el caudal medio cuadrático, q_{rms} , o el volumen total de agua acumulada, V_{Ac} . Ambos descriptores están relacionados; si el estado tiene N olas de las cuales n rebasan con un caudal medio de cada ola individual \bar{q}_i ,

$$q_{rms} = \frac{\sqrt{\sum q_i^2}}{n} \quad (2.51)$$

$$V_a = \sum V_i \quad (2.52)$$

donde, V_i es el volumen de cada ola individual que rebasa. Si T_{z_i} es el periodo de las olas que rebasan, entonces

$$V_i = \bar{q}_i \cdot T_{z_i} \quad (2.53)$$

El volumen medio de rebase en el estado \bar{V}_{ola} es el cociente entre el volumen acumulado total en el estado y el número de olas que rebasan n_{olas} :

$$\bar{V}_{ola} = \frac{V_{Ac}}{n_{olas}} \quad (2.54)$$

que a su vez, dividido por el periodo medio del oleaje \bar{T}_z proporciona el caudal medio de rebase por ola en el estado \bar{q} :

$$\bar{q} = \frac{\bar{V}_{ola}}{\bar{T}_z} \quad (2.55)$$

El volumen de rebase acumulado en el estado es una variable aleatoria que depende del número de olas en el estado que rebasan, es decir, depende de la duración del estado. En consecuencia, para calcular el volumen de rebase acumulado en un ciclo de sollicitación se puede aplicar un modelo de acumulación, (funciones potenciales), similar al de la evolución de la avería siempre que el proceso se cuantifique con el mismo origen de tiempos.

El volumen de rebase acumulado en un estado es una variable susceptible de ser modelada con la función de acumulación. En la figura 2.77 se presentan los resultados de los ensayos del volumen de rebase acumulado sobre un dique mixto. A partir de los resultados se pueden definir diferentes magnitudes relacionadas con el rebase, (a) tasa de variación del volumen de rebase con el francobordo relativo, (b) volumen medio de rebase por estado, (c) caudal medio de rebase por las olas que rebasan, etc., que son relevantes para dimensionar el dique y acotar las consecuencias del rebase.

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 171

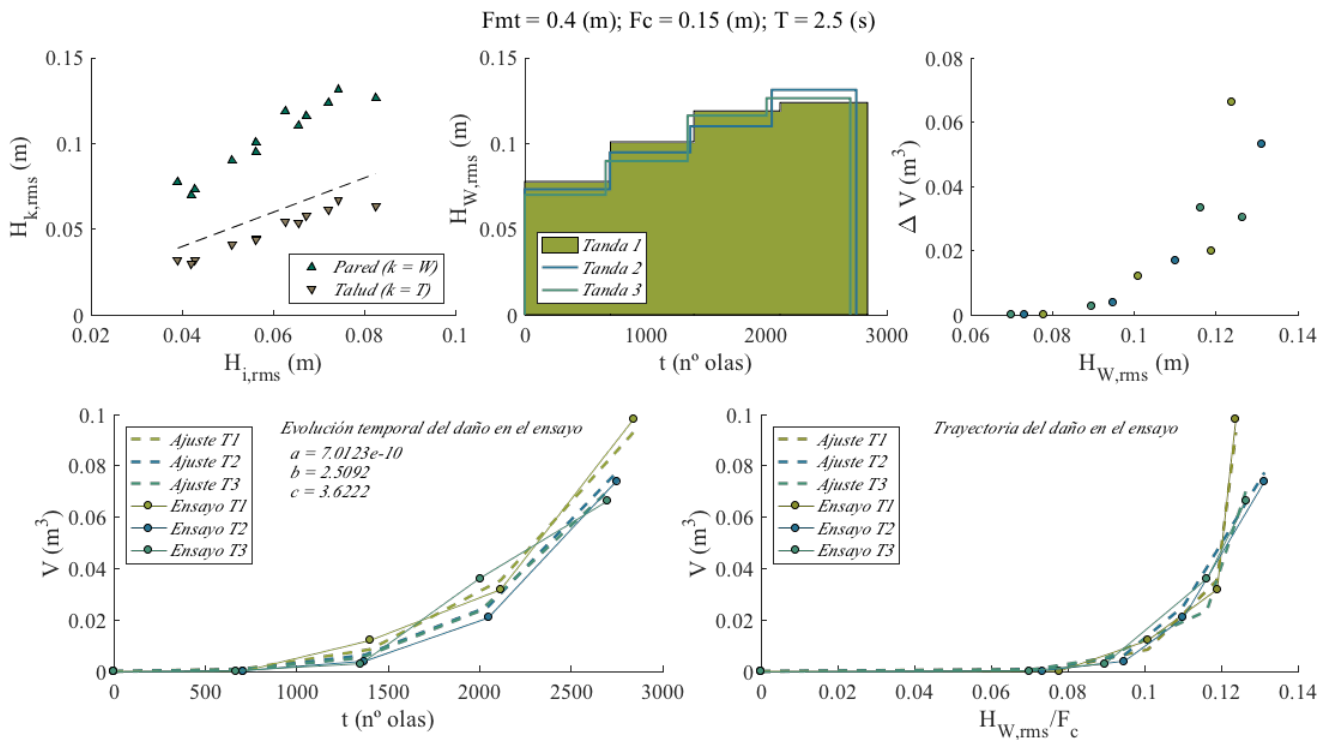


Figura 2.77: Volumen acumulado del rebase en un ciclo de solicitación. Datos experimentales y curva teórica de ajuste.

Dependencia del ángulo de incidencia

El remonte y el retorno dependen del ángulo de incidencia. Los coeficientes de la fórmula son específicos del sector direccional considerado mientras que no se desarrollen estructuras de flujo tridimensionales. En este caso, tanto el remonte como el retroceso dependen de su ubicación y longitud espacial.

Un funcional que cuantifica este comportamiento del remonte ascenso y descenso máximos tiene la siguiente estructura:

$$\frac{R_u}{H_t} = f(Ir^*, \theta, \text{tipología})$$

$$\frac{R_d}{H_t} = f(Ir^*, \theta, \text{tipología})$$

Este modelo, con una función coseno, parece adecuado para ángulos de incidencia inferiores a 55° . Los resultados experimentales, Napp y col. (2002), confirman la premisa anterior, y muestran una reducción del rebase a medida que la oblicuidad del oleaje aumenta, al menos en el rango $0^\circ - 60^\circ$, así como la reducción, e incluso la no ocurrencia de las presiones impulsivas a partir de ángulos de incidencia entre 30° y 60° .

Para ángulos superiores al de mínima reflexión habrá rebase si el francobordo es menor que la altura de ola que pasa sin romper.

Consideraciones para incidencia muy oblicua

A lo largo de una pared vertical impermeable, cuando el tren se alinea perpendicular a la zona cercana a la pared y no existe ola reflejada ($\theta > 80^\circ$), la rotura que se produce es similar a la de una onda progresiva. Por lo tanto, es posible determinar la altura máxima de la ola corredera con ayuda de la formulación propuesta por Goda (1975). En el caso de que las tres olas estén presentes (ola incidente, reflejada y corredera) el índice de rotura es mayor que el obtenido para las ondas progresivas.

En general, con incidencia muy oblicua la rotura es mucho más suave que para incidencia normal, y debido a su orientación paralela al dique, el ascenso y descenso máximo sobre el talud están limitados.

En relación al rebase, el tren de onda que se propaga a lo largo del talud asciende ocasionando la acumulación del agua en el espaldón y por lo tanto su desbordamiento. Bajo estas condiciones, además de reducirse el caudal de rebase, el chorro de agua que se desborda no genera impacto en la estructura (Pérez, 2008).

El remonte y el posible rebase se deben calcular con esta premisa. El remonte será aproximadamente igual a la máxima altura de ola que “pasa sin romper” sobre la sección del dique.

Otras fórmulas de cálculo del remonte, retroceso y rebase

La mayoría de las fórmulas que se utilizan en la actualidad para el cálculo del remonte y del retorno se obtienen en función del número de Iribarren o, en el caso de diques mixtos, el número de Iribarren equivalente y, aunque utilizan expresiones matemáticas diferentes todas ellas tienen tendencia similar en el rango de valores $1,5 < I_r < 6,0$. Estas fórmulas tienen en general dos coeficientes que dependen de la tipología del dique (incluida la porosidad o un parámetro equivalente con respecto al flujo D/L_z) y se han calibrado tanto con oleaje regular como con irregular.

El remonte o descenso sobre un dique en talud se puede obtener, entre otras, a partir de la fórmulas propuestas por Losada y Giménez-Curto (1981). Los coeficientes A_u y B_u se pueden obtener de la gráfica de la figura 2.78.

$$\frac{R_u}{H} = A_u[1 - \exp(B_u I_r)] \quad (\text{Losada y Giménez-Curto, 1981}) \quad (2.56)$$

$$\frac{R_d}{H} = A_d[1 - \exp(B_d I_r)] \quad (\text{Losada y Giménez-Curto, 1981}) \quad (2.57)$$

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 173

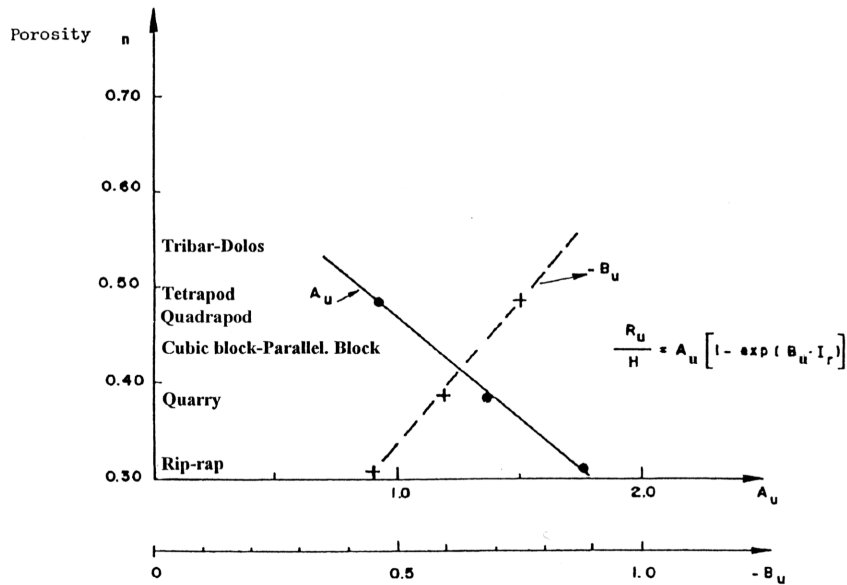


Figura 2.78: Coeficientes A_u y B_u para el cálculo del remonte en función de la porosidad del manto principal. Fuente: Martin y col. (1999).

Para el remonte, principalmente con tipologías en talud e indefinidas, es habitual trabajar con el estadístico de excedencia $R_{u2\%}$ adimensionalizado con un descriptor de estado de altura de ola Van der Meer (1995), y suponer que es función del número de Iribarren:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1,6\gamma I_r \quad (2.58)$$

siendo γ un coeficiente que engloba la influencia de bermas, rugosidad de mantos, profundidad relativa y ángulo de incidencia. El coeficiente 1,6 se actualiza en EurOtop (2016) a 1,65, y se considera una variable estocástica de media $m = 1,65$ y desviación típica $\sigma(m) = 0,10$.

$$\frac{R_{u2\%}}{H} = 1,65\gamma_b\gamma_f I_r \quad (\text{Bruce y col., 2009}) \quad (2.59)$$

Para el cálculo del descenso en taludes porosos se puede aplicar, entre otras, la ecuación siguiente que incluye la pendiente del talud α , la permeabilidad P y el peralte H_s/L_z del tren incidente:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2,1\sqrt{\tanh \alpha} - 1,2P^{0,15} + 1,56^{-60H_s/L_z} \quad (2.60)$$

Estas dos formulaciones para el cálculo del ascenso y descenso sobre el dique están calibradas con la altura de ola significante H_s .

Algunas de las fórmulas más frecuentes para el cálculo del rebase son,

- diques verticales, (1) Franco y Franco (1999) y (2) EurOtop (2016),
- diques en talud y mixtos, (1) Bradbury y Allsop (1988), (2) Van der Meer y Janssen (1995) y (3) EurOtop (2016),
- diques con espaldón y piezas especiales, Molines et al. 2018

Fórmulas de rebase con coeficientes dependientes de la tipología

Es habitual utilizar fórmulas para calcular el caudal medio de rebase durante un estado meteorológico en función del francobordo relativo,

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = a \exp \left[- \left(b \frac{F_C}{H_{m0}} \right)^c \right] \quad (2.61)$$

donde a, b y c son coeficientes que cuantifican todo lo que no está incluido en el monomio F_C/H_{m0} . Recientemente (EurOtop, 2016) se ha modificado esta fórmula (ecuación 2.62) mediante la incorporación de varios parámetros identificados por γ_* , donde $(*) = b, \beta, f, v, \dots$ cuantifican aspectos relevantes, entre otros de la tipología, del oleaje incidente. En todos los casos el monomio adimensional relevante sigue siendo el francobordo relativo y los coeficientes se proponen en función de datos experimentales o con buen criterio y experiencia.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0,023}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp \left[- \left(2,7 \frac{F_C}{\xi_{m-1,0} H_{m0} \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_v} \right)^{1,3} \right] \quad (2.62)$$

Diseñar y verificar un tramo de dique utilizando este tipo de fórmulas de cálculo en las que cada aspecto particular, (oleaje, tipología, etc.) se trata de forma particular es confortable por la universalidad de su aplicación, que no de su validez. Su utilización hace prácticamente imposible verificar los requisitos de proyecto (probabilidad frente a la seguridad y la operatividad) y cuantificar, entre otros los costes totales en la vida útil, comparar diferentes tipologías y optimizar del dique. En realidad, se altera el orden de las cosas, de verificar con modelos bien establecidos a verificar por un believe me o apoyada en la reputación de un especialista.

2.7.6 Modelos de probabilidad del remonte, retroceso y rebase

De acuerdo con su definición, el remonte máximo y el descenso de agua sobre una tipología es una variable aleatoria que se puede describir por un modelo de probabilidad **Losada1982**. Este modelo se puede determinar aplicando alguno de los métodos siguientes:

- Aplicar la hipótesis de equivalencia utilizando una ecuación del remonte (o descenso máximo) de trenes monocromáticos, Losada y Giménez-Curto (1981), específica para cada tipología y con el supuesto de que el rebase es ocasional.
- Asumir que el desplazamiento vertical de la superficie libre es aproximadamente gaussiano y aplicar un modelo de Weibull para los valores pico, tanto para el remonte como para el descenso, Van der Meer (1995), Vilchez y col. (2017).

2.7. Cálculo del comportamiento del dique frente al oleaje | 175

- Si el rebase no es ocasional y determina el comportamiento hidrodinámico de la sección, realizar experimentación física o numérica y ajustar los parámetros del modelo de probabilidad.

Si se adopta un modelo bi-paramétrico de Weibull es conveniente trabajar con la variable remonte, o descenso máximo adimensionalizado, tal y como se indica anteriormente,

$$p = P \left[\frac{R_u}{H_{trms}} > \frac{R_{up}}{H_{trms}} \right] = e^{-\left(\frac{1}{b} \frac{R_{up}}{H_{trms}(x=0)}\right)^c} \quad (2.63)$$

donde p es la probabilidad de excedencia del umbral, R_{up} , y b y c son los parámetros de escala y forma de la distribución de Weibull que se deben ajustar en función de los datos experimentales. Sus valores de ajuste dependen, para cada tipología, del número de Iribarren modificado, Ir^* . De forma análoga se puede escribir la expresión de la probabilidad de excedencia del descenso máximo. En este caso se debe considerar que la variable aleatoria puede tomar valores positivos y negativos en función del número de Iribarren.

Relaciones entre estadísticos de rebase

Cualquiera de los estadísticos seleccionados para calcular el rebase permite relacionarlos con los otros estadísticos de rebase definidos anteriormente. Cualquiera de ellos, una vez adimensionalizados con un descriptor estadístico de la altura de ola a pie de dique, por ejemplo, $(q_{rms}/\sqrt{gH_{trms}^3(x)})$, son función del número de Iribarren modificado, del ángulo de incidencia del oleaje, θ , y del francobordo relativo, $(F_c/H_{trms}(x))$,

$$f \left(\frac{q_{rms}}{\sqrt{gH_{trms}^3(x)}}, Ir^*, \theta, \frac{F_c}{H_{trms}} \right) = 0 \quad (2.64)$$

Este funcional se puede expresar en forma de una función de Weibull (función exponencial),

$$\frac{q_{rms}}{\sqrt{gH_{trms}^3(x)}} = a \exp \left[- \left(b \frac{F_c}{H_{trms}(x)} \right)^c \right] \quad (2.65)$$

donde a , b y c son los parámetros de ajuste que dependen de Ir^* , y de θ .

Transmisión por rebase en función del régimen de rebase

La evaluación de la transmisión de oscilaciones por rebase deberá incluir la separación de los siguientes regímenes de rebase: (1) régimen de vertido, cuando predomina la velocidad vertical del flujo (ondas cortas) y (2) régimen de paso de ola, cuando predomina la velocidad horizontal del flujo (ondas largas). La figura 2.79 muestra el cociente entre la velocidad horizontal y vertical frente al desfase entre la onda incidente y la reflejada.

Se puede observar que la velocidad horizontal predomina cuando la fase es cercana a $\pi/2$, generalmente correspondiente a ondas largas, mientras que la fase es casi cero para ondas cortas.

Por otra parte, la velocidad horizontal crece en relación a la velocidad vertical conforme disminuye el francobordo relativo. Se observan por tanto los siguientes regímenes: (1) régimen de vertido (RV) para fases próximas a cero donde la velocidad vertical predomina sobre la horizontal; (2) régimen de paso de ola (RP) para las fases del entorno de $\pi/2$, donde la velocidad horizontal aumenta respecto a la vertical, produciéndose un flujo de agua de mayor intensidad cuanto menor es el francobordo relativo; (3) régimen de transición (RT) correspondiente a las fases intermedias entre las dos anteriores.

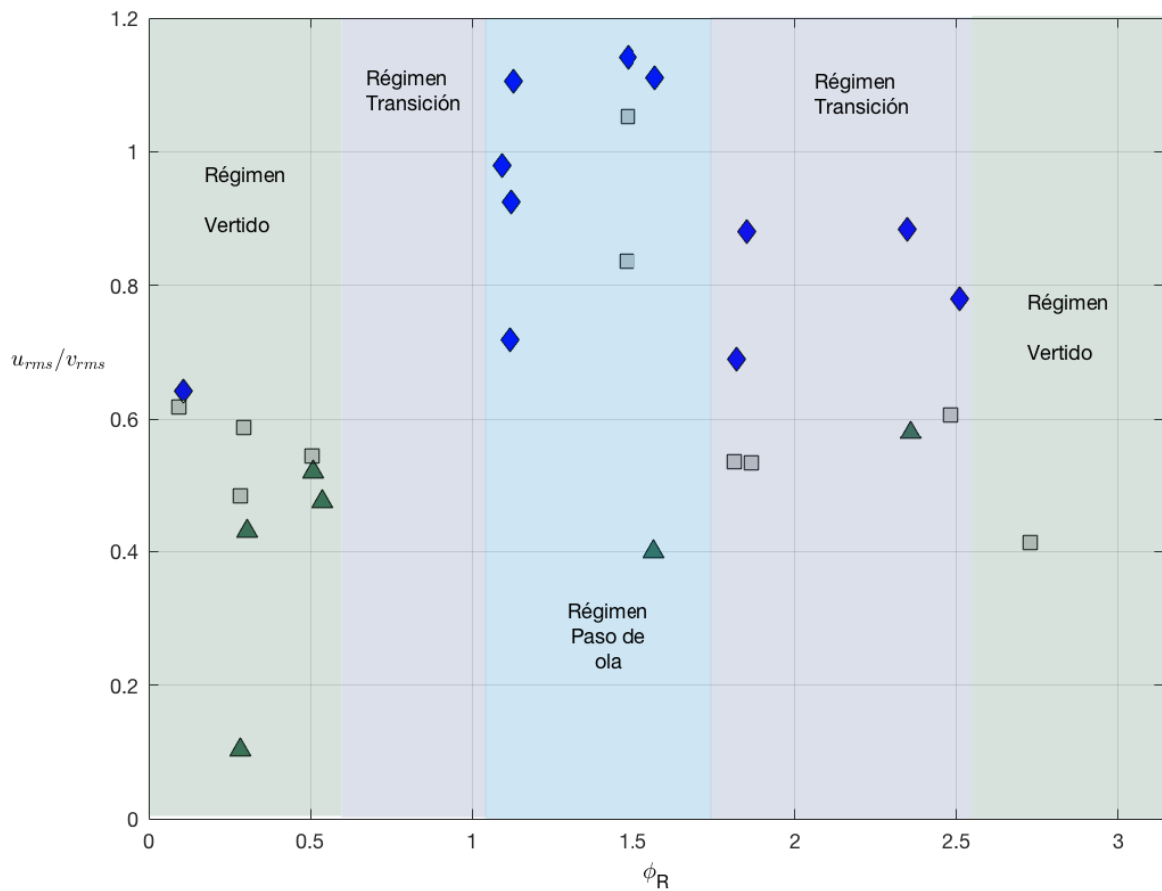


Figura 2.79: Regímenes de vertido y de paso de ola en un dique mixto con berma de protección, dividido en rangos de Fc/H_{trms} : 0,39 – 0,71 \diamond ; 0,71 – 1,03 \square ; 1,03 – 1,66 \triangle .

2.8 Cálculo de los elementos del perímetro exterior

El subsistema perímetro exterior de un dique constituye la estructura protectora del núcleo y cimentación de la sección y está formado por algunos de los siguientes elementos: protección del lecho, berma de pie, berma de cimentación, estructura del cuerpo central, manto principal, berma superior, berma de coronación, superestructura, espaldón y talud de sotamar.

En esta sección se presentan algunas fórmulas para el cálculo de los diferentes elementos

que configuran el perímetro exterior de una sección, desde la protección del lecho hasta el manto de sotamar, en particular el peso mínimo de las piezas de los elementos granulares, y para el cálculo de las leyes de presiones y de las fuerzas horizontales y verticales de la superestructura o espaldón como sólido rígido.

Las fórmulas incluidas en esta sección del *Manual* se apoyan en el conocimiento, análisis y evaluación de los regímenes de la interacción oleaje-dique y se presentan en el contexto de una metodología de trabajo en la que el paso principal es el diseño del dique, sus tramos, subsistemas y elementos, apoyado en el valor de algunos indicadores. No son las únicas, ni siquiera pueden categorizarse como las recomendables para aplicar el Articulado de la ROM 1.1. Se pueden aplicar otras fórmulas siendo, en ese caso, muy conveniente que se compruebe el régimen hidrodinámico en el que está formulada, cuál es su rango de validez y cuál es su incertidumbre. Estas comprobaciones se facilitan notablemente cuando se trabaja con fórmulas con base física cuyos términos cuantifican procesos que tienen lugar por la interacción del dique con la dinámica marina y el terreno.

2.8.1 Criterios de avería y evolución

El cálculo de los elementos del perímetro exterior debe comenzar especificando:

- las características de la traza, χ_1
- el tramo en el que se encuentra la sección, χ_2
- la tipología de la sección, χ_3
- los agentes climáticos y del terreno, χ_4
- las acciones y respuestas y los indicadores a considerar para el predimensionamiento, χ_5
- el descriptor de la avería, χ_6
- el nivel de avería, χ_7

Evolución espacial de la avería

Las maneras más utilizadas para identificar y cuantificar la avería, χ_6 , entre otras son,

- En caso de tratarse de piezas de difícil conteo ($W < 100$ kg), la profundidad erosionada frente al dique S o área relativa erosionada A_e (figura 2.80).
- Piezas cuyo tamaño permiten su conteo ($W > 100$ kg), el número de piezas extraídas N_{od} ,

$$N_{od} = \frac{N_e}{b/D} \quad (2.66)$$

siendo N_e el número de piezas desplazadas, b el ancho de banda en planta de talud y D el diámetro característico del material/pieza.

- Pérdida de equilibrio estático de la estructura o superestructura, en general cualquiera de sus seis grados de libertad, pero habitualmente se utiliza el deslizamiento horizontal, x_d , y el ángulo y sentido de cabeceo.

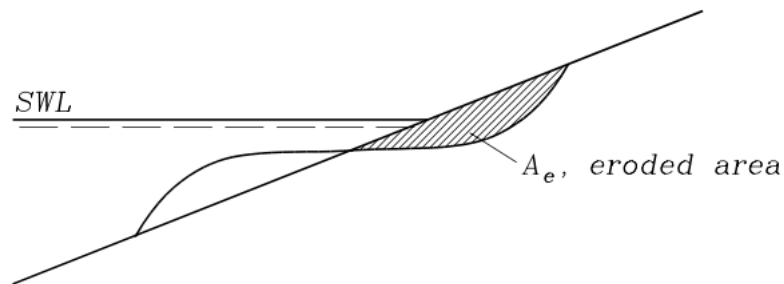


Figura 2.80: Área relativa erosionada en la pendiente del talud. [Adaptado de CEM (2002)].

En general, los descriptores de la avería se establecen, para cada modo de fallo, como un monomio adimensional denominado daño adimensional (D^*). Entre otros, para las tres maneras de identificar la avería citadas, se pueden utilizar,

- Erosión del lecho: $D^* = \frac{S}{H}$
- Pérdida de piezas: $D^* = A_e/D_{n50}^2$
- Pérdida de equilibrio estático de la estructura o superestructura: $D^* = \frac{x_d}{B}$

donde los parámetros S y A_e se definen en las figuras 2.80 y 2.81.

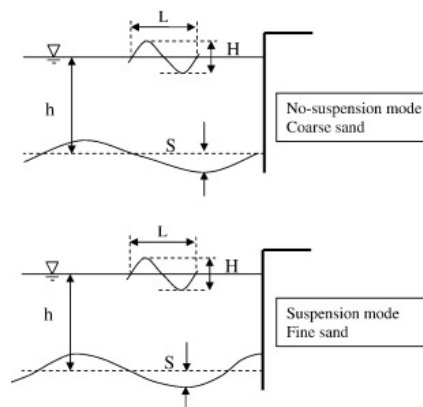


Figura 2.81: Croquis de la profundidad máxima de erosión (S) frente a un dique vertical. Fuente: Myrhaug y Ong (2009).

Número de estabilidad

El monomio adimensional número de estabilidad, N_S , cuantifica el estado (mecánico) de estabilidad de un elemento, generalmente piezas o elementos granulares, de un dique que, en general, se define como el cociente entre las fuerzas actuantes por el agente predominante sobre el dique y las fuerzas resistentes:

$$N_S = \frac{\text{Fuerzas actuantes}}{\text{Fuerzas resistentes}} \quad (2.67)$$

Entre otras, en este Manual se definen los siguientes números de estabilidad,

- $N_S = \frac{A}{\Delta D_{n50}}$, donde $A = \frac{H}{2 \sinh(kh)}$, para la erosión del lecho a pie de dique
- $N_S = \frac{H}{\Delta D_{n50}}$ para la pérdida de piezas de los mantos granulares
- $N_S = \frac{H}{\Delta B}$ para la pérdida de estabilidad de la estructura

con $\Delta = \frac{\gamma_i - \gamma_w}{\gamma_w}$, donde γ_i indica el peso específico del árido, pieza o estructura y γ_w es el peso específico del agua de mar.

Evolución temporal de la avería

La evolución temporal de la avería debe especificarse en términos adimensionales de acuerdo con un modelo de acumulación de la avería (por ejemplo modelo potencial), de la forma,

$$d(t)^{1/b} = d_0^{1/b} + (aN_S^c)^{1/b} t \quad (2.68)$$

Este modelo consta de tres parámetros, a y c , que controlan el modo en que la intensidad del agente H afecta al daño, y b , que expresa la potencia que caracteriza el modo en que se acumula el daño. Los daños se pueden acumular siempre que vayan elevados a la potencia $1/b$. El fundamento teórico de este modelo de acumulación del daño se desarrolla en Castillo y col. (2012).

2.8.2 Cálculo del peso mínimo de las piezas del perímetro exterior

En esta sección se proponen fórmulas para el cálculo del peso de las piezas naturales o artificiales de los mantos granulares protectores de la sección.

Protección del lecho

Fenomenología y procesos

Según Baquerizo y Losada (1998a), la tendencia general del patrón de barras a la acumulación o erosión a pie de dique depende del patrón de cuasi-nodos y cuasi-antinodos que se forman en el frente del dique y del transporte neto de masa resultante, y para arenas y gravas, el ángulo de incidencia del oleaje (θ) y el coeficiente de reflexión (K_R) juegan un papel relevante en la formación y desarrollo del sistema de barras frente al dique (véase Figura 2.82).

Las barras se forman paralelamente enfrente del dique a una distancia proporcional a la longitud de onda (L). Cuanto mayor es el ángulo de incidencia, mayor es la distancia entre barras. Para condiciones de reflexión moderada, las ubicaciones más probables de las barras son de $L/8$ con respecto a los antinodos del oleaje; mientras que para estructuras altamente reflejantes las ubicaciones más probables de las barras se encuentran en los nodos de las ondas del oleaje incidente.

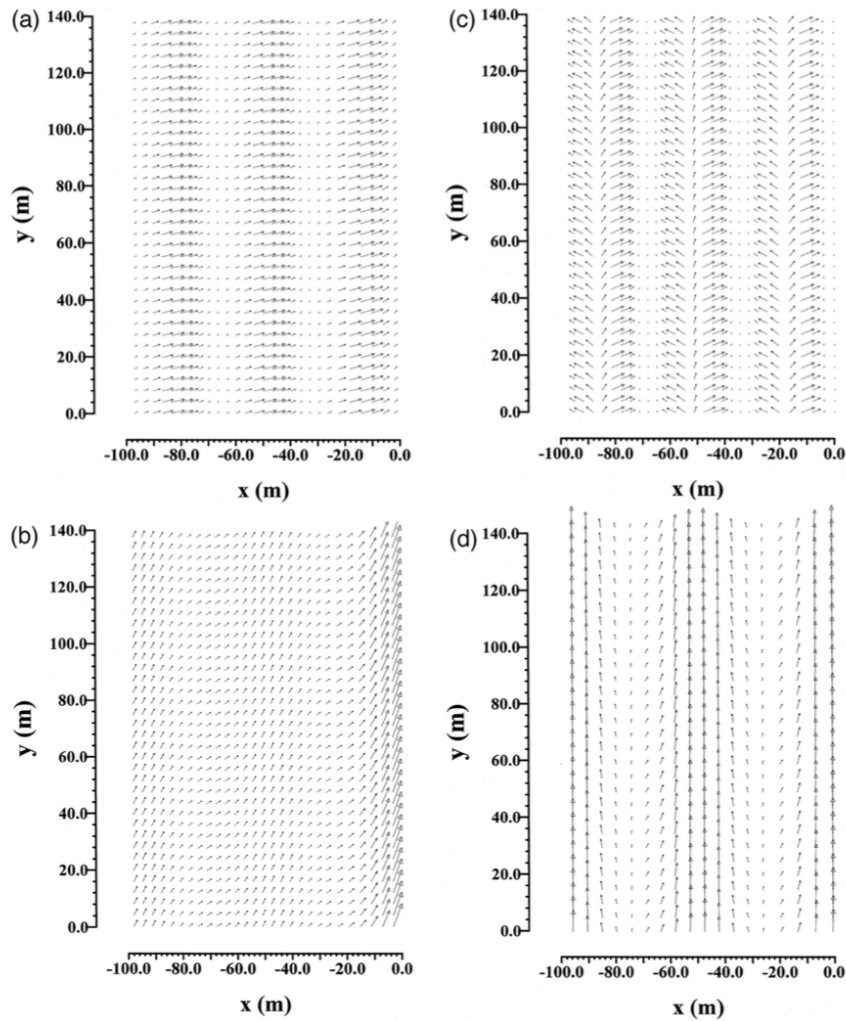


Figura 2.82: Sedimento total transportado (por fondo y en suspensión) en frente del dique ($x = 0$): (a) $\theta = 15^\circ$ y $K_R = 0,45$; (b) $\theta = 45^\circ$ y $K_R = 0,37$; (c) $\theta = 15^\circ$ y $K_R = 0,96$; (d) $\theta = 45^\circ$ y $K_R = 0,95$. [Adaptado de Baquerizo y Losada (1998a)].

Descriptor de la avería y finalidad de la protección del lecho

La aparición de barras y senos en el lecho frente al dique se evalúa tradicionalmente en función de la profundidad relativa de erosión, S/H . En general, la decisión de proteger, o no, el lecho se toma en función de la estimación del valor del indicador profundidad máxima esperable utilizando alguna de las fórmulas propuestas en la literatura, a partir de las condiciones de oleaje, nivel, corrientes y tipología.

Si se decide proteger, es conveniente realizar un análisis completo de la formación de barras y senos y su movilidad identificando los regímenes hidrodinámicos en el campo cercano y evaluando, en cada caso, las variables cinemáticas del flujo frente al dique, i.e. velocidad horizontal en el fondo u y velocidad crítica de movimiento del fondo u_{cr} (Losada y col., 1997), el tamaño del grano D_{50} , la migración y variabilidad del sistema de barras (Cobos y col., 2017) y la tipología.

La finalidad de la protección del lecho es estabilizar el pie del dique, y controlar la formación de trenes de barras y senos y sus consecuencias en el comportamiento del dique y su estabilidad.

El manto de protección se compone de áridos de tamaño suficiente para resistir la fuerza de oleaje y corrientes y, a su vez, debe ser flexible para adaptarse a las irregularidades del terreno. Previamente a su colocación se debe realizar el dragado del material del fondo a sustituir.

Para el cálculo del peso mínimo de las piezas de protección del lecho se aplicará una ecuación que relacione el número de estabilidad y los agentes predominantes, la tipología, la interacción oleaje-estructura y que permita especificar el nivel de avería y, en su caso, su evolución espacio-temporal. Por tanto, el funcional para el cálculo de la protección del lecho será:

$$f_1(\Theta_{emp}, \Theta_{tr}, \Theta_p, Ir^*, \Omega_1, \Omega_2, \Omega_3) = 0 \quad (2.69)$$

donde Ω_1 representa la dinámica marina y comprende los descriptores adimensionales $\frac{h}{L}, \frac{H}{L}, \frac{H}{h}$, $\frac{H}{h}$, Ω_2 representa las dimensiones y comprende los descriptores adimensionales relacionados con las dimensiones del dique, y Ω_3 representa los descriptores avería y comprende los descriptores adimensionales relacionados con la descripción de la estabilidad y la avería (D^* , N_S).

La tabla 2.12 recoge los monomios adimensionales incluidos en cada una de las fórmulas mencionadas posteriormente.

Fuente	Θ_{tr}	Θ_p	$\frac{h}{L}$	θ	α	Ir	Ir^*	D^*	N_S
Losada y col. (1987)			X						X
Xie (1981), Xie (1985)	X	X	X					X	
Fowler (1992)	X	X	X					X	
Sumer y Fredsøe (2000)	X	X	X		X			X	

Tabla 2.12: Ecuaciones de cálculo de protección del lecho

Ya que la distribución espacial del sistema de barras depende de la reflexión de la estructura, que es función del ángulo de incidencia, del periodo y de la profundidad de agua, se deberán verificar aquellos estados meteorológicos que potencialmente puedan generar barras de acumulación en el pie del dique, ya que modifican la pendiente y la profundidad de propagación del oleaje, pudiendo alterar significativamente los procesos de transformación del oleaje, la rotura, el remonte y el rebase.

Cálculo basado en regímenes y dominios

Hasta el momento, se ha mostrado como conocidas las propiedades del lecho se puede verificar si se producirán procesos de erosión/acumulación en el campo cercano frente al dique. En caso de ser necesario, se calcula el peso del material a disponer para proteger el lecho, para lo cual se podrán usar fórmulas que analicen los regímenes frente al dique.

Si se espera que la protección pueda disponerse mediante material no superior a gravas, se pueden emplear fórmulas de evaluación del transporte de sedimentos en función del tamaño del

grano (Meyer-Peter y Müller, 1948). Se incluye aquí la fórmula de Losada y col. (1987), a partir de la cual se obtiene el tamaño del material para que no se inicie el movimiento:

$$N_S = c_1 \Delta \left(\frac{g}{\sigma^2 A} \right)^2 \quad (2.70)$$

donde $N_S = \frac{A}{\Delta D_{pr}}$ es el número de estabilidad, $A = \frac{H}{2 \sinh(kh)}$ es la amplitud de la onda sobre el lecho considerando el régimen oscilatorio existente frente al dique y $\sigma = \frac{2\pi}{T}$.

Para la protección que necesite piezas superiores a la grava será necesario optar por un método de cálculo que integre la partición de energía a partir del siguiente funcional:

$$N_S = \frac{H_{trms}}{\Delta D_{pr}} = f(Ir^*, D^*, \text{tipología}) \quad (2.71)$$

Otras fórmulas de cálculo

Las fórmulas existentes en la literatura predicen la máxima profundidad de erosión de equilibrio en el lecho para un estado meteorológico. En todo caso, para el caso de diques verticales, está aceptado el uso de: (1) la ecuación de Xie (Xie, 1981, Xie, 1985) y (2) la ecuación de Hughes y Fowler (1991), para oleaje sin rotura, y (3) la ecuación de Fowler (1992) para oleaje rompiente. Para diques en talud, algunos autores han propuesto ecuaciones empíricas (Sumer y Fredsøe, 2000), aunque en general se establecen normas de estimación de la erosión frente al dique.

Berma de pie

Fenomenología y procesos

La berma de pie se construye para proteger la cimentación del dique y dar apoyo a los mantos o estructura rígida de la parte central del dique. En general se construye con material granular dispuesto en mantos y, en su caso, un núcleo que sirve de apoyo de los mantos exteriores y de transición entre la cimentación y el terreno natural. El manto exterior debe estar formado por elementos que resistan las acciones del oleaje y las corrientes transformadas por la presencia del dique. Estos elementos pueden ser naturales (escollera natural) o artificiales, bien bloques de hormigón o bien piezas especiales con formas para su colocación e imbricación.

Si la berma se ha construido con material granular, el inicio y la evolución del fallo se pueden cuantificar en función del número de piezas extraídas, N_{od} . Analizando los resultados de los estudios experimentales sobre la estabilidad de las piezas de protección, se puede concluir que el número de estabilidad para un nivel de avería determinado por el valor de N_{od} depende del número de Iribarren modificado Ir^* . Se pueden distinguir tres dominios de estabilidad según la tipología de la sección:

- Dominio de la reflexión ($Ir^* < Ir_{cr}^*$): el número de estabilidad decrece de manera rápida en esta región, siendo máximo para los menores valores de Ir^* .
- Dominio de la disipación ($Ir^* > Ir_{cr}^*$): los procesos de disipación dominan la transformación del oleaje y el número de estabilidad se mantiene prácticamente estable.

- Transición: alrededor del número de Iribarren modificado crítico, Ir_{cr}^* , puede aparecer una zona de transición entre ambas regiones del dominio.

La Figura 2.83 muestra los valores del número de estabilidad frente a Ir^* considerando el nivel de fallo *inicio de avería*. Los datos se han obtenido a partir de ensayos de laboratorio en los rangos $b_t/h = 0,25 - 0,625$, $e_t/h = 0,25 - 0,75$ y $D_t k = 0,01 - 0,1$.

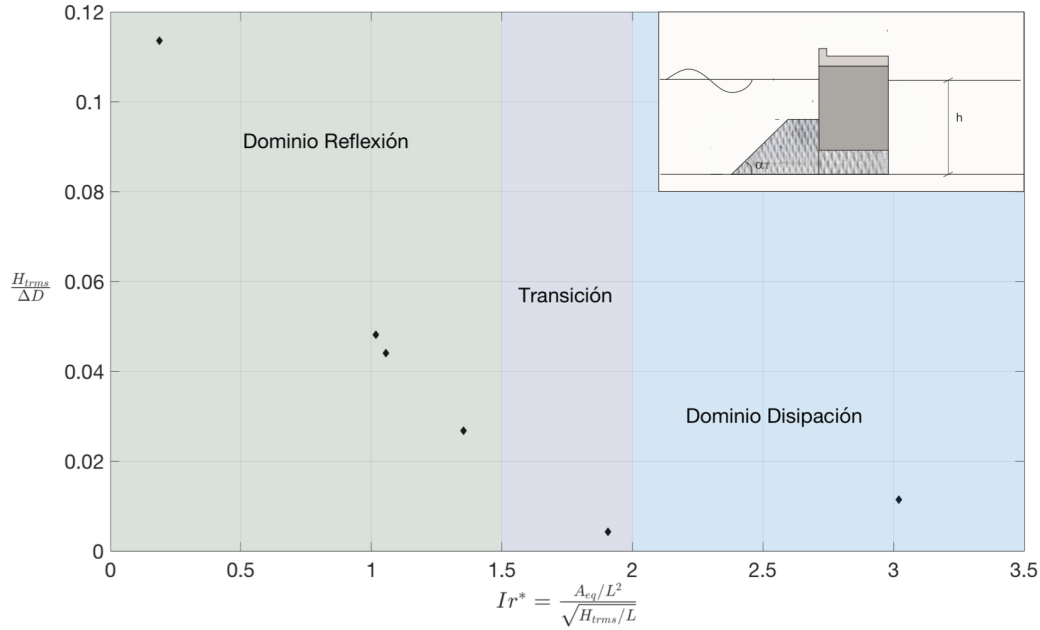


Figura 2.83: Regiones de dominio para el número de estabilidad de las piezas de la berma.

Para el cálculo del peso mínimo de las piezas del manto exterior de la berma se aplicará una ecuación que relacione el número de estabilidad y agentes predominantes, la tipología, la interacción oleaje-estructura, y que permita especificar el nivel de avería y, en su caso, su evolución espacio-temporal. Por tanto, el funcional para el cálculo de las piezas de la berma de pie será:

$$f_2(\Theta_{emp}, \Theta_{tr}, \Theta_p, \omega_1, \omega_2, \omega_3, \omega_4) = 0 \quad (2.72)$$

donde Ω_1 representa la dinámica marina y comprende los descriptores adimensionales $(\frac{h}{L}, \frac{H}{L}, \frac{H}{h})$, Ω_2 representa las dimensiones y comprende los descriptores adimensionales relacionados con las dimensiones del dique y la berma de pie $(\frac{h_t}{h}, \frac{h_t}{H}, \alpha_T, \frac{e_t}{H}, \frac{b_t}{H})$, Ω_3 representa los descriptores avería y comprende los descriptores adimensionales relacionados con la descripción de la estabilidad y la avería (D^* , N_S), y Ω_4 representa la interacción y comprende los descriptores adimensionales relacionados con la interacción entre el oleaje y el dique (Ir , Ir^* , $A_{eq,t}/L^2$).

La tabla 2.13 incluye los descriptores adimensionales que contienen las fórmulas referenciadas posteriormente.

Fuente	θ	$\frac{h_t}{h}$	$\frac{h_t}{H}$	α_T	$\frac{e_t}{H}$	$\frac{b_t}{H}$	$\frac{u}{\sqrt{gH}}$	Ir^*	$\frac{A_{eq,t}}{L^2}$	D^*	N_S
Madrigal y Valdés (1995)		X								X	X
Muttray (2013)			X							X	X
Van Gent y Van der Werf (2014)			X		X	X	X			X	X
Apoyado en regímenes		X		X	X	X		X	X	X	X

Tabla 2.13: Fórmulas de cálculo del peso de las piezas de la berma

Cálculo basado en regímenes y dominios

La fórmula que incluya el régimen hidrodinámico en la berma debe tener el siguiente funcional:

$$N_S = \frac{H_{trms}(x=0)}{\Delta D_t} = f(Ir^*, D^*, \text{tipología}) \quad (2.73)$$

La función sigmoide, tal y como se define a continuación, es una buena candidata para cuantificar el número de estabilidad y su evolución temporal, es decir, la acumulación de la avería,

$$N_S = (N_{S1} - N_{S0}) \left[1 + \left(\frac{Ir^*/L^2}{\alpha_{XN_S}} \right)^{\gamma_{N_S}} \right]^{-1} + N_{S0} \quad \{ N_{S1} < N_S < N_{S0} \} \quad (2.74)$$

N_S depende del parámetro de dispersión, los monomios adimensionales que definen la interacción y el nivel de avería considerado.

En la Figura 2.84 se muestra el parámetro de piezas desplazadas, N_{od} , en función de H_{I_s} (arriba) y en función de H_{trms} (abajo) para diferentes configuraciones de la berma de pie (Vílchez y col., 2015). Puede verse como el empleo de la altura total a pie de dique mejora el ajuste entre ambos monomios.

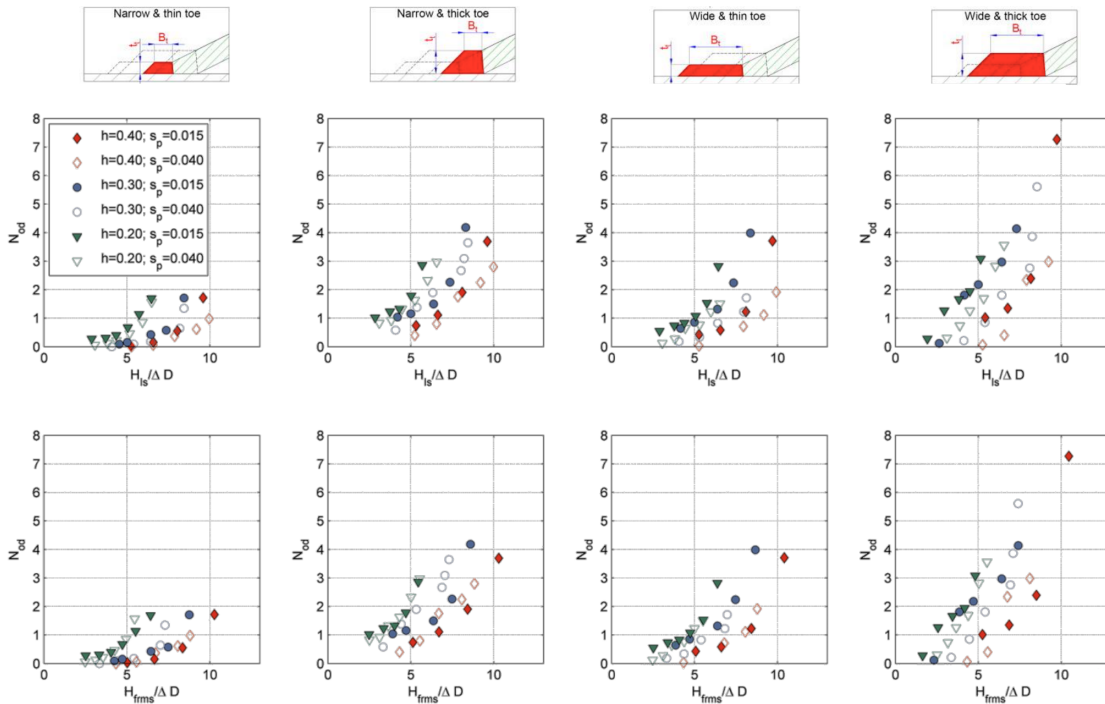


Figura 2.84: Piezas extraídas frente al número de estabilidad (Vílchez y col., 2015).

Otras fórmulas de cálculo

En Muttray (2013) se revisan algunas de las fórmulas de cálculo de estabilidad de las piezas de la berma, tanto para diques verticales (Madrigal y Valdés (1995), entre otros) como en talud (Muttray, 2013), actualizadas para algunos casos concretos en Van Gent y Van der Werf (2014) y Herrera y col. (2016):

$$N_S = \left(5,8 \frac{h_t}{h} - 0,6\right) N_{od}^{0,19} \quad \text{Madrigal y Valdés (1995)} \quad (2.75)$$

$$N_S = \frac{2,4 N_{od}^{1/3}}{\left(1,4 - 0,4 \frac{h_t}{H}\right)} \quad \text{Muttray (2013)} \quad (2.76)$$

$$N_{od} = c_1 \left(\frac{b_t}{H_s}\right)^{c_2} \left(\frac{e_t}{H_s}\right)^{c_3} \left(\frac{u_\delta}{\sqrt{gH_s}}\right)^{c_5} N_S^{c_4} \quad \text{Van Gent y Van der Werf (2014)} \quad (2.77)$$

$$N_{od} = \left(\frac{(H_{s0} L_{0p})^{1/2}}{\Delta D_t (n/3)^k} - 5,5\right) \left[\left(-0,2 \frac{h}{D_t (n/3)^k} + 1,4\right) \exp\left(0,25 \frac{h}{D_t (n/3)^k} - 0,65\right) \right] \quad \text{Herrera y col. (2016)} \quad (2.78)$$

Manto principal

Fenomenología y procesos

El manto de protección se construye para proteger el cuerpo central y la superestructura del dique. En general se construye con material granular dispuesto en mantos sobre un núcleo que sirve de apoyo y de transición con la cimentación y el terreno natural. El manto exterior debe estar formado por elementos que resistan las acciones del oleaje transformado por la presencia del dique. Estos elementos pueden ser naturales (escollera natural) o artificiales, bien bloques de hormigón o bien piezas especiales con formas para su colocación e imbricación.

Si el manto principal de protección se ha construido con material granular, el inicio y la evolución del fallo se pueden cuantificar en función del número de piezas extraídas, N_{od} , o bien del área erosionada adimensional, A_e/D^2 , tradicionalmente denotada como S .

Analizando los resultados de los estudios experimentales sobre la estabilidad de las piezas del manto se puede concluir que el número de estabilidad para un nivel de avería determinado por el valor de N_{od} , o $S_{Ae} = A_e/D^2$, depende del número de Iribarren modificado Ir^* .

Las curvas de daño relacionan el valor del daño adimensional S con el número de estabilidad, (ver Figura 2.85, en la que las curvas de daño están separadas por valores de profundidad relativa).

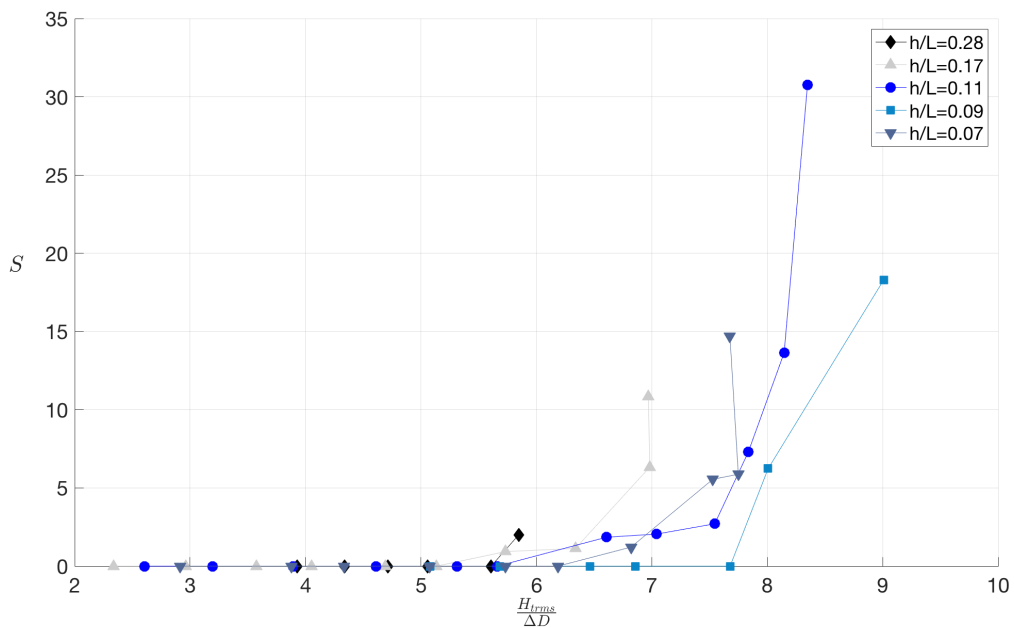


Figura 2.85: Curvas de daño para la pérdida de piezas del manto principal.

A partir de estas curvas se puede determinar los valores de número de estabilidad para cada nivel de daño predefinido, por ejemplo, asignando valores umbrales al descriptor $S_{Ae} = A_e/D^2$, inicio de avería para $S_{Ae} = 2$, avería de Iribarren para $S_{Ae} = 3 - 6$ y inicio de destrucción para

$S_{Ae} = 8$. Los valores umbrales son indicativos y deben relacionarse con las curvas de evolución temporal del daño en función de la tipología y la forma, dimensiones y criterio de colocación de la pieza. Para piezas sujetas a patente debe ser el propietario de la misma el que proporcione sin ambigüedad los correspondientes umbrales.

La Figura 2.86 muestra los valores de número de estabilidad frente a Ir^* considerando el nivel de fallo inicio de avería. Los datos se han obtenido a partir de ensayos de laboratorio en los rangos $H_{I_{rms}}/L = 0,004 - 0,04$, $F_{BP}/h = 0,5$ y $D_p k = 0,13 - 0,54$.

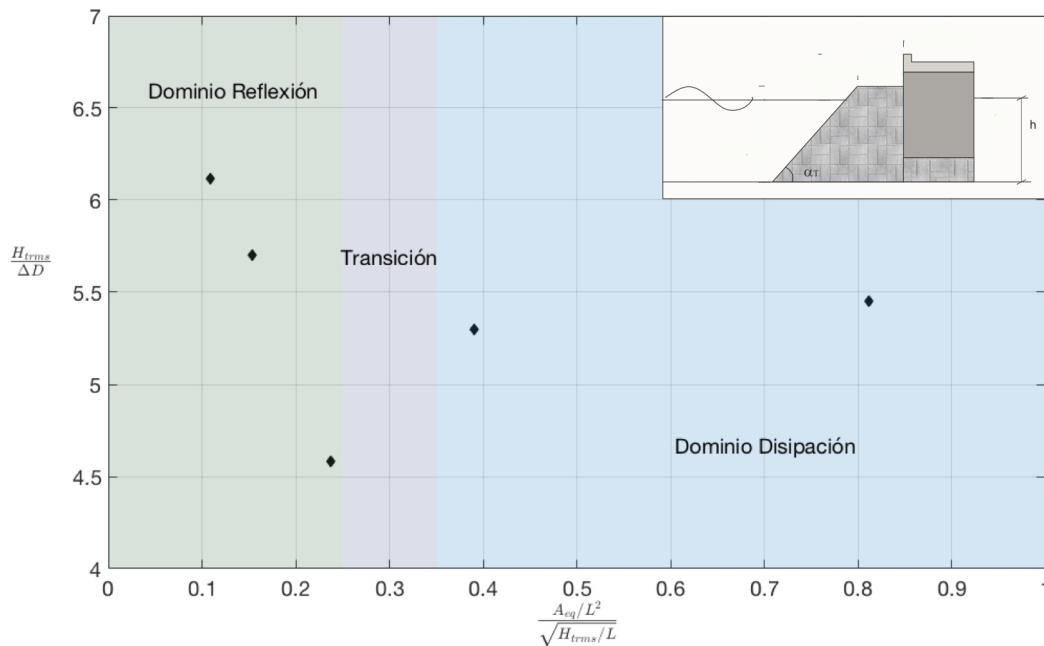


Figura 2.86: Regiones de dominio para el número de estabilidad de las piezas del manto principal.

En esta figura se pueden identificar tres dominios de estabilidad de las piezas del manto principal:

- Dominio de la reflexión ($Ir^* < Ir^*_{cr}$): el número de estabilidad decrece de manera rápida en esta región al crecer Ir^* ; el mínimo de estabilidad se encuentra en el entorno de $Ir^* = 0,25$
- Dominio de la disipación ($Ir^* > Ir^*_{cr}$): los procesos de disipación dominan la transformación del oleaje y el número de estabilidad se mantiene prácticamente constante en el dominio, $Ir^* > 0,55$.
- Transición: alrededor del número de Iribarren modificado crítico Ir^*_{cr} puede aparecer una zona de transición entre ambas regiones de dominio, en la que el valor del número de estabilidad pasa “bruscamente” de su valor mínimo a un valor aproximadamente constante correspondiente al dominio de disipación, $0,25 < Ir^* < 0,40$.

El cálculo del peso mínimo de las piezas del manto exterior de la berma se realiza mediante una ecuación que relacione el número de estabilidad y los agentes predominantes, la tipología, la

interacción oleaje-estructura y que permita especificar el nivel de avería y, en su caso, su evolución espacio-temporal. Por tanto, el funcional para el cálculo de las piezas del manto principal será:

$$f_3(\Theta_{emp}, \Theta_{tr}, \Theta_p, \Omega_1, \Omega_2, \Omega_3, \Omega_4) = 0 \quad (2.79)$$

donde Ω_1 representa la dinámica marina y comprende los descriptores adimensionales $\left(\frac{h}{L}, \frac{H}{L}, \frac{H}{h}\right)$, Ω_2 representa las dimensiones y comprende los descriptores adimensionales relacionados con las dimensiones del dique (α_T), Ω_3 representa los descriptores avería y comprende los descriptores adimensionales relacionados con la descripción de la estabilidad y la avería (D^* , N_S), y Ω_4 representa la interacción y comprende los descriptores adimensionales relacionados con la interacción entre el oleaje y el dique (Ir , Ir^* , $A_{eq,t}/L^2$).

En la tabla 2.14 se incluyen algunas de las más empleadas en la ingeniería práctica, donde D^* representa el daño adimensional, que puede ser evaluado de diferentes maneras (porcentaje de unidades desplazadas, área erosionada, etcétera).

Fuente	H/L_0	θ	N_w	α_T	Ir	Ir^*	$\frac{A_{eq}}{L^2}$	D^*	N_S
Losada y Giménez-Curto (1979)	X			X	X			X	X
Van der Meer (1987)	X		X	X	X			X	X
Gómez-Martín y Medina (2014)				X				X	X
Apoyado en regímenes	X	X	X	X		X	X	X	X

Tabla 2.14: Fórmula de cálculo del peso de piezas del manto principal

Cálculo basado en regímenes y dominios

Una fórmula que integre el régimen hidrodinámico en la sección debe tener el siguiente funcional:

$$N_S = \frac{H_{trms}(x=0)}{\Delta D_p} = f(Ir^*, D^*, \text{tipología}) \quad (2.80)$$

La función de estabilidad (N_S) para la salida de las piezas del manto principal se puede evaluar mediante una función sigmoide,

$$N_S = (N_{S1} - N_{S0}) \left[1 + \left(\frac{Ir^*}{\alpha_{XN_S}} \right)^{\gamma_{N_S}} \right]^{-1} + N_{S0} \quad \{ N_{S1} < N_S < N_{S0} \} \quad (2.81)$$

N_S depende del parámetro de dispersión, los monomios adimensionales que definen la interacción y el nivel de avería considerado.

La Figura 2.87 muestra el número de estabilidad en función del número de Iribarren modificado, para tres niveles de daño (inicio de avería, avería Iribarren e inicio de destrucción) para un dique en talud con manto principal de cubos y de cubípodos.

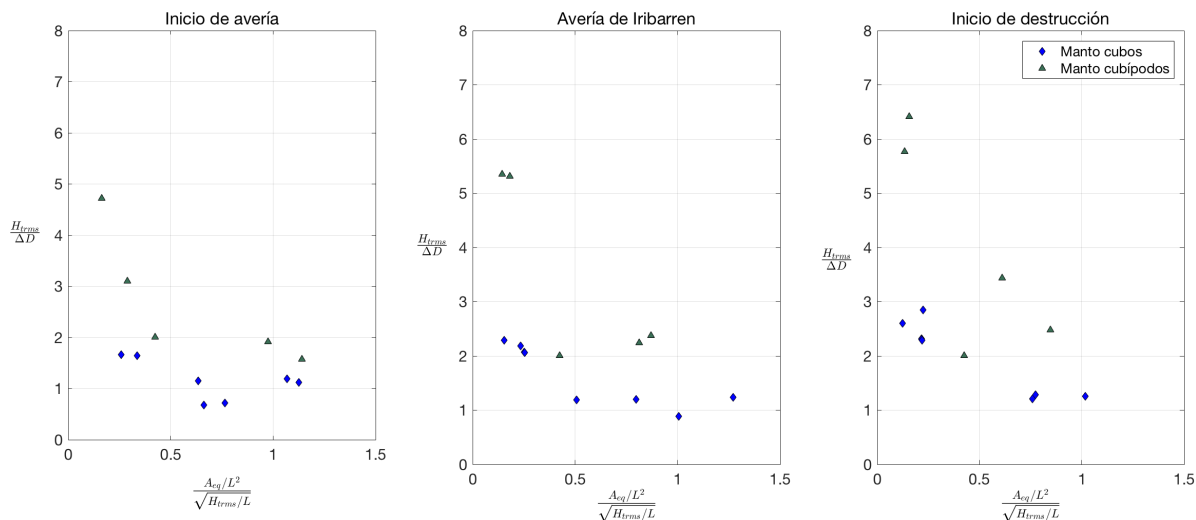


Figura 2.87: Variación del número de estabilidad en cubos y cubípodos (datos cedidos por la Universidad Politécnica de Valencia).

No obstante si se quiere cuantificar el desencadenamiento de otros modos de fallo por la evolución espacio-temporal del nivel de avería en el dique, será necesario ejecutar ensayos en modelo físico (o numérico), evaluar el efecto de la evolución del fallo en la interacción oleaje-dique y su acumulación aplicando la metodología propuesta por Castillo y col. (2012) que se ha comprobado que se ajusta a un modelo del tipo potencial para diversos tipos de piezas, escolleras, cubos y cubípodos.

Otras fórmulas de cálculo

Las ecuaciones basadas en el empleo de coeficientes para su calibración son, en general, específicas del tipo de pieza empleada. En ellas, el daño adimensional D^* puede ser evaluado de diferentes maneras (porcentaje de unidades desplazadas, área erosionada, etcétera).

Algunas de las formulaciones entre otras son las de Losada y Giménez-Curto (1979) para escolleras, cubos y paralelepípedos, Van der Meer (1987) para escolleras y Gómez-Martín y Medina (2014) para cubípodos.

$$N_S = (c_1(Ir - Ir_0) \exp[c_2(Ir - Ir_0)])^{-(1/3)} \quad \text{Losada y Giménez-Curto (1979)} \quad (2.82)$$

$$N_S = 6,2 Ir_0^{-0,5} P^{0,18} \left(\frac{D^*}{\sqrt{N_w}} \right)^{0,2} \quad \text{para rotura en voluta -Van der Meer (1987)} \quad (2.83)$$

$$N_S = Ir_0^P \sqrt{\cot \alpha_T} P^{-0,13} \left(\frac{D^*}{\sqrt{N_w}} \right)^{0,2} \quad \text{para rotura en colapso -Van der Meer (1987)} \quad (2.84)$$

$$D^* = (1,6)^{1/5} \left(\frac{4}{6}\right)^{1/3} \frac{N_S}{(4 \cot \alpha_T)^{1/3}} \quad \text{para cubos Gómez-Martín y Medina (2014)} \quad (2.85)$$

$$D^* = (1,6)^{1/5} \left(\frac{4}{28}\right)^{1/3} \frac{N_S}{(4 \cot \alpha_T)^{1/3}} \quad \text{para cubípodos Gómez-Martín y Medina (2014)} \quad (2.86)$$

Para piezas especiales se puede consultar el trabajo de Burcharth y col. (2000) para dolos y tetrápodos, o los informes específicos de los desarrolladores de cada pieza.

Consideración de la incidencia oblicua

Prácticamente la mayoría de estas ecuaciones se elaboraron a partir de ensayos en laboratorio con incidencia normal del oleaje. Para incidencia oblicua ($\theta < 75^\circ$), la respuesta de las piezas depende de la fricción y del grado de trabazón desarrollado entre ellas. Para piezas que resisten por fricción, (escolleras y cubos y cubípodos), su estabilidad frente a oleaje oblicuo mejora con respecto a la de la incidencia normal. Las piezas que resisten por trabazón, (dolos y tetrápodos), tienen un ángulo de incidencia para el cual su estabilidad empeora con respecto a la incidencia normal (Losada y Giménez-Curto, 1981). No es recomendable utilizar este tipo de piezas con incidencia oblicua o en morros salvo que sus dimensiones sean tales que se comporten como infinitamente rígidas. La estabilidad de piezas monocapa tipo acrópodos cuya estabilidad depende de una colocación estricta debe de estar avalada por los propietarios de la patente.

Consideración sobre el espaldón

Análogamente, la mayoría de estas ecuaciones se elaboraron a partir de ensayos en laboratorio con talud indefinido, sin espaldón. Sin embargo, es habitual aplicar mismas fórmulas a ambos tipos de diques. La presencia del espaldón modificar el régimen hidrodinámico de la sección en función de sus dimensiones, especialmente su cota de cimentación y anchura. La importancia de la modificación se puede determinar calculando el número de Iribarren modificado de la sección con y sin espaldón, en particular el valor del denominador A_{eq}/L^2 .

De esta manera se puede comparar para diferentes estados meteorológicos la variación de Ir^* y determinar como afecta las condiciones de estabilidad para cada uno de los regímenes, especialmente en la transición donde aquella es mínima y el cambio es brusco, tal y como predijeron Iribarren y Nogales, 1964.

Consideración sobre piezas artificiales esbeltas

Salvo que la pieza, por ejemplo dolo u otras similares sean de poco peso y se pueda admitir que se comporten estructuralmente como infinitamente rígidas, no es recomendable utilizar este tipo de piezas en ningún tramo de dique y muy especialmente, en los cambios de alineación y morro. Para evitar los fallos estructurales en ningún caso es recomendable incorporar armaduras a la sección o aditivos para aumentar su resistencia a la tracción.

Berma de coronación y berma superior con espaldón

Fenomenología y procesos

En el cálculo de la berma superior se debe distinguir entre la existencia, o no, de un espaldón:

- Si el dique se corona con un espaldón, el diseño de las dimensiones de la berma se puede apoyar en la aplicación de las normas de buenas prácticas. En general, el criterio es que la berma superior tenga el mismo tamaño de piezas que para el manto principal y una anchura mínima de tres lados de cubo equivalente. Este tema se amplía en el apartado dedicado al cálculo del espaldón, pues las dimensiones de la berma afecta las leyes de presiones debidas al oleaje.
- Si se trata de un dique en talud sin espaldón, las dimensiones de la berma y el peso de la pieza depende si el dique es rebasable. Si no lo es, la berma de coronación debe rematar el talud con, al menos, dos piezas del tamaño de manto principal, A sotamar se puede construir una superestructura que no está solicitada por el oleaje. Si el dique es rebasable, se debe mantener el criterio de que la pieza sea la misma que la del manto principal, pero la anchura y la disposición de mantos se debe decidir, además, teniendo en cuenta si es, o no, necesario controlar el rebase.

En este caso, la lámina de rebase debe percolar a través de la coronación, facilitando el flujo vertical de agua. Éste depende del gradiente espacial (reducción) de la altura de ola sobre la coronación. Si el rebase es pequeño, el flujo de retorno será pequeño, y el sentido de la descarga depende de la diferencia de nivel entre el interior del dique y barlomar y sotamar.

Por otra parte al ser un dique sin espaldón para su construcción será necesario habilitar un camino de rodadura con materiales que, posiblemente, impermeabilicen el interior del dique. Antes de finalizar la obra será necesario recuperar su permeabilidad para satisfacer los criterios de diseño de la berma de coronación.

Cálculo basado en regímenes y dominios

La anchura de la coronación de diques poco rebasables debe ser del orden de la diferencia relativa entre el remonte como dique indefinido y el francobordo $(R_u - F_c)/H_D$. Este monomio depende función de Ir^* , al igual que el número de estabilidad de la pieza N_S . Una fórmula que determine este valor tiene la siguiente estructura,

$$N_S = \frac{H_{trms}}{\Delta D_{pr}} = f(Ir^*, D^*, \text{tipología}) \quad (2.87)$$

Otras fórmulas de cálculo

Los criterios del apartado anterior son de aplicación para diques poco y ocasionalmente rebasables. Es conveniente comprobar su bondad aplicando alguna de las fórmulas de cálculo del peso mínimo de las piezas de la berma superior que relacione el número de estabilidad y agentes predominantes, la tipología, la interacción oleaje-estructura y que permita especificar el nivel de avería y, en su caso, su evolución espacio-temporal, entre otras, con las fórmulas de Powell y Allsop (1985) y Vidal y col. (1992):

$$N_S = \frac{Ir^{1/3}}{c_1} \ln\left(\frac{1}{c_2} D^*\right) \quad \text{Powell y Allsop (1985)} \quad (2.88)$$

$$N_S = c_1 + c_2 \frac{F_C}{D} + c_3 \left(\frac{F_C}{D} \right)^2 \quad \text{Vidal y col. (1992)} \quad (2.89)$$

En la tabla 2.15 se incluyen los descriptores adimensionales de las fórmulas incluidas en este apartado.

Fuente	H/L	θ	$\frac{F_C}{D}$	I_r	I_r^*	$\frac{A_{eq}}{L^2}$	D^*	N_S
Powell y Allsop (1985)	X			X			X	X
Vidal y col. (1992)			X					X
Apoyado en regímenes	X	X	X		X	X	X	X

Tabla 2.15: Fórmula de cálculo del peso de piezas de la berma superior

Consideraciones sobre la incidencia oblicua

La incidencia oblicua reduce el remonte por lo que un diseño basado en la anchura y peso de las piezas de la berma de coronación para incidencia normal se puede considerar como conservador.

Manto de sotamar

Considerando que los diques a los que se refiere este *Manual* son no rebasables o poco rebasables, la acción de corto periodo a sotamar del dique puede ser causada por el oleaje que, (1) rebasa y se transmite a través del dique, (2) se propaga por la bocana e incluye el efecto del morro, (3) se refleja en los contornos interiores del área portuaria, (4) se genera por la actividad portuaria, (5) se genera por la acción del viento en el interior del área portuaria. El perímetro a sotamar del dique también puede estar sometido a la acción de las ondas largas (forzadas o resonantes) en el área portuaria. Las acciones, onda corta y onda larga, pueden actuar simultáneamente pero con diferentes grados de acoplamiento que, por otra parte es complicado de determinar debido a su diferente origen, rango de periodos y de direcciones.

En general, el perímetro interior está sometido a un oleaje multidireccional y multifrecuencial con patrones cuasi-oscilatorios. El primer paso para diseñar el lado de sotamar del dique es trami-ficar el perímetro interior en función de los oleajes que son predominantes. En las proximidades del morro, el oleaje que penetra por la bocana y se difracta en él, en general, es el predominante en el dominio, $x/L_z < 2$. En las secciones muy alejadas del morro y de otros contornos, el rebase cuando es significativo suele ser el agente predominante.

Cálculo de peso mínimo y empujes en el régimen de ola corredera

Para incidencia muy oblicua ($\theta > 75^\circ$), el punto de reflexión se aleja de la estructura formándose una ola que se propaga paralela al dique, modificándose sustancialmente los procesos tales como la rotura, el ascenso máximo y las fuerzas sobre las piezas del manto, por lo que utilizar las ecuaciones de verificación convencionales, obtenidas para incidencia normal, en caso de incidencia muy oblicua puede inducir a errores considerables (Pérez, 2008). En estas condiciones la estabilidad de las piezas del manto calculadas a incidencia normal mejora. Sin embargo, una vez iniciado el fallo, éste se propaga sin control a lo largo del talud, es decir, el inicio de fallo termina, si no se interviene, con la destrucción del tramo dependiendo sólo del número de olas que alcancen el dique.

No existe una formulación específica para calcular el peso mínimo de las piezas de un dique en talud bajo la acción de ola corredera. En la sección dedicada a diseño se detalla que la acción de la ola es equivalente a la de un chorro que se ubica alrededor del nivel medio del mar y cuya velocidad decrece rápidamente hacia el pie del dique y hacia la coronación. La velocidad del chorro depende de la altura de ola y ésta de la profundidad. En general $H/h < 1,2$ está acotado sobre la sección y la velocidad del chorro es algo mayor que la celeridad, $v = \sqrt{gH}$. Se puede admitir que la anchura del chorro con velocidad máxima se extiende desde la profundidad $h = 1,5H$ hasta una distancia horizontal sobre el talud por encima del nivel medio aproximadamente igual a la distancia horizontal por debajo del nivel del mar.

Estos valores permiten aplicar una fórmula tipo Morrison sólo con el término de arrastre y donde la pieza se considera totalmente sumergida. El coeficiente de arrastre se corresponde al caso de flujo turbulento totalmente establecido, $2,3 < C_D < 3,2$.

Cálculo del peso de la escollera en secciones alejadas del morro

En el segundo caso, sección es poco rebasable, alejada del morro, el rebase actúa como un vertido sobre talud de escollera. Se puede estimar la velocidad de la lamina de agua (aproximadamente la celeridad de la onda) y la altura de la lámina unos pocos centímetros y aplicar con estos datos el peso mínimo de la escollera para que sea estable. En la mayoría de los casos la escollera es de pequeño tamaño, pero no sirve todo uno de cantera.

En otros casos, el agente predominante en la estabilidad del talud interior puede ser el oleaje debido a los barcos, generado en el interior del área portuaria o reflejado en sus contornos. El peso mínimo del manto interior se puede calcular aplicando algunas de las fórmulas presentadas en los apartados anteriores. Para ello es necesario seleccionar una ola de cálculo, $H_{trms,x/L_z}$ bien por previsión del oleaje generado en el área portuaria, bien por previsión de la producida por los barcos, bien por reflexión en los contornos y aplicar una fórmula

$$N_{S,x/L_z} = \frac{H_{trms,x/L_z}}{\Delta D_{x/L_z}} = f(Ir^*, D^*, \theta, \text{tipología}) \quad (2.90)$$

donde x/L_z indica la distancia mínima de la sección al morro para ignorara la ola corredera, y $\Delta D_{x/L_z}$ especifica el tamaño de la escollera.

En cualquier caso, se debe ser escrupuloso en la observancia de las normas de buenas prácticas en materia de criterios de filtro. No es conveniente que el talud finalice sin berma superior contra el espaldón. Esta berma cumple también funciones de drenaje del flujo bajo el espaldón.

Otras fórmulas de cálculo

El tamaño de las piezas de sotamar se puede obtener a partir de la fórmula proporcionada por Van Gent y Pozueta (2005):

$$D_{sot} = \left(\frac{D^*}{\sqrt{N_w}} \right)^{-\left(\frac{1}{6}\right)} \left(\frac{u_{1\%T}}{\sqrt{\Delta}} \right) (\cot \beta_T)^{-\left(\frac{2,5}{6}\right)} \left(1 + 10 \exp \left(\frac{-F_{BR}}{H} \right) \right)^{-\left(\frac{1}{6}\right)} \quad \text{Van Gent y Pozueta (2005)} \quad (2.91)$$

En la tabla 2.16 se incluyen los descriptores adimensionales de las fórmulas incluidas en este apartado.

Fuente	H/L_0	θ	N_w	β_T	Ir^*	$\frac{A_{eq}}{L^2}$	$\frac{F_{BR}}{H}$	$\frac{B_{FM}}{H}$	D^*	N_S
Van Gent y Pozueta (2005)			X	X			X	X	X	X
Apoyada en regímenes	X	X	X	X	X	X			X	X

Tabla 2.16: Fórmula de cálculo del peso de piezas del manto de sotamar

Modelos de probabilidad del Número de Estabilidad

El número de estabilidad de cualquiera de las piezas del manto de protección del perímetro exterior de la sección se puede expresar por un funcional de monomios adimensionales,

$$N_{S,x} = \frac{H_{trms,x}}{\Delta D_x} = f(Ir^*, D^*, \text{tipología}) \quad (2.92)$$

donde x expresa la ubicación de la pieza (berma de pie, manto, etc...), $H_{trms,x}$ y ΔD_x la altura de ola media cuadrática y las características del material en esa localización. Si no se han ejecutado ensayos suficientes y si se quiere conocer cómo varía la estabilidad en el estado meteorológico, la función de probabilidad del número de estabilidad se puede obtener, bien aplicando el método analítico de la función derivada, en general bastante complejo, bien haciendo simulaciones de Monte Carlo, a partir de la función de distribución de las alturas de ola (p.ej. Weibull bivariada) cuyo valor medio cuadrático es $H_{trms,x}$. Este método va perdiendo validez a medida que la avería acumulada crece.

2.8.3 Cálculo de los empujes horizontales y verticales en la superestructura: incidencia normal e incidencia oblicua

La superestructura se construye, principalmente, para controlar el volumen de rebase y la transmisión del oleaje sobre la coronación del dique, ofrecer un camino de rodadura y, en su caso, apoyo a una línea de muelle en su trasdós. En general se construye con hormigón estructural cimentado sobre una banqueta de enrase y protegido el pie, a ambos lados, con mantos de escollera o piezas especiales.

La pérdida de equilibrio estático de la estructura o superestructura, en particular el vuelco y/o deslizamiento del espaldón, como sólido rígido, se evalúa a partir de los las fuerzas y momentos resultantes en ella debida a la acción del oleaje, principalmente. Para realizar un análisis completo de las fuerzas y momentos se deben conocer las variables cinemáticas y dinámicas del flujo frente al dique (presiones, subpresiones, duración de aplicación de la fuerza τ_0), el peso del cajón sumergido respecto al nivel del agua W_1 , la fuerza de fricción entre las partes del dique μ , y el brazo entre el punto de vuelco y el centro de gravedad de la estructura b .

Fenomenología y procesos

El régimen de fuerzas está relacionado con el régimen de interacción controlado por el número de Iribarren modificado. La evaluación de la ocurrencia, o no, de presiones impulsivas sobre el paramento, con oleaje en régimen de impacto de acuerdo con la clasificación anterior, se puede

acotar para cualquier tipología. Para que haya impacto, el número de Iribarren modificado debe estar en el intervalo 0.45-0.55. Este intervalo se puede acotar para las tipologías LMB y HMB en función del coeficiente de presión impulsiva α_I (Takahashi y col. (1993), Figura 2.88) para los valores de la sumergencia y anchura relativa de la berma de protección. En la figura, el área sombreada indica el intervalo con probabilidad de presencia de impulsivas.

$$B/L < 0,20 \quad (2.93)$$

$$0,5 < (h-d)/h < 0,9 \quad (2.94)$$

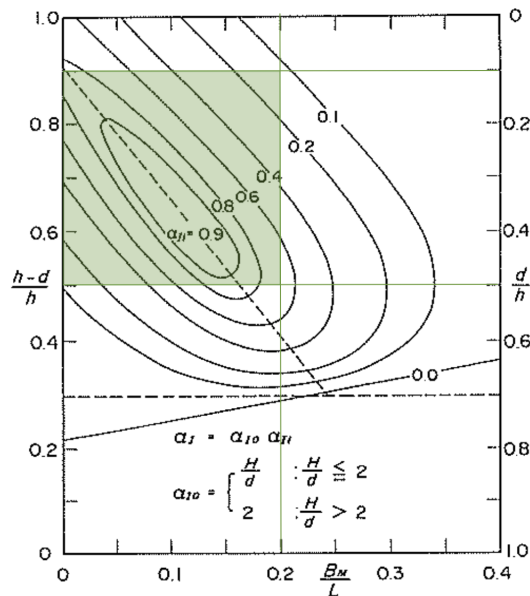


Figura 2.88: Coeficiente de presión impulsiva (Takahashi y col., 1993).

Representadas frente al número de Iribarren modificado Ir^* , la fuerza horizontal máxima y la vertical concomitante sobre la estructura muestran diferentes comportamientos según la zona de dominio en la que se encuentren:

- Dominio de la reflexión ($Ir^* < Ir^*_{cr}$): en esta región los mayores valores de las fuerzas sobre la estructura crecen al crecer Ir^* . Los máximos coinciden con dos intervalos pequeños $0,35 < Ir^* < 0,50$ y $0,70 < Ir^* < 0,75$ asociados a un patrón de olas rompiendo contra la superestructura, generando presiones impulsivas. El primer intervalo se corresponde con olas que rompen en colapso y el segundo a olas que rompen en voluta.
- Dominio de la disipación ($Ir^* > Ir^*_{cr}$): los procesos de disipación dominan la transformación del oleaje con lo que las fuerzas en esta región muestran los menores valores de las fuerzas, variando poco su valor al crecer el Ir^* . Esta región incluye $Ir^* > 0,80$.
- Transición: alrededor del número de Iribarren modificado crítico Ir^*_{cr} se encuentra una zona de transición entre los dominios de reflexión y disipación, y en sus bordes se pueden producir fuerzas impulsivas relacionadas con roturas en colapso y en voluta.

La Figura 2.89 muestra los valores de las fuerzas frente a Ir^* . Los datos se han obtenido a partir de ensayos de laboratorio en los rangos $H_{I_{rms}}/L = 0,004 - 0,04$, $F_{BP}/h = 0,5$ y $D_t k = 0,13 - 0,54$.

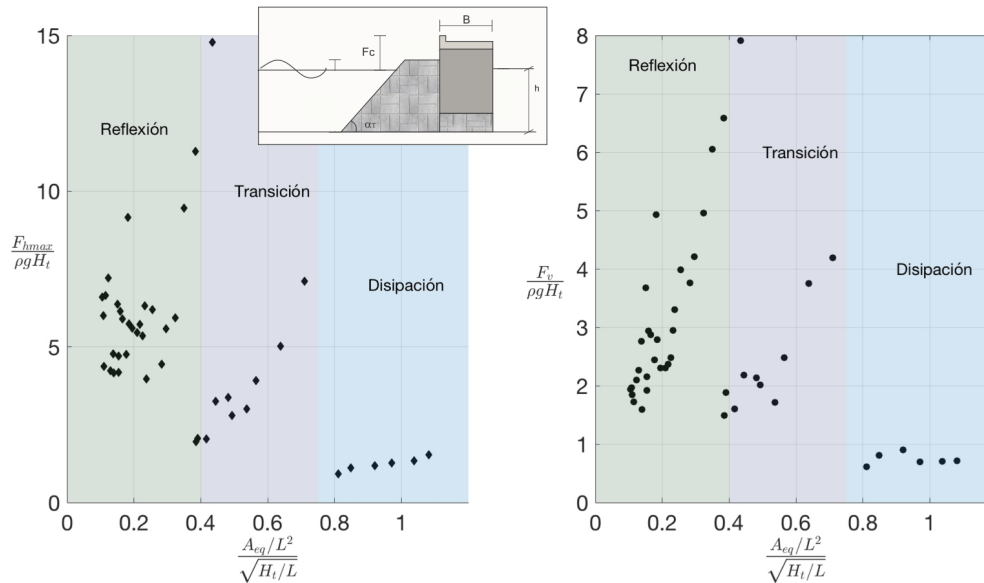


Figura 2.89: Regiones de dominio para las fuerzas adimensionalizadas sobre la estructura.

Leyes de presiones y subpresiones en la estructura y en el espaldón

En general se admite que las leyes de presiones sobre la pared frontal y las leyes de subpresiones se caracterizan de la siguiente forma,

- bajo la cresta, la ley de presiones horizontales sobre la hidrostática crece, siguiendo una función $\cosh(kh)$, desde la base de la estructura hasta el nivel medio del mar donde la presión es máxima, para decrecer linealmente por encima del nivel del mar hasta anularse en el máximo remonte, si la pared se extendiera, al menos, hasta allí;
- la ley de presiones verticales es casi lineal en la base de la estructura, tomando el valor máximo en el lado de barlomar y el mínimo en sotamar; en secciones alejadas del morro, su valor es el de la presión debida a la altura de la columna de agua por encima de cota de cimentación. La forma de la ley depende de h/L_z , θ , ángulo de incidencia y del tamaño del material de cimentación;
- la ley de presiones a sotamar depende de la agitación interior y específicamente de la distancia de la sección al morro; alejada de él y sin otro foco de oleaje, la presión se puede considerar hidrostática
- las presiones horizontal y vertical en el paramento frontal y en la cimentación son iguales, excepto cuando se diseñan filtros con escollera que favorecen la pérdida de carga y la reducción del pico de la subpresión.

- se puede reducir las presiones horizontal y vertical en la estructura disponiendo una berma de escollera o de piezas artificiales en el pie. La reducción depende de la altura y anchura de la berma que protege la pared y del tipo de pieza y su porosidad, (Martin y col., 1999),
- si la estructura es rebasable la ley de presiones horizontales se extiende hasta la cota de coronación con aproximadamente el valor que tiene cuando el dique es no rebasable,
- bajo el seno las leyes de presiones tienen un patrón análogo pero reduciendo la presión hidrostática con la debida a la ola en el seno; la máxima presión horizontal ocurre alrededor del nivel medio,
- las leyes de presiones varían en el tiempo entre los valores de cresta y los de seno, siguiendo el comportamiento periódico del movimiento oscilatorio, reflejante, disipativo o de transición,
- las fuerzas máximas horizontales no son concomitantes con las fuerzas máximas verticales, (Perez y col. (2010), Figura 2.90)

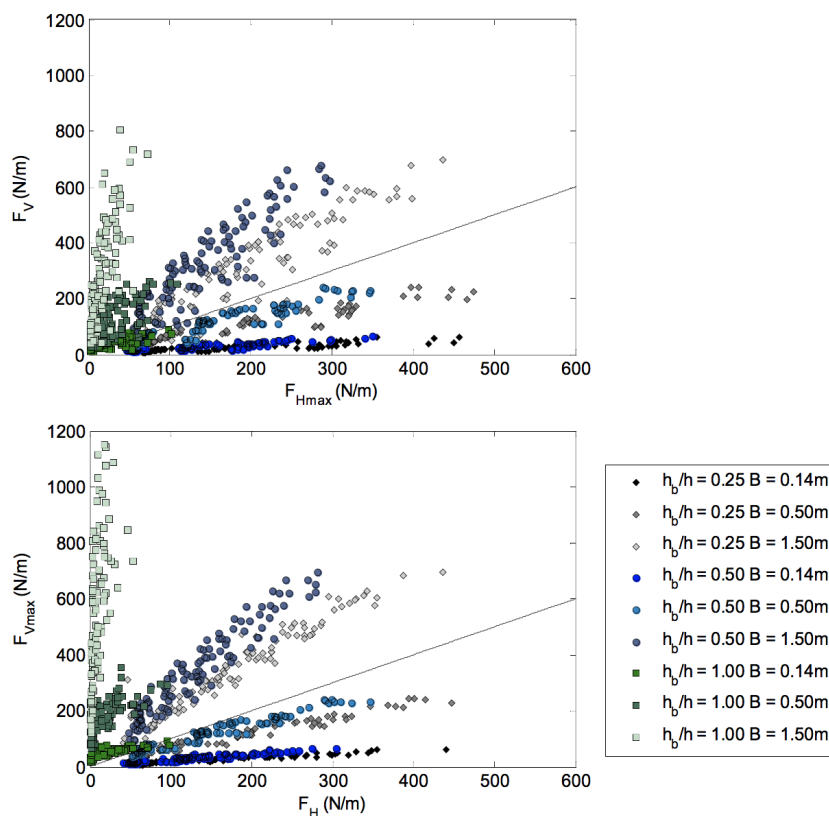


Figura 2.90: Fuerzas máximas horizontal y vertical y sus concomitantes asociadas (Perez y col., 2010).

Cuando la ola progresa sobre la sección y alcanza la pared con el frente casi vertical y la lámina de agua asciende por ella, la evolución temporal de la presión en el nivel medio del mar puede presentar dos picos, uno, impulsivo, de crecimiento muy rápido, de gran amplitud, de breve

duración que al descender encadena con el otro pico, reflejante, que tiene menor amplitud pero es de mayor duración. La ocurrencia, o no, de presiones impulsivas depende de la geometría de la sección, en particular de las dimensiones de la parte de barlomar de la sección y de la ubicación del espaldón con respecto al foco reflector, figura 2.88.

Leyes de presiones horizontales y verticales

De acuerdo con la caracterización anterior, las leyes de presiones horizontales y verticales siguen el esquema de la figura 2.91.

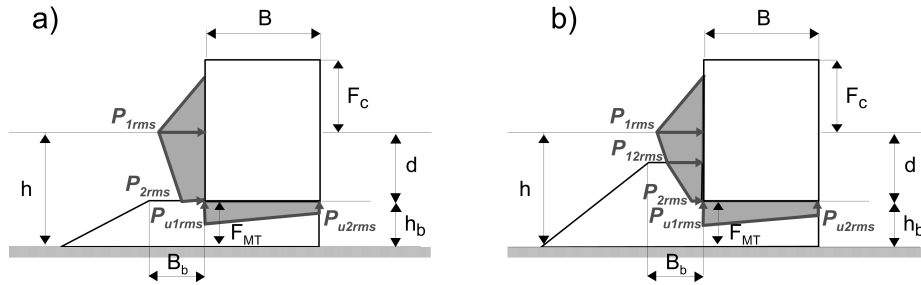


Figura 2.91: Esquemas de leyes de presiones.

Los valores de las presiones en el pie, nivel medio y cota de coronación se pueden calcular con las siguientes fórmulas,

$$P_{1rms} = \alpha_I \alpha_1 H_{trms}(x_4) \quad (2.95)$$

$$P_{2rms} = P_{1rms} \frac{\cosh k_0 e_n}{\cosh(kh)} \alpha_2 \quad (2.96)$$

$$P_{12rms} = P_{1rms} \frac{\cosh(k_0 e_t)}{\cosh(kh)} \quad (2.97)$$

Las fórmulas que determina la presión en profundidades específicas, dependen de cuatro coeficientes $[\alpha_I, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3]$. El coeficiente α_I representa el aumento de presión si es impulsiva, y se calcula mediante la siguiente expresión,

$$\alpha_I = \alpha_{I1}(b_t/L) + \alpha_{I2} \quad (2.98)$$

y el coeficiente α_3 se calcula de la siguiente,

$$\alpha_3 = a_{\alpha 3}(B_{FC}/L) + b_{\alpha 3} \quad (2.99)$$

Fuerzas horizontales y verticales en la estructura

El valor de Fh_{rms} se calcula a partir de la integración de las leyes de presiones en la pared. El empuje horizontal se obtiene directamente en función del valor medio cuadrático de la altura de ola total en la pared, $H_{trms}(x_4)$ mediante la siguiente ecuación:

- Para la tipología C y $e_t/h = 0,75$ (Figura 2.91 b):

$$Fh_{rms} = \rho g \frac{H_{trms}(x_4)}{8} \cdot \left\{ H_{trms}(x_4) + 2 \left[(h - e_t) + (h - e_n) \frac{\cosh(k_0 e_t)}{\cosh(k_0 h)} + (e_t - e_n) \frac{\cosh(k_0 e_n)}{\cosh(k_0 h)} \alpha_2 \right] \right\} \alpha_1 \alpha_I \quad (2.100)$$

- Para el resto de tipologías (Figura 2.91 a):

$$Fh_{rms} = \rho g \frac{H_{trms}(x_4)}{8} \left\{ H_{trms}(x_4) + 2(h - e_n) \left(1 + \frac{\cosh(k_0 e_n)}{\cosh(k_0 h)} \alpha_2 \right) \right\} \alpha_1 \alpha_I \quad (2.101)$$

El valor de Fv_{rms} se calcula a partir de la integración de las leyes de subpresiones en la pared, siguiendo el esquema de la figura 2.91. Admitiendo las siguientes relaciones,

$$P_{u1rms} = P_{u2rms} \quad (2.102)$$

$$P_{u2rms}/P_{u1rms} = \alpha_3 K_T \quad (2.103)$$

el empuje vertical se obtiene directamente en función del valor medio cuadrático de la altura de ola total en la pared, $H_{trms}(x_4)$ mediante la siguiente ecuación:

$$Fv_{rms} = \rho g \frac{H_{trms}(x_4)}{4} \left(B_{FC} \frac{\cosh(k_0 e_n)}{\cosh(k_0 h)} \right) \alpha_1 \alpha_I \alpha_2 (1 + \alpha_3 K_T) \quad (2.104)$$

K_T es el coeficiente de transmisión a través de la sección que se puede calcular a partir de la ecuación del balance de la energía incidente en el volumen de control.

Leyes de presiones en estructuras en inicio de avería

No es habitual disponer de leyes de empujes horizontales y verticales cuando la superestructura ha iniciado su desplazamiento o giro, como tampoco se suele analizar que al iniciarse y evolucionar la pérdida de equilibrio estático de partes de la estructura o superestructura (deslizamiento de piezas del manto, vuelco y/o deslizamiento del espaldón, etc.) puede desencadenar el fallo de otras partes y elementos del dique e incluso provocar el colapso de la estructura. En su caso, será necesario realizar experimentación física o numérica que permita modelar la evolución del modo de fallo en el tiempo siguiendo la metodología propuesta por Castillo y col. (2012).

Otras fórmulas de cálculo para diques mixtos

Las fórmulas presentadas en el apartado anterior son las más habituales en ingeniería marítima y su estructura matemática se encuentra en otras fórmulas tales como Goda-Takahashi (Takahashi y col., 1994) para diques mixtos (siguiendo MLIT y col. (2009)).

Fórmulas para el cálculo de espaldones

Entre otras se pueden aplicar las siguientes, Martin y col. (1999), y las sucesivas mejoras introducidas en Nørgaard y col. (2013) y Molines y col. (2018); las tres formulaciones se apoyan en el trabajo de Pedersen 1996. La primera ha sido utilizada en España para el cálculo de numerosos espaldones. Las leyes de presiones se prescriben en función de la tipología del espaldón y del R_u , tienen en cuenta los dos picos de presión que suelen producirse con roturas en colapso y consideran el efecto amortiguador de la berma superior, ver figuras 2.65, 2.67, 2.68 y 2.69.

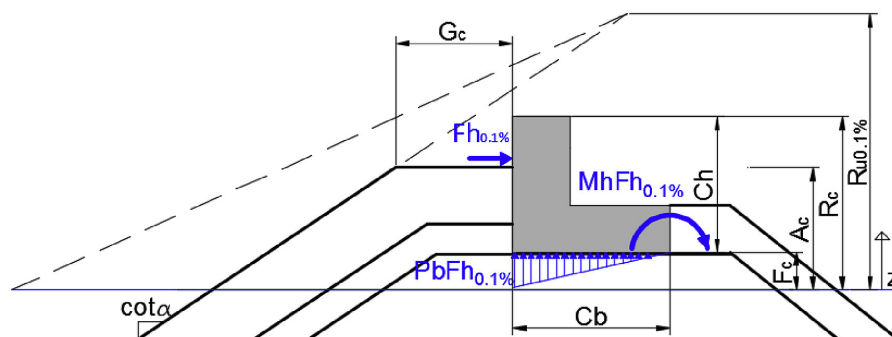


Figura 2.92: Esquema de fuerzas y variables empleadas en el cálculo. Fuente: (Molines y col., 2018).

Las ecuaciones son específicas de una tipología y no cuantifican explícitamente el efecto de la interacción del oleaje con el dique en las leyes de presiones horizontales y verticales, ni los valores concomitantes de los empujes máximos horizontales con los verticales y de los máximos verticales con sus concomitantes horizontales.

Leyes de presión en el régimen de ola corredera

Para incidencia muy oblicua ($\theta > 75^\circ$), la ola corre por la alineación del dique, actuando la estructura y el espaldón como el contorno interior de un canal en el que se apoya la ola. En estas condiciones el régimen de presiones sobre la pared es esencialmente hidrostático que se extiende desde la base hasta la altura de la ola o la cota de coronación en el caso que sea rebasable. Excepto en los diques verticales, al propagarse la ola sobre el dique, puede refractarse ligeramente y alcanzar la pared con un ángulo pequeño $\theta_w < 10^\circ$. La ley de presiones horizontales puede ser algo mayor que la hidrostática. La ley de subpresiones se puede considerar así mismo hidrostática, al menos en el pie de barlomar, pero decrece al alejarse de él, en función del drenaje de la estructura. Si el flujo está confinado, la ley de subpresiones se considerará uniforme. Es conveniente establecer mecanismos de drenaje para reducir la subpresión.

2.8.4 Morro y cambios de alineación

Con carácter general las fórmulas de cálculo de las partes y elementos del dique presentados anteriormente no son de aplicación en el cálculo de las partes y elementos del morro o cambio de alineación porque tanto la interacción con los agentes (dinámica marina y terreno) como la respuesta estructural dependen de la forma y tipología y la conexión con los tramos adyacentes y de sus contornos. Por todo ello es muy conveniente seguir la metodología de trabajo presentada en este Manual,

- concepción preliminar del tramo y su conectividad teniendo en cuenta la información recogida en las secciones 2.6.2 y 2.6.7,
- discretización sectorial del morro (o el cambio de alineación) e identificación de los regímenes en cada uno de ellos,
- diseño del tramo y predimensionamiento aplicando algunas de las fórmulas habituales o criterios sancionados por la experiencia,
- en obras de IRE e ISA relevantes o sometidas a MEIPOR verificación en laboratorio en ensayos 3D con escala $E > 1/60$.

Fenomenología y procesos

En los apartados citados anteriormente se describe la fenomenología y la variabilidad de los procesos hidrodinámicos que se pueden identificar por la interacción del tramo con la dinámica marina. Aquella depende, entre otros, de la tipología y longitud relativa del tramo, del radio relativo de curvatura de los tramos adyacentes y de las características del oleaje, en particular, del ángulo de incidencia con la traza del dique y tramo. Para su caracterización y es conveniente incluir algunos monomios adimensionales, entre otros los siguientes

- Θ_{tr} : Tipología del tramo: morro, cambio de alineación
- Θ_p : Tipología de la sección
- r_{tr}/L_z : radio relativo de curvatura del tramo
- $L_t r/L_z$: longitud relativa del tramo
- θ_* : ángulo de incidencia del oleaje con respecto bien al eje del tramo o en su caso a los sectores direccionales específicos
- α_* : ángulo del talud de cada sector direccional
- h/L_z : Profundidad relativa

A partir de ellos es conveniente identificar los regímenes hidrodinámicos específicos del morro y cambios de alineación a dos escalas, (1) global del tramo y (2) local por sectores.

A escala global el comportamiento del tramo frente a la energía incidente además de emisor de radiación/difracción, puede provocar la convergencia o la divergencia del flujo de energía incidente,

- convergente
- divergente
- mixto

Este mismo comportamiento se puede identificar a escala local por sectores en función del ángulo de incidencia relativo oleaje-sector.

Criterios y descriptores de avería

Los criterios y descriptores de la avería de los elementos granulares o estructurales del morro son análogos a los propuestos con carácter general, (Vidal y col., 1991) si bien presentan algunas peculiaridades que pueden afectar su resiliencia y la operatividad y seguridad del área portuaria. Por ello es conveniente seleccionar los criterios de avería considerando también aquellas consecuencias, y, a tal efecto, especificar por los sectores direccionales. De esta forma el cálculo del elemento se hará por cada sector direccional y el diseño global integrará los resultados de cada uno de ellos y homogeneizará por razones constructivas y económicas la tipología final y su predimensionamiento.

Cálculo basado en regímenes y dominios

El cálculo del peso de las piezas del perímetro exterior del morro o cambio de alineación basado en regímenes debe apoyarse en una fórmula con los siguientes monomios adimensionales,

$$N_{S,*} = \frac{H_{n,*}}{\Delta D_{pr,*}} = f(\Theta_{tr}, \Theta_p, r_{tr}/L_z, \theta_*, \alpha_*, Ir^*, D^*, h_*/L_z) \quad (2.105)$$

donde (*) identifica que son valores específicos de cada sector direccional, y $H_{n,*}$ es una altura de ola además de ser una altura de ola de diseño es un parámetro que permite correlacionar los resultados de los diferentes sectores, Vidal et al. 1995.

Criterio tradicional de cálculo

Para morros y cambios de alineación de tipología dique en talud con, o sin, espaldón se aplica habitualmente como criterio de cálculo que el peso de las piezas del manto principal es el mismo que el de las piezas de la alineación principal afectado por un coeficiente multiplicador que, en general, es $coef_{MP} > 1,5$. El valor del coeficiente debe estar en correspondencia con las consecuencias en la operatividad y seguridad del área portuaria de los bloques desplazados de cada sector.

La decisión debe apoyarse en el IRE e ISA cuyo cálculo debe incluir los mapas de peligrosidad de cada uno de los sectores direccionales para cada una de las direcciones principales de los estados del oleaje. El carácter de cada sector - tramo determina sus requisitos de proyecto y el del tramo en su conjunto. Esta información y los mapas de peligrosidad deben de considerarse en el diseño de la traza del dique e incluirse en el análisis de sensibilidad y en la optimización técnico - económica de las soluciones posibles.

Otras fórmulas de cálculo

En los últimos años se ha elaborado algunas fórmulas apoyadas en experimentación específica de algunos dique singulares. Su estructura matemática está formado por la superposición lineal de diversos términos formados por las principales variables que intervienen en la estabilidad del tramo, por ejemplo Maciñeira y Burcharth, 2016 proponen dos formulaciones específicas para calcular el número de estabilidad de las piezas del morro frente a trenes irregulares de crestas cortas o crestas largas, con direcciones entre 15 y 25° y condiciones de oleaje no limitadas por fondo y acotan el rango de validez en función del radio relativo del morro, frente a la longitud de onda, la altura de ola y el tamaño de la pieza, el ángulo del talud y peralte del oleaje y el sistema de colocación de la pieza.

El criterio de avería es el porcentaje de piezas desplazadas de la zona activa ($NMM \pm H_s$) en el sector 90-135° relativo a la dirección media del oleaje, $s = H_s/L$, siendo L la longitud de onda a pie de estructura correspondiente al periodo pico espectral.

Cálculo del morro como estructura vertical

La tipología vertical, cajón prefabricado sobre el fondo o una banqueta de cimentación es la que menos interferencia provoca con la operatividad portuaria. No hay una fórmula específica para calcula su estabilidad, si bien se puede aplicar un esquema de presiones horizontales y verticales similares a los propuestos anteriormente con las siguientes consideraciones,

- se incluirán las leyes a sotamar de la estructura teniendo en cuenta todos los procesos de transformación del oleaje y se analizará la concomitancia de los empujes horizontales y verticales para acotar los valores pésimos,
- se analizará la estructura 3D del flujo de agua alrededor de la pared y se prestará especial atención a la berma de pie y a la protección del lecho, en su caso,
- se verificará el comportamiento dinámico del morro y su posible régimen resonante con la frecuencia de emisión de vórtices durante la propagación del oleaje a su alrededor
- se analizará el comportamiento geotécnico del terreno teniendo en cuenta los diferentes regímenes oscilatorios, sus escalas y los procesos dinámicos
- en su caso, se analizará la mejora hidrodinámica del perímetro de la estructura para reducir la importancia de los efectos de la emisión de vórtices en su estabilidad y la de la cimentación-terreno
- se analizará la estabilidad global del tramo del morro, no sólo por metro lineal del mismo, incluyendo la contribución del tramo adyacente, especificando el mecanismo de contribución y, en su caso, la tipología y el proceso constructivo para su consecución en la vida útil de la obra.

Consideraciones sobre la conectividad entre el morro y el tramo adyacente

Es conocido que muchos de las averías presentadas en el morro tiene su origen en la zona de conexión entre los dos tramos, tanto a barlomar como a sotamar. Esta conexión debe identificarse como un tramo de transición y para su diseño, dimensionamiento y verificación se aplicará todo lo dispuesto en el Articulado ROM 1.1 para un tramo genérico.

Consideraciones para el diseño de la berma de pie

La berma de pie de un morro o de un cambio de alineación está sometida, (1) a acciones de la dinámica marina superiores a las de su homónima en un tramo recto, (2) la estructura de trenes de barras y senos tiene alineaciones multidireccionales con diferentes amplitudes y longitudes de onda, los flujos de paso de agua van acompañados además de vórtices turbulentos en 3D con diferentes escalas espaciales y temporales. Esta complejidad hidrodinámica es muy difícil de plasmar en una fórmula por lo que, para obras relevantes (IRE e ISA alto, sometido a MEIPOR) deben de verificarse en modelo físico que incluya todos los aspectos hidrodinámicos relevantes en su estabilidad. Para ello se redactará el diseño experimental ad hoc.

2.8.5 Comportamiento geotécnico de la sección

El documento de referencia para la evaluación de la estabilidad de los diques de abrigo frente al comportamiento geotécnico es la ROM 0.5-05 (2005). En este apartado se resumen algunos de los aspectos más importantes, recomendándose la lectura de la ROM 0.5 para el cálculo del comportamiento geotécnico de la sección de un tramo de dique, en particular, el deslizamiento entre mantos, la pérdida de estabilidad local y global y la licuefacción.

El deslizamiento superficial del manto puede estudiarse con los procedimientos generales de cálculo indicados en la ROM 0.5, apartado 3.8, suponiéndose que la resistencia al corte de los contactos entre capas es puramente friccional tomando como ángulo de rozamiento de cálculo un ángulo menor que el de la escollera inmediatamente superior al plano de deslizamiento,

$$\phi_{calculo} = \phi r^n \quad (2.106)$$

donde ϕ es el ángulo de rozamiento de la escollera inmediatamente superior al plano de deslizamiento, r es la relación de tamaños medios de la escollera inferior al plano de deslizamiento y la situada encima, y n es un parámetro adimensional. Esta ecuación para calcular el ángulo de fricción es concordante con lo recogido en la sección de normas de buenas prácticas.

En la fase de diseño, la pérdida de estabilidad, local o global afectando varias partes de la sección del dique y del terreno, se puede calcular aplicando un método (estático) de rebanadas y especificando para los diferentes estados meteorológicos las presiones intersticiales (valores de estado), debidas al oleaje y otras ondas largas, en la sección y, en su caso, terreno, así como la fricción en los diferentes perímetros de las rebanadas en función de la configuración de mantos secundarios, núcleo y cimentación, (figura 2.93).

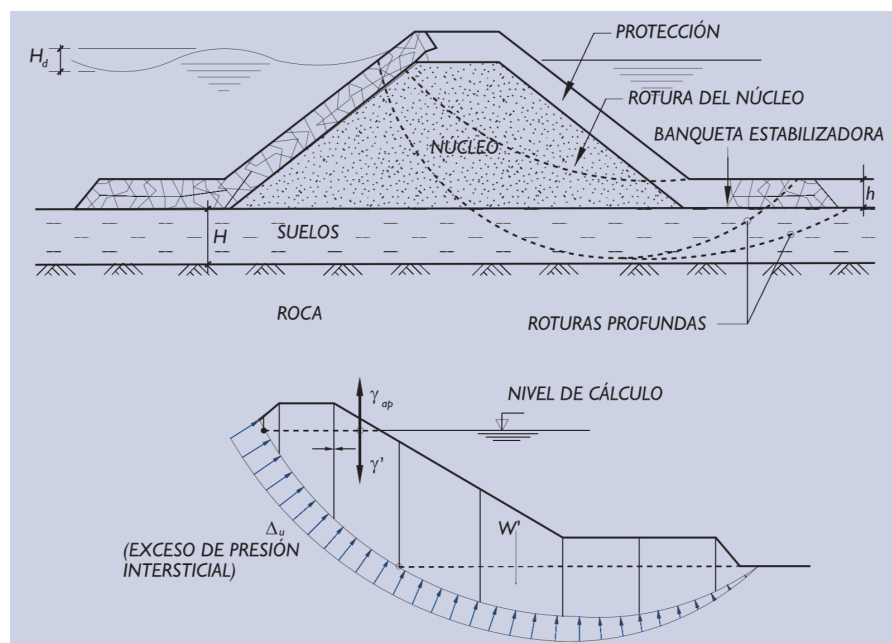


Figura 2.93: Estabilidad de diques de abrigo. Fuerzas actuantes en situación de ascenso del flujo de agua. Fuente: (ROM 0.5-05, 2005).

Consideraciones sobre la permeabilidad de mantos y núcleo

Antes de la aplicación del método de rebanada se deberá comprobar que en ningún caso se producen acumulación de presiones intersticiales en el interior del dique asociados a reducción del flujo de descarga, (reducción de la permeabilidad). En un dique de abrigo el régimen de drenaje en presencia del oleaje se determina mediante la ecuación de Forchheimer, en el régimen es mayormente turbulento y la permeabilidad en los mantos de escollera y todo uno de cantera debe ser de $O(1 - 10^{-1}) m/s$.

Fórmulas para el cálculo de la licuefacción residual instantánea

El fallo geotécnico por licuefacción es el que puede llegar a producirse entre otros, en los terrenos marinos granulares del dique de abrigo o en las proximidades del mismo debido a la acción de la dinámica marina, en particular del régimen oscilatorio resultante del oleaje incidente y su interacción con la traza y tramos del dique y del estado tensional del terreno por la construcción de la obra.

Criterio para determinar si ocurre, o no, licuefacción residual en lechos de arena

Cuando un lecho granular se somete a oleaje progresivo la presión de poro comienza a crecer, llegando a la licuefacción si el exceso de presión de poro alcanza un valor crítico. El oleaje estacionario también puede producir licuefacción, como muestran los ensayos realizados por diversos expertos en canal de oleaje (figura 2.94a). En este caso, el esfuerzo cortante es mayor bajo los nodos y menor en los antinodos (figura 2.94b).

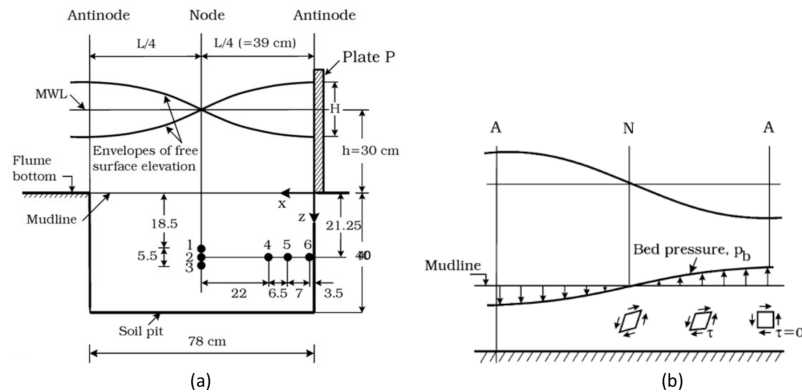


Figura 2.94: Dispositivo experimental de ensayos en canal de oleaje (a) y variación de esfuerzos cortantes y presiones en el lecho en función de la distancia horizontal (b). Fuente: Brennan y col. (2015)

Se admite que la licuefacción del lecho se produce cuando las tensiones normales efectivas se anulan. Esta condición depende, entre otros de,

- ρ_0 densidad seca o saturada del suelo,
- distribución granulométrica, D_{50} ,
- espesor de la capa del suelo afectado por las cargas del dique y el movimiento oscilatorio del mar,
- condiciones de drenaje del terreno y dique,
- Ángulo de rozamiento del lecho.

Si se expresa en forma de ecuación tipo margen de seguridad, será cuando:

$$\sigma - p_u \leq 0 \quad (2.107)$$

$$\sigma' = \sigma - p_u \quad (2.108)$$

donde σ' es la tensión normal efectiva; σ es la tensión normal total; y p_u es la presión intersticial en presencia de oleaje.

Estabilidad de la escollera de protección del lecho frente a licuefacción

La estabilidad de la escollera de protección del lecho durante los eventos de licuefacción puede analizarse en la figura 2.95. En el panel superior (a), donde no existe protección de escollera, la presión de poro aumenta gradualmente hasta que ocurre la licuefacción. Un comportamiento similar se observa para protecciones de escollera de una o dos capas, paneles (b) y (c), aunque la ocurrencia de licuefacción precisa de un número mayor de olas, figura 2.96. Para protección del lecho de tres capas, panel (d), no se observa la aparición de licuefacción.

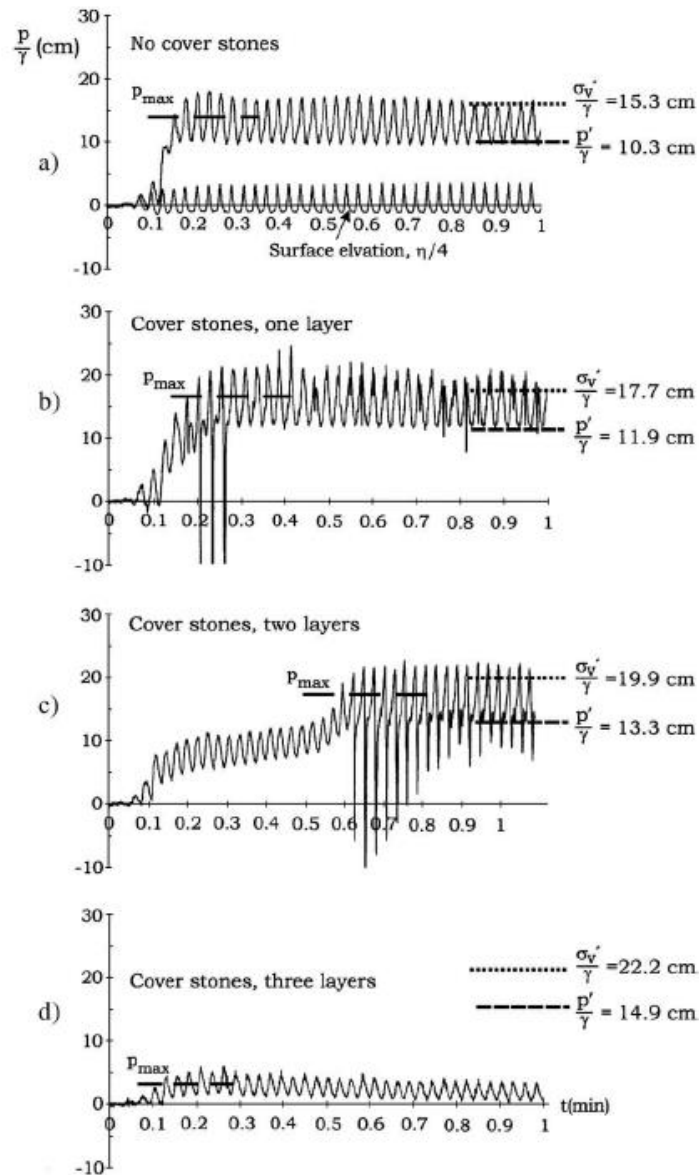


Figura 2.95: Series temporales de exceso de presión de poro e influencia de la protección de escollera. Fuente: Brennan y col. (2015)

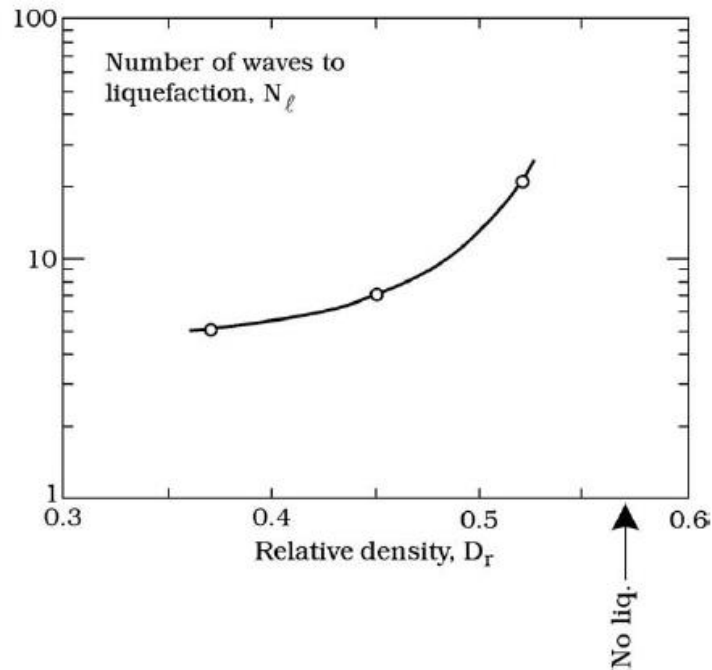


Figura 2.96: Resistencia a la licuefacción en función de la densidad relativa del lecho. Fuente: Brennan y col. (2015)

2.9 Método de verificación del dique y sus tramos

2.9.1 Introducción: Objetivos, planteamiento y justificación

En esta sección se analizan los métodos de verificación de los requisitos de proyecto, aplicados a los modos de fallo y de parada, la elaboración de sus correspondientes ecuaciones de verificación y la implementación de su resolución.

El organigrama de trabajo para la verificación del dique y sus tramos se muestra en la figura 2.97.

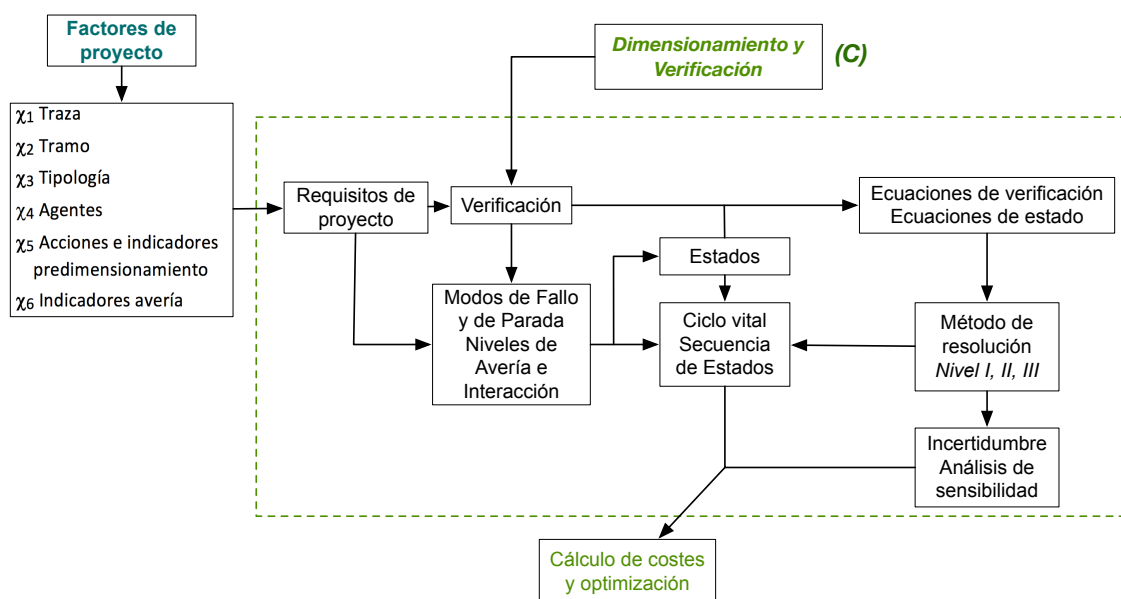


Figura 2.97: Flujo metodológico para la verificación del dique

2.9.2 Información requerida en la verificación

Para la verificación de la sección frente a los requisitos de operatividad y seguridad, además de la información anterior es necesario disponer, para cada parte, subsistema y elementos lo siguiente,

- modos de fallo principales y la evolución esperada de la avería,
- propagación de cada modo de fallo a otros elementos y partes,
- resiliencia de la sección y del tramo,
- transición entre las tipologías de los tramos adyacentes,
- en su caso, adecuación de la sección a los tramos especiales morro, arranque y cambios de alineación,
- condicionantes técnicos y económicos para la construcción, reparación y desmantelamiento,
- coste total medio anual del tramo.

2.9.3 Modos de fallo y de parada por tramos

Los modos de fallo describen los cambios de forma o capacidad resistente de la estructura que alteran su comportamiento con respecto al oleaje incidente, los agentes climáticos atmosféricos y marítimos concomitantes con aquel, el comportamiento del terreno y, en su caso, el agente sísmico, los maremotos y los agentes de uso y explotación. Estos cambios pueden afectar a la capacidad de la infraestructura de abrigar el área portuaria y limitar las actividades que se desarrollan en ella. La valoración de las consecuencias de esta afección y la probabilidad de ocurrencia son dos elementos necesarios para calcular el nivel de riesgo del proyecto de inversión.

De acuerdo con el *Articulado*, Sección 2, a continuación se indican el conjunto de modos de fallo principales que deben considerarse en cada uno de los subsistemas del dique (Figura 2.99), sin perjuicio de que algunos de ellos puedan declararse como no principales atendiendo a reglas de buena práctica y otras recomendaciones.

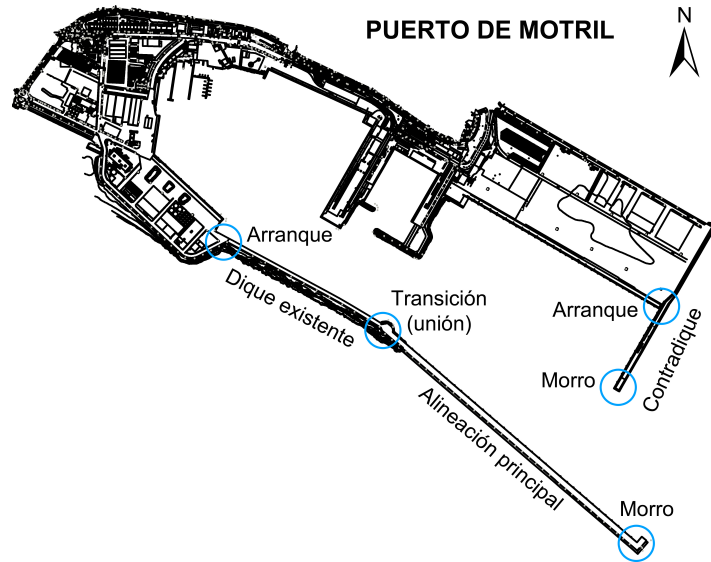


Figura 2.98: Tramos en el dique y en el contradique del puerto de Motril.

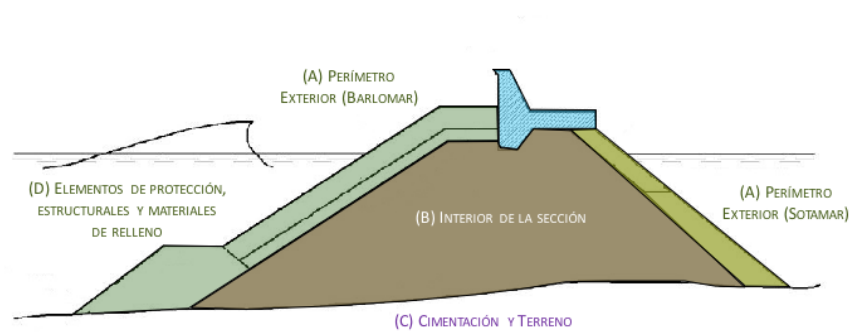


Figura 2.99: Subsistemas de un tramo de dique: (a) perímetro exterior, (b) interior de la sección; (c) cimentación y terreno y (d) elementos de protección, estructurales y materiales de relleno.

El organigrama incluido en la figura 2.100 detalla la organización de la traza del dique en tramos y la descripción de los modos de fallo.

2.9. Método de verificación del dique y sus tramos | 211

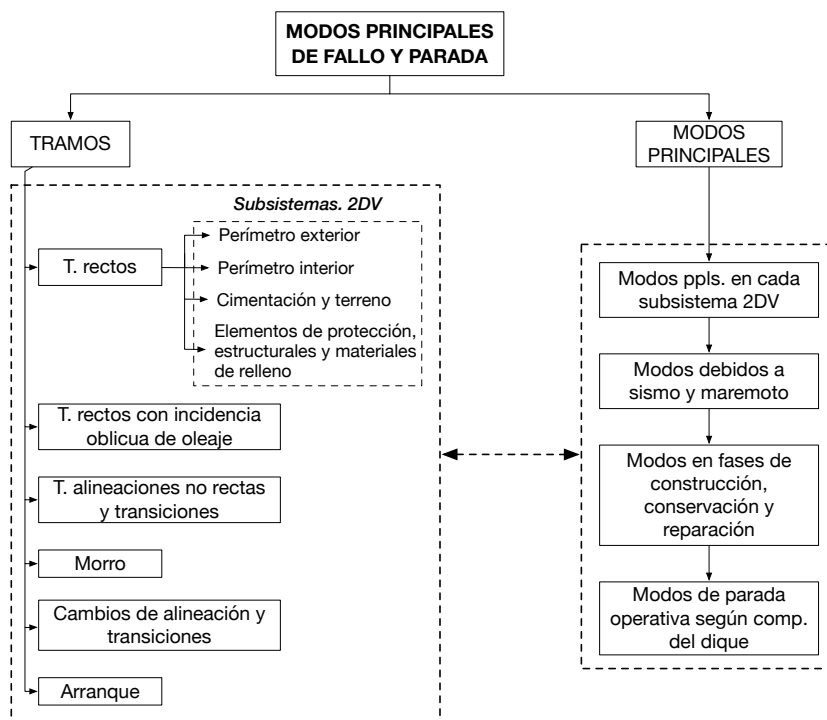


Figura 2.100: Organización de los modos de fallo y parada en los tramos.

En estas recomendaciones se consideran los modos de fallo respecto a: (1) el perímetro exterior de la sección, (2) el interior de la sección, (3) la cimentación y el terreno y (4) los elementos de protección. Los modos de fallo descritos en el *Articulado de la ROM 1.1* son (Figura 2.101):

Perímetro exterior de la sección

Modos principales a barlomar:

1. cambios de profundidad del lecho en el frente del dique, erosión/acumulación y formación de barras
2. cambio de la geometría de las bermas de pie y coronación, por pérdida de piezas o deformaciones del lecho y terreno
3. en su caso, cambio de la geometría por pérdida de piezas del manto principal o deformaciones del núcleo y terreno
4. pérdida de equilibrio estático de la estructura o superestructura, y
5. transmisión de las oscilaciones del mar por rebase por la coronación, siempre que implique un fallo en una instalación principal.

Modos principales a sotamar:

1. cambios de profundidad en el lecho: erosión/acumulación y formación de barras,

2. cambio de la geometría del manto de protección por pérdida de piezas,
3. deslizamiento del manto causados por los agentes climáticos y de uso y explotación (manio-
bras del buque) y, en su caso, por la transmisión del oleaje.

Interior de la sección

1. deformación y deslizamiento de mantos secundarios
2. pérdida de capacidad portante, deformabilidad y deslizamiento del núcleo, cimentación y terreno
3. transmisión de las oscilaciones del mar a través

Cimentación y terreno

1. licuefacción,
2. pérdida de capacidad portante y deformabilidad del terreno
3. deslizamiento superficial o profundo del conjunto terreno-estructura.

Elementos de protección, estructurales y materiales de relleno

1. la rotura,
2. el agotamiento resistente y
3. la durabilidad

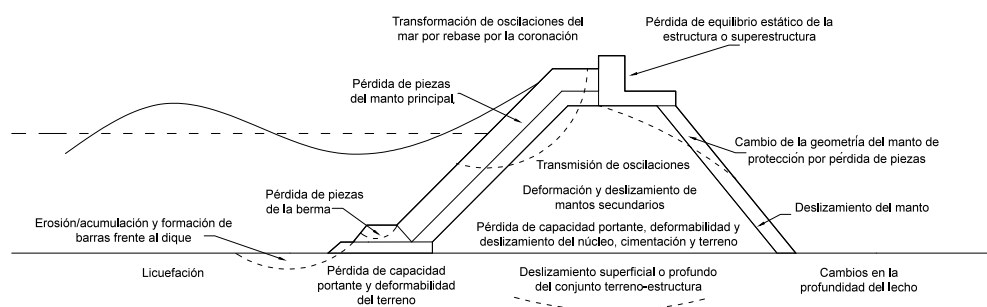


Figura 2.101: Modos de fallo descritos en el *Articulado de la ROM 1.1*.

Algunos de los modos de fallo pueden ser verificados como no principales siempre que se apliquen normas de buena práctica, tanto en el diseño como en la construcción del dique (ROM 0.5-05). En este capítulo se trabaja con los modos de fallo principales que pueden ser verificados mediante una ecuación de verificación:

- Erosión/acumulación y formación de barras frente al dique
- Pérdida de piezas de la berma

- Pérdida de piezas del manto principal
- Pérdida de equilibrio estático de la estructura o superestructura
- Transmisión de oscilaciones por rebase (siempre que implique un fallo en una instalación principal)

Descripción de los modos de fallo principales

Para la verificación de los modos de fallo, el primer paso es realizar una descripción detallada de cada uno de ellos, que incluya:

1. los agentes y parámetros que participan en el modo de fallo
2. los procesos y las variables que influyen en el parámetro del daño
3. los parámetros que influyen en el prediseño del elemento
4. las ecuaciones para verificación y la evolución del daño

Así, todos los procesos, parámetros y variables que influyen y participan en el modo de fallo considerado quedan perfectamente identificados, lo que permite una evaluación correcta del modo, su verificación, sus consecuencias y las posibles estrategias de construcción y reparación.

2.9.4 Bases para la verificación de modos de fallo mediante la evaluación del margen de seguridad

La ecuación de verificación describe la frontera entre las regiones en que se incumplen los requisitos de seguridad o servicio (región de fallo) y aquellas en que no (región de no fallo). Desde el punto de vista de su tratamiento matemático resulta conveniente expresar estas ecuaciones en términos de margen de seguridad, es decir, como una diferencia entre los términos que se oponen al fallo, denominados habitualmente capacidad (X_1) y aquellos que contribuyen a él, denominados habitualmente demanda (X_2):

$$S = X_1 - X_2 \quad (2.109)$$

En una expresión de este tipo se considera que el fallo se produce cuando la demanda alcanza la capacidad, es decir, cuando el margen de seguridad se hace menor o igual que cero. Para homogeneizar este criterio de fallo es conveniente adimensionalizar el margen de seguridad con un valor indicativo del inicio de fallo, S_0 . De esta forma la matriz con la que se elabora el árbol de decisiones tiene valores adimensionales en el mismo intervalo. Se puede trabajar análogamente con el coeficiente de seguridad, (de por sí adimensional), pero desde el punto de vista de cálculo resulta más complicado al obtenerse como cociente de variables aleatorias.

$$Fallo : S \leq 0 \quad (2.110)$$

$$Fallo : \frac{S}{S_0} \leq 1 \quad (2.111)$$

La ocurrencia de un modo de fallo se puede definir cuando, al paso de un evento, la demanda X_1 (definida habitualmente por medio de los agentes y sus acciones sobre el sistema) superan a la capacidad X_2 del sistema para soportarla. Con esta concepción, la verificación del fallo debe efectuarse a escala de evento puntual (por ejemplo, el paso de la cresta de una ola) y su evolución se produce por la ocurrencia sucesiva de estos eventos.

En un análisis por estados, cada evento aleatorio puntual dentro de uno de éstos produce un valor del margen de seguridad. Este margen es en sí mismo una variable aleatoria y debe caracterizarse también mediante sus descriptores estadísticos de estado. Si el fallo a nivel de estado se produce cuando ocurre al menos un fallo de un evento puntual, la variable de estado relevante es el valor mínimo del margen de seguridad que toma el modo en cada uno de los eventos puntuales.

La relación entre la distribución de los valores del margen de seguridad S en un evento, y la del valor mínimo (o máximo) que toma en una sucesión de eventos que ocurren en un determinado intervalo puede expresarse, con carácter general, a través de sus estadísticos por medio de la expresión:

$$\mu_{S_{min}} = \mu_S - g \cdot \sigma_S \quad (2.112)$$

donde $\mu_{S_{min}}$ es el valor mínimo esperado de X en el intervalo considerado, μ_S y σ_S son, respectivamente, la media y la desviación típica de S y g es un parámetro que depende de la distribución de S y el número de eventos puntuales de S en el intervalo considerado. Si el fallo en el estado se produce con $\mu_{S_{min}} \leq 0$, entonces, la condición de no fallo se puede expresar como $\mu_S - g \cdot \sigma_S \geq 0$, o bien, $g \leq \mu_S / \sigma_S$. El factor g , determina el número de desviaciones típicas que define el margen de seguridad mínimo. Su aplicación es habitual en ingeniería de viento y se conoce como factor de Davenport.

2.9.5 Forma general de la ecuación de verificación

La ecuación de verificación general para los modos de fallo se puede expresar en función de los monomios adimensionales que definen la interacción entre el dique y los agentes y los descriptores del daño (apartado (apartado 2.3),

$$f(\Theta_{emp}, \Theta_{tr}, \Theta_p, Oleaje, Dimensiones, Descriptores Interacción, Descriptores Avería) = 0 \quad (2.113)$$

En la ecuación de verificación 2.109, X_1 y X_2 dependen de las características geométricas del tramo, las características de los agentes en presencia de la obra y las características del medio. Si se trabaja con el margen de seguridad, se obtiene:

$$S = N_S - f \geq S_0 \quad (2.114)$$

En un estado, el margen de seguridad se puede caracterizar mediante dos estadísticos: su valor medio μ_S y su desviación típica σ_S , de forma que la comprobación de la seguridad de cada modo k se plantea como $\mu_{S,k} - \beta_{min} \cdot \sigma_{S,k} > 0$, o bien

$$\beta_{min} > \frac{\mu_{S,k}}{\sigma_{S,k}} \quad (2.115)$$

donde β_{min} es un criterio de proyecto que acota el nivel de incertidumbre existente en la ecuación de verificación y los descriptores de estado que se están empleando.

Los estadísticos del margen de seguridad en un estado se expresan en función de los descriptores de los agentes en dicho estado meteorológico. Su cálculo lleva implícitas una serie de incertidumbres asociadas a:

1. Método de cálculo utilizado para su calibración
2. Nivel de avería considerado.

Nivel I: formulación y resolución

Los métodos de verificación se emplean para comprobar cuando y cómo un tramo de obra deja de cumplir los requisitos de proyecto, debido a la ocurrencia de un modo de fallo o de parada operativa, adscritos a unos estados límite y sometidos a una condición de trabajo que puede presentarse durante una fase de proyecto. Los métodos de Nivel I incluyen los métodos del coeficiente de seguridad global y de los coeficientes parciales ROM 0.0-01. Estos métodos no proporcionan información sobre la probabilidad de incumplimiento de los requisitos de proyecto. El cálculo de la probabilidad se debe realizar de forma independiente, y, en general, teniendo en cuenta la probabilidad de presentación del factor predominante en la ocurrencia del modo. La ROM 0.0-01 incluye con detalle la formulación de estos métodos.

Nivel II y III: formulación y resolución

Los métodos de cálculo llamados de Nivel II y Nivel III tienen como resultado de su aplicación un número y la probabilidad asociada a ese número es una medida del nivel de seguridad, de servicio o de explotación que el tramo de obra tiene frente al modo, de fallo o de parada, en el intervalo de tiempo. Dentro de los métodos de Nivel II el más popular es el que se deriva linealizando la ecuación de verificación en el entorno del punto de fallo, por lo que se conoce como aproximación de primer orden o lineal. Los métodos de Nivel III incluyen los llamados de simulación, incluyendo el método apoyado en el algoritmo de Monte Carlo. La ROM 0.0-01 incluye con detalle la formulación de estos métodos.

2.9.6 Verificación global y optimización

La comprobación del cumplimiento de los requisitos de proyecto para la traza del dique y cada uno de sus tramos se formaliza mediante la resolución de las ecuaciones de verificación del conjunto de los modos de fallo y de parada aplicando un método de Nivel I, II o III. Estas ecuaciones se construyen teniendo en cuenta las fórmulas utilizadas en el dimensionamiento de la sección y de la traza. En consecuencia, el método de verificación incluye, al menos, la siguiente información,

- descripción del elemento, conectividad y geometría
- descripción del modo, variables principales, observación y niveles de avería,

- regímenes y dominios de comportamiento y funcional de monomios,
- ecuación de verificación: elaboración, campo de validez y limitaciones
- evolución del daño y desencadenamiento de otros modos de fallo
- verificación de los regímenes y dominios de comportamiento

Nota

Para proyectar diques según la evolución de avería y optimizar su coste total es necesario trabajar con fórmulas compatibles que trabajen con los mismos datos de entrada, las mismas escalas y que evolucionen de forma compatible con los cambios geométricos. En la actualidad hay información disponible para ello, pero es necesario adecuar los hábitos de diseño y verificación en ese contexto.

Por ejemplo, es habitual calcular un dique vertical o un espaldón con leyes de presiones sin considerar que los máximos empujes verticales no son concomitantes con los máximos empujes horizontales y que los valores de estos máximos y su desfase dependen del régimen y dominio de comportamiento y del diseño de la berma de protección de la base de la estructura y de la transmisión del oleaje bajo ella y su posible propagación a sotamar.

Consideraciones para una elaboración y resolución conjunta de las ecuaciones de verificación

El perímetro exterior de la sección constituye el espacio físico en el que se articula la verificación identificando los modos de fallo y de parada principales y los regímenes de comportamiento hidrodinámico, geotécnico y estructural. Tradicionalmente la verificación de cada modo realiza de forma individual y sin analizar las posibles conexiones de los modos de fallo, bien a través de los agentes, bien a través de los cambios de geometría de sección.

Para optimizar técnica y económicamente cada tramo de dique y económica y financieramente el proyecto de inversión del área portuaria es conveniente formular el problema (de la optimización dual) de forma integral, elaborando las ecuaciones de verificación de forma integral. El método desarrollado en esta ROM 1.1 para elaborar la ecuación de verificación de cada uno de los modos por subsistemas del tramo y para el conjunto de tramos del dique facilita este nuevo objetivo.

Una ecuación de verificación define la interacción entre el dique y los agentes y los descriptores del daño (apartado 2.3), en función de los monomios adimensionales,

$$f_{i,j,k}(\text{Geometria y Parámetros}, \text{Agentes}, \text{Acciones}, \text{Respuesta Modo}) = 0 \quad (2.116)$$

donde los subíndices i, j, k identifican el tramo, el subsistema y el modo. Para solucionar este sistema de ecuaciones es necesario que se cumplan ciertas condiciones, entre ellas las siguientes,

2.9. Método de verificación del dique y sus tramos | 217

- Compatibilidad de escalas temporales, descriptores de estado y modelos de probabilidad
- Concomitancia de los modos de fallo y el desencadenamiento de otros modos de fallo
- Simultaneidad de regímenes de comportamiento

Cumpliendo estas condiciones, los resultados del análisis de sensibilidad de las ecuaciones de verificación, sus consecuencias en el coste total del proyecto y la optimización de las diferentes alternativas y soluciones son homogéneos y comparables.

EVALUACIÓN DE COSTES DE CONSTRUCCIÓN Y REPARACIÓN DE UN DIQUE DE ABRIGO

3.1. Introducción	220
3.1.1. Conexión con el articulado	220
3.1.2. Exposición de objetivos	220
3.1.3. Organización del capítulo	221
3.2. Estructura general de costes	222
3.2.1. Desagregación espacial y temporal de costes	222
3.2.2. Clasificación general de costes	225
3.2.3. Adjudicación de costes en una Fase de Proyecto	225
3.3. Planificación de los trabajos	228
3.3.1. Objetivos	228
3.3.2. Secuencia para la planificación de los trabajos	231
3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes	239
3.4.1. Objetivos y estructura general	239
3.4.2. Definición de la organización espacio-temporal de la obra	240
3.4.3. Definición de la estrategia de ejecución de los trabajos	242
3.4.4. Simulación numérica de la ejecución de los trabajos	253
3.4.5. Adjudicación de costes totales	263

3.1 Introducción

3.1.1 Conexión con el articulado

Las Recomendaciones para el Proyecto de Construcción de diques de abrigo integran, en su *Articulado*, la necesidad de evaluar los costes totales de la obra para efectuar una optimización técnico-económica de la misma y una evaluación del riesgo compatible con MEIPOR-16. La evaluación de los costes comprende la totalidad del proyecto, desde la construcción de la obra hasta su desmantelamiento, y considera también los correspondientes a la pérdida de operatividad de las actividades y servicios asociados al dique. Además, la repercusión de la construcción/desmantelamiento y la reparación en los costes totales convierte a estos procesos y sus estrategias en una parte relevante de la optimización.

La organización espacio-temporal para el cálculo de costes se plantea en el apartado 5.3 del *Articulado*. En ella se recomienda una ordenación temporal por fases de proyecto y su agregación a una escala que resulte conveniente, habitualmente la anual. Respecto a la ordenación espacial se recomienda atribuir cada coste a su correspondiente tramo, subsistema, elemento y modo para facilitar el análisis de los resultados.

Dado que los costes totales se vinculan necesariamente a la organización, medios y proceso de ejecución de los trabajos de construcción/desmantelamiento y reparación, en el apartado 3.8 del *Articulado* se especifica el marco para su definición, cuyo nivel de detalle debe ajustarse al grado de desarrollo del proyecto. En concreto, se requiere especificar los siguientes aspectos: (a) estudios preliminares acerca de aquellos factores del entorno de la obra que puedan afectar al correcto desarrollo de los trabajos, (b) descripción de las subfases constructivas y procedimientos de construcción y (c) planificación de la estrategia de ejecución de los trabajos.

3.1.2 Exposición de objetivos

El objetivo de este capítulo es facilitar la aplicación del *Articulado* proporcionando métodos y herramientas para el cálculo de costes durante las distintas fases del dique, en particular las de construcción y de reparación, y a lo largo de su vida útil en función de (a) los medios disponibles, (b) los agentes predominantes en el emplazamiento, (c) la organización del proceso constructivo y (d) las estrategias adoptadas.

En concreto, en este capítulo se amplía la información relativa a la organización y evaluación de costes y a la definición de las estrategias para los trabajos de construcción y reparación. En lo referente a los costes, en este capítulo se persiguen los siguientes objetivos específicos:

- Desarrollar la organización de costes de la obra en sus distintas fases.
- Detallar los elementos que intervienen en el cálculo de los mismos y sus relaciones.
- Conectar los resultados de costes con la selección de alternativas y el análisis de riesgo.

En lo referente a la organización de los trabajos, los objetivos específicos planteados son los siguientes:

- Conceptualizar el proceso de ejecución de los trabajos.
- Detallar las variables que intervienen y sus relaciones.
- Definir las herramientas disponibles para la organización de la obra en sus distintas fases.
- Exponer los resultados de las estrategias de ejecución de las obras considerando su importancia en la definición de la obra.
- Acompañar el desarrollo con métodos específicos y herramientas que faciliten la obtención de resultados con distintos niveles de complejidad.

3.1.3 Organización del capítulo

El resto del capítulo se organiza en los siguientes apartados, que se ajustan al organigrama de la figura 3.1:

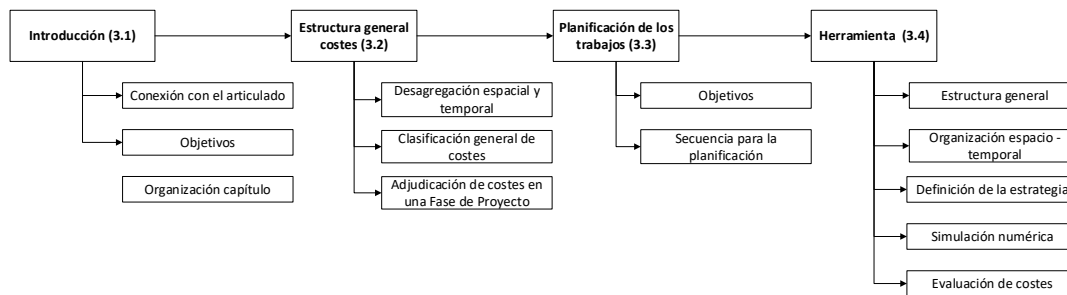


Figura 3.1: Organigrama resumen de la estructura del capítulo

Estructura general de costes

En este apartado se desarrolla el marco de trabajo para la organización de costes en esta ROM 1.1. Para ello se especifican los principales conjuntos de costes a considerar en cada fase de la obra y se proponen formas para agruparlos y computarlos de forma compatible con los restantes desarrollos de estas Recomendaciones.

Planificación de los trabajos de construcción/desmantelamiento y reparación

En este apartado se definen y estructuran los distintos elementos que constituyen las estrategias de ejecución de trabajos tanto en las fases de construcción/desmantelamiento, como de reparación. Para ello se definen las variables que toman parte, sus relaciones y aquellas otras que permiten evaluar el resultado del proceso, así como las herramientas necesarias para alcanzar este fin.

Herramienta para la obtención de resultados

En este apartado se organizan los distintos módulos, variables y algoritmos que debe contener una herramienta informática que permita desarrollar los cálculos planteados en los apartados anteriores. La estructura general se complementa con algunos ejemplos específicos.

3.2 Estructura general de costes

3.2.1 Desagregación espacial y temporal de costes

En el *Articulado* de estas Recomendaciones se sugiere desagregar los costes del Proyecto de Construcción atendiendo a las escalas temporales y a la jerarquía espacial de la obra de abrigo en sus distintas fases tal como se indica en el organigrama de la figura 3.2. La organización temporal y espacial de estos costes se detalla en los apartados siguientes.

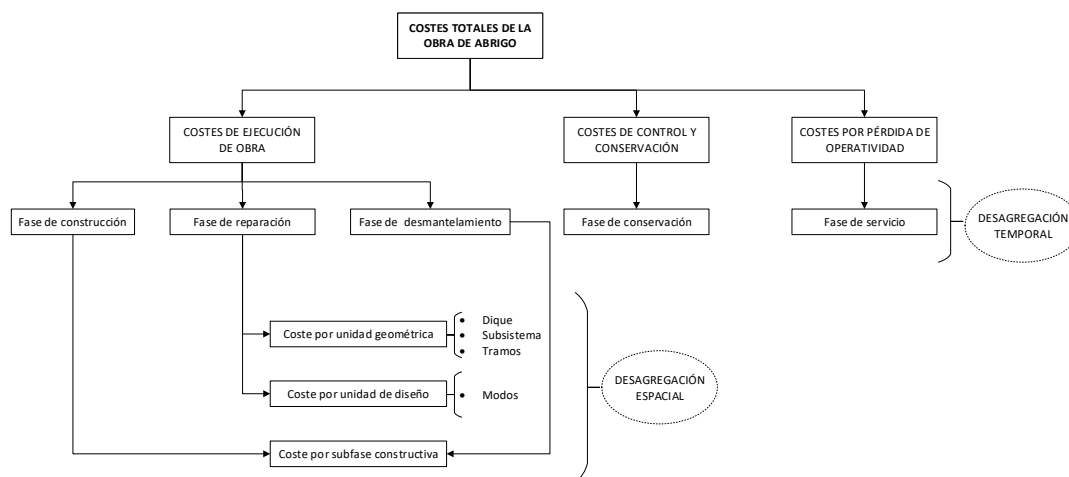


Figura 3.2: Desagregación espacial y temporal de costes totales de una obra de abrigo.

Desagregación temporal

Con carácter general, los costes totales del dique de abrigo se componen de dos inversiones concentradas en las etapas inicial y final del ciclo vital de la obra y un conjunto de costes distribuidos de forma aleatoria a lo largo de la vida útil de la misma. De acuerdo con el *Articulado*, estos costes se podrán organizar por fases de proyecto como sigue:

1. Fase de Construcción y Fase de Desmantelamiento. Incluyen la inversión inicial correspondiente a la ejecución de los trabajos detallados en el Proyecto de Construcción, así como a otros costes asociados a la planificación, tales como pérdidas y retrasos.

Es una fase compleja donde el proceso de ejecución de los trabajos a menudo requiere la definición de varias subfases que se efectúan simultáneamente, o no, en el tiempo siguiendo una estrategia definida a priori, fundamentada, entre otros, en criterios físicos, logísticos, técnicos y económicos. El desarrollo de estas fases tiene un marcado carácter aleatorio debido a la interacción constante de los procesos constructivos con los agentes naturales (además de otras potenciales eventualidades) que pueden desencadenar fallos, paradas, retrocesos en el avance de los trabajos y retrasos que afectan de forma decisiva a la previsión de costes y plazos. En este sentido, la definición de estrategias adecuadas (ver apartado 3.3.2) permite controlar y acotar dicha variabilidad.

2. Vida útil. Los costes a lo largo de la vida útil se podrán, a su vez, organizar en las fases siguientes:

- a) Fase de reparación. Incluye los costes de ejecución de los trabajos de reparación para devolver la obra dañada a un estado aceptable. En general, estos daños no afectan a la totalidad del dique o tramo, sino a alguno de sus subsistemas (perímetro exterior, cimentación, núcleo, etc., ver apartado 3.2.1 del *Articulado*) y, dentro de éstos, al modo o modos de fallo específicos relacionados con los daños sufridos. Si la intervención tiene suficiente entidad, los trabajos se podrán planificar también mediante subfases constructivas.

Incluye también los costes por disminución o cese de las actividades en el entorno del dique y en el área portuaria debidas a las labores de reparación (estas pérdidas pueden extenderse en el tiempo más allá de las propias tareas de reparación).

Al igual que en la fase de construcción, la duración y los costes de los trabajos tienen un carácter aleatorio debido a la interacción de la ejecución de las obras con los agentes naturales. Aunque la menor duración y magnitud de los trabajos reduce, en general esta variabilidad, la obra parte de un estado de daño que, eventualmente, puede evolucionar hasta el fallo o desencadenar nuevos modos (ver apartado 2.6 del *Articulado*), con el subsiguiente incremento de plazos y costes.

- b) Fase de conservación. Incluye los costes debidos a labores periódicas (a menudo programadas) de control y mantenimiento. Estas actividades corresponden, habitualmente, a trabajos específicos y delimitados, repetidos con una cierta frecuencia definida a priori. Por lo general, son labores de menor entidad y duración que las llevadas a cabo en las fases de construcción/desmantelamiento y reparación y pueden planificarse en períodos de tiempo en los que el clima marítimo sea favorable. Debido a ello, estos costes y los plazos de ejecución tienden a presentar una baja variabilidad y, con carácter general, pueden considerarse como deterministas.

También se recomienda considerar en esta fase los eventuales costes por disminución o cese de las actividades en el entorno del dique y en el área portuaria debidas a la ejecución de tareas de conservación.

- c) Fase de servicio. En esta fase, las actividades y servicios en el entorno del dique o en el resto del área portuaria pueden verse afectadas cuando la interacción de los agentes con la obra den lugar a unas condiciones que recomienden su limitación o cese. También cuando se haya iniciado la avería en algún subsistema de la obra, pero aún no tenga suficiente entidad como para que se inicie una fase de reparación.

3. Fase de desmantelamiento. Incluye la inversión final correspondiente a la ejecución de los trabajos de desmantelamiento del dique y la restitución del área afectada a su estado original. La adjudicación de costes en esta fase puede, por sus características, asimilarse a la descrita en la fase de construcción.

Los costes de ejecución de los trabajos de remodelación, transformación y/o reconstrucción se podrán asignar, en su caso, a sus correspondientes fases de proyecto.

Desagregación espacial

En algunas fases de proyecto, por ejemplo, durante la construcción y el desmantelamiento de la obra, la ejecución de los trabajos requiere secuencias complejas de actividades interrelacionadas. Cada actividad o procedimiento diferenciado se podrá organizar en subfases que se estructuran

atendiendo a una estrategia. En estos casos, se recomienda clasificar los costes de cada estrategia de acuerdo con cada una de las subfases consideradas.

En otras fases, como la de reparación, se propone desagregar los costes según la jerarquía espacial de la obra de abrigo. En particular, se podrán utilizar las unidades geométricas definidas en el apartado 2.2.2 del *Articulado* (dique, tramo, subsistemas y elementos). Asimismo, en aquellos casos en los que los costes sean achacables a fallos o daños de la obra o del proceso de ejecución de los trabajos, se podrá asignar cada coste a la unidad de diseño correspondiente (habitualmente especificada en forma de modos de fallo).

Composición de los costes totales

El cálculo de los costes totales en las distintas fases de proyecto se podrán componer, con carácter general, con algunos o varios de los sumandos que e recogen en la ecuación 3.1: (a) los costes de ejecución de los trabajos, (b) los costes por pérdidas y daños (c) los costes de las tareas de protección, (d) los costes por afección a otras actividades o servicios. En el apartado 3.2.3 se especifica el contenido de estos sumandos en función de la fase a considerar.

Los costes expresados en la ecuación 3.1 se deben extender a cada una de las unidades espaciales que componen el dique. Como división temporal de la fase se considera la subfase sf , sin perjuicio de que éstas se puedan descomponerse en otras de menor entidad. El caso de que la fase en su conjunto constituya la unidad temporal de trabajo queda recogido en el supuesto $m = 1$.

$$C_T^f = \sum_{sf=1}^n \sum_{uo=1}^m Vol_{sf,uo} (1 + k_{sf}) C_{uo} + \sum_{sfp=1}^m \sum_{uo=1}^m Vol_{sfp,uo} C_{uo} + \sum_{sf=1}^m \tau_{sf} \sum_{ac=1}^n C_{acsf} + C_t \quad (3.1)$$

Donde:

- Los costes de ejecución de cada subfase sf se evalúan en en el primer sumando como el producto del volumen de cada unidad de obra $Vol_{sf,uo}$ a ejecutar en la subfase por el coste unitario de dicha unidad C_{uo} .
- Los costes por daños o pérdidas en cada subfase se incluyen como un incremento del volumen total a ejecutar por medio del parámetro k_{sf} . El segundo sumando corresponde a los costes de las medidas de protección de la estrategia, que se calculan como el producto del volumen de cada unidad de obra de la subfase de protección $Vol_{sfp,uo}$ por el coste unitario de dicha unidad.
- Los costes por afección a otras actividades y servicios del entorno del dique o del área portuaria se evalúan por medio del producto del tiempo en que en cada subfase se produce la afección, τ_{sf} , por el coste por unidad de tiempo que tiene en cada actividad del área C_{acsf} . La duración τ_{sf} podrá identificarse con el tiempo de duración de los trabajos (fases de construcción, reparación, etc.) o con la duración de las paradas operativas (fase de servicio, principalmente).

- Otros costes adicionales se incluyen en el cuarto sumando C_t . Dependen de la duración final de la fase e incluyen, entre otros, la amortización de la maquinaria y equipos, el coste de las instalaciones, las multas por retraso, etc.

3.2.2 Clasificación general de costes

Dentro de cada unidad espacio-temporal en que se organizan los costes, éstos se clasifican en costes directos e indirectos y costes por afección a otras actividades y servicios. Los primeros corresponden a aquellos directamente imputables a unidades de obra y serán, principalmente, costes de tipo variable cuya magnitud cambia con el volumen de obra ejecutado. Entre ellos cabe destacar la mano de obra directa, los medios y maquinaria, los materiales y los trabajos subcontratados. Por el contrario, los costes indirectos engloban todos aquellos que no son adjudicables a unidades de obra concretas, sino al conjunto o parte de los trabajos. Son, por lo general, costes fijos que se pueden atribuir a las unidades de obra mediante la definición previa de algún criterio de asignación.

Finalmente se deben contemplar los costes derivados de la pérdida de operatividad de las actividades o servicios en el entorno del dique o en el área portuaria. Estos costes dependen, por lo general, del tipo de actividad de la subfase, su área de influencia y la duración de los trabajos.

Coste de una unidad de obra

Para el cálculo de los costes de ejecución de los trabajos en una unidad espacio-temporal conviene definir los costes de cada unidad de obra necesaria para su desarrollo. Para ello se considerarán tanto las unidades que intervienen en la ejecución de los trabajos previstos como las de reparación de daños y pérdidas y las de protección. En la definición de los precios de cada unidad conviene tener en cuenta, al menos los siguientes aspectos:

- *Materiales*. Coste del material a pie de obra incluyendo los de adquisición, transporte, almacenaje y los eventuales debidos a roturas o pérdidas durante el transporte y ejecución.
- *Maquinaria*. Coste de personal y energía o combustible, además de los correspondientes a la adquisición, alquiler, amortización, movilización y mantenimiento.
- *Mano de obra*. Coste de salarios, complementos, seguros, etc.
- *Costes indirectos*. Podrá incluir, entre otros, los siguientes aspectos:
 - Mano de obra indirecta
 - Medios auxiliares indirectos
 - Instalaciones
 - Personal técnico y administrativo

3.2.3 Adjudicación de costes en una Fase de Proyecto

La adjudicación de costes a las distintas Fases de Proyecto se puede efectuar mediante el esquema general de la figura 3.3. Este esquema se resume a continuación, indicando los aspectos específicos de las distintas fases, construcción/desmantelamiento, reparación, conservación y servicio.

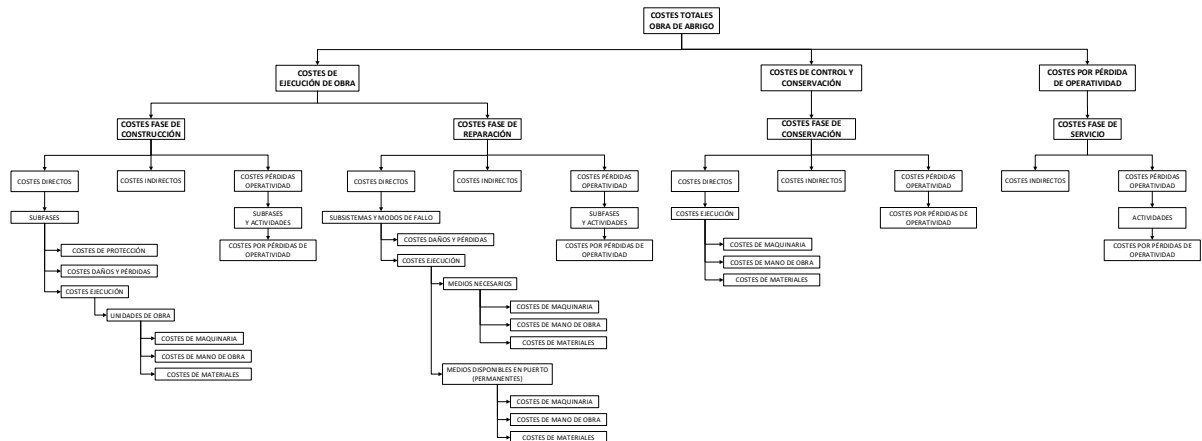


Figura 3.3: Organización de los costes totales de la obra de abrigo discretizados por Fases de Proyecto.

Los costes totales (CT) se pueden obtener como la suma de los directos (CD), los indirectos (CI) y los debidos a la pérdida de operatividad de las actividades o servicios en el entorno del dique o en el área portuaria (CPO):

$$CT = CD + CI + CPO \quad (3.2)$$

Costes directos

Para facilitar el análisis de los resultados de distintas estrategias, se propone la desagregación de los costes directos (CD) en los bloques siguientes, en cada una de las subfases:

- Costes de ejecución de los trabajos previstos (CET). Incluye los costes de ejecución del volumen total de obra planificada. Se obtendrán a partir de los volúmenes a ejecutar y los costes unitarios de cada unidad de obra (definidos en la sección 3.2.2.1) que toma parte en los trabajos.

En las fases de construcción y desmantelamiento, dependen únicamente de las mediciones incluidas en el Proyecto de Construcción y los costes unitarios de cada unidad de obra que toma parte en la subfase. En la fase de reparación estarán afectados también por el umbral a partir del que se decide el inicio de la reparación, de acuerdo con la estrategia de gestión de la misma.

- Costes por daños y pérdidas (CDP). Incluye los costes de ejecución de los trabajos de reparación de las subfases en la fase de construcción o de nueva ejecución del avance perdido debido a la llegada de temporales u otras condiciones adversas. Son costes aleatorios en los que el nuevo volumen a ejecutar depende de las condiciones del clima marítimo y de la estrategia adoptada. Su coste se obtiene de dicho volumen aleatorio y los costes unitarios de cada unidad de obra que toma parte en la ejecución.
- Costes de protección por estrategia (CP). Son los costes aleatorios resultado de proteger el avance de cada subfase en previsión de la llegada de temporales a lo largo de la fase de

construcción. Dependen de la estrategia adoptada del volumen de obra a proteger en el momento de llegada del temporal (aleatorio) y del precio unitario de las unidades de obra involucradas en dicha protección.

Estos costes son más habituales en la fase de construcción, donde se pueden producir grandes frentes de avance, y menos en las fases de reparación o conservación, en las que las actuaciones son, por lo general, más localizadas.

En cada uno de estos costes directos se podrá considerar, con carácter general, el coste de la maquinaria, los materiales, la mano de obra así como cualquier otro coste adicional (ej: retrasos y/o ejecución fuera del plazo previsto) que conforme el coste unitario de las unidades de obra. También será recomendable diferenciar entre los medios que se contratan y los que se dispone de forma permanente en puerto para la ejecución de los trabajos. Los costes directos en el conjunto de la fase, se obtendrán de la suma de los anteriores en cada una de los subsistemas, subfases y, en su caso, modos,

$$CD = \sum_{ss=1}^n \sum_{sf=1}^m \sum_{mf=1}^l (CET_{ss,sf,mf} + CDP_{ss,sf,mf} + CP_{ss,sf,mf}) \quad (3.3)$$

donde el subíndice ss corresponde a los subsistemas, sf a las subfases y mf a los modos de fallo.

Costes indirectos

Los costes indirectos (CI) incluyen todos aquellos gastos que no son directamente imputables a las unidades de obra concretas, sino al conjunto o partes de la obra. Estos costes se pueden organizar por subfases que, en su conjunto, constituyen los correspondientes a la fase analizada (ecuación 3.4),

$$CI = \sum_{ss=1}^n \sum_{sf=1}^m \sum_{mf=1}^l (CI_{ss,sf,mf}) \quad (3.4)$$

donde el subíndice ss corresponde a los subsistemas, sf a las subfases y mf a los modos de fallo.

Entre los costes indirectos cabe destacar los siguientes:

- Mano de obra indirecta. Corresponde a los técnicos, administrativos, encargados de obra, encargados de seguridad, etc.
- Materiales y servicios auxiliares. Corresponde a los relacionados con la seguridad, el mantenimiento, la limpieza, el transporte, el control de calidad, etc. También al arrendamiento de suelo, instalaciones e inmuebles.
- Movilización de maquinaria y otros medios. Son los costes fijos de acceso a la maquinaria o medios, independientes del volumen de trabajo a ejecutar. Incluyen los correspondientes a la maquinaria y materiales inmovilizados de forma permanente en las instalaciones del puerto para ejecutar los trabajos y reparaciones.

- Impuestos, tributos, tasas y multas. Por ejemplo los impuestos por ocupación del suelo y obtención de licencias de obra, el Impuesto sobre Actividades Económicas, las sanciones por retrasos e incumplimiento de los plazos, etc.
- Otros gastos. Incluyen los de administración, financieros, de amortización, comerciales, etc.

Costes por pérdida de operatividad

Los costes por pérdida de operatividad incluyen todos aquellos debidos a la limitación o cese temporal o definitivo de las actividades o servicios del entorno del dique o del área portuaria. Durante las fases construcción, reparación y desmantelamiento estarán, por lo general, causados por las actividades y tareas propias de los trabajos. En estos casos, los costes se podrán relacionar con la duración total de las subfases, que es una variable aleatoria que depende, entre otros, de la estrategia de organización de los trabajos y del clima marítimo.

En la fases de servicio estas limitaciones o ceses son producidos por las condiciones del clima marítimo tras su interacción con la obra (agitación, corrientes, etc.) y, en general, están controlados por los modos de parada operativa, que se activan cuando los descriptores de los agentes transformados por el dique superan ciertos valores umbrales (ver apartado 3.4.5 del *Articulado*). Su frecuencia, duración y magnitud se relaciona con las propiedades estadísticas de los eventos de tormenta, y tienen carácter aleatorio.

El coste total por pérdida de operatividad de la fase se obtiene como agregación de los costes de cada subsistema y modo en cada una de las actividades afectadas,

$$CPO = \sum_{sf=1}^n \sum_{mf=1}^m \sum_{ac=1}^l (CPO_{ss,mf,ac}) \quad (3.5)$$

donde el subíndice sf corresponde a las subfases, mf a los modos de fallo y ac a las actividades afectadas.

3.3 Planificación de los trabajos

3.3.1 Objetivos

El objetivo general de la planificación de los trabajos en las fases de construcción, desmantelamiento y reparación consiste en (a) definir todos los procesos y medios necesarios para completar la fase correspondiente cumpliendo los requisitos previstos, (b) estructurar dichas actividades y sus relaciones en el espacio y en el tiempo y (c) caracterizar los costes y plazos totales esperados y su variabilidad en la fase.

Como objetivos específicos de la planificación se encuentran los siguientes:

1. Caracterizar todos los tiempos, volúmenes y costes en las fases de proyecto.
2. Evaluar la incertidumbre de los resultados obtenidos.
3. Estructurar los resultados de manera que se facilite el análisis, comparación y optimización de la planificación prevista.

En los siguientes apartados se proponen los métodos y herramientas para alcanzar dichos objetivos. El esquema general se resume en la figura 3.4.

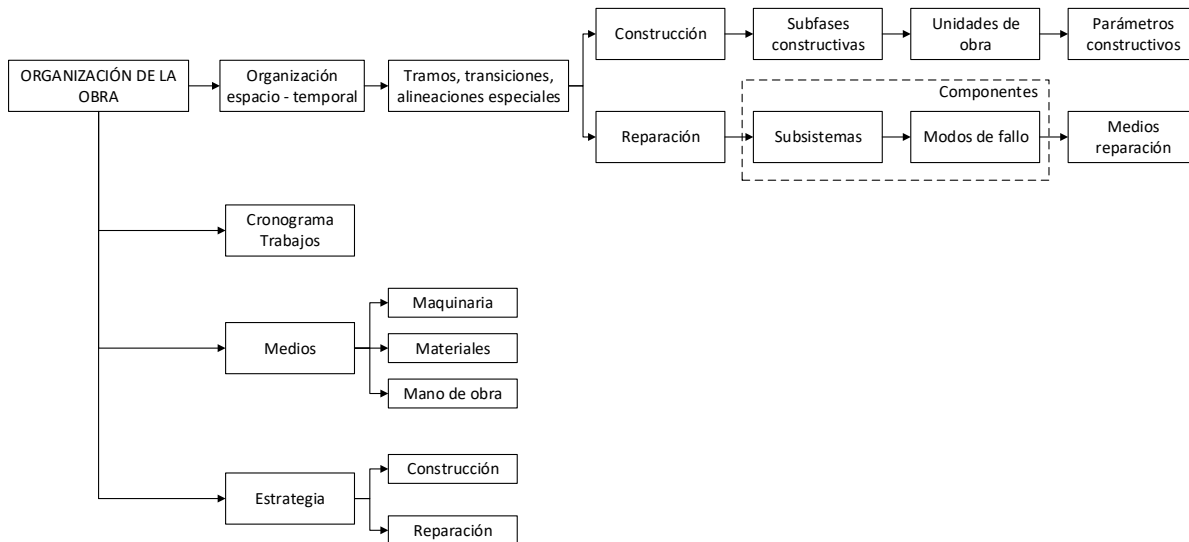


Figura 3.4: Esquema general para la planificación de los trabajos

Indicadores

Los resultados del proceso de planificación deben permitir caracterizarlo sin ambigüedad y facilitar su comparación con otras alternativas, con distinto nivel de detalle. Para ello se propone considerar no solo valores característicos, sino también indicadores de la variabilidad de los mismos. Las principales magnitudes representativas de la fase son el coste total y la duración. Además, para facilitar la optimización, resulta conveniente identificar cuáles son los elementos de la planificación que más influyen en las magnitudes anteriores o su variabilidad.

A continuación, se presenta una lista no exhaustiva de monomios adimensionales que permiten evaluar el proceso de planificación. Entre ellos cabe considerar los siguientes:

- Relacionados con la duración total de una fase t_f o subfase t_{sf} .
 - m_0 Expresa el cociente entre el tiempo de ejecución de cada subfase n , $t_{sf,n}$ y la duración total de la fase a la que pertenecen.

$$m_0 = \frac{t_{sf,n}}{t_f} \quad (3.6)$$

- m_1 Expresa el cociente entre el tiempo de ejecución de los trabajos en cada unidad espacial m , $t_{ue,m}$ (tramo, subsistema o elemento) y la duración total de la fase.

$$m_1 = \frac{t_{ue,m}}{t_f} \quad (3.7)$$

- m_2 Expresa el cociente entre el tiempo total de espera de las actividades de una subfase n , $t_{esf,n}$ y la duración total de la subfase. Estas esperas se pueden, a su vez,

agrupar por la causa que las producen: por retrasos en otras actividades previas, por falta de disponibilidad de medios, por condiciones adversas, etc.

$$m_2 = \frac{t_{esf,n}}{t_{sf,n}} \quad (3.8)$$

- m_3 Expresa el cociente entre el retraso total acumulado en el avance de una subfase n , $t_{rsf,n}$, y la duración prevista de la misma.

$$m_3 = \frac{t_{rsf,n}}{t_{sf,n}} \quad (3.9)$$

- Relacionados con la organización de los trabajos

- m_4 Número de paradas operativas en una subfase
- m_5 Expresa el cociente entre la duración de las paradas operativas en una subfase n , $t_{po,n}$, y la duración de la subfase.

$$m_5 = \frac{t_{po,n}}{t_{sf,n}} \quad (3.10)$$

- m_6 Número de eventos de fallo en una subfase
- m_7 Expresa el cociente entre la duración de eventos de fallo (daño, pérdidas o retrocesos) en una subfase n , $t_{ef,n}$ de cada subfase respecto a la duración de la misma.

$$m_7 = \frac{t_{ef,n}}{t_{sf,n}} \quad (3.11)$$

- m_8 Expresa el cociente entre la medida de daño, pérdidas o retroceso asociado a un fallo en una subfase n , $v_{ef,n}$ respecto a la medición total a ejecutar $v_{sf,n}$.

$$m_8 = \frac{v_{ef,n}}{v_{sf,n}} \quad (3.12)$$

- m_9 Expresa el cociente entre el volumen de los trabajos de protección ejecutados durante una subfase n , $v_{p,n}$ respecto a la medición total a ejecutar $v_{sf,n}$.

$$m_9 = \frac{v_{p,n}}{v_{sf,n}} \quad (3.13)$$

En el caso de la fase de reparación, es recomendable asimismo considerar otras variables adicionales indicativas del comportamiento de la obra con la estrategia de reparación definida. En concreto, resulta relevante evaluar la medida en que los criterios de inicio de reparación y los medios para ejecutar los trabajos son adecuados para evitar el desencadenamiento de nuevas averías (ver apartado 2.6 del *Articulado*) o el fallo del modo considerado. Entre otros, se podrán tener en cuenta los siguientes:

- Frecuencia con que se inicia la avería en los distintos modos,
 - (1) a consecuencia de los agentes climáticos y
 - (2) desencadenada por cada uno de los otros modos.
- Frecuencia con que la avería de un modo evoluciona hasta el fallo y duración del proceso

3.3.2 Secuencia para la planificación de los trabajos

La planificación de los trabajos se podrá estructurar en los siguientes apartados: (1) análisis de los aspectos logísticos necesarios para desarrollar los trabajos, (2) organización espacio-temporal de los trabajos atendiendo a la jerarquía de la obra y definición de subfases y actividades y (3) definición de la estrategia de avance de la obra.

En los siguientes apartados se desarrollan los distintos aspectos de la planificación de las fases de construcción/desmantelamiento y reparación que, a modo de resumen, se recogen en las figuras 3.5 y 3.6.

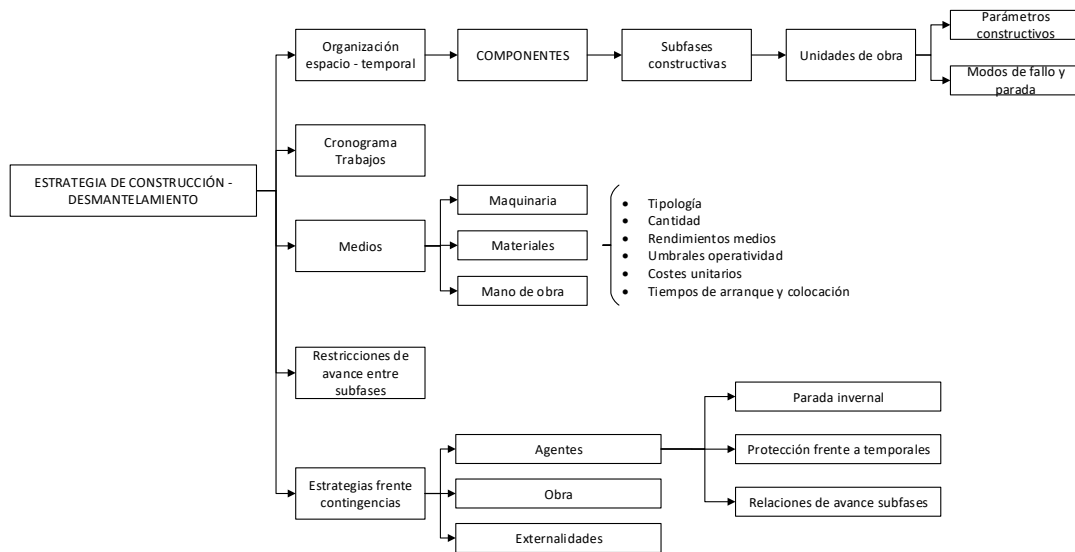


Figura 3.5: Elementos necesarios para la planificación de la fase de construcción/desmantelamiento

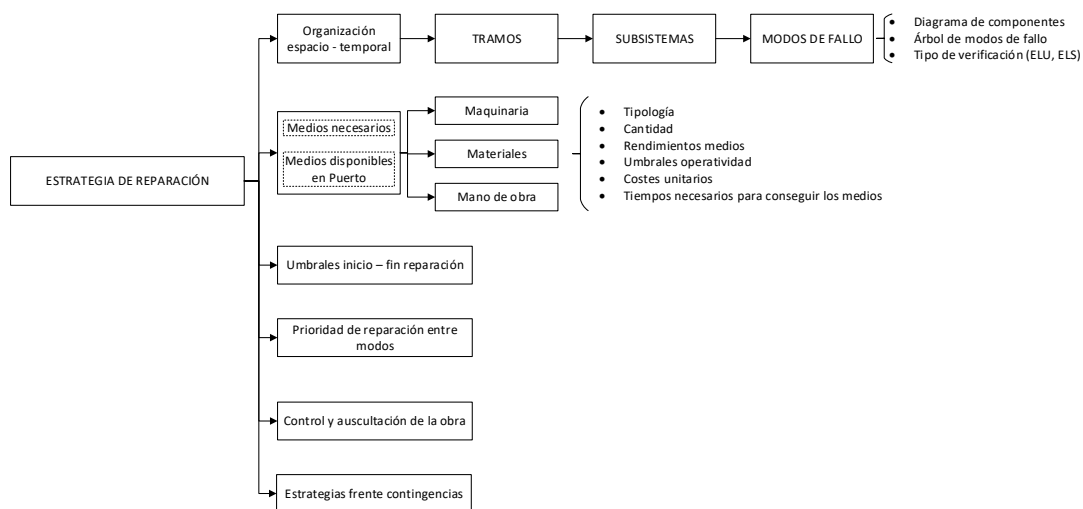


Figura 3.6: Elementos necesarios para la planificación de la fase de reparación.

Consideraciones previas: equipamientos, distribución y logística

Como parte de la planificación de la obra se analizarán, entre otros, los siguientes aspectos que conforman el entorno de la misma y que pueden afectar, en mayor o menor medida a la organización de los trabajos y sus costes asociados:

1. Características de la red viaria y conexión con otras infraestructuras de transporte
2. Nivel de acceso a servicios tales como energía, agua, comunicaciones, etc.
3. Instalaciones de almacenamiento, acopio y talleres de trabajo
4. Disponibilidad y coste de medios y materiales
5. Características del mercado de trabajo y cadenas de suministros

Resulta conveniente verificar la influencia de distintas alternativas para la gestión de los elementos anteriores en (a) los costes de las unidades de obra, (b) el tiempo de ejecución de los trabajos y (c) las relaciones entre subfases, y se adaptará la planificación de la obra en consecuencia.

Suministro de materiales de cantera

Por su especial importancia en la obra marítima, es recomendable analizar en detalle las alternativas de suministro de escollera y otros materiales de cantera, de forma que su disponibilidad para los volúmenes requeridos y a un coste razonable quede garantizada. Para ello conviene considerar las opciones tanto de gestionar una cantera propia para la obra u obtener el suministro de materiales a través de canteras comerciales ya existentes. Se deben valorar, entre otros, los siguientes aspectos:

- La existencia de canteras cercanas. Los materiales de cantera, fundamentalmente escolleras naturales y todo uno, se pueden obtener, con carácter general, a un coste relativamente reducido. Sin embargo, estos costes pueden verse incrementados de sustancialmente con la distancia de transporte, por lo que resulta conveniente analizar las propiedades de los materiales de cantera disponibles a una distancia económica del dique.
- El ajuste entre los volúmenes requeridos para los diferentes tamaños de escollera innecesarios para ejecutar los trabajos y los que puedan extraerse mediante la explotación de la cantera.
- Las garantías de que la cantera cuenta con los permisos necesarios y puede abastecer de suministro durante la totalidad de la duración de los trabajos.
- Los accesos por vía terrestre o marítima, los horarios permitidos y las condiciones ambientales del transporte de la cantera a la obra.
- La complejidad de puesta en obra de los diferentes tipos de material.
- Las estimaciones de costes de construcción y conservación que deben realizarse en función de la calidad y la durabilidad del material disponible.

Evaluación de costes

Resulta conveniente evaluar los costes finales del material de cantera puesto en obra, que incluyan el proceso de explotación, clasificación, tratamiento, almacenaje, transporte y colocación. Estos costes dependerán, principalmente, de los factores siguientes:

1. Costes iniciales. Están muy relacionados con el tipo de cantera y la explotación requerida. Incluyen la apertura y cierre de canteras; movilizaciones y desmovilizaciones de equipos; estudios y campañas de caracterización.
2. Costes de mantenimiento. Incluyen todos los gastos de mantenimiento de la explotación, instalaciones fijas y accesos, así como las inspecciones y la monitorización de los procesos.
3. Costes de explotación. Son todos los relacionados con la extracción del material, su clasificación y tratamiento. Dependerán, principalmente del tipo de cantera, de la granulometría requerida en la obra y del modo de explotación.
4. Costes de almacenaje y puesta en obra. Dependerán principalmente del tipo de obra, del rendimiento de la explotación, de la planificación de los trabajos y de la comunicación entre cantera y la obra.
5. Otros costes. Incluyen las investigaciones específicas, excavaciones auxiliares, tratamiento de estabilización de bancos, elementos de seguridad adicional, etc.

Dada una cantera y definidos los tamaños y volúmenes demandados por la obra, resulta conveniente analizar la influencia de los procesos y estrategias de explotación sobre los siguientes aspectos:

1. La gradación de tamaños producidos por la cantera (curva de producción de la cantera)
2. El coste unitario de cada categoría granulométrica producida
3. Los tratamientos posteriores necesarios para ajustar la relación de tamaños producidos a los demandados
4. El volumen de material perdido o desaprovechado

Definida la unidad de explotación de la cantera, su curva de producción $cp(\phi)$ (que relaciona el volumen producido con el diámetro del material) y los costes unitarios de cada categoría granulométrica CU_n , el coste de explotación unitario efectivo $CU_{ef,n}$ de cada una de dichas categorías se compone de (a) el coste total del material total producido en la categoría granulométrica considerada, (b) el coste de tratamiento de material de otras categorías granulométricas para suplir los déficit de producción en la considerada $CU_{T,n}$ y (c) la parte proporcional de los costes de material sobrante. Esta composición de costes se indica en la ecuación 3.14,

$$CU_{ef,n} = \frac{CU_n \cdot \int_{\phi_{n,i}}^{\phi_{n,f}} cp(\phi) d\phi + CU_{T,n} \cdot V_{T,n} + \sum_k^K CU_k \int_{\phi_{n,k}}^{\phi_{n,f}} cp(\phi) d\phi \cdot \frac{(\phi_{n,f} - \phi_{n,i}) \cdot V_{d,n}}{\sum_{m=1}^M (\phi_{m,f} - \phi_{m,i}) \cdot V_{d,n}}}{(\phi_{n,f} - \phi_{n,i}) \cdot V_{d,n}} \quad (3.14)$$

donde $\phi_{n,i}$ y $\phi_{n,f}$ son, respectivamente los diámetros que acotan inferior y superiormente la categoría granulométrica n ; $V_{d,n}$ es el volumen medio demandado en el rango de diámetros de una unidad granulométrica n y $V_{T,n}$ es el volumen procedente de otras categorías que debe ser tratado para compensar el déficit de producción en la categoría n .

Definida una demanda, las restantes magnitudes que intervienen en la ecuación 3.14 dependerán del tipo de cantera y el modelo de explotación, que podrá optimizarse para minimizar los costes unitarios efectivos del conjunto de categorías granulométricas, asegurando que se cumple el balance de masa en la unidad de explotación considerada.

En la figura 3.7 se muestra un ejemplo que ilustra el efecto potencial de distintos procedimientos de explotación sobre el coste final de los materiales de cantera. La figura de la izquierda representa un método de explotación con un coste base menor pero con (a) un gran volumen de sobrantes en las categorías 1 y 2 y (b) una sobremedición de materiales de la categoría 3 que puede compensarse con el tratamiento de materiales de la categoría 5. Por contra, la figura de la derecha representa un método de explotación con un coste base mayor y con una distribución de sobrantes diferentes (menor en las categorías 1 y 2 y mayor en la 4), pero que no requiere tratamientos posteriores necesarios para ajustar la relación de tamaños producidos a los demandados. El balance entre unos costes y otros debe determinar el método de explotación más adecuado y los precios unitarios efectivos resultantes.

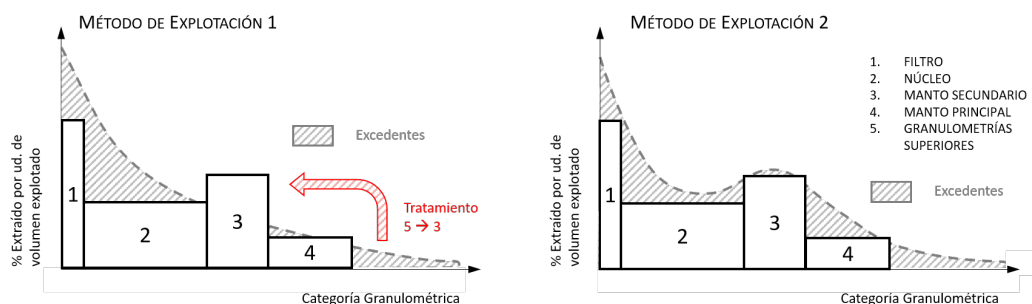


Figura 3.7: Curvas de producción y consecuencias en el coste del material de cantera

Otros factores secundarios que tienen repercusión en los costes y que se deben considerar en la organización de los trabajos son (a) el rendimiento de la explotación, (b) el ajuste de los ritmos de producción a las necesidades de la obra, (c) la necesidad de realizar movimientos y acopios intermedios en la cantera y (d) necesidad de sucesivas movilizaciones y puestas en marcha de la explotación debido a un mal encaje con el programa de la obra, etc.

Organización espacio-temporal de los trabajos

Conviene concretar la localización espacial de la obra, incluyendo los accesos, zonas de acopio, instalaciones y puntos de ejecución de los trabajos y considerar la forma en planta de la obra, en particular, el número de tramos, su longitud, orientación y tipología. Para cada fase se definirá la jerarquía espacial que se adecue a la escala de la actuación. Se recomienda emplear los niveles jerárquicos propuestos en el *Articulado* (apartado 2.2.2), traza, tramos, subsistemas y elementos.

Definida la escala espacial, para cada una de las unidades jerárquicas de dicha escala

(tramos, subsistemas, etc.) que se vean afectadas por los trabajos se podrán especificar una o más subfases. Cada subfase tendrá asignado un dominio espacial de actuación y constará de procesos claramente diferenciados que requieran el uso de distintos procedimientos y medios y/o se ejecutará en intervalos temporales diferentes. A su vez, cada subfase se podrá descomponer en actividades elementales, que se caracterizarán por medio de unidades de obra.

Con carácter general, en el caso de la fase de construcción y desmantelamiento, las escalas recomendada es el tramo, mientras que en la fase de reparación, los subsistemas y sus modos asociados. Así, en la fase de construcción, la forma en planta del dique se estructura por tramos, cada tramo se ejecuta mediante subfases constructivas que a su vez se pueden descomponer en unidades de obra con sus parámetros constructivos asociados. El organigrama de la figura 3.8 recoge la estructura jerárquica de la organización espacio - temporal de la fase de construcción.

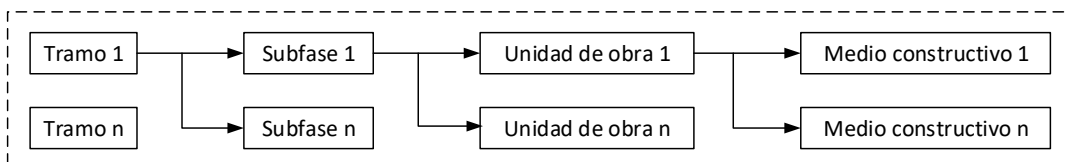


Figura 3.8: Diagrama de organización espacial de una obra de abrigo para la fase de construcción.

Durante la fase de reparación, la escala de trabajo es, por lo general, el subsistema y la intervención se centra en restituir el daño asociado a uno o más modos del mismo. En caso de que resulte conveniente, se podrá definir más de una subfase en el proceso y, en cualquier caso, conviene especificar las unidades de obra de todas las actividades y procesos que constituyen los trabajos. El organigrama de la figura 3.9 recoge la estructura jerárquica de la organización espacio - temporal de la fase de reparación.

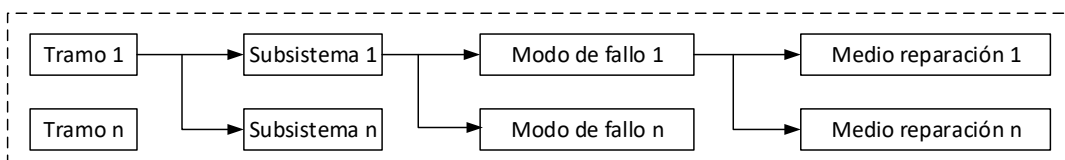


Figura 3.9: Diagrama de organización espacial de una obra de abrigo para la fase de reparación.

Unidades de obra

Las tareas que componen cada fase o subfase quedan perfectamente definidas por medio de unidades de obra y por las mediciones a ejecutar de cada una de ellas. Cada unidad de obra debe especificar los medios necesarios para su ejecución, entre los que se considerarán, al menos, los materiales, la maquinaria y la mano de obra.

Caracterización de medios

Se recomienda especificar las características básicas de los medios de cada unidad de obra. Además del número o cantidad de cada medio que toma parte en la unidad de obra, se deben considerar los siguientes:

- Mano de obra. Nivel mínimo de cualificación, especialidad y rendimiento.
- Materiales. Propiedades técnicas, características y otros requisitos.
- Maquinaria. Tipología, rendimiento, tiempo de movilización y puesta en marcha y umbrales de operatividad.

Además, en el caso de la fase de reparación, se recomienda indicar para cada medio si se encuentra, o no, disponible en el puerto y, en caso negativo, el tiempo esperado para poder disponer del mismo.

Duración de una subfase

La duración de una subfase se compone de una parte determinista y una aleatoria. La determinista es el resultado de considerar las mediciones de cada unidad de obra y los rendimientos de los medios empleados, además del número de horas laborables al día y de días laborables a la semana. La parte aleatoria debe tener en cuenta los modos de fallo y parada de la subfase debidos a los agentes marinos, así como otras pérdidas de operatividad adicionales como consecuencia de la estrategia de avance de los trabajos.

Modos de fallo y parada

Conviene definir los modos de fallo principales y de parada de cada subfase siguiendo los criterios del apartado 2.3.2 del *Articulado*. En el caso de modos de fallo, cada ecuación de verificación debe caracterizar, al menos, el agente principal responsable de producir daño, así como la pérdida de material o el retroceso en el avance. El resultado del fallo se podrá modelar de forma simplificada mediante curvas paramétricas de agente - daño y de daño - coste. Dichas curvas deben contener al menos los siguientes elementos:

- Tipo de curva de daño y de coste: lineal, exponencial, etc.
- Valor del agente por encima del cual se inicia el daño o pérdida de material
- Valor del agente a partir del cual se produce la destrucción total y pérdida completa del volumen ejecutado por la subfase constructiva que no se encuentra protegido por el avance de otras subfases.
- Valor del daño a partir del cual se consideran los coste asociados a la pérdida de material
- Coste máximo asociado a la destrucción total de la subfase constructiva

En el caso de modos de parada se recomienda indicar los valores umbrales de los agentes y las actividades afectadas.

En la fase de reparación conviene considerar tanto la potencial evolución del modo que se está reparando como el desencadenamiento de nuevos. Para ello debe definirse tanto la curva de acumulación del daño del modo de fallo y su ecuación de verificación, como los árboles de desencadenamiento y propagación de la avería, tal y como se indica en el apartado 2.4 del *Articulado*.

Estrategia de avance

Se recomienda definir la estrategia de avance del proceso constructivo o de reparación en cada unidad espacial en que se estructura la obra. Ésta debe establecer sin ambigüedades (a) el momento de inicio de los trabajos, (b) las relaciones espacio temporales entre subfases, indicando su secuencia temporal y las restricciones espaciales y temporales al avance entre ellas y (c) los criterios y medidas de protección de las subfases frente a contingencias. Además, en las fases de reparación, puede darse la necesidad de actuar sobre varios modos al mismo tiempo. Para ello deben definirse a priori las prioridades en el inicio de los trabajos y en el uso de los medios disponibles.

Inicio de los trabajos

Se debe establecer el criterio para el inicio de las fases de construcción/desmantelamiento o reparación. En el primer caso, puede estar condicionado por criterios económicos, administrativos, de oportunidad, etc. fijados por el promotor de la obra, si bien se recomienda tener en cuenta las variaciones estacionales de los agentes climáticos y su efecto potencial sobre el avance de los trabajos. En el segundo caso, la fase se inicia cuando la avería correspondiente a un modo haya progresado hasta un nivel definido a priori y se disponga de los medios necesarios para su ejecución.

Organización de los trabajos y dependencia espacio-temporal

La organización del avance de los trabajos determina la secuencia con que se sucede cada unidad temporal en que se estructura la obra (habitualmente subfases). También fija las condiciones y limitaciones que impone a su inicio y desarrollo el de las restantes unidades de avance, tanto en el tiempo como en el espacio.

La organización de la secuencia condiciona, entre otros, la duración de los trabajos y su incertidumbre, así como la cantidad de medios con los que se debe contar de forma simultánea. Permite acotar las consecuencias del fallo en las previsiones de avance de una unidad (por ejemplo una subfase) en el desarrollo, potenciales retrasos y costes de otras que dependen de ella. Todo ello repercute en última instancia sobre el coste final de la obra y su variabilidad.

Entre las estrategias cabe destacar el avance en serie (ejecución de las subfases una a una), en paralelo (ejecución de las subfases todas a la vez) o mixto. Un avance en serie implica un menor número de maquinaria trabajando de forma simultánea en la obra, pero la exposición de las subfases a los temporales es máxima. Al contrario ocurre con un avance en paralelo, máximo número de maquinaria trabajando de forma simultánea, pero mínima exposición. La elección de la distancia entre los frentes de avance y las subfases que protegen a otras subfases con su avance forma parte de la estrategia a definir. También se podrán definir estrategias específicas de protección de la obra ya ejecutada frente a la acción del clima marítimo.

Restricciones al avance

En el avance de la obra de un tramo de dique las subfases constructivas deben cumplir una serie de restricciones entre ellas. Cabe considerar, entre otras, las siguientes:

- Subfases que en ningún momento pueden sobrepasar el avance de otra subfase. Por ejemplo, en el caso de que un tramo de dique necesite realizar un dragado, el vertido del núcleo de la

berma en ningún momento podrá realizarse antes del dragado.

- Subfases cuyo el frente de avance debe ir siempre un cierto número de metros por detrás del frente de avance de la subfase anterior.
- Subfases sin restricciones con el avance de las subfases anteriores ni posteriores. Por ejemplo, la fabricación de cajones de hormigón.

Protección frente a contingencias

Se deben especificar las estrategias frente a las contingencias ocasionadas por los agentes, situaciones excepcionales de la obra u otras externalidades. En lo relativo a las primeras, las estrategias van enfocadas a proteger la obra durante la presencia de eventos extremos. Se podrán considerar, entre otras, las siguientes estrategias:

- **Protección mediante parada invernal.** Las paradas invernales definen las ventanas temporales en las cuales la obra se para y queda protegida mediante mota de invernada de los temporales. En estos periodos de tiempo la obra queda protegida de los daños a consecuencia de los temporales, pero no avanza. Queda a elección del proyectista fijar los tiempos de inicio y final de cada uno de los periodos de parada invernal.
- **Protección mediante elementos de defensa.** A lo largo de la obra y para cada subfase, es conveniente conocer y definir el número de horas que es necesario emplear para proteger la longitud desprotegida de cada subfase. Este valor depende para cada estado, de la longitud desprotegida de la obra así como de los medios disponibles para protegerla, lo cual influirá en el rendimiento de protección. Así, una estrategia conservadora protegerá la longitud desprotegida de la subfase ante la previsión de llegada de un temporal y, si bien aumenta los tiempos de ejecución de la obra, minimiza los costes por pérdidas debidos a los daños causados por el temporal. Queda a elección del proyectista determinar si se desea comprobar en cada estado la presencia de temporales y proteger la obra en caso de necesidad.

Cronograma y duración de la obra

El cronograma de los trabajos plasma el plan de avance de cada subfase y sus relaciones, incluyendo las paradas estacionales. Se podrá elaborar como un diagrama de Gantt simplificado en el que se indican las fechas de comienzo y finalización de cada subfase constructiva para cada tramo, atendiendo a un valor característico de su duración. Esta herramienta permite acotar las ventanas de avance de la obra y subfases, así como sus inicio y finales esperados.

La información del cronograma se puede completar asignando a cada fase una variabilidad en la duración y propagándola a las que dependen de ella. En cualquier caso, la viabilidad del plan plasmado en el cronograma debe contrastarse con un análisis estadístico de las variables climáticas que afectan al proceso, por ejemplo, mediante simulaciones de Monte Carlo.

3.4 Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes

3.4.1 Objetivos y estructura general

En esta sección se proporciona el marco para definir una herramienta de trabajo que facilite: (a) la definición de todos los procesos y medios necesarios para completar las fases de construcción y reparación, (b) la organización de dichas actividades y sus relaciones en tiempo y en el espacio y (c) el cálculo de costes de construcción y reparación de un dique de abrigo en función de la tipología del dique, los medios disponibles, los agentes predominantes en el emplazamiento, la organización del proceso constructivo y las estrategias adoptadas.

Los planteamientos propuestos se vinculan al capítulo 5 del *Articulado*. Su aplicación permite evaluar: (i) el avance de los trabajos durante la fase de construcción enfrentando la descripción del proceso constructivo y la estrategia a los agentes climáticos propagados al emplazamiento, (ii) el comportamiento de las características geométricas y mecánicas de la sección frente a los agentes climáticos y (iii) verificar los modos de fallo principales y evaluar el comportamiento de los requisitos del conjunto. Los resultados esperados son los descriptores característicos de las fases de construcción y reparación, entre ellos, tiempos de ejecución, volúmenes y costes. Esta sección se acompaña con una serie de ejemplos teóricos con los datos de entrada y salida proporcionados por la herramienta para el cálculo de los costes totales en las fases de construcción y reparación.

La herramienta consta de una serie de módulos diferenciados para facilitar la labor del cálculo de los costes de construcción y de reparación basándose y ampliando los trabajos de Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (2012a), Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (2012b) y Moyano y col. (2007) y en las especificaciones y recomendaciones recogidas en Puertos del Estado (2008). En primer lugar los módulos de entrada de datos permiten la definición de la organización espacio temporal de la obra así como la definición de las diferentes estrategias tanto de construcción como de reparación que se deseen verificar. Las estrategias definidas son enfrentadas a los agentes climáticos propagados al emplazamiento para simular numéricamente estado a estado el comportamiento simultáneo de cada uno de los componentes de la obra tanto en la fase de construcción como de reparación a lo largo de la vida útil. Esta simulación se podrá realizar un número elevado de veces (a partir de nuevas series climáticas obtenidas mediante técnicas de Monte Carlo. Véase: Solari y Losada (2011), Solari y Van Gelder (2011), Solari y Losada (2012a) y Solari y Losada (2012b)) para acotar y reducir así la incertidumbre asociada a los indicadores obtenidos. La simulación numérica permite obtener una serie de indicadores descriptores de la ejecución de los trabajos en forma de tiempos y volúmenes. El módulo de adjudicación de costes toma los datos de costes unitarios definidos en los datos de entrada junto con los descriptores obtenidos tras la simulación numérica y permite la obtención de los costes totales tanto de construcción como de reparación.

El organigrama de la figura 3.10 representa la estructura general de la herramienta para el cálculo de los costes totales de construcción y reparación en su máximo nivel de aproximación.

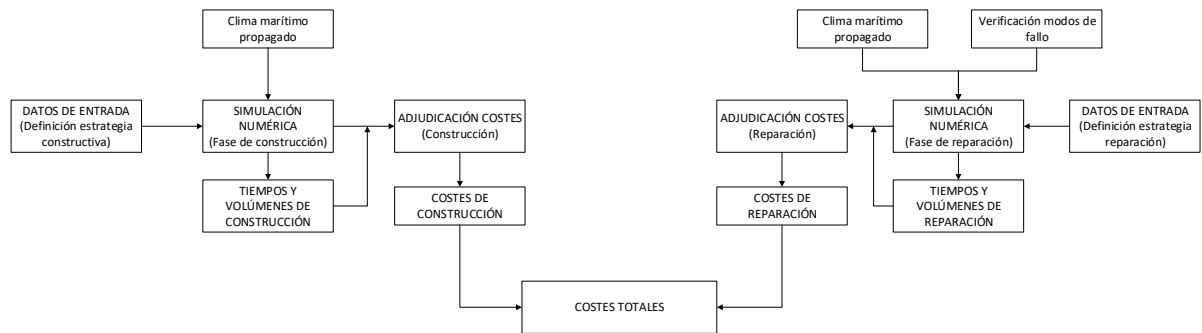
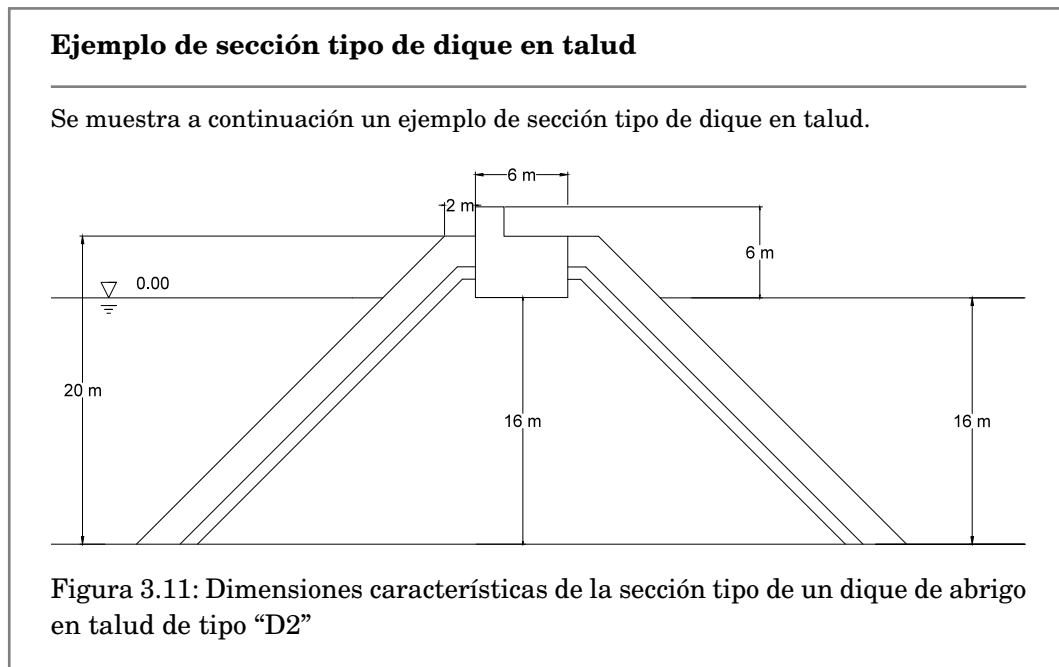


Figura 3.10: Organigrama general para el cálculo de costes totales de construcción y reparación de una obra de abrigo mediante la herramienta.

3.4.2 Definición de la organización espacio-temporal de la obra

Con respecto a la organización espacial se deben caracterizar cada uno de los tramos, transiciones y alineaciones especiales afectados por los trabajos, indicando, entre otros, su longitud, orientación y tipología, así como el calado en su entorno. En caso de que sea necesario para una correcta delimitación de los trabajos, se podrán definir otras unidades espaciales atendiendo a la estructura jerárquica del dique y su diagrama de componentes (ver apartado 3.3 del *Articulado*).

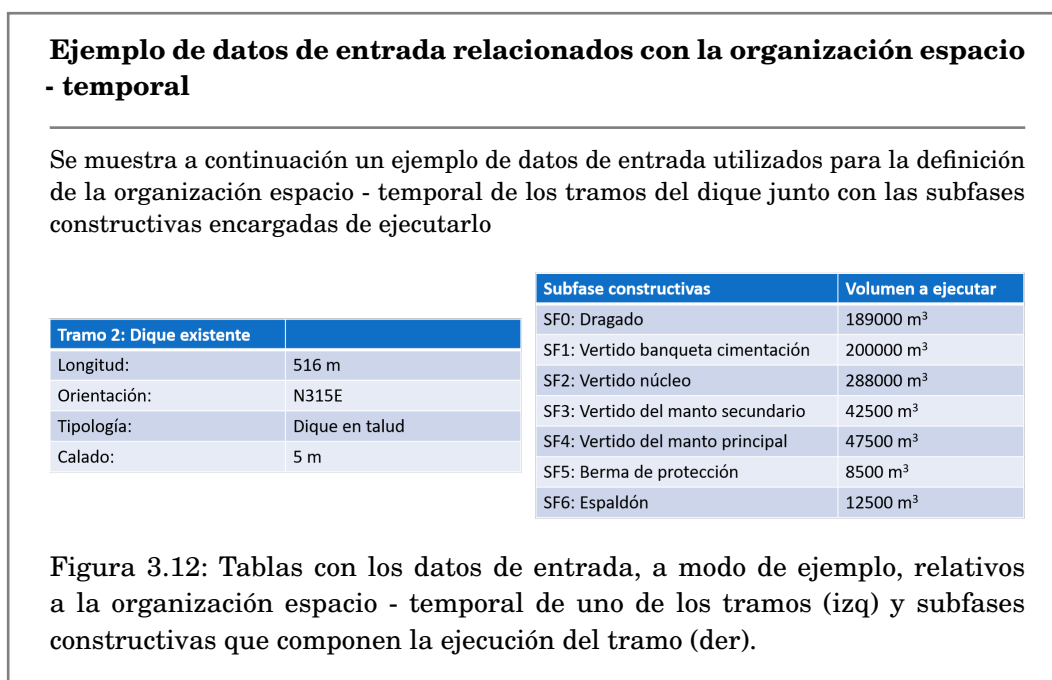


A partir de las secciones tipo de cada uno de los tramos y transiciones del dique se deben obtener las áreas equivalentes de cada una de las partes del dique. Estas áreas junto con las

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 241

longitudes de cada tramo en planta permiten obtener los volúmenes necesarios a ejecutar por cada una de las subfases constructivas en: m^3 , m^2 , m , Ud , $n.bloques$, etc. Dichos volúmenes deberán ser introducidos para cada una de las subfases constructivas para cada tramo.

La figura 3.12 muestra dos tablas con un ejemplo de datos de entrada de la herramienta relativos a la organización espacio-temporal de uno de los tramos de un dique y las subfases constructivas con las que se ejecutará.



Seguidamente, se definirá cada una de las subfases necesarias para ejecutar los trabajos en cada una de las unidades espaciales previamente definidas. Cada subfase estará constituida, además, por una o más actividades, con sus unidades de obra específicas.

Funciones relacionadas

datos_entrada.datos_entrada_planta(ruta_de, alcance, estrategia)

Función que lee los datos de entrada relacionados con la forma en planta del dique en la fase de construcción. (API. 1.8.9)

datos_entrada.datos_entrada_esquema_division_dique(ruta_de)

Función que lee los datos de entrada relacionados con la estructura jerárquica del dique. (API. 1.12.7)

datos_entrada.datos_entrada_planta(ruta_de)

Función que lee los datos de entrada relacionados con la forma en planta del dique en la fase de reparación. (API. 1.12.7)

datos_entrada.datos_entrada_diagrama_modos(ruta_de)

Función que lee los datos de entrada relacionados con el diagrama de modos del dique. (API. 1.12.7)

3.4.3 Definición de la estrategia de ejecución de los trabajos

Se debe aportar a la herramienta la información necesaria para definir sin ambigüedades las estrategias de avance de la obra durante la ejecución de los trabajos de construcción o de reparación. Para ello se deben definir definir: (a) los medios constructivos necesarios para ejecutar cada una de las unidades de obra que componen las subfases y actividades, caracterizando su número y tipología, rendimientos, costes unitarios, etc., (b) los modos de fallo y parada principales para cada subfase y/o actividad, (c) la estrategia de avance concretada en (c1) los criterios de inicio y finalización de los trabajos, (c2) las relaciones de avance entre las subfases y (c3) los criterios y medidas de protección de las subfases frente a los temporales y (d) los costes de cada unidad de obra a ejecutar.

En las estrategias de reparación resulta particularmente relevante caracterizar los siguientes aspectos: (1) si se inicia la reparación del modo, (2) si se dispone de los medios necesarios para iniciar la reparación, (3) si se dan las condiciones de operatividad para que se inicie o continúe con la reparación y (4) si se finaliza la reparación. Esta información permite determinar en cada estado qué reparaciones están planeadas, cuáles de ellas pueden ejecutarse y evaluar el progreso de la avería y sus consecuencias en caso de que dicha reparación no sea posible.

Medios constructivos

Se deben especificar los siguientes parámetros relacionados con la maquinaria empleada por las unidades de obra que constituyen las distintas subfases y actividades en que se organizan los trabajos.

- Número y tipo de máquinas empleadas.
- Rendimiento unitario de cada tipo de máquina ($m^3 h^{-1}$, $m^2 h^{-1}$, $m h^{-1}$ o n.bloques h^{-1}): Indica la cantidad de unidad de material (m^3 , m^2 , m o m.bloques) que la máquina es capaz de ejecutar por hora.
- Tiempo necesario de acceso a maquinaria (h): Indica el tiempo necesario que debe transcurrir desde que se requiere hasta que se consigue la maquinaria necesaria para iniciar los trabajos.
- Tiempo necesario de acceso a mano de obra (h): Indica el tiempo necesario que debe transcurrir desde que se requiere hasta que se consigue la mano de obra necesaria para iniciar los trabajos.
- Tiempo necesario de acceso a material (h): Indica el tiempo necesario que debe transcurrir desde que se requiere hasta que se consiguen los materiales necesarios para iniciar los trabajos.
- Tiempo de arranque (h): Indica el tiempo previo que la máquina necesita antes de poder empezar a trabajar y engloba a los tiempos de desplazamiento hasta la obra, arranque, colocación, etc.

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 243

- Número de horas laborables al día (h): Indica el número de horas laborables al día de la máquina. Se debe indicar un valor de 0 a 24 h.
- Número de días laborables a la semana (d): Indica el número de días laborables a la semana de la máquina. Se debe introducir un valor de 0 a 7 d.
- Umbral de operatividad: Se debe especificar el valor umbral de los agentes a partir de los cuales la maquinaria de la unidad de obra no puede trabajar en condiciones de seguridad y debe regresar a puerto a protegerse del temporal. Cuando los agentes tomen valores superiores a los introducidos, la subfase no trabajará y se clasificará para dicho estado como “parada por operatividad”. En el caso del calado, el valor introducido marca la cota límite inferior del calado con el que es posible trabajar. Cuando el calado en la tramo sea inferior al valor introducido (por ejemplo en bajamares), la embarcación no podrá trabajar y la subfase pasará al estado de “parada por operatividad”.

Dentro de los medios disponibles se deberá especificar la cantidad de cada tipo de máquina, material y mano de obra que se encuentra de forma permanente en puerto. Para cada medio, se deberá indicar el coste horario que supone disponer de dicho medio en puerto.

Ejemplo de maquinaria

Se muestra a continuación un ejemplo de datos de entrada de la maquinaria asociada a la unidad de obra: “vertido mediante gánguil” de la subfase constructiva vertido del núcleo.

SF2: Vertido del núcleo UO 1: Vertido mediante gánguil	Arriesgada	Conservadora
Maquinaria	2 gánguiles	1 gánguil
Rendimiento unitario	136 m ³ h ⁻¹	136 m ³ h ⁻¹
Tiempo de arranque	0 h	0 h
Horas laborables al día	12 h	12 h
Días laborables a la semana	6 d	6 d
Costes de la maquinaria unitario	230 €/ h	230 €/ h
Coste de la mano de obra unitario	230 €/ h	230 €/ h
Coste adicional por retrasos	150 €/ h	150 €/ h
Umbral de operatividad	Hs = 2 m	Hs = 2 m

Figura 3.13: Datos de entrada de maquinaria asociada a la unidad de obra “vertido mediante gánguil”.

Ejemplo

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de tabla con los parámetros necesarios para la definición de la estrategia de reparación de un modo de fallo teórico.

Estrategias de reparación	Arriesgada	Conservadora	Estrategias de reparación	Arriesgada	Conservadora
Nivel avería para inicio de rep.	0.3	0.1	Todo uno de cantera	300 m ³ por reparación	300 m ³ por reparación
Nivel avería para finaliz. de rep.	0	0	Tiempo de espera conseguir materiales	0 h	0 h
N. De camiones	2	2	Costes de materiales	3000 € por reparación	3000 € por reparación
Tiempo de espera conseguir camiones	24 h	24 h	N. De operarios	15	15
Umb. Operatividad camión	-	-	Tiempo de espera para conseguir operarios	24 h	24 h
Coste unitario camión	25 € h ⁻¹	25 € h ⁻¹	Coste unitario mano de obra	10 € h ⁻¹	10 € h ⁻¹
N. De gánguiles	2	2	Rendimiento de reparación	0.001 tanto por uno h ⁻¹ (0.1 % h ⁻¹)	0.001 tanto por uno h ⁻¹ (0.1 % h ⁻¹)
Tiempo de espera conseguir gánguiles	24 h	24 h			
Umb. Operatividad gánguil	Hs = 1,5 m	Hs = 1,5 m			
Coste unitario gánguil	80 € h ⁻¹	80 € h ⁻¹			

Figura 3.14: Ejemplo de medios necesarios para la reparación de un modo de fallo.

Modos de fallo y parada

Para cada subfase será necesario definir los modos de fallo y parada de las distintas actividades y procesos que la componen. De forma simplificada se podrán caracterizar, al menos, el modo de fallo principal y el agente principal responsable de producir dicho fallo y las curvas de daño y coste.

Curva de daño

Expresa, para cada estado (u otra unidad temporal adecuada), el avance perdido en la subfase (expresado en la unidad de medida correspondiente) para cada valor del agente. Para ello, la curva de daño refleja la pérdida de material sufrida en la sección transversal por unidad de longitud de la traza expresada en m³ m⁻¹ (dragado, vertido de núcleo, etc.), m² m⁻¹ (enrase de la banquetta de cimentación) o n.bloques m⁻¹ (transporte y fondeo de cajones).

La curva de daño representa en el eje de abscisas el valor del agente y en el de ordenadas el daño en la sección transversal. Puede parametrizarse distinguiendo las siguientes zonas:

- **Zona A:** El valor en abscisas va desde 0 hasta x_0 , que es el valor del agente responsable del inicio de avería de la subfase. El valor en ordenadas es igual a d_0 que, generalmente, se toma igual a 0. Esto asume que no se sufre daños hasta que el valor del agente no supera un determinado valor umbral igual a x_0 . Para x_0 , el daño sufrido igual a d_0 corresponde con el inicio de avería.
- **Zona B:** El valor en abscisas va desde x_0 (valor del agente responsable del inicio de avería hasta x_{max}) hasta el valor del agente responsable de la pérdida total de la sección transversal de la subfase. El valor en ordenadas varía entre d_0 y d_{max} , siendo d_0 el daño correspondiente a inicio de avería y d_{max} el daño correspondiente a una pérdida total de la sección transversal de la subfase constructiva. La unión entre estos dos puntos puede

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 245

corresponder a un crecimiento lineal, exponencial o cualquier otro tipo de curva que se ajuste a la pérdida de material asociado al valor extremal de los agentes.

- **Zona C:** El valor en abscisas va desde x_{max} en adelante y el valor en ordenadas es igual a d_{max} . Con esta parametrización se asume que un valor del agente igual o superior a x_{max} provoca una destrucción total de la longitud desprotegida.

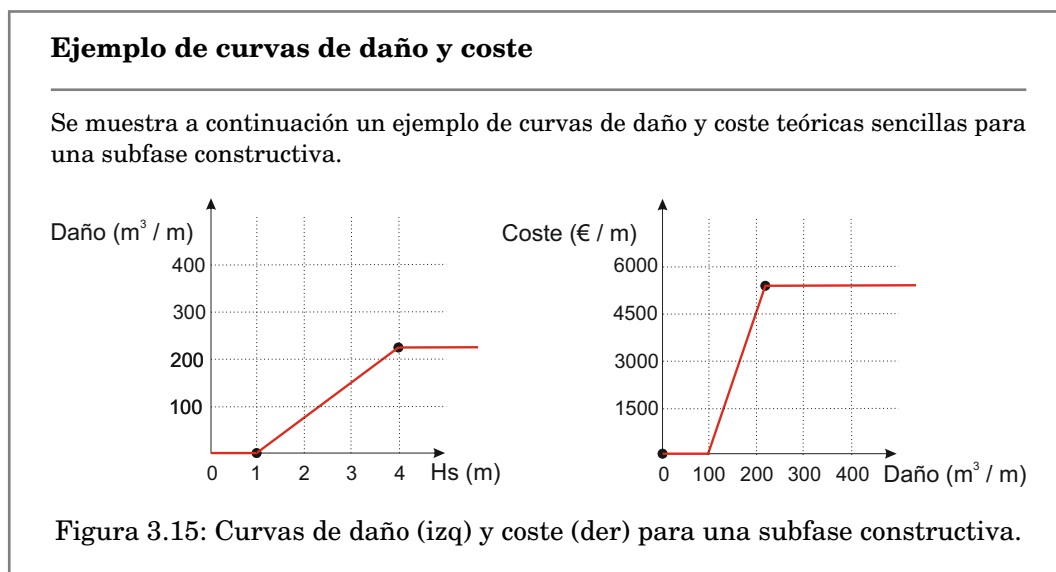
EXCEPCIÓN

Para modelizar el modo de fallo de la subfase “dragado” se debe tener en cuenta que las pérdidas no serán pérdida de material sino aterramiento de la sección transversal.

Curva de coste

Expresa el coste asociado a cada unidad de daño en la sección transversal €m^{-1} . La curva de coste representa en el eje de abscisas la magnitud del daño en la sección transversal y en el de ordenadas el coste asociado. Puede parametrizarse distinguiendo las siguientes zonas:

- **Zona A:** El valor en abscisas va desde 0 hasta el valor del daño igual a d_0 . El eje de ordenadas es igual a c_{min} . Si este valor es 0, representa que si no hay inicio de avería no hay coste asociado a la pérdida. En caso contrario, representa la existencia de un coste mínimo aplicable siempre independientemente de la gravedad de la avería.
- **Zona B:** El valor en abscisas va desde d_0 , valor del daño correspondiente al inicio de avería hasta d_{max} , hasta el valor del daño igual al daño total en la sección transversal. El valor en ordenadas varía entre c_{min} y c_{max} , siendo c_{min} el coste asociado al inicio de avería y c_{max} el coste asociado al daño total de la sección transversal de la subfase analizada. La unión entre estos dos puntos puede corresponder a un crecimiento lineal, exponencial u otros.
- **Zona C:** El valor en abscisas va desde d_{max} en adelante y el valor en ordenadas es constante e igual a c_{max} . Con esta parametrización se asume que un valor de daño igual o superior a d_{max} provoca una destrucción total de sección transversal y, por tanto, que el coste de la pérdida es igual al valor máximo del coste de la sección transversal c_{max}



El daño y el coste total asociado a los daños en la subfase es computado en cada estado como el producto del daño (coste) sufrido en la sección transversal por la longitud desprotegida de la subfase.

En el caso de la fase de reparación, se podrá considerar, de forma específica, el modelo que describe la progresión de la avería y el desencadenamiento de otros modos de fallo de acuerdo con lo indicado en el apartado 2.4 del *Articulado*.

Estrategia de avance

La estrategia de avance de los trabajos deberá definir sin ambigüedades: (a) los criterios de inicio y finalización de los trabajos, (b) las relaciones de avance entre las subfases y (c) los criterios y medidas de protección frente a contingencias.

Criterios de inicio y finalización de los trabajos. Cronograma

La organización del proceso constructivo se definirá mediante un diagrama de Gantt que indica los inicios y finales teóricos de ejecución de cada una de las subfases constructivas que componen cada tramo. Además se deberán definir las paradas invernales a realizar en caso de que las hubiese. En el caso de la fase de reparación, se deberá especificar para cada modo de fallo los niveles de avería umbrales para iniciar y finalizar los trabajos de reparación.

La figura 3.16 muestra un ejemplo de plan de avance teórico, en el que para cada subfase se especifica las fechas de inicio y finalización de los trabajos

Ejemplo de cronograma de los trabajos

Se muestra a continuación un ejemplo de datos de entrada utilizados la definición del cronograma de los trabajos.

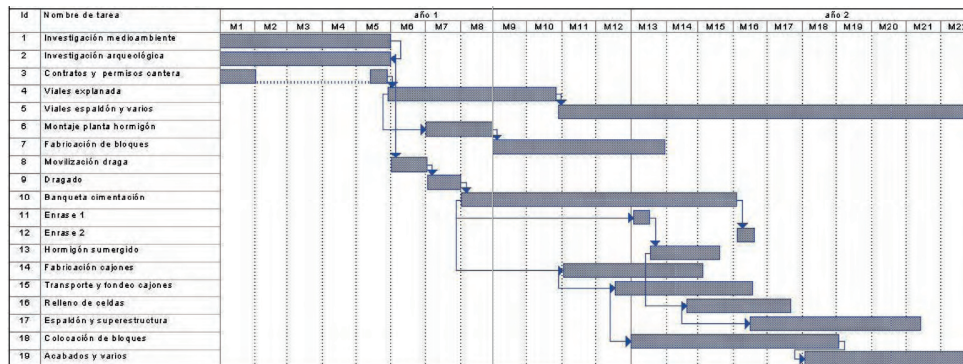


Figura 3.16: Diagrama de Gantt teórico con los comienzos y finales de cada una de las subfases constructivas que componen la ejecución del tramo.

Restricciones de avance entre subfases

Las restricciones de avance entre las subfases determinan en buena medida el tipo de estrategia constructiva a seguir. Como parte de la definición de los medios constructivos se deberá definir la distancia mínima que debe existir entre los frentes de avance de las subfases. Esto permitirá realizar una ejecución de la obra de abrigo tipo en serie (ejecución de las subfases una a una), en paralelo (ejecución de las subfases todas a la vez) o mixta. Un avance en serie implica tener el menor número de maquinaria trabajando de forma simultánea en la obra, sin embargo la exposición de las subfases a los temporales es máxima. Al contrario ocurre con un avance en paralelo, máximo número de maquinaria trabajando de forma simultánea, pero mínima exposición puesto que el avance de las subfases protege a las anteriores. Queda a elección del proyectista determinar la distancia entre los frentes de avance y las subfases que protegen a otras subfases con su avance.

Caben considerar las siguientes opciones:

- Subfases que en ningún momento pueden sobrepasar el avance de otra subfase. Por ejemplo, en el caso de que un tramo de dique necesite realizar un dragado, el vertido del núcleo de la berma en ningún momento podrá realizarse antes del dragado.
- Subfases cuyo el frente de avance debe ir siempre un cierto número de metros por detrás del frente de avance de la subfase anterior.
- Subfases sin restricciones con el avance de las subfases anteriores ni posteriores. Por ejemplo, la fabricación de cajones de hormigón.

Ejemplo de restricciones de avance entre las subfases

Se muestra a continuación un ejemplo de restricciones de avance entre subfases constructivas para una estrategia tipo arriesgada y otra conservadora. En la estrategia conservadora, las subfases avanzan en paralelo permitiendo una restricción de avance máxima de 50 m. Además en cada iteración se comprueba la presencia de temporal para proteger la subfase en caso afirmativo. En la estrategia arriesgada, las subfases avanzan en serie con una distancia entre los frentes de avance mínima de 400 m.

ESTRATEGIAS	Avance	Protección
Conservadora	Paralelo (50 m)	Alta
Arriesgada	Serie (400 m)	Baja

Figura 3.17: Restricciones de avance entre la subfase constructiva vertido del núcleo y vertido del manto para una estrategia arriesgada y otra conservadora.

En la fase de reparación se deberá indicar también la prioridad en la reparación de los distintos modos, en el caso de que varios ocurran de forma simultánea y requieran los mismos medios.

Estrategia de protección frente a contingencias

Para la definición de la estrategia de protección frente a temporales de la subfase se podrán emplear las siguientes variables:

- Fecha de inicio y finalización de las paradas invernales
- Número de horas de protección fijas o variables ('fijas' o 'variables'): A lo largo de la obra y para cada subfase, será necesario definir el número de horas que es necesario emplear para proteger la longitud desprotegida de cada subfase. Estas horas pueden ser 'fijas' (siempre la misma) o 'variables' (en función de la longitud desprotegida y los medios disponibles para protegerla).

Por ejemplo, para proteger el vertido del núcleo de un dique en talud, el número de horas de protección necesarias depende de la longitud desprotegida de la subfase (longitud en la que aun no se ha ejecutado el vertido del manto que protege al núcleo). Sin embargo, en el transporte de cajones desde el puerto hasta la zona de acopio de la obra el remolcador necesita siempre las mismas horas en llegar desde donde esté hasta la zona de refugio (o bien el puerto o bien la zona de acopio de la obra). Si el trayecto entre el puerto y la zona de acopio son 24 h, el número de horas de protección serán fijas e igual a 12 h que es el caso más desfavorable (el remolcador se encuentra en el punto intermedio).

- Número de horas de protección por metro (hm^{-1}): En el caso de que el usuario introdujese el valor de 'fijas' en el campo anterior, debe dejar este campo vacío. En el caso de que el usuario introdujese el valor de 'variables' en el campo anterior, debe introducir el número de horas que es necesario emplear para proteger un metro de subfase en caso de temporal.

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 249

- Número de horas de protección máximas (hm^{-1}): El número de N horas ya sean fijas o variables que la subfase necesita para proteger la longitud desprotegida de la subfase en cada estado es utilizado internamente por la herramienta para analizar la presencia de temporal en las próximas N horas. En caso de haber temporal en esas N horas la herramienta inicia automática e internamente la protección de la subfase en caso de que la opción de protección este activada. Estas N horas se encuentran limitadas superiormente por este parámetro que indica el número de horas máximo en los que es posible prever la presencia de temporal a futuro. Este valor dependerá de la instrumentación disponible en la zona de estudio para realizar predicción y normalmente se debe fijar en 48 - 72 horas.
- Umbral de protección: En este campo se debe introducir el valor y duración de los agentes a partir de los cuales se considera que hay temporal y por tanto se debe empezar a proteger la longitud desprotegida de la subfase porque si no la subfase sufrirá daños. Este valor es utilizado por la herramienta para analizar la presencia de temporales durante las N horas siguiente al estado de mar actual. En caso de que se superen los valores umbrales introducidos durante un tiempo mayor o igual al introducido la herramienta iniciará la protección de la subfase internamente para proteger la longitud desprotegida en el caso de tener activada la opción de protección.
- Decisión de proteger (0 o 1): Este parámetro le indica al modelo de simulación si se quiere activar la opción de protección (1) o no se quiere activar (0). En el caso de no activarlo, la herramienta no iniciará el proceso de protección a pesar de que la herramienta encuentre un temporal en las N horas siguiente al estado actual.
- Protección por subfases siguientes (0 o 1): Este parámetro le indica al modelo de simulación si la subfase constructiva se protege de forma natural por alguna de las subfases siguientes en el orden de ejecución del tramo. Un valor de 0 indica que la subfase no se protege por ninguna subfase ejecutada posteriormente. Por ejemplo, el vertido de los bloques del manto no se protegen con las subfases siguientes. Un valor de 1 indica que la subfase sí se protege con el avance de las subfases siguientes. Por ejemplo, la realización del dragado se va protegiendo a medida que se vierte el núcleo de la banqueta.
- Subfase protectora (número o vacío): Si el parámetro anterior se marco como 0, este campo se debe dejar vacío. En caso contrario, este parámetro le indica al modelo que subfase protege con su avance a esta subfase. Por ejemplo, a medida que avanza la colocación de piezas en el manto principal del dique, el núcleo se va protegiendo de los agentes marítimos.
- Rendimiento de la subfase ('min' o 'sum'): El valor de 'min' indica que el rendimiento de la subfase constructiva se obtiene mediante el procedimiento del camino crítico de la obra, esto es, el valor del rendimiento de la subfase se calcula como el menor de los rendimientos de las unidades de obra en que se desglosa la subfase. Esa unidad de obra será la que marque el ritmo de la subfase constructiva. El valor de 'sum' indica al modelo que el rendimiento de la subfase constructiva se calcula a partir de la suma de los valores inversos de los rendimientos de las unidades de obra en que se desglosa la subfase.

Ejemplo de parámetros constructivos de la subfase vertido del núcleo

Se muestra a continuación un ejemplo de los parámetros constructivos asociados a la subfase constructiva vertido del núcleo para dos tipos de estrategia, una arriesgada y otra conservadora.

SF2: Vertido del núcleo	Arriesgada	Conservadora
Volumen Ejecutar	288000 m ³	288000 m ³
Decisión de Proteger	NO	SI
N. horas protección fijas/variables	-	Variables
N. horas protección fijas	-	-
N. horas protección/m desprotegido	-	0.63 h/m
N. horas protección máximas	-	72 h
Umbral de protección	-	Hs = 2 m (min 2 h) Vv = 20 m/s (min 2 h)
Proteger por Subfases Siguietes	SI	SI
Subfase Protectora	Sf 3: Vertido del manto secundario	Sf 3: Vertido del manto secundario
Restricciones	400 m Avance SF1	50 m Avance SF0
Rendimiento unidades de obra	Min	Min

Figura 3.18: Parámetros constructivos asociados la subfase constructiva vertido del núcleo para una estrategia arriesgada (izq) y otra conservadora (der).

Costes unitarios

Para el cálculo de los costes de ejecución de los trabajos de construcción será necesario definir una serie de costes unitarios relacionados con los parámetros constructivos y la obra. Dentro de estos costes unitarios se deberá diferenciar entre aquellos que son directamente imputables a la subfase constructivas y aquellos que son directamente imputables a las unidades de obra que la componen. En esta sección únicamente se introducirán los costes relacionados con la subfase constructiva:

- Costes materiales unitarios (€m^{-3} , €m^{-2} , €m^{-1} o €n.bloques^{-1}): Para cada estado, es el coste por cada unidad de material (m³, m², m o m.bloques) empleada en la subfase.
- Costes de maquinaria unitarios (€h^{-1}): Indica el coste de cada máquina empleada por cada hora de trabajo.
- Coste de mano de obra unitarios (€h^{-1}): Indica el coste de cada operario empleado por cada hora de trabajo.
- Coste fijos de mantenimiento unitarios (€h^{-1}): Se trata de un coste fijo que se aplica siempre independientemente del estado en el que se encuentre la subfase.

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 251

- Costes de protección (€h^{-1}): Es el coste que se aplica en cada estado en el que la subfase se encuentra protegiendo la longitud desprotegida de la misma ante la previsión de llegada de un temporal.
- Costes indirectos (%): Los costes indirectos son costes que no son imputables a la unidad de obra, sino al conjunto de la obra en general. Se incluyen como porcentaje de los costes directos. Algunos ejemplos de costes indirectos son:
 - Mano de obra indirecta: capataces, personal técnico y administrativo, personal de limpieza, etc.
 - Medios auxiliares: útiles y herramientas, maquinaria auxiliar, etc.
- Coste de maquinaria permanente en puerto unitario (€h^{-1}): Indica el coste por hora de tener cada tipo de máquina de forma permanente en puerto.
- Coste de mano de obra permanente en puerto unitario (€h^{-1}): Indica el coste por hora de tener cada operario de forma permanente en puerto.
- Coste de materiales permanente en puerto unitario (€h^{-1}): Indica el coste por hora de tener cierta cantidad de materiales de forma permanente en puerto.
- Coste adicional por retrasos (€h^{-1}): Indica el sobrecoste total que deben pagar las máquina de la unidad de obra por cada hora de trabajo retrasada, esto es, fuera del plazo previsto en el plan de avance.

Ejemplo de costes unitarios imputables a la subfase constructiva

Se muestra a continuación un ejemplo de los costes asociados a la subfase constructiva vertido del núcleo para dos tipos de estrategia, una arriesgada y otra conservadora.

SF2: Vertido del núcleo	Arriesgada	Conservadora
Costes materiales unitarios	15 €/m ³	15 €/m ³
Costes fijos de mantenimiento	0 €/h	0 €/h
Costes de protección	0 €/h	100 €/h
Costes indirectos	10 %	10 %

Figura 3.19: Costes unitarios asociados la subfase constructiva vertido del núcleo para una estrategia arriesgada (izq) y otra conservadora (der).

A modo de resumen, en el organigrama de la figura 3.20 se indican los datos de entrada para la definición de la estrategia de ejecución de los trabajos.

252 | Capítulo 3. Evaluación de costes de construcción y reparación de un dique de abrigo

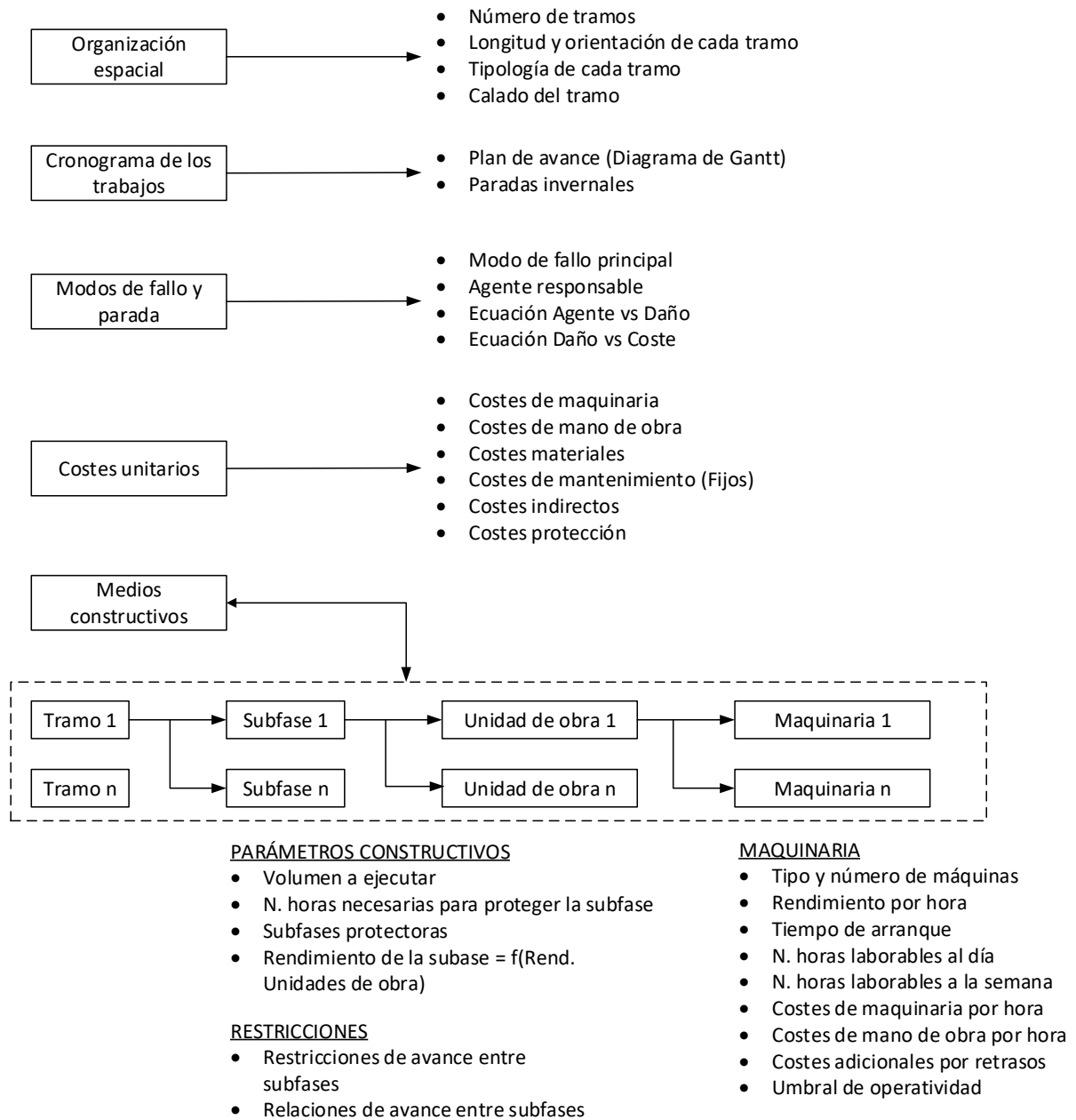


Figura 3.20: Organigrama de datos de entrada para la definición de la estrategia constructiva mediante la herramienta

Funciones relacionadas

datos_entrada.datos_entrada_arbol_fallo(alcance, de_esquema_division_dique, ruta_de)

(API. 1.12.7)

datos_entrada.datos_entrada_tipo_verificacion(ruta_de)

(API. 1.12.7)

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 253

datos_entrada.datos_entrada_clima_tramos(de_esquema_division_dique, de_planta, ruta_de)

(API. 1.12.7)

datos_entrada.datos_entrada_elementos_reparacion_necesarios(ruta_de, cadencia, alcance, estrategia)

(API. 1.12.7)

datos_entrada.datos_entrada_elementos_reparacion_disponibles(ruta_de, cadencia, alcance)

(API. 1.12.7)

datos_entrada.datos_entrada_verificacion_dique(ruta_de, de_esquema_division_dique)

(API. 1.12.7)

3.4.4 Simulación numérica de la ejecución de los trabajos

El módulo de simulación numérica de la herramienta permite enfrentar la definición de la organización espacio-temporal de la obra como las diferentes estrategias de construcción y de reparación a los agentes climáticos propagados al emplazamiento. Su aplicación permite verificar estado a estado: (i) el comportamiento simultáneo de cada uno de los componentes de la obra tanto en la fase de construcción como de reparación a lo largo de la vida útil; (ii) el avance de los trabajos, (iii) el comportamiento de las características geométricas y mecánicas de la sección y (iv) el comportamiento de los requisitos del conjunto de la obra así como de los modos de fallo principales.

Esta simulación se realizará un número elevado de veces (a partir de nuevas series climáticas obtenidas mediante técnicas de Monte Carlo) para acotar y reducir así la incertidumbre asociada a los indicadores obtenidos. Como resultado de la simulación la herramienta proporciona una serie de indicadores representativos relacionados con la duración de los trabajos, la frecuencia de las paradas por daños y operativas, el volumen ejecutado y la frecuencia de inicio y propagación de avería en los distintos modos de fallo.

Esquemas de verificación mediante simulación numérica

La verificación del proceso constructivo mediante simulación numérica debe analizar de manera conjunta cada una de las subfases constructivas de cada uno de los tramos, transiciones y alineaciones especiales del dique, estado a estado.

El organigrama general mostrado en la figura 3.21 muestra la secuencia espacio - temporal de verificación del proceso constructivo empleada por la herramienta durante la simulación. La verificación del proceso constructivo comienza en el estado $h = 0$ (inicio de la obra) con la simulación del primer tramo. Iniciada la obra, se verifica de forma simultánea tramo a tramo el avance de cada una de las subfases constructivas en cada estado mediante un proceso iterativo. La verificación se dará por finalizada cuando cada una de las subfases de cada uno de los tramos de la obra ejecuten el 100 % de los trabajos definidos.

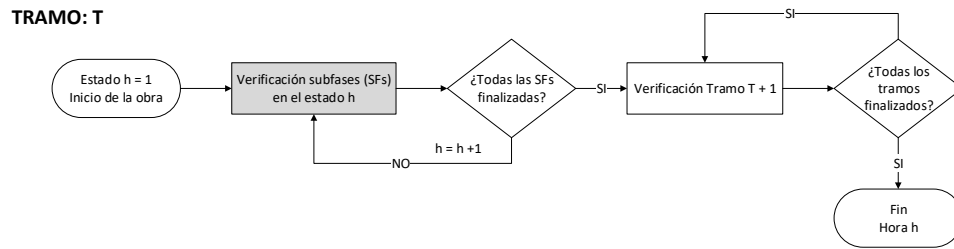


Figura 3.21: Esquema general de la verificación del proceso constructivo mediante simulación numérica.

El esquema con el proceso de verificación de cada una de las subfases en un estado se detalla en la figura 3.22. En primer lugar, la herramienta comprueba si dicho estado corresponde a una parada invernal de la obra. En caso afirmativo, se detiene el avance de la obra hasta que finalice la ventana temporal de duración de dicha parada y se verifican las siguientes subfases. En caso negativo, la subfase para dicho estado es clasificada en función de: los agentes climáticos, la estrategia definida, la situación con el resto de subfases, el cronograma de los trabajos, los volúmenes a ejecutar y los medios disponibles. Algunos ejemplos de clasificación por los que puede pasar la subfase son: sufre daños y pérdidas, protegida, trabaja, no trabaja, trabaja retrasada, no trabaja por operatividad, no trabaja por restricción etc. (ver figura 3.22).

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 255

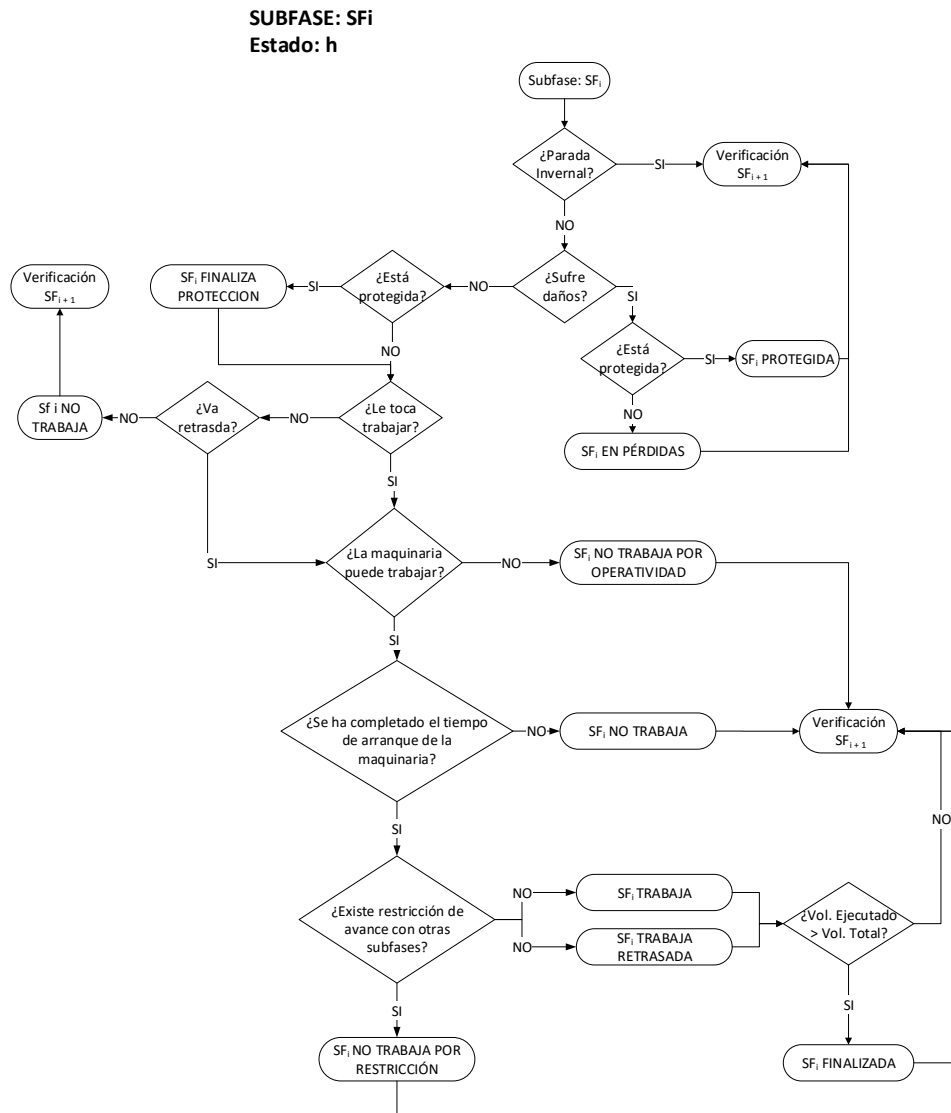


Figura 3.22: Esquema general de la verificación de una subfase constructiva en un estado de mar mediante simulación numérica.

La verificación del proceso constructivo de la obra de abrigo finaliza cuando los volúmenes ejecutados por cada una de las subfases en cada tramo completan el volumen total a ejecutar.

En el caso de la fase de reparación, debe verificarse de forma simultánea la seguridad frente a la totalidad de los modos de fallo principales en cada uno de los estados que componen la vida útil. Para ello, en cada estado perteneciente a un ciclo de solicitud debe evaluarse si se inicia el fallo en alguno de los componentes (ecuaciones de verificación), su progreso y eventual destrucción en aquellos ya iniciados (modelo de acumulación del daño) y el desencadenamiento del fallo en unos componentes como consecuencia de su avance en otros (árboles de desencadenamiento y propagación). Siempre que se produzca el fallo en uno o más componentes se deben verificar las condiciones recogidas en el diagrama de componentes para evaluar si dicho fallo afecta a los niveles de orden jerárquico superior. En la figura 3.23 se representa el diagrama de flujo del

proceso de verificación del daño y su propagación en cada estado de la vida útil para estados pertenecientes a un ciclo de solicitación.

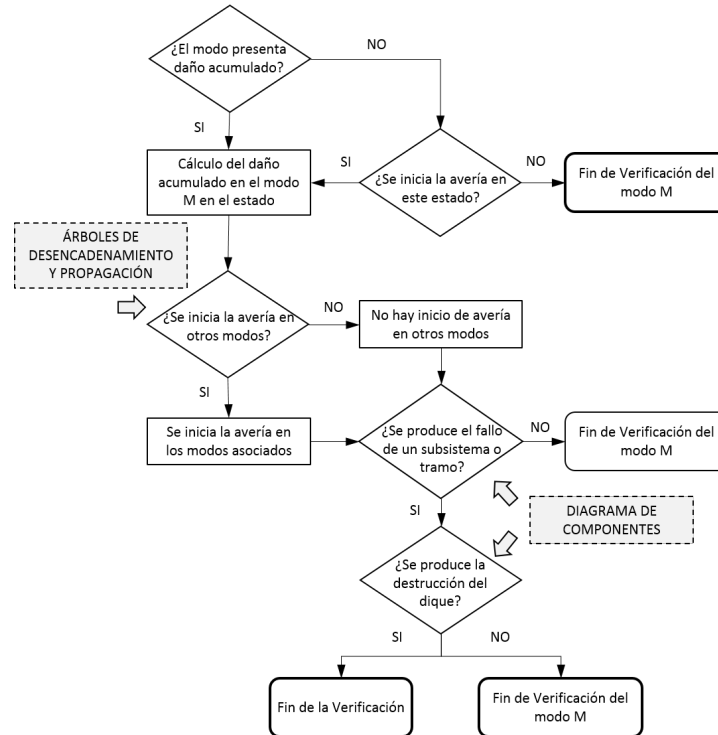


Figura 3.23: Organigrama con el esquema general de la verificación de las componentes del dique para cada estado de mar perteneciente a un ciclo de solicitación

En los estados pertenecientes a un ciclo de calma la herramienta evalúa si se deben iniciar los trabajos de reparación en alguno de los componentes (umbral de inicio y finalización de reparación), si se disponen los medios para iniciar los trabajos (medios disponibles), si las condiciones operativas permiten trabajar a la maquinaria y el porcentaje de avería reparado (rendimiento de los medios). En la figura 3.24 se muestra el diagrama de flujo que sigue la herramienta para verificar la fase de reparación en los estados pertenecientes a un ciclo de calma.

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 257

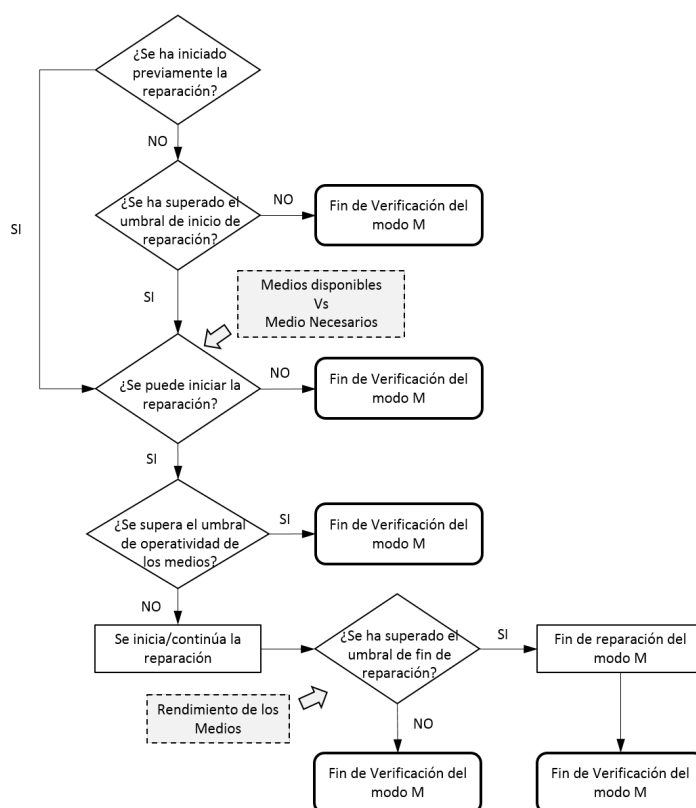


Figura 3.24: Organigrama con el esquema general de la verificación de las componentes del dique para cada estado de mar perteneciente a un ciclo de calma

Indicadores obtenidos tras la simulación

La verificación mediante simulación numérica permite actualizar, estado a estado, los indicadores que caracterizan tanto el proceso constructivo como el de reparación. Estos indicadores deben permitir caracterizar sin ambigüedad los resultados del comportamiento de las estrategias definidas frente a las acciones climáticas así como comparar con otras alternativas. Por ello se deben considerar no sólo los valores característicos de dichos indicadores sino también indicadores de la variabilidad de los mismos. Estos resultados permitirán el posterior cálculo de costes totales de las fases de construcción y de reparación de la obra de abrigo. A continuación se presenta un listado de los principales indicadores que se pueden obtener tras la simulación mediante la herramienta son:

Tiempos de ejecución

- Tiempo de ejecución del tramo (h): Duración en horas de la ejecución de cada tramo del dique
- Hora de inicio teórico de la subfase (h): Hora relativa a la hora 0 de inicio de la obra en la que esta planificado que se comience a ejecutar la subfase. Esta hora de inicio coincide con la hora fijada en el plan de avance de los trabajos.
- Hora de inicio real de la subfase (h): Hora relativa a la hora 0 de inicio de la obra en la que

realmente se comience a ejecutar la subfase. Esta hora de inicio puede no coincidir con la hora de inicio teórica planificada para la subfase.

- Hora de finalización teórica de la subfase (h): Hora relativa a la hora 0 de inicio de la obra en la que esta planificado que se finalice la ejecución de la subfase. Esta hora de finalización coincide con la hora fijada en el plan de avance de los trabajos.
- Hora de finalización real de la subfase (h): Hora relativa a la hora 0 de inicio de la obra en la que realmente se finaliza la subfase. Esta hora de finalización puede no coincidir con la hora de finalización teórica planificada para la subfase.
- Tiempo de ejecución de la subfase (h): Duración en horas de la ejecución de cada subfase de cada tramo del dique.
- Número de horas que la subfase trabaja (h): Número de horas que la subfase es clasificada como 'subfase trabaja'. Es el número de horas que la subfase trabaja dentro del plazo previsto en el plan de avance de los trabajos para ejecutar el volumen de la subfase.
- Número de horas que la subfase trabaja retrasada (h): Número de horas que la subfase es clasificada como 'subfase trabaja retrasada'. Es el número de horas que la subfase trabaja fuera del plazo previsto en el plan de avance de los trabajos.

Tiempos de parada

- Número de horas que la subfase no trabaja por restricción (h): Número de horas que la subfase es clasificada como 'subfase no trabaja por restricción'. Indica el número de horas en los que la subfase debería trabajar, pero no lo hace debido a una restricción con las subfases siguientes.
- Número de horas en los que la subfase no trabaja por operatividad (h): Número de horas en los que la subfase es clasificada como 'subfase no trabaja por operatividad'. Indica el número de horas en los que el valor de los agentes supera el valor umbral fijado como umbral de operatividad de la maquinaria que compone las unidades de obra que conforman la subfase.
- Número de horas en los que la subfase sufre daños (h): Número de horas en los que el valor de los agentes es superior al umbral de daños y la subfase es clasificada como 'subfase en pérdidas'. Indica el número de horas en los que la subfase sufre daños a consecuencia del valor de los agentes.

Duración de las paradas en la fase de construcción

- Número de veces en los que hay pérdidas: Indica el número de veces que la subfase sufre eventos de daños.
- Duración mínima de estados en los que hay pérdidas: Duración del evento más corto de todos los eventos de pérdidas sufridos por la subfase.
- Duración máxima de los estados en los que hay pérdidas: Duración del evento más largo de todos los eventos de pérdidas sufridos por la subfase.

3.4. Herramienta para simulación del proceso constructivo y cálculo de costes | 259

- Duración media de los estados en los que hay pérdidas: Duración media de los eventos de pérdidas sufridos por la subfase.
- Número de veces en los que hay paradas por operatividad: Indica el número de eventos separados en los que la subfase tiene paradas por operatividad.
- Duración mínima de estados en los que hay paradas por operatividad: Duración del evento más corto de todos los eventos de paradas por operatividad sufridos por la subfase.
- Duración máxima de los estados en los que hay paradas por operatividad: Duración del evento más largo de todos los eventos de paradas por operatividad sufridos por la subfase.
- Duración media de los estados en los que hay paradas por operatividad: Duración media de los eventos de paradas por operatividad sufridos por la subfase.

Volumen de pérdidas de material

- Volumen mínimo de pérdidas de material (m^3 , m^2 , m, Ud, n.bloques): Indica el volumen de pérdidas de material mínimo de todos los eventos de daños sufridos por la subfase en la fase de construcción.
- Volumen máximo de pérdidas de material (m^3 , m^2 , m, Ud, n.bloques): Indica el volumen de pérdidas de material máximo de todos los eventos de daños sufridos por la subfase en la fase de construcción.
- Volumen medio de pérdidas de material (m^3 , m^2 , m, Ud, n.bloques): Indica el volumen de pérdidas de material medio de todos los eventos de daños sufridos por la subfase en la fase de construcción.
- Volumen total de pérdidas de material (m^3 , m^2 , m, Ud, n.bloques): Indica el valor del volumen total de pérdidas de material durante todos los eventos de daños sufridos por la subfase en la fase de construcción.

Probabilidades de sufrir daños y pérdidas y probabilidad de parada operativa

- Probabilidad de sufrir daños y pérdidas: Indica la probabilidad de que la subfase sufra daños durante la fase de construcción.
- Probabilidad de parada operativa: Indica la probabilidad de que la subfase sufra una parada operativa durante la fase de construcción.

Probabilidad de fallo de la obra en vida útil

Dado un número suficiente de simulaciones de la vida útil de la obra o “experimento”, es posible estimar las probabilidades estadísticas de fallo en vida útil (ver ecuación 3.15) de los distintos componentes (modos, subsistemas y tramos) que, en el caso de los tramos, permiten la verificación del cumplimiento de los requisitos de proyecto.

$$p_{f,k} = \frac{N^{\circ} \text{ de simulaciones en que falla el componente } k}{N^{\circ} \text{ total de Simulaciones}} \quad (3.15)$$

Vida útil de los componentes (modos, subsistemas, tramos, dique)

Vida útil de los componentes (modos, subsistemas, tramos, dique) hasta su destrucción o fin de la simulación.

Número de inicios de avería

Número de inicios de avería en los distintos modos:

- a A consecuencia de los agentes climáticos
- b Desencadenada por cada uno de los otros modos

Daños o pérdidas sufridos en los componentes

- Número de veces que cada componente sufre daños o pérdidas

Indicadores sobre la estrategia de reparación

- Número de veces que se inicia la reparación de cada modo
- Duración de las operaciones de reparación de cada modo (h)
- Retrasos en la reparación atribuibles a falta de medios o al incumplimiento de sus condiciones de operatividad (h)

Ejemplo de salida de la simulación numérica de la fase de construcción

Se muestra a continuación un ejemplo de salida del avance de cada una de las subfases constructivas a lo largo de la fase de construcción para una estrategia arriesgada y otra conservadora.

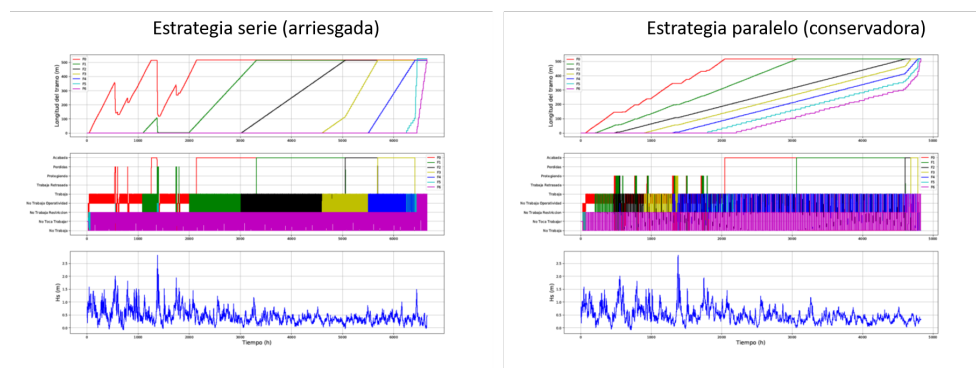


Figura 3.25: Datos de salida del avance de las subfases a lo largo de la fase de construcción

Ejemplo de los descriptores de salida de la simulación numérica durante la fase de construcción

Se muestra a continuación un ejemplo de los descriptores de salida de la simulación numérica de la fase de construcción para una estrategia en serie y (en paralelo).

Subfase	Tiempo de ejecución	N. Veces Daños	N. Veces parada operativa	Volumen total ejecutado	Vol. Total pérdidas
SF0: Dragado	3270 h (2997) h	9 (0)	162 (173)	460836 (189108) m ³	271513 (0) m ³
SF1: Vertido banquetta ciment.	3969 h (4403) h	5 (0)	1 (0)	241280 (200100) m ³	41058 (0) m ³
SF2: Vertido núcleo	2673 h (4222) h	0 (0)	3 (0)	288048 (288048) m ³	0 (0) m ³
SF3: Vertido manto secundario	1810 h (3880) h	0 (0)	3 (3)	42500 (42500) m ³	0 (0) m ³
SF4: Vertido manto principal	907 h (3479) h	0 (0)	3 (3)	47500 (47500) m ³	0 (0) m ³
SF5: Berma de protección	211 h (3000) h	0 (0)	3 (0)	8700 (8700) m ³	0 (0) m ³
SF6: Espaldón	202 h (2623) h	0 (0)	0 (0)	12600 (12600) m ³	0 (0) m ³

Figura 3.26: Tabla de descriptores obtenidos tras la simulación numérica de la fase de construcción para dos estrategias consideradas, una de avance en serie (arriesgada) y otra de avance en paralelo (conservadora).

Ejemplo de salida de la simulación numérica de la fase de reparación

Se muestra a continuación un ejemplo de salida con el nivel de avería de un modo de fallo en cada estado a lo largo de una simulación de 5 años. Se observa como la estrategia arriesgada no inicia la reparación hasta alcanzar un nivel de avería del 0.3, mientras que la conservadora empieza a reparar a partir de un nivel de avería de 0.1

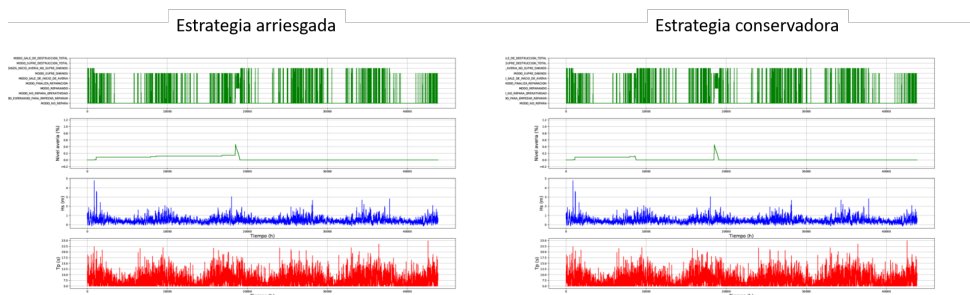


Figura 3.27: Datos de salida del nivel de avería de un modo de fallo en cada estado a lo largo de la vida útil del dique de abrigo

Ejemplo de los descriptores de salida de la simulación numérica durante la fase de reparación

Se muestra a continuación un ejemplo de los descriptores de salida de la simulación numérica de la fase de reparación para una estrategia arriesgada y otra conservadora.

Descriptores MF 3	Arriesgada	Conservadora
Vida útil	5 años	5 años
N. Veces IA.	2	3
N. Veces DT.	0	0
Probabilidad de sufrir daño	1,63 %	0,84 %
Duración media eventos daño	8,48 h	8,24 h

Descriptores MF 3	Arriesgada	Conservadora
N. Veces I. Reparación	1	2
Dur. Media trabajos reparación	35,77 h	35,60 h
Dur. Media esperas reparación	24 h	24 h
Dur. Media parada operativa	0 h	0 h

Figura 3.28: Tabla de descriptores obtenidos tras la simulación numérica de la fase de reparación para un modo de fallo y dos estrategias consideradas (arriesgada y conservadora).

Funciones relacionadas

main_tramos.simulacion_proceso_constructivo_tramo(n, de_planta, hora_acumulada, hora_inicio_tramos, p_invernal, alcance, estrategia, ruta_de, rep_inmediata)

(API. Función que simula la fase de construcción para un tramo de dique determinado. 1.8.17)

simulacion_fase_conservacion.simulacion_fase_conservacion(de_planta, de_diagrama_modos, de_arbol_fallo, de_esquema_division_dique, de_tipo_verificacion, clima_tramos, cadencia, de_verificacion_tramos, peralte, h_fin_sim, de_reparacion_disponibles, de_reparacion_necesarios, alcance, estrategia)

(API. Función que simula la fase de reparación a lo largo de la vida útil del dique. 1.12.10)

calculos.extraccion_resultados(datos_salida, datos_salida_prob_ini_averia, de_planta, estado_modos_fallo, h_fin_sim, ruta_ds, cadencia)

(API. Función que extrae los resultados de la simulación de la fase de reparación a lo largo de la vida útil del dique. 1.12.2)

3.4.5 Adjudicación de costes totales

En este apartado, se muestra el procedimiento de organización y adjudicación de costes calculados por la herramienta en el proceso de simulación. De acuerdo con lo indicado en el apartado 3.2 de este Manual, los costes totales en las fases de construcción y reparación pueden organizarse en cada unidad espacio-temporal de análisis como suma de los siguientes:

- Costes de ejecución en euros (€). Se desglosan en:
 - Costes de maquinaria en euros (€). Se obtiene para cada subfase como la suma de los costes de maquinaria de cada unidad de obra que compone la subfase, que se calculan como el producto del número de máquinas de cada tipo por su coste unitario por el número de horas que trabaja dicha unidad de obra.
 - Costes de mano de obra en euros (€). Se obtiene para cada subfase como la suma de los costes de mano de obra de cada unidad de obra que compone la subfase, que se calculan como el producto del coste de la mano de obra unitario por el número de horas que trabaja dicha unidad de obra.
 - Costes de materiales en euros (€). Se obtienen para cada subfase como la sumatoria de las unidades de material empleadas por la subfase en cada hora de trabajo multiplicado por el coste de material unitario. El coste total de los materiales dependerá del volumen de material ejecutado por la subfase.

Dentro de los costes unitarios que componen los de ejecución se distinguirán de forma específica los siguientes coste fijos:

- Costes de mantenimiento en euros (€). Se obtienen para cada subfase como la sumatoria de los costes de mantenimiento unitarios en cada estado de la subfase independientemente del estado en el que se encuentre. Se tratan de unos costes fijos y constantes a lo largo del tiempo durante la fase constructiva.
 - Costes de contar con maquinaria, materiales y mano de obra disponibles de forma permanente en puerto en euros (€).
- Costes adicionales por retrasos en euros (€). Se obtiene como la suma de los costes adicionales unitarios de cada unidad de obra que compone la subfase. Estos costes adicionales se añade a los costes de mano de obra y maquinaria en cada hora en la que la unidad de obra trabaje fuera de plazo.
 - Costes de protección en euros (€). Se obtienen para cada subfase como la sumatoria de los costes de protección unitarios obtenidos en cada uno de los estados en los que la subfase ha estado protegiendo la longitud desprotegida ante la previsión de temporales.
 - Costes debidos a los daños y pérdidas en euros (€). Se obtienen para cada subfase como la sumatoria de los costes de daños en la subfase obtenidos en cada uno de los estados en los que la subfase ha sufrido daños.
 - Costes indirectos en euros (€). Se obtienen como un porcentaje de los costes directos.

Para facilitar la comparación entre soluciones, se caracterizan de forma aislada los costes de mantener maquinaria, materiales y mano de obra disponibles de forma permanente en puerto .

Ejemplo de la adjudicación de costes

Se muestra a continuación un ejemplo de la adjudicación de costes de la fase de construcción para una estrategia en serie y (en paralelo).

Subfase	Costes Directos (M€)	Costes indirectos (M€)	Costes de protección (M€)	Costes de pérdidas (M€)	Costes totales (M€)
SF0: Dragado	1.58 (0.88)	0.15 (0.088)	0 (0.019)	1.64 (0)	3.38 (0.97)
SF1: Vertido banquetta ciment.	3.52 (3.17)	0.35 (0.32)	0 (0.013)	8.21 (0)	4.70 (3.50)
SF2: Vertido núcleo	5.26 (5.62)	0.53 (0.56)	0 (0.0028)	0 (0)	5.79 (6.17)
SF3: Vertido manto secundario	0.91 (0.81)	0.091 (0.081)	0 (0.0025)	0 (0)	1.00 (0.90)
SF4: Vertido manto principal	0.92 (0.81)	0.092 (0.081)	0	0 (0)	1.01 (0.90)
SF5: Berma de protección	0.21 (0.21)	0.021 (0.021)	0	0 (0)	0.23 (0.23)
SF6: Espaldón	0.095 (0.095)	0.0095 (0.0095)	0	0 (0)	0.10 (0.10)

Figura 3.29: Tabla con la adjudicación de costes obtenidos tras la simulación numérica del proceso constructivo para cada una de las subfases de uno de los tramos del dique de abrigo.

Los resultados obtenidos por la herramienta en las sucesivas simulaciones permite caracterizar la variabilidad de los costes en cada una de las categorías definidas y son el punto de partida para la selección de alternativas y la optimización de procesos y estrategias.

Ejemplo de variabilidad de costes en la simulación

Se muestra a continuación un ejemplo teórico de la variabilidad de los costes totales de reparación acumulados a lo largo de cinco años para una estrategia arriesgada y otra conservadora.

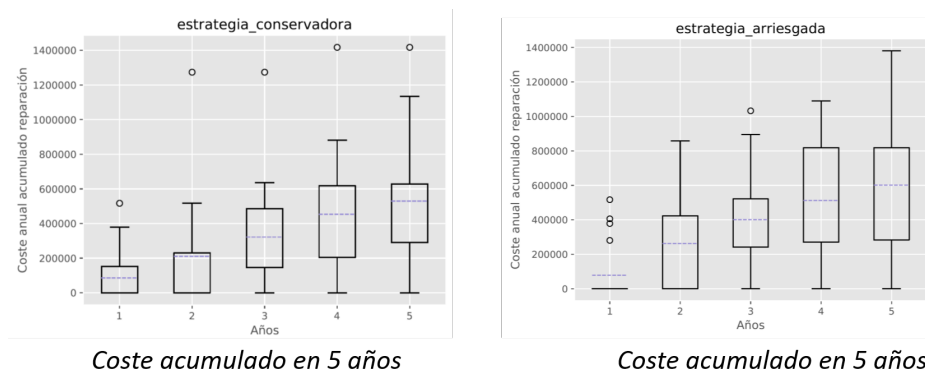


Figura 3.30: Variabilidad de los costes totales acumulados (5 años) a lo largo de las fases de reparación de un modo de fallo del dique de abrigo para una estrategia conservadora (izq) y una arriesgada (der). El valor medio se representa mediante la línea punteada.

Funciones relacionadas

calculos.extraccion_resultados(de_planta, n, estado_real_total, vol_acumulado_total, vol_ejecutado_total, de_tramo_total, hora_inicio_tramos, vol_perdido_total, costes_ejecc_sf_total_total, costes_directos_sf_total_total, costes_sf_total_total, com_fin_teorico_total, ruta_de, ruta_ds, alcance)

(API. Función que extrae y organiza los resultados de la verificación del proceso constructivo de un tramo. 1.8.2)

calculos.calculo_costes(estado_modos_fallo, de_reparacion_necesarios, de_reparacion_disponibles, datos_salida, de_planta, ruta_ds, alcance, estrategia, cadencia)

(API. Función que calcula los costes de las fases de reparación de un dique de abrigo a lo largo de la vida útil. 1.12.2)

BIBLIOGRAFÍA

- Ahrens, J. P. y McCartney, B. L. (1975). *Wave period effect on the stability of riprap*. Informe técnico. Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Va (véase página 160).
- Álvarez-Gómez, J., González, M., Otero, L. y col. (2011). “Tsunami hazard at the Western Mediterranean Spanish coast from seismic sources”. En: *Natural Hazards and Earth System Sciences* 11.1, páginas 227-240 (véase página 40).
- Aniel-Quiroga, Í., Vidal, C., Lara, J. L., González, M. y Sainz, Á. (2018). “Stability of rubble-mound breakwaters under tsunami first impact and overflow based on laboratory experiments”. En: *Coastal Engineering* 135, páginas 39-54 (véase página 40).
- Baquerizo, A. y Losada, M. (1998a). “Longitudinal current induced by oblique waves along coastal structures”. En: *Coastal Engineering* 35, páginas 211-230 (véanse páginas 179, 180).
- Baquerizo, A. y Losada, M. A. (1998b). “Sediment transport around a mound breakwater: The toe erosion problem”. En: *Coastal Engineering Proceedings* 1.26 (véanse páginas 121-123).
- Battjes, J. y Groenendijk, H. (1999). “Shallow foreshore wave height statistics”. En: *Coastal Structures*. Volumen 99 (véase página 162).
- Battjes, J. A. (1974). “Surf similarity”. En: *Coastal Engineering 1974*, páginas 466-480 (véase página 160).
- Benedicto, I. (2004). “Comportamiento y evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje”. Tesis doctoral. Universidad de Granada (véanse páginas 33, 116, 118).
- Benedicto, I. and Losada, Miguel A (2012). *Memoria del Convenio de colaboración entre Puertos del Estado y las Universidades de Granada, Cantabria y La Coruña; las Universidades Politécnicas de Valencia, Barcelona y Madrid, el CEDEX e INHA para estudiar la influencia de la reflexión en la estabilidad de los diques en talud*. Informe técnico. Universidad de Granada (véanse páginas 116, 118).
- Bradbury, A. P. y Allsop, N. W. (1988). “Hydraulic Effects of Breakwater Crown Walls”. En: *Proceedings of the Breakwaters '88 Conference, Institution of Civil Engineers*. Editado por U. Thomas Telford Publishing London, páginas 385-396. (Véase página 174).

- Brennan, A., Sumer, B., Christensen, E., Kirca, Ö., Sawicki, A., Swidzinski, W. y Christensen, E. (2015). *D5.4 Guidelines for interaction between seabed and support structure* (véanse páginas 206-208).
- Bruce, T., Van der Meer, J., Franco, L. y Pearson, J. (2009). "Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters". En: *Coastal Engineering* 56.2, páginas 166-179 (véase página 173).
- Bruun, P. y Günbak, A. R. (1977). "Stability of sloping structures in relation to $\xi = \tan \alpha / \sqrt{H/L_0}$ risk criteria in design". En: *Coastal Engineering* 1, páginas 287-322 (véase página 160).
- Burcharth, H., d'Angremond, K., Meer, J. van der y Liu, Z. (2000). "Empirical formula for breakage of Dolosse and Tetrapods". En: *Coastal Engineering* 40.3, páginas 183-206. ISSN: 0378-3839. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0378-3839\(00\)00010-7](https://doi.org/10.1016/S0378-3839(00)00010-7). URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383900000107> (véanse páginas 130, 190).
- Caires, S. y Van Gent, M. R. (2012). "Wave Height Distribution in Constant and Finite Depths". En: *Coastal Engineering Proceedings* 1.33, página 15 (véase página 162).
- Castillo, M., Castillo, E., Fernandez-Castelli, A., Molina, R. y Gómez, R. (2012). "Stochastic Model for Damage Accumulation in Rubble-Mound Breakwaters Based on Compatibility Conditions and the Central Limit Theorem". En: *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 138.451-463 (véanse páginas 179, 189, 199).
- CEM (2002). *Coastal Engineering Manual (CEM)*. (V. 4, Chapter 2. Washington, D.C: U. S. Army Corps of Engineers (véase página 178).
- Cobos, M., Chiapponi, L., Longo, S., Baquerizo, A. y Losada, M. (2017). "Ripple and sandbar dynamics under mid-reflecting conditions with a porous vertical breakwater". En: *Coastal Engineering* 125, páginas 95-118. ISSN: 0378-3839. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.04.006>. URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383916304008> (véase página 180).
- Comola, F., Andersen, T. L., Martinelli, L., Burcharth, H. F. y Ruol, P. (2014). "Damage pattern and damage progression on breakwater roundheads under multidirectional waves". En: *Coastal Engineering* 83, páginas 24-35 (véase página 145).
- Dalrymple, R. A., Losada, M. A. y Martín, P. A. (1991). "Reflection and transmission from porous structures under oblique wave attack". En: *Journal of Fluids Mechanics* 224.625-644 (véanse páginas 85, 159).
- Dirección General de Protección Civil y Emergencias (2017). *Directrices para la caracterización del material dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre*. Ministerio del Interior (véase página 40).

- EurOtop (2016). *Manual on wave overtopping on sea defenses and related structures*. Environment Agency (véanse páginas 101, 173, 174).
- Fowler, J. E. (1992). *Scour Problems and Methods for Prediction of Maximum Scour at Vertical Seawalls*. Informe técnico Technical Report CERC-92-16, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. (véanse páginas 181, 182).
- Franco, C. y Franco, L. (1999). “Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with Nonbreaking 3D Waves”. En: *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 125.2, páginas 98-108 (véase página 174).
- Gómez-Martín, M. E. y Medina, J. R. (2014). “Heterogeneous Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armor Units”. En: *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 140.1, páginas 100-108 (véanse páginas 102, 188-190).
- Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (2012a). *Estudio de la fiabilidad en los procesos constructivos de emisarios submarinos*. Informe técnico. Universidad de Granada (véase página 239).
- (2012b). *Modelo de gestión del riesgo en fase de construcción*. Informe técnico. Universidad de Granada (véase página 239).
- Herrera, M. P., Molines, J. y Medina, J. R. (2016). “Hydraulic stability of nominal and sacrificial toe berms for mound breakwaters on steep sea bottoms”. En: *Coastal Engineering* 114, páginas 361-368 (véase página 185).
- Hughes, S. A. y Fowler, J. E. (1991). “Wave-Induced Scour Prediction at Vertical Walls,” en: *Proceedings of Coastal Sediments '91*. Editado por A. S. of Civil Engineers. Volumen 2, páginas 1886-1900 (véase página 182).
- IH Cantabria, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (2002). *Sistema de Modelado Costero*. Versión 2.5. URL: <http://smc.ihcantabria.es/> (véanse páginas 40, 105).
- Iribarren y Nogales (1964). “Obras Maritimas. Oleaje y diques”. En: *Editorial Dossat, Madrid* 195 (véanse páginas 103, 160).
- Kortenhaus, A. y Oumeraci, H. (1998). “Classification of wave loading on monolithic coastal structures”. En: *Proc. of the 26st International Coastal Engineering Conferece, ASCE*, páginas 867-880 (véase página 52).
- Losada, M. A. y Giménez-Curto, L. A. (1979). “The joint effect of the wave height and period on the stability number of rubble mound breakwaters using Iribarren’s number”. En: *Coastal Engineering* 3.77-96 (véanse páginas 160, 188, 189).

- Losada, M. y Giménez-Curto, L. A. (1981). "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action". En: *Coastal Engineering* 4.187-206 (véanse páginas 103, 160, 172, 174, 190).
- Losada, M., Desiré, J. y Merino, J. (1987). "An energy approach to non-breaking wave-induced motion of bottom sediment particles". En: *Coastal engineering* 11.2, páginas 159-173 (véanse páginas 181, 182).
- Losada, M., Vidal, C. y Medina, R. (1989). "Experimental study of the evolution of a solitary wave at an abrupt junction". En: *Journal of Geophysical Research: Oceans* 94.C10, páginas 14557-14566 (véase página 40).
- Losada, M., Dalrymple, R. y Vidal, C. (1990). "Water Waves in the Vicinity of Breakwaters". En: *Journal of Coastal Research* 7.119-137 (véanse páginas 109, 110).
- Losada, I. J., Dalrymple, R. A. y Losada, M. A. (1993a). "Water waves on crown breakwaters". En: *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering* 119.4, páginas 367-380 (véanse páginas 139-142).
- Losada, M. A., Losada, I. J. y Roldán, A. J. (1993b). "Propagation of oblique incident modulated waves past rigid, vertical thin barriers". En: *Applied Ocean Research* 15.5, páginas 305-310. ISSN: 0141-1187. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0141-1187\(93\)90019-T](http://dx.doi.org/10.1016/0141-1187(93)90019-T). URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/014111879390019T> (véase página 85).
- Losada, I., Silva, R. y Losada, M. (1997). "Effects of reflective vertical structures permeability on random wave kinematics". En: *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering* 123.6, páginas 347-353 (véanse páginas 115, 117, 180).
- Losada, M. A. (1989). "Recent developments in the design of mound breakwaters". En: *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*. University of Cantabria. Capítulo 21 (véanse páginas 94, 130, 132-135, 161).
- Maciñeira, E. G. y Burcharth, H. F. (2008). "Spatial damage distribution over cube armoured roundheads". En: *Proc. ICCE 2008, World Scientific* 4, páginas 3449-3460 (véase página 109).
- Maciñeira, E. G. y Burcharth, H. F. (2016). "Stability of cube armoured roundheads exposed to long crested and short crested waves". En: *Coastal Engineering* 112, páginas 99-112 (véase página 203).
- Madrigal, B. y Valdés, J. (1995). "Study of rubble mound foundation stability". En: *Proc. of Final Workshop, MAST II, MCS-Project*. (Véanse páginas 184, 185).
- Martin, F. L., Losada, M. A. y Medina, R. (1999). "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls". En: *Coastal Engineering* 37.2, páginas 149-174 (véanse páginas 80, 102, 139, 142-144, 173, 197, 200).

- MEIPOR-16 (2016). *Revisión y Actualización del Método de Evaluación de Inversiones Portuarias (MEIPOR)*. Puertos del Estado (véase página 220).
- Meyer-Peter, E. y Müller, R. (1948). "Formulas for bed-load transport". En: *IAHSR 2nd meeting, Stockholm, appendix 2*. IAHR (véase página 182).
- MLIT, NILIM y PARI (2009). *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Second edition. Tokyo, Japan: Ports and Harbours Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT), National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), and Port and Airport Research Institute (PARI) (véase página 200).
- Molines, J., Herrera, M. P. y Medina, J. R. (2018). "Estimations of wave forces on crown walls based on wave overtopping rates". En: *Coastal Engineering* 132, páginas 50-62 (véanse páginas 102, 200).
- Moyano, J., Zarranz, G., Clavero, M., M., M. y Losada, M. (2007). "Metodología para el estudio de la estabilidad de vertidos marítimos en diques de talud a grandes profundidades". En: *Jornadas españolas de Costas y Puertos* (véase página 239).
- Muttray, M. (2013). "A pragmatic approach to rock toe stability". En: *Coastal Engineering* 82, páginas 56-63 (véanse páginas 184, 185).
- Myrhaug, D. y Ong, M. C. (2009). "Random wave-induced scour at the trunk section of a breakwater". En: *Coastal Engineering* 56.5, páginas 688-692. ISSN: 0378-3839 (véase página 178).
- Napp, N., Pearson, J., Richardson, S., Bruce, T., Allsop, W. y Pullen, T. (2002). "Overtopping of seawalls under oblique and 3-d wave conditions". En: *Coastal Engineering Conference*. Volumen 2. ASCE American Society of Civil Engineers, páginas 2178-2190 (véase página 171).
- Nørgaard, J. Q. H., Andersen, T. L. y Burcharth, H. F. (2013). "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow water wave conditions". En: *Coastal Engineering* 80, páginas 137-147 (véanse páginas 102, 200).
- Pérez-Romero, D. M., Ortega-Sánchez, M., Moñino, A. y Losada, M. A. (2009). "Characteristic friction coefficient and scale effects in oscillatory porous flow". En: *Coastal Engineering* 56.9, páginas 931-939 (véanse páginas 94, 118, 119).
- Perez, D. M., Correa, M., Ortega, M., Clavero, M. y Losada, M. A. (2010). "Pressure distributions on a vertical breakwater: experimental study and scale effects". En: *Coastal Engineering Proceedings* 1.32, página 24 (véase página 197).
- Pérez, D. (2008). "Procesos hidrodinámicos en diques mixtos y efectos de escala". Tesis doctoral. Universidad de Granada (véanse páginas 172, 192).
- Pethick, J. S. (1984). *An introduction to coastal geomorphology* (véase página 150).

- Pillai, K., Etemad-Shahidi, A. y Lemckert, C. (2017). “Wave overtopping at berm breakwaters: Experimental study and development of prediction formula”. En: *Coastal Engineering* 130, páginas 85-102. ISSN: 0378-3839 (véase página 103).
- Powell, K. A. y Allsop, W. (1985). “Low-crest breakwaters, hydraulic performance and stability”. En: (véanse páginas 191, 192).
- Puertos del Estado (2008). *Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas*. Informe técnico. Puertos del Estado (véase página 239).
- ROM 0.0-01 (2001). *ROM 0.0. Procedimiento General y las Bases de Cálculo en el Proyecto*. Puertos del Estado, página 218. ISBN: 84-88975-30-9 (véanse páginas 52, 215).
- ROM 0.5-05 (2005). *ROM 0.5.-05. Geotecnia para las Obras Marítimas y Portuarias*. Puertos del Estado. ISBN: 84-88975-52-x (véanse páginas 32-34, 68, 94, 105, 149, 204, 205, 212).
- ROM 1.0-09 (2009). *ROM 1.0-09. Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo*. Puertos del Estado. ISBN: 978-84-88975-73-7 (véanse páginas 37, 38, 54-62, 67, 105, 108, 111).
- ROM 5.1-13 (2013). *ROM 5.1-14. Calidad del Agua Litoral en las Áreas Portuarias*. Puertos del Estado. ISBN: 978-84-88975-81-2 (véanse páginas 21, 42-44, 105).
- Solari, S. y Losada, M. A. (2011). “Non-stationary wave height climate modeling and simulation”. En: *Journal of Geophysical Research: Oceans* 116.C9. C09032, n/a-n/a. ISSN: 2156-2202. DOI: 10.1029/2011JC007101. URL: <http://dx.doi.org/10.1029/2011JC007101> (véase página 239).
- Solari, S. y Van Gelder, P. (2011). “On the use of Vector Autoregressive (VAR) and Regime Switching VAR models for the simulation of sea and wind state parameters”. En: *Marine Technology and Engineering* (véase página 239).
- Solari, S. y Losada, M. A. (2012a). “A unified statistical model for hydrological variables including the selection of threshold for the peak over threshold method”. En: *Water Resources Research* 48.10. W10541, n/a-n/a. ISSN: 1944-7973. DOI: 10.1029/2011WR011475. URL: <http://dx.doi.org/10.1029/2011WR011475> (véase página 239).
- Solari, S. y Losada, M. Á. (2012b). “Unified distribution models for met-ocean variables: Application to series of significant wave height”. En: *Coastal Engineering* 68, páginas 67-77. ISSN: 0378-3839. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.coastaleng.2012.05.004>. URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383912000919> (véase página 239).
- Sumer, B. M. y Fredsøe, J. (2000). “Experimental study of 2D scour and its protection at a rubble-mound breakwater”. En: *Coastal Engineering* 40, páginas 59-87 (véanse páginas 181, 182).

- Takahashi, S., Tanimoto, K. y Shimosako, K. (1993). *Experimental Study of Impulsive Pressures on Composite Breakwaters - Fundamental Feature of Impulsive Pressure and the Impulsive Pressure Coefficient*. Informe técnico PARI Report 031-05-02. Port y Harbor Research Institute, Ministry of Transport, Japan (véase página 195).
- (1994). “A Proposal of Impulsive Pressure Coefficient for Design of Composite Breakwaters”. En: *Proceedings of the International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbor Construction* (véanse páginas 102, 200).
- Takahashi, S. (2002). *Design of vertical breakwaters*. Informe técnico (véase página 60).
- (1996). *Design of vertical breakwaters*. PARI (Port y Airport Research Institute). (véanse páginas 81, 82, 90, 92, 127).
- Van Gent, M. R. y Pozueta, B. (2005). “Rear-side stability of rubble mound structures”. En: *Coastal Engineering 2004: (In 4 Volumes)*. World Scientific, páginas 3481-3493 (véanse páginas 193, 194).
- Van Gent, M. R. A. y Van der Werf, I. M. (ene. de 2014). “Rock toe stability of rubble mound breakwaters”. En: *Coastal Engineering* 83, páginas 166-176. ISSN: 03783839. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2013.10.012. URL: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0378383913001683> (véanse páginas 184, 185).
- Van der Meer, J. W. y Janssen, W. (1995). *Wave Run-Up and Wave Overtopping at Dikes*. Editado por Kobayashi y Demirbilek. American Society of Civil Engineers (véase página 174).
- Van der Meer, J. W. (1987). “Stability of breakwater armour layers—design formulae”. En: *Coastal engineering* 11.3, páginas 219-239 (véanse páginas 188, 189).
- Van der Meer, J. W. (1988). “Stability of Cubes, Tetrapodes and Accropode”. En: *Proceedings of the Breakwaters '88 Conference; Design of Breakwaters*. Editado por L. Institution of Civil Engineers Thomas Telford, páginas 71-80 (véase página 103).
- Van der Meer, J. W. (1995). “Conceptual design of rubble mound breakwaters”. En: *Advanced in Coast. and Oc. Engrg*, páginas 221-315 (véanse páginas 173, 174).
- Vidal, C., Losada, M. A. y Medina, R. (1991). “Stability of mound breakwater’s head and trunk”. En: *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering* 117.6, páginas 570-587 (véanse páginas 92, 93, 202).
- Vidal, C., Losada, M., Medina, R., Mansard, E. y Gomez-Pina, G. (1992). “A Universal Analysis for the Stability of Both Low-Crested and Submerged Breakwaters”. En: *Coastal Engineering 1992* (véanse páginas 191, 192).
- Vílchez, M., Clavero, M. y Losada, M. A. (2015). “Verification of Rock Toe Stability Applying the Hydraulic Performance Curves”. En: *Proceedings of the Coastal Structures and Solutions to Coastal Disasters 2015* (véanse páginas 184, 185).

- Vílchez, M., Clavero, M., Lara, J. L. y Losada, M. A. (2016a). “A characteristic friction diagram for the numerical quantification of the hydraulic performance of different breakwater types”. En: *Coastal Engineering* 114, páginas 86-98 (véase página 154).
- Vílchez, M., Clavero, M. y Losada, M. A. (2016b). “Hydraulic performance of different non-overtopped breakwater types under 2D wave attack”. En: *Coastal Engineering* 107, páginas 34-52 (véanse páginas 77, 159).
- Vílchez, M., Clavero, M., Baquerizo, A. y Losada, M. A. (2017). “An Approximation to the Statistical Characteristics of Wind Waves in Front and from the Toe of the Structure to the Toe of the Crown of Nonovertopped Breakwaters”. En: *Coastal Engineering Journal* 59.03, página 1750012 (véanse páginas 131, 163, 174).
- Xie, S. L. (1981). *Scouring Patterns in Front of Vertical Breakwaters and their Influences on the Stability of the Foundations of the Breakwaters*. Informe técnico. Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, The Netherlands. (véanse páginas 103, 181, 182).
- (1985). “Scouring Patterns in Front of Vertical Breakwaters”. En: *Acta Oceanologica Sinica* 1, páginas 153-164 (véanse páginas 181, 182).
- Zanuttigh, B. y van der Meer, J. W. (2008). “Wave reflection from coastal structures in design conditions”. En: *Coastal Engineering* 55.10, páginas 771-779. ISSN: 0378-3839 (véanse páginas 101, 161, 162).
- Zanuttigh, B. y Andersen, T. L. (2010). “Wave reflection in 3D conditions”. En: *Coastal Engineering* 57.5, páginas 531-538 (véase página 162).