



CURSO: 2016/2017

JULIO DE 2017

# ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

---



TRABAJO FINAL DE MÁSTER  
MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
ETSICCP - UPV

AUTOR: MARES NASARRE, PATRICIA  
TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, M. ESTHER  
COTUTOR: MEDINA FOLGADO, JOSEP R.





## **ÍNDICE GENERAL:**

<b>DOCUMENTO Nº1. MEMORIA Y ANEJOS .....</b>	<b>1</b>
ANEJO A. CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS.....	399
ANEJO B. MECANISMOS DE FALLO Y PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS.....	409
ANEJO C. PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN LA ESTABILIDAD.....	411
ANEJO D. SECCIÓN DEL CANAL DE OLEAJE Y VIENTO DEL LABORATORIO DE PUERTOS Y COSTAS DE LA UPV.....	412
ANEJO E. SECCIÓN DEL MODELO ENSAYADO CON MANTO MONOCAPA DE CUBÍPODOS.....	413
ANEJO F. PROGRAMACIÓN DEL FILTRO PARA REGISTRAR REBASE.....	414
ANEJO G. PROGRAMA DEL FILTRO PARA EL REGISTRO DEL ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA EN CORONACIÓN.....	418
ANEJO H. PROGRAMA DE OBTENCIÓN DE ESTADÍSTICOS DEL ESPESOR DE LÁMINA DE AGUA EN CORONACIÓN.....	427
ANEJO I. RESULTADOS EXPERIMENTALES DE ESPESORES DE LÁMINA EN CORONACIÓN.....	433
ANEJO J. RÉGIMEN EXTREMAL DEL OLEAJE.....	439
ANEJO K. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	443
<b>DOCUMENTO Nº2. PLANOS.....</b>	<b>453</b>





CURSO: 2016/2017

JULIO DE 2017

# ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

## *DOCUMENTO Nº1. MEMORIA*



TRABAJO FINAL DE MÁSTER  
MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
ETSICCP - UPV

AUTOR: MARES NASARRE, PATRICIA  
TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, M. ESTHER  
COTUTOR: MEDINA FOLGADO, JOSEP R.





## ÍNDICE DE LA MEMORIA:

<b>CAPÍTULO 0. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>17</b>
0.1. MOTIVACIÓN .....	17
0.2. SÍNTESIS DEL ESTUDIO .....	19
<b>CAPÍTULO 1. DISEÑO DE DIQUES EN TALUD A ROTURA POR FONDO .....</b>	<b>21</b>
1.1. INTRODUCCIÓN.....	21
1.2. DIQUE EN TALUD CONVENCIONAL .....	24
1.3. REVISIÓN HISTÓRICA: DISEÑO DE DIQUES EN TALUD .....	26
1.4. OSCILACIONES DEL MAR. OLEAJE .....	34
1.4.1. Clasificación de las ondas del mar .....	35
1.4.1.1. Tipologías relevantes de ondas.....	37
1.4.2. Propagación del oleaje: asomeramiento, refracción, difracción, reflexión y rotura .....	40
1.4.2.1. Asomeramiento .....	41
1.4.2.2. Refracción .....	42
1.4.2.3. Difracción.....	45
1.4.2.4. Reflexión .....	47
1.4.3. Extinción del oleaje: rotura .....	48
1.4.4. Tipos de rotura. Clasificación .....	50
1.4.5. Criterios de rotura.....	54
1.4.5.1. Rotura por limitación de fondo.....	54
1.4.5.2. Rotura por limitación de peralte.....	58
1.5. DISEÑO DE DIQUES EN TALUD CON OLEAJE EN ROTURA CON LIMITACIÓN POR FONDO.....	59
1.5.1. Introducción.....	59
1.5.2. Formulaciones para el diseño de diques en talud bajo oleaje limitado por fondo. Estabilidad de la estructura .....	60
<b>CAPÍTULO 2. ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD. EL CUBÍPODO .....</b>	<b>70</b>
2.1. INTRODUCCIÓN.....	70
2.2. ESTADO DE LA TÉCNICA .....	70
2.3. CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD .....	74
2.3.1. Bakker et al. (2003) .....	74
2.3.2. Muttray, Reedijk y Klabbers (2004) .....	75
2.3.3. Liesbet Mijlemans (2006).....	75
2.3.4. Smolka (2008) .....	78
2.3.4.1. Clasificaciones relativas al proceso constructivo .....	78
2.3.4.2. Clasificaciones relativas al grado de simplicidad de su forma .....	79
2.3.4.3. Clasificaciones relativas a las características físicas del elemento.....	79
2.3.5. Dupray y Roberts (2009) .....	79
2.4. UN NUEVO ELEMENTO DE HORMIGÓN PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD: EL CUBÍPODO .....	80
2.4.1. Motivación .....	81
2.4.2. Descripción y ventajas .....	82
2.4.3. Proceso constructivo y puesta en obra.....	86
2.4.4. Estabilidad hidráulica del Cubípedo.....	89
<b>CAPÍTULO 3. ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE DIQUES EN TALUD DE BAJA COTA DE CORONACIÓN .....</b>	<b>91</b>
3.1. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UN DIQUE EN TALUD .....	91
3.1.1. Introducción.....	91
3.1.2. Estabilidad de las unidades.....	91
3.1.3. Modos de fallo de los diques en talud .....	94
3.1.4. La compactación heterogénea.....	99
3.1.5. Avería del manto principal.....	100
3.1.5.1. Introducción.....	100
3.1.5.2. Niveles de avería.....	104
3.1.5.3. Cuantificación de la estabilidad .....	107

3.2. EL MORRO DE DIQUES EN TALUD .....	114
3.3. ESTABILIDAD EN DIQUES CON BAJA COTA DE CORONACIÓN .....	119
3.3.1. Van der Meer (1994) .....	119
3.3.2. Vidal et al. (1995, 2000) .....	122
3.3.3. Burger (1995) .....	125
3.3.4. Kramer et al. (2005) .....	126
3.3.5. Vidal et al. (2007) .....	129
3.3.6. Van der Linde (2010) y Muttray et al. (2012) .....	132
<b>CAPÍTULO 4. REMONTE Y REBASE DE DIQUES EN TALUD DE BAJA COTA DE CORONACIÓN .....</b>	<b>137</b>
4.1. INTRODUCCIÓN .....	137
4.2. REMONTE EN DIQUES EN TALUD .....	138
4.2.1. Definición del remonte .....	138
4.2.2. Revisión histórica .....	139
4.2.2.1. Talud liso y oleaje regular .....	141
4.2.2.2. Talud liso y oleaje irregular .....	145
4.2.2.3. Taludes rugosos y permeables y oleaje regular .....	148
4.2.2.4. Talud rugoso y permeable y oleaje irregular .....	153
4.3. REBASE EN DIQUES EN TALUD .....	161
4.3.1. Definición de rebase .....	161
4.3.2. Revisión histórica .....	163
4.3.3. Diseño de diques en talud: influencia del rebase .....	188
4.3.3.1. Rebase admisible .....	188
4.3.3.2. Determinación de la cota de coronación .....	197
4.4. REBASE SOBRE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN .....	199
4.4.1. EurOtop Manual (2007) .....	199
4.4.2. Victor y Troch (2012) .....	200
4.4.1. Troch et al. (2015) .....	203
4.4.2. Gallach-Sanchez et al. (2016) .....	206
4.5. PARÁMETROS DESCRIPTORES DEL REBASE: ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA Y VELOCIDAD .....	208
4.5.1. Schüttrumpf y Van Gent (2003) .....	208
4.5.2. Schüttrumpf y Oumeraci (2005) .....	216
4.5.3. Bosman et al. (2008) .....	217
4.5.4. EurOtop II Manual (2016) .....	218
<b>CAPÍTULO 5. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>220</b>
5.1. DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES Y EQUIPOS .....	220
5.1.1. Descripción del canal de oleaje y viento para ensayos 2D .....	220
5.1.2. Sistema generador de oleaje .....	221
5.1.3. Sistema disipador de energía .....	222
5.1.4. Instrumentación .....	223
5.1.4.1. Sensores de nivel .....	223
5.1.4.2. Captación y medida del rebase .....	226
5.1.4.3. Soporte audiovisual .....	226
5.2. MODELIZACIÓN A ESCALA DEL DIQUE EN TALUD .....	227
5.2.1. Materiales .....	228
5.2.1.1. Núcleo .....	229
5.2.1.2. Filtro .....	229
5.2.1.3. Manto principal .....	230
5.2.1.4. Berma de pie .....	232
5.2.2. Porosidades .....	232
5.3. PROCESO CONSTRUCTIVO .....	234
5.4. ENSAYOS REALIZADOS .....	238
5.5. ANÁLISIS DE DATOS .....	241
5.5.1. Análisis del oleaje .....	241
5.5.2. Avería del manto principal .....	245

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

5.5.3. Rebase.....	247
5.5.4. Espesor de la lámina de agua en coronación.....	248
<b>CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>250</b>
6.1. INTRODUCCIÓN.....	250
6.2. VERIFICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS EXISTENTES.....	251
6.2.1. Schüttrumpf y Van Gent (2003).....	251
6.2.2. EurOtop II Manual (2016).....	252
6.2.3. Conclusiones.....	253
6.3. NUEVA METODOLOGÍA PARA LA ESTIMACIÓN DEL ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA EN CORONACIÓN ....	254
6.3.1. Coeficientes existentes.....	255
6.3.2. Nueva propuesta.....	256
<b>CAPÍTULO 7. APLICACIÓN AL DISEÑO DEL DIQUE EN TALUD PARA LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA).....</b>	<b>258</b>
7.1. INTRODUCCIÓN.....	258
7.2. SITUACIÓN PREVIA A LA AMPLIACIÓN.....	260
7.2.1. Situación geográfica y accesos.....	260
7.2.2. Historia del Puerto.....	261
7.2.2.1. Origen del puerto.....	261
7.2.2.2. Sector económico.....	262
7.2.2.3. Evolución y proyectos del puerto de Blanes.....	264
7.2.3. Instalaciones previas a la ampliación.....	266
7.3. AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES.....	269
7.3.1. Motivación.....	269
7.3.2. Proyecto Constructivo de la Ampliación del Puerto pesquero de Blanes.....	273
7.3.2.1. Antecedentes.....	273
7.3.2.2. Criterios de diseño.....	276
7.3.2.3. Estudio de clima marítimo.....	287
7.3.2.4. Estudio de propagación del oleaje.....	302
7.3.2.5. Estudio de agitación interior.....	310
7.3.2.6. Estudio topográfico, batimétrico y geofísico.....	311
7.3.2.7. Estudio geotécnico.....	314
7.3.2.8. Alternativas contempladas.....	318
7.3.2.9. Descripción de la solución adoptada.....	321
7.4. NUEVA PROPUESTA DE AMPLIACIÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DEL PUERTO DE BLANES.....	330
7.4.1. Criterios generales.....	330
7.4.2. Clima marítimo.....	331
7.4.3. Estudio de soluciones.....	332
7.4.3.1. Planteamiento de alternativas.....	332
7.4.3.2. Criterios de valoración.....	336
7.4.3.3. Valoración y elección de la solución.....	338
7.4.4. Desarrollo de la solución adoptada.....	343
7.4.4.1. Cálculo de los elementos de manto, filtros y núcleo.....	345
7.4.4.2. Determinación de la cota de coronación.....	348
7.4.4.3. Diseño de la berma de pie.....	355
7.4.4.4. Diseño del espaldón.....	359
7.4.4.5. Secciones finales.....	369
7.4.5. Valoración económica.....	371
<b>CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES .....</b>	<b>373</b>
8.1. RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	373
8.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	379
<b>CAPÍTULO 9. REFERENCIAS.....</b>	<b>380</b>

## **LISTADO DE FIGURAS:**

FIGURA 0. 1. DIQUE EN TALUD DE CUBÍPODOS DE MÁLAGA. ....	17
FIGURA 0. 2. ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA EN CORONACIÓN.....	18
FIGURA 0. 3. EL CUBÍPODO. ....	19
FIGURA 0. 4. TRATAMIENTO DE LOS DATOS REGISTRADOS DE ESPESORES DE LA LÁMINA DE AGUA EN CORONACIÓN. ...	20
FIGURA 1. 1. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO Y EJEMPLO DE DIQUE VERTICAL. ....	22
FIGURA 1. 2. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO Y EJEMPLO DE DIQUE EN TALUD. ....	23
FIGURA 1. 3. TIPOLOGÍAS DE DIQUES EN TALUD O ROMPEOLAS. ....	23
FIGURA 1. 4. DIQUE MIXTO. ....	24
FIGURA 1. 5. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO DE UN DIQUE EN TALUD CONVENCIONAL.....	25
FIGURA 1. 6. FORMULACIONES DESTACADAS HASTA 1965.....	30
FIGURA 1. 7. PÉRDIDA DE PIEZAS DEL MANTO. DEFINICIÓN CLÁSICA (EXTRACCIÓN DE ELEMENTOS DEL MANTO) Y COMPACTACIÓN HETEROGÉNEA, RESPECTIVAMENTE.....	34
FIGURA 1. 8. ROTURA DEL OLEAJE EN LA COSTA. ....	35
FIGURA 1. 9. CLASIFICACIÓN DE ONDAS DE SUPERFICIE, EN FUNCIÓN DE SU PERIODO CARACTERÍSTICO. ....	36
FIGURA 1. 10. OLEAJE TIPO "SEA". ....	37
FIGURA 1. 11. OLEAJE TIPO "SWELL". ....	38
FIGURA 1. 12. ESQUEMATIZACIÓN DEL STORM-SURGE. ....	39
FIGURA 1. 13. COMPARACIÓN ENTRE OLEAJE DE VIENTO (ARRIBA) Y TSUNAMI (DEBAJO).....	40
FIGURA 1. 14. ASOMERAMIENTO DEL OLEAJE.....	41
FIGURA 1. 15. REFRACCIÓN DE LOS FRENTE DE ONDA. ....	42
FIGURA 1. 16. CONCENTRACIÓN DE OLEAJE EN LOS CABOS Y DISPERSIÓN EN BAHÍAS, CONSECUENCIA DEL FENÓMENO DE LA REFRACCIÓN.....	43
FIGURA 1. 17. DISTORSIÓN DEL FRENTE DE ONDA, A CAUSA DE LA REFRACCIÓN.....	43
FIGURA 1. 18. ÁBACOS PARA LA OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ASOMERAMIENTO Y REFRACCIÓN ( $K_s$ Y $K_r$ ) PARA EL CASO DE BATIMETRÍA RECTA Y PARALELA A LA LÍNEA DE COSTA Y FRENTE DE ONDA RECTOS. ....	45
FIGURA 1. 19. ESQUEMATIZACIÓN DE LA DIFRACCIÓN DEL OLEAJE EN LAS PROXIMIDADES DE UN DIQUE. ....	46
FIGURA 1. 20. DIFRACCIÓN DEL OLEAJE EN LAS PROXIMIDADES DE UN DIQUE.....	46
FIGURA 1. 21. REFLEXIÓN TOTAL (A) Y REFLEXIÓN PARCIAL (B). ....	48
FIGURA 1. 22. ROTURA DEL OLEAJE EN LAS PROXIMIDADES DE LA COSTA.....	48
FIGURA 1. 23. TURBULENCIA EN LA ROTURA DE UNA OLA. ....	49
FIGURA 1. 24. ROTURA TIPO "SURGING". ....	51
FIGURA 1. 25. ROTURA TIPO "COLLAPSING". ....	51
FIGURA 1. 26. ROTURA TIPO "PLUNGING". ....	52
FIGURA 1. 27. ROTURA TIPO "SPILLING". ....	53
FIGURA 1. 28. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL CRITERIO DE ROTURA DE NEW ET AL. (1985).....	53
FIGURA 1. 29. ROTURA DEL OLEAJE AL ALCANZAR LA COSTA. ....	55

FIGURA 1. 30. RELACIÓN ENTRE EL BREAKER INDEX Y EL SURF SIMILARITY PARAMETER EN AGUAS PROFUNDAS (20) (ROCK MANUAL, 2007). .....	56
FIGURA 1. 31. COMPARACIÓN ENTRE EL ÍNDICE DE ROTURA DE GODA (2012B) Y LOS DATOS DE LABORATORIO PARA OLEAJE REGULAR Y PENDIENTES DE FONDO DE 1/100 A 1/200. ....	57
FIGURA 1. 32. PERALTE LÍMITE EN AGUAS PROFUNDAS. ....	58
FIGURA 1. 33. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS EN ROTURA, SEGÚN GALVIN (1968, 1969). ....	61
FIGURA 1. 34. RELACIÓN ENTRE EL ÍNDICE DE ALTURA DE OLA EN ROTURA Y EL PERALTE DE LA OLA EN PROFUNDIDADES INDEFINIDAS (SPM, 1975). ....	62
FIGURA 1. 35. RELACIÓN ENTRE EL ÍNDICE DE PROFUNDIDAD EN ROTURA Y EL PERALTE DEL OLEAJE EN PROFUNDIDADES INDEFINIDAS (SPM, 1975). ....	62
FIGURA 1. 36. ALTURA DE OLA DE DISEÑO ADIMENSIONAL, EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD RELATIVA DE LA ESTRUCTURA (SPM, 1975). ....	63
FIGURA 1. 37. COEFICIENTES DE ESTABILIDAD PROPUESTOS POR EL SPM (CERC, 1984). ....	64
FIGURA 1. 38. $H_s/H_s, D=0$ EN FUNCIÓN DEL DAÑO EN EL MANTO PRINCIPAL Y EL TIPO DE PIEZA EN CONDICIONES DE OLEAJE NO ROTO. ....	65
FIGURA 1. 39. PERMEABILIDAD SEGÚN VAN DER MEER (1988b). ....	67
FIGURA 1. 40. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE VAN DER MEER (1988B) Y VAN GENT ET AL. (2003). ....	68
FIGURA 1. 41. RANGOS DE APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS DE ESTABILIDAD PARA ESCOLLERA SEGÚN EL ROCK MANUAL (2007). ....	68
FIGURA 1. 42. RANGO DE APLICACIONES DE LAS FORMULACIONES EXPUESTAS PARA EL DISEÑO DE DIQUES EN TALUD DE ESCOLLERA. ....	69
FIGURA 1. 43. ELEMENTOS DE HORMIGÓN PREFABRICADO PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD, POR ORDEN CRONOLÓGICO. ....	73
FIGURA 2. 1. EJEMPLOS DE COLOCACIÓN CON ESLINGAS (XBLOC) Y CON PINZAS (CUBÍPODO). ....	78
FIGURA 2. 2. EJEMPLO DE ENCOFRADO VERTICAL (CUBO) Y HORIZONTAL (ACCROPODE). ....	79
FIGURA 2. 3. EJEMPLOS DE PIEZAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD, DESCRITAS POR DUPRAY Y ROBERTS (2009). ....	80
FIGURA 2. 4. UN NUEVO ELEMENTO PREFABRICADO DE HORMIGÓN PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD: EL CUBÍPODO. ....	80
FIGURA 2. 5. DIQUE EN TALUD REAL CON MANTO PRINCIPAL DE CUBÍPODOS EN A CORUÑA. ....	81
FIGURA 2. 6. COMPACTACIÓN HETEROGÉNEA. ....	82
FIGURA 2. 7. MODELO FÍSICO REDUCIDO CON MANTO DE CUBÍPODOS. ....	83
FIGURA 2. 8. REPRESENTACIÓN DEL EFECTO SEPARADOR FRENTE AL ADOQUINAMIENTO PRODUCIDO POR LAS PROTUBERANCIAS DE LOS CUBÍPODOS. ....	84
FIGURA 2. 9. EJEMPLOS DE DIFERENTES FORMAS Y DISPOSICIONES DE PROTUBERANCIAS. ....	85
FIGURA 2. 10. BASE Y ENCOFRADO SUPERIOR ARTICULADO DE CUBÍPODO. ....	86
FIGURA 2. 11. COMPARACIÓN ENTRE EL ENCOFRADO DE CUBOS Y CUBÍPODOS. ....	87
FIGURA 2. 12. MANIPULACIÓN DEL CUBÍPODO EN EL PARQUE Y COLOCACIÓN EN EL MANTO DEL DIQUE EN TALUD MEDIANTE PINZAS SIMPLES. ....	87
FIGURA 2. 13. DISPOSICIÓN EN ALMACENAMIENTO ABIERTO. ....	88
FIGURA 2. 14. DISPOSICIÓN EN ALMACENAMIENTO SOBRE GUÍAS. ....	89

FIGURA 2. 15. DIQUE EN TALUD CON MANTO DE CUBÍPODOS (MÁLAGA).....	90
FIGURA 3. 1. CABECEOS RESPECTO A LA POSICIÓN INICIAL (GÓMEZ-MARTÍN, 2015). .....	92
FIGURA 3. 2. DESPLAZAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DEL MANTO DESDE SU POSICIÓN INICIAL A UNA NUEVA: B) DESLIZAMIENTO, C) EXTRACCIÓN Y D) COMPACTACIÓN HETEROGÉNEA (GÓMEZ-MARTÍN, 2015).....	93
FIGURA 3. 3. PRINCIPALES CAUSAS DE PÉRDIDA DE ESTABILIDAD SEGÚN BRUUN (1979). .....	95
FIGURA 3. 4. PASOS PARA EL PROYECTO DE UN DIQUE EN TALUD SEGÚN LA ROM 0.0. ....	96
FIGURA 3. 5. PÉRDIDA DE PIEZAS DEL MANTO. DEFINICIÓN CLÁSICA (EXTRACCIÓN DE ELEMENTOS DEL MANTO) Y COMPACTACIÓN HETEROGÉNEA, RESPECTIVAMENTE.....	99
FIGURA 3. 6. DEFINICIÓN DE ZONA ACTIVA DE UN DIQUE EN TALUD.....	101
FIGURA 3. 7. VALORES DE $H/HD=0$ Y D EN FUNCIÓN DEL PORCENTAJE DE DAÑO DEL MANTO PRINCIPAL DEL DIQUE Y DEL TIPO DE ELEMENTO QUE LO CONSTITUYE (SPM, 1984). .....	102
FIGURA 3. 8. DEFINICIÓN DE ÁREA EROSIONADA, AE.....	103
FIGURA 3. 9. EJEMPLO DE IA EN MANTO BICAPA DE ESCOLLERA.....	105
FIGURA 3. 10. EJEMPLO DE INICIO DE AVERÍA DE IRIBARREN EN MANTO BICAPA DE ESCOLLERA. ....	105
FIGURA 3. 11. EJEMPLO DE INICIO DE DESTRUCCIÓN EN MANTO BICAPA DE ESCOLLERA. ....	106
FIGURA 3. 12. EJEMPLO DE DESTRUCCIÓN EN MANTO BICAPA DE ESCOLLERA.....	106
FIGURA 3. 13. FUNCIÓN DE ESTABILIDAD EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE IRIBARREN (LOSADA Y GIMÉNEZ-CURTO, 1979,A). .....	111
FIGURA 3. 14. SECTORES DEL MORRO SEGÚN EL COMPORTAMIENTO DEL FLUJO (A) Y SECTOR CRÍTICO FRENTE AL INICIO DE LA AVERÍA (B).....	114
FIGURA 3. 15. VALORES RECOMENDADOS POR EL SPM (1984) PARA EL COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE HUSON (KD). EN AZUL, SE ENCUENTRAN SEÑALADOS LOS VALORES PARA EL TRONCO Y EN ROJO, PARA EL MORRO. ....	117
FIGURA 3. 16. ALTURA LÍMITE BAJO LA CUAL EMPIEZA LA INFLUENCIA DEL DIQUE REBASABLE, EN FUNCIÓN DEL PERALTE DEL OLEAJE (VAN DER MEER, 1990). .....	120
FIGURA 3. 17. VALORES DEL FACTOR DE REDUCCIÓN $rD$ , EN FUNCIÓN DEL PERALTE EL FRANCOBORDO (VAN DER MEER, 1994). .....	122
FIGURA 3. 18. VISTA EN PLANTA DEL MODELO (VIDAL ET AL., 1995). .....	123
FIGURA 3. 19. ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL CORRESPONDIENTE AL INICIO DE DAÑO, PARA OLEAJE PERPENDICULAR AL DIQUE EN TALUD Y OLEAJE NO LIMITADO POR FONDO (BURCHARTH ET AL., 2006). .....	124
FIGURA 3. 20. ESTABILIDAD DEL TRONCO DE UN DIQUE EN TALUD CORRESPONDIENTE A UN NIVEL DE INICIO DE DAÑO (BURGER, 1995). .....	126
FIGURA 3. 21. ZONAS PROPENSAS A DAÑO EN UN DIQUE EN TALUD (KRAMER Y BURCHARTH., 2004). .....	127
FIGURA 3. 22. GRÁFICA COMPARATIVA DE RESULTADOS DE ESTABILIDAD DE DIQUES REBASABLES CORRESPONDIENTE A INICIO DE DAÑO (KRAMER Y BURCHARTH, 2003).....	128
FIGURA 3. 23. CONDICIÓN DE ESTABILIDAD PARA CONDICIONES DE OLEAJE LIMITADO POR FONDO (KRAMER ET AL., 2003). .....	129
FIGURA 3. 24. COMPARACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE DIFERENTES PARTES DE LA SECCIÓN DE UN DIQUE SEGÚN LAS FÓRMULAS DE LA TABLA 3.7. ....	131
FIGURA 3. 25. EFECTO DEL FRANCOBORDO Y DENSIDAD DE PIEZAS SOBRE EN NÚMERO DE ESTABILIDAD $N_s$ PARA INICIO DE DAÑO. ....	133
FIGURA 3. 26. EFECTO DEL FRANCOBORDO Y PERALTE DEL OLEAJE SOBRE EL NÚMERO DE ESTABILIDAD $N_s$ PARA INICIO DE DAÑO. ....	133

FIGURA 3. 27. NÚMERO DE ESTABILIDAD NS PARA INICIO DE DAÑO DE LA SECCIÓN TOTAL (A), DEL TALUD FRONTAL (B), DE CORONACIÓN (C) Y TRASDÓS (D). .....	134
FIGURA 3. 28. NÚMERO DE ESTABILIDAD NS PARA INICIO DE DAÑO (MUTTRAY ET AL., 2012). .....	135
FIGURA 4. 1. DEFINICIÓN GRÁFICA DE REMONTE. ....	138
FIGURA 4. 2. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS SOLUCIONES PROPUESTAS POR TAKADA (1970), EN COMPARACIÓN CON LOS DATOS DE SAVILLE Y SAVAGE. ....	143
FIGURA 4. 3. AJUSTE DEL REMONTE DE ONDAS DE CRESTA SOBRE TALUD LISO DE LOS ESTUDIOS LLEVADOS A CABO POR VAN DER MEER (1992). ....	147
FIGURA 4. 4. REMONTE RELATIVO PARA TALUDES RUGOSOS Y LISOS (GÜNBAK, 1978). ....	150
FIGURA 4. 5. REMONTE RELATIVO FRENTE AL NÚMERO DE IRIBARREN PARA DISTINTOS TIPOS DE MANTO. ....	151
FIGURA 4. 6. RESULTADOS DEL MODELO EXPONENCIAL DE LOSADA Y GIMÉNEZ-CURTO PARA CADA TIPO DE RECUBRIMIENTO. ....	153
FIGURA 4. 7. INFLUENCIA DE LA POROSIDAD DEL MANTO SOBRE EL REMONTE (SHANKAR Y JARAYATNE, 2003). ....	156
FIGURA 4. 8. REMONTE RELATIVO (ADIMENSIONAL) SOBRE TALUD DE ESCOLLERA CON NÚCLEO PERMEABLE E IMPERMEABLE, COMPARADO CON TALUD LISO E IMPERMEABLE (EUROTOP, 2007). ....	157
FIGURA 4. 9. REPRESENTACIÓN DE LA DIFERENCIA ENTRE EL NIVEL DEL REMONTE Y EL NÚMERO DE OLAS QUE REBASAN EL DIQUE. ....	160
FIGURA 4. 10. REMONTE RELATIVO (ADIMENSIONAL) SOBRE TALUD DE ESCOLLERA CON NÚCLEO PERMEABLE E IMPERMEABLE, COMPARADO CON TALUD LISO E IMPERMEABLE (EUROTOP, 2016). ....	160
FIGURA 4. 11. DEFINICIÓN GRÁFICA DE REBASE. ....	161
FIGURA 4. 12. REBASE SOBRE UNA ESTRUCTURA REAL. ....	162
FIGURA 4. 13. COEFICIENTES DE LA ECUACIÓN DE OWEN (1980, 1982), EN FUNCIÓN DEL TALUD DE LA ESTRUCTURA. ....	168
FIGURA 4. 14. SECCIÓN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS POR AMINTI Y FRANCO (1988). ....	168
FIGURA 4. 15. MUESTRA DE ALGUNOS DE LOS GRÁFICOS DE REBASE OBTENIDOS (AMINTI Y FRANCO, 1988). ....	169
FIGURA 4. 16. COEFICIENTES EMPÍRICOS OBTENIDOS PARA LAS DISTINTAS SECCIONES ENSAYADAS (AMINTI Y FRANCO, 1988). ....	170
FIGURA 4. 17. ESQUEMA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES ENSAYADAS POR BRADBURY Y ALLSOP (1988, 1994). ....	172
FIGURA 4. 18. ESQUEMA DE LA SECCIÓN ENSAYADA POR PEDERSEN Y BURCHARTH (1992). ....	174
FIGURA 4. 19. REPRESENTACIÓN DEL AJUSTE DE LA FÓRMULA PROPUESTA POR PEDERSEN Y BURCHARTH (1992). ....	175
FIGURA 4. 20. REBASE ADIMENSIONAL EN FUNCIÓN DEL PARÁMETRO DE ROTURA (TALUD 1/3). ....	180
FIGURA 4. 21. AJUSTE DE LA FORMULACIÓN PROPUESTA CON LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS (KLABBERS, 2003). ....	182
FIGURA 4. 22. AJUSTE DE LA FÓRMULA PROPUESTA CON LOS DATOS PARA XBLOC (KLABBERS, 2003). ....	183
FIGURA 4. 23. ESTRUCTURA DE LA RED NEURONAL CLASH. ....	185
FIGURA 4. 24. COMPARACIÓN DE LAS FÓRMULAS ENTRA AMBAS EDICIONES DEL EUROTOP MANUAL (EUROTOP II MANUAL, 2016). ....	187
FIGURA 4. 25. VALORES DEL FACTOR DE RUGOSIDAD PROPUESTOS EN EL EUROTOP II MANUAL (2016). ....	188
FIGURA 4. 26. LÍMITES TOLERABLES DE REBASE, SEGÚN FUKUDA ET AL (1974). ....	190
FIGURA 4. 27. LÍMITES TOLERABLES PARA CAUDALES DE REBASE, SEGÚN FRANCO ET AL. (1994). ....	193

FIGURA 4. 28. VALORES CRÍTICOS DE LA DESCARGA MEDIA DE REBASE Q, SEGÚN BURCHARTH (1998).....	194
FIGURA 4. 29. LÍMITES TOLERABLES DE REBASE PARA PEATONES, SEGÚN ALLSOP ET AL. (2008). .....	195
FIGURA 4. 30. REPRESENTACIÓN DE LA RELACIÓN ENTRE EL ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA Y VELOCIDAD DEL ESTADO LÍMITE EN LOS EXPERIMENTOS REALIZADOS POR BAE ET AL. (2016). COMPARACIÓN CON ESTUDIOS PREVIOS. ....	196
FIGURA 4. 31. LÍMITES TOLERABLES DE ESTABILIDAD PARA PEATONES SOBRE DIQUES ROMPEOLAS, SEGÚN BAE ET AL. (2016).....	196
FIGURA 4. 32. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL DE OLEAJE Y DISPOSICIÓN DE SENSORES DE OLEAJE (VICTOR & TROCH, 2012).....	200
FIGURA 4. 33. REBASE ADIMENSIONAL EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DEL TALUD PARA Rc/Hm0 (A) Y (B), EN FUNCIÓN DEL FRANCOBORDO RELATIVO PARA TODOS LOS TALUDES ENSAYADOS (C) Y EN FUNCIÓN DEL PERALTE DEL OLEAJE (D). .....	203
FIGURA 4. 34. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DE TROCH ET AL. (2015) CON LA FÓRMULA PROPUESTA POR EL EUROTOP (2007). .....	205
FIGURA 4. 35. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DE TROCH ET AL. (2015) CON LA FÓRMULA PROPUESTA POR VICTOR & TROCH (2012). .....	205
FIGURA 4. 36. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DE REBASE RELATIVO PROMEDIO FRENTE AL FRANCOBORDO ADIMENSIONAL PARA TALUDES MUY PRONUNCIADOS Y VERTICALES TANTO PARA AGUAS PROFUNDAS (TROCH ET AL., 2015) COMO PARA AGUAS SOMERAS (GALLACH-SANCHEZ ET AL., 2016) CON FÓRMULAS DEL EUROTOP (2007) Y VAN DER MEER & BRUCE (2014). .....	207
FIGURA 4. 37. DISTRIBUCIÓN DE LOS VALORES DE FACTOR DE FORMA (B) EN FUNCIÓN DEL FRANCOBORDO ADIMENSIONAL.....	207
FIGURA 4. 38. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS (SCHÜTTRUMPF Y VAN GENT, 2003).....	208
FIGURA 4. 39. COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA LA VELOCIDAD EN CORONACIÓN DE LAS CONFIGURACIONES E-F (VAN GENT, 2002B). .....	210
FIGURA 4. 40. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS EN CORONACIÓN (SCHÜTTRUMPF ET AL., 2002). .....	213
FIGURA 4. 41. EJEMPLO DEL AJUSTE ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LAS FORMULACIONES PROPUESTAS (SCHÜTTRUMPF ET AL., 2002). .....	214
FIGURA 4. 42. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS A LO LARGO DEL TRASDÓS (SCHÜTTRUMPF ET AL., 2002).....	215
FIGURA 4. 43. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL EMPLEADA POR SCHÜTTRUMPF & OUMERACI (2005). .....	216
FIGURA 4. 44. REMONTE FICTICIO SOBRE DOS CONFIGURACIONES DISTINTAS DE "SEA DIKE" (BOSMAN ET AL., 2008). .....	217
FIGURA 5. 1. CANAL DE ENSAYOS DE OLEAJE Y VIENTO 2D DEL LPC-UPV. ....	220
FIGURA 5. 2. VISTA TRASERA Y DELANTERA DEL SISTEMA GENERADOR DE OLEAJE. ....	221
FIGURA 5. 3. SISTEMA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (PARCIALMENTE TAPADO).....	223
FIGURA 5. 4. SENSORES DE NIVEL.....	223
FIGURA 5. 5. COLOCACIÓN DEL SENSOR DE NIVEL EN CORONACIÓN. ....	224
FIGURA 5. 6. DISPOSICIÓN DE SENSORES, EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD DE ONDA.....	225
FIGURA 5. 7. SISTEMA DE CAPTACIÓN Y MEDIDA DEL REBASE. ....	226
FIGURA 5. 8. EJEMPLO DEL EQUIPO AUDIOVISUAL EMPLEADO. ....	227
FIGURA 5. 9. ESQUEMA DE LA SECCIÓN ENSAYADA CON MANTO DE CUBÍPODOS MONOCAPA. ....	228
FIGURA 5. 10. GRANULOMETRÍA DEL NÚCLEO. ....	229

FIGURA 5. 11. CARACTERÍSTICAS DE LA ESCOLLERA EMPLEADA EN EL LPC-UPV. DIÁMETRO NOMINAL MEDIO [CM]. .....	230
FIGURA 5. 12. CARACTERIZACIÓN DE LOS CUBÍPODOS DE EXTRUSIÓN EMPLEADOS EN EL LPC-UPV. PESO MEDIO [G]. .....	230
FIGURA 5. 13. CARACTERIZACIÓN DE LOS CUBÍPODOS DE EXTRUSIÓN EMPLEADOS EN EL LPC-UPV. DIÁMETRO NOMINAL MEDIO [CM]. .....	231
FIGURA 5. 14. CARACTERIZACIÓN DE LOS CUBÍPODOS DE EXTRUSIÓN EMPLEADOS EN EL LPC-UPV. DENSIDAD MEDIA [G/M3]. .....	231
FIGURA 5. 15. DIMENSIONES DE LAS PIEZAS [COTAS EN CM]. .....	232
FIGURA 5. 16. EJEMPLO DE DEFINICIÓN DE LAS CUADRÍCULAS PARA EL CÁLCULO DE LA POROSIDAD. ....	233
FIGURA 5. 17. COLOCACIÓN DEL SISTEMA DISIPADOR DE ENERGÍA. ....	234
FIGURA 5. 18. COLOCACIÓN DE LOS SENSORES DE NIVEL DHI. ....	234
FIGURA 5. 19. TRAZADO DE LA SECCIÓN. ....	235
FIGURA 5. 20. CONSTRUCCIÓN DEL NÚCLEO. ....	235
FIGURA 5. 21. CONSTRUCCIÓN DEL NÚCLEO. ....	236
FIGURA 5. 22. CONSTRUCCIÓN FILTRO. ....	236
FIGURA 5. 23. CONSTRUCCIÓN FILTRO. ....	237
FIGURA 5. 24. COLOCACIÓN DE LA BERMA. ....	237
FIGURA 5. 25. RESULTADO FINAL TRAS COLOCACIÓN DEL MANTO. ....	238
FIGURA 5. 26. VENTANA DE PARÁMETROS DEL PROGRAMA LASA-V, EMPLEADO PARA SEPARAR EL OLEAJE INCIDENTE Y REFLEJADO. ....	242
FIGURA 5. 27. ROTURA DEL OLEAJE EN LA ZONA DE MODELO. ....	242
FIGURA 5. 28. COMPARACIÓN DEL OLEAJE INCIDENTE SIN ESTRUCTURA (EN VACÍO) Y CON SWANONE (HERRERA, 2017). ....	243
FIGURA 5. 29. COMPARACIÓN DE OLEAJE INCIDENTE SIN ESTRUCTURA (EN VACÍO) Y CON SWANONE. ....	243
FIGURA 5. 30. VENTANA DE PARÁMETROS DE LA APLICACIÓN INFORMÁTICA LPCLAB 2.0. ....	244
FIGURA 5. 31. MALLA VIRTUAL SOBRE EL TALUD FRONTAL DEL MANTO PRINCIPAL DEL MODELO Y CONTEO DE LAS PIEZAS EN AUTOCAD PARA EL CÁLCULO DEL DAÑO ADIMENSIONAL EQUIVALENTE. ....	246
FIGURA 5. 32. MALLA VIRTUAL SOBRE EL TRASDÓS DEL MANTO PRINCIPAL DEL MODELO Y CONTEO DE LAS PIEZAS EN AUTOCAD PARA EL CÁLCULO DEL DAÑO ADIMENSIONAL EQUIVALENTE. ....	246
FIGURA 5. 33. EJEMPLO DE SALIDA DE DATOS DEL REGISTRO CONTINUO DE REBASE TRAS SU PROCESAMIENTO. ....	247
FIGURA 5. 34. CORRECCIÓN DEL REGISTRO DE DATOS DEL SENSOR DE NIVEL UBICADO EN CORONACIÓN DEL DIQUE. ....	248
FIGURA 6. 1. SEA DIKE. ....	250
FIGURA 6. 2. COMPARACIÓN DE ESPESORES DE LA LÁMINA EN CORONACIÓN (HC, 2%) ENTRE DATOS EXPERIMENTALES Y LA ESTIMACIÓN CON METODOLOGÍA DE SCHÜTTRUMPF Y VAN GEN (2003). ....	252
FIGURA 6. 3. COMPARACIÓN DE ESPESORES DE LA LÁMINA EN CORONACIÓN (HC, 2%) ENTRE DATOS EXPERIMENTALES Y LA ESTIMACIÓN CON METODOLOGÍA DEL EUROTOP II MANUAL (2016). ....	253
FIGURA 6. 4. COMPARACIÓN DE ESPESORES DE LA LÁMINA EN CORONACIÓN (HC, 2%) ENTRE DATOS EXPERIMENTALES Y LA ESTIMACIÓN CON COEFICIENTES EXISTENTES Y ESTIMADOR DE REMONTE PARA DIKES. ....	254
FIGURA 6. 5. COMPARACIÓN DE ESPESORES DE LA LÁMINA EN CORONACIÓN (HC, 2%) ENTRE DATOS EXPERIMENTALES Y LA ESTIMACIÓN CON COEFICIENTES EXISTENTES Y ESTIMADOR DE REMONTE PARA DIQUES. ....	256

FIGURA 6. 6. COMPARACIÓN DE ESPESORES DE LA LÁMINA EN CORONACIÓN (HC, 2%) ENTRE DATOS EXPERIMENTALES Y LA METODOLOGÍA PROPUESTA.....	257
FIGURA 7. 1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DEL PUERTO DE BLANES.....	260
FIGURA 7. 2. REPRESENTACIÓN DE LOS ACCESOS AL PUERTO DE BLANES.....	261
FIGURA 7. 3. PORCENTAJES DE VOLUMEN DE PESCA DE LOS DIFERENTES PORTS DE LA GENERALITAT DE CATALUNYA, EN LOS AÑOS ANTERIORES A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE BLANES.....	263
FIGURA 7. 4. OBRAS DEL PUERTO DE BLANES (1932). ....	265
FIGURA 7. 5. VISTA GENERAL EN PLANTA DEL PUERTO DE BLANES.....	266
FIGURA 7. 6. EN BLANCO, UBICACIÓN DE LA DÁRSENA PESQUERA. EN ROJO, MUELLE DE RIBERA.....	267
FIGURA 7. 7. UBICACIÓN DE LA DÁRSENA NÁUTICA-RECREATIVA.....	268
FIGURA 7. 8. UBICACIÓN DE NÁUTICA POPULAR.....	269
FIGURA 7. 9. REBASE EXCESIVO SOBRE EL DIQUE PRINCIPAL DE BLANES.....	270
FIGURA 7. 10. INUNDACIÓN DEL PASEO MARÍTIMO DE BLANES DURANTE EL "TEMPORAL DE SANT ESTEVE".....	270
FIGURA 7. 11. RESTOS DE UN CRUCERO DAÑADO DURANTE EL "TEMPORAL DE SANT ESTEVE".....	271
FIGURA 7. 12. REBASES SOBRE EL DIQUE PRINCIPAL DURANTE EL "TEMPORAL DE SANT ESTEVE" (DICIEMBRE, 2008). ....	271
FIGURA 7. 13. DAÑOS SOBRE LAS EMBARCACIONES CONSECUENCIA DE LOS REBASES DURANTE EL "TEMPORAL DE SANT ESTEVE" (DICIEMBRE, 2008). ....	272
FIGURA 7. 14. PLAN ESPECIAL DEL SISTEMA GENERAL PORTUARIO DEL MUNICIPIO DE BLANES: PLANTA DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO.....	274
FIGURA 7. 15. PROYECTO BÁSICO DE AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES: OBRAS DE AMPLIACIÓN. ....	275
FIGURA 7. 16. FOTOGRAFÍAS DE LA CONSTRUCCIÓN DEL DIQUE DE AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES. ....	276
FIGURA 7. 17. ESQUEMA DE LAS DIMENSIONES DEL BUQUE (TABLA 3.4.2.3.5.1, ROM 0.2 - 90).....	285
FIGURA 7. 18. UBICACIÓN DEL MAREÓGRAFO DENTRO DEL PUERTO DE BARCELONA.....	289
FIGURA 7. 19. NIVELES DE MAREA CARACTERÍSTICOS DE LA ZONA DE ESTUDIO. ....	289
FIGURA 7. 20. ANÁLISIS DE EXTREMOS DEL NIVEL DEL MAR, A PARTIR DE LOS DATOS DEL MAREÓGRAFO DEL PUERTO DE BARCELONA. ....	290
FIGURA 7. 21. LOCALIZACIÓN DE LAS BOYAS DEL PALAMÓS Y CAP DE BEGUR. ....	292
FIGURA 7. 22. UBICACIÓN DE LAS BOYAS Y EL PUNTO SIMAR EN LAS INMEDIACIONES DE LA ZONA DE ESTUDIO. ....	293
FIGURA 7. 23. SECTORES DE OLEAJE INCIDENTES EN EL PUERTO DE BLANES. ....	294
FIGURA 7. 24. RÉGIMEN ESCALAR MEDIO DEL OLEAJE EN EL PUNTO SIMAR 2073053. ....	295
FIGURA 7. 25. COMPARACIÓN DE LAS ALTURAS DE OLA OBTENIDAS PARA EL RÉGIMEN ESCALAR MEDIO, A PARTIR DE LA BOYA DE PALAMÓS, LA BOYA DE TORDERA Y EL PUNTO DEL SIMAR. ....	296
FIGURA 7. 26. COMPARACIÓN DE LOS REGISTROS DE LAS BOYAS DE PALAMÓS Y TORDERA Y EL PUNTO DEL SIMAR.....	297
FIGURA 7. 27. CORRELACIÓN LINEAL ENTRE HS Y Tp, PARA EL RÉGIMEN EXTREMAL DEL PUNTO SIMAR 2073053.....	298
FIGURA 7. 28. RÉGIMEN EXTREMAL DE LA BOYA DE PALAMÓS, AMPLIADA HASTA FINALES DEL AÑO 2009. ....	300
FIGURA 7. 29. LOCALIZACIÓN DEL PUNTO SIMAR Y PUNTO WANA ESTUDIADOS (DENTRO DEL CÍRCULO ROJO, EL CÍRCULO NARANJA Y CUADRADO AZUL, RESPECTIVAMENTE). ....	300
FIGURA 7. 30. COMPARACIÓN ENTRE LOS PICOS DEL REGISTRO SIMAR Y WANA ANALIZADOS. ....	301

FIGURA 7. 31. RÉGIMEN EXTREMAL ESCALAR. REGISTRO DEL PUNTO SIMAR 2073053 COMPLETADO CON EL REGISTRO DEL PUNTO WANA 2072053. ....	302
FIGURA 7. 32. ESQUEMA DE LAS DISTINTAS MALLAS DE PROPAGACIÓN EMPLEADAS. ....	303
FIGURA 7. 33. EJEMPLOS DE MALLA DE CÁLCULO: DIRECCIONES SSW Y ENE.....	304
FIGURA 7. 34. RESULTADOS DE PROPAGACIÓN DEL OLEAJE EXTREMAL CON DIRECCIÓN ENE EN AGUAS PROFUNDAS, PARA EL PERIODO PICO MÁXIMO Y NIVEL DE PLEAMAR. ....	305
FIGURA 7. 35. RESULTADOS DE PROPAGACIÓN DEL OLEAJE EXTREMAL CON DIRECCIÓN ENE EN AGUAS PROFUNDAS, PARA EL PERIODO PICO MÍNIMO Y NIVEL DE PLEAMAR.....	306
FIGURA 7. 36. RESULTADOS DE PROPAGACIÓN DEL OLEAJE EXTREMAL CON DIRECCIÓN ENE EN AGUAS PROFUNDAS, PARA EL PERIODO PICO MÁXIMO Y NIVEL DE BAJAMAR.....	307
FIGURA 7. 37. RESULTADOS DE PROPAGACIÓN DEL OLEAJE EXTREMAL CON DIRECCIÓN ENE EN AGUAS PROFUNDAS, PARA EL PERIODO PICO MÍNIMO Y NIVEL DE BAJAMAR.....	308
FIGURA 7. 38. PUNTOS CARACTERÍSTICOS DE OBTENCIÓN DEL OLEAJE A PIE DE DIQUE.....	309
FIGURA 7. 39. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN DEL ESTADO ACTUAL CON EL OLEAJE DE DIRECCIÓN SSW.....	310
FIGURA 7. 40. ZONA DE ALCANCE DEL LEVANTAMIENTO BATIMÉTRICO. ....	312
FIGURA 7. 41. PLANO BATIMÉTRICO.....	312
FIGURA 7. 42. ESQUEMA DEL EQUIPO EMPLEADO PARA EL ESTUDIO GEOFÍSICO. ....	313
FIGURA 7. 43. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS Y ENSAYOS GEOTÉCNICOS REALIZADOS. ....	315
FIGURA 7. 44. PERFIL ESTRATIGRÁFICO A-A'.....	316
FIGURA 7. 45. PERFIL ESTRATIGRÁFICO C-C'.....	316
FIGURA 7. 46. PLANTA PROYECTO.....	320
FIGURA 7. 47. PLANTA DEL DIQUE DE ABRIGO CON UBICACIONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES TIPO.....	321
FIGURA 7. 48. DEMOLICIÓN PARCIAL DEL DIQUE DE ABRIGO EXISTENTE Y SU ESPALDÓN. ....	322
FIGURA 7. 49. EXCAVACIONES Y DRAGADOS PREVISTOS.....	322
FIGURA 7. 50. SECCIÓN TIPO DEL CONTRADIQUE (H-H'). ....	323
FIGURA 7. 51. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO A-A'.....	324
FIGURA 7. 52. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO B-B'.....	325
FIGURA 7. 53. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO C-C'.....	326
FIGURA 7. 54. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO F-F'.....	327
FIGURA 7. 55. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO G-G'.....	328
FIGURA 7. 56. UBICACIÓN EN PLANTA DE LOS MUELLES Y EXPLANADAS PREVISTAS. ....	328
FIGURA 7. 57. SECCIÓN DE MUELLE DE GRAVEDAD K-K'.....	329
FIGURA 7. 58. SECCIÓN DE MUELLE DE GRAVEDAD L-L'.....	329
FIGURA 7. 59. SECCIÓN DE MUELLE DE GRAVEDAD M-M'.....	330
FIGURA 7. 60. TRAZADO EN PLANTA DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA EN EL PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES. ....	333
FIGURA 7. 61. ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE TRONCO DE LA ALTERNATIVA 2: MANTO DE CUBOS BICAPA (COTAS EN METROS).....	334

FIGURA 7. 62. ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE TRONCO DE LA ALTERNATIVA 3: MANTO DE ACRÓPODOS (COTAS EN METROS).....	334
FIGURA 7. 63. ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE TRONCO DE LA ALTERNATIVA 4.1: MANTO MONOCAPA DE CUBÍPODOS (COTAS EN METROS).....	335
FIGURA 7. 64. ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE TRONCO DE LA ALTERNATIVA 5: MANTO BICAPA DE CUBÍPODOS (COTAS EN METROS).....	336
FIGURA 7. 65. PESO DE CADA UNO DE LOS CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN. ....	337
FIGURA 7. 66. ENCOFRADO DEL ACRÓPODO. ....	338
FIGURA 7. 67. COLOCACIÓN DEL ACRÓPODO MEDIANTE ESLINGAS. ....	339
FIGURA 7. 68. ACOPIO DE CUBÍPODOS. ....	341
FIGURA 7. 69. ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE TRONCO DE LA ALTERNATIVA ELEGIDA: MANTO MONOCAPA DE CUBÍPODOS (COTAS EN METROS). ....	343
FIGURA 7. 70. CALADO ADIMENSIONAL EN ROTURA VS. PERALTE DEL OLEAJE (SPM, 1984). ....	344
FIGURA 7. 71. COEFICIENTE DE ESTABILIDAD KD Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD ASOCIADOS A DIFERENTES PIEZAS DE HORMIGÓN PARA EL MANTO (CUBIPOD MANUAL, 2016). ....	345
FIGURA 7. 72. SECCIONES RECOMENDADAS POR EL COASTAL ENGINEERING MANUAL (CEM, 2006). ....	347
FIGURA 7. 73. DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN DIQUE, SEGÚN EL CLASH NN PREDICTOR.....	350
FIGURA 7. 74. GEOMETRÍA RECOMENDADA PARA BERMAS DE PIE DE DIQUES EN TALUD (JUAN IGNACIO GRAU, 2006). ....	356
FIGURA 7. 75. ESQUEMA DE LA GEOMETRÍA DE DIQUE EN TALUD PARA LA QUE SE PROPONE LA FÓRMULA DE ESTABILIDAD DE BERMAS DE PIE DE VAN DER MEER (1998). ....	358
FIGURA 7. 76. ACCIONES DEL OLEAJE SOBRE EL ESPALDÓN. ....	359
FIGURA 7. 77. VARIABLES QUE DETERMINAN LAS FUERZAS DEL OLEAJE SOBRE EL ESPALDÓN (MOLINES, 2016). ....	361
FIGURA 7. 78. GEOMETRÍA PROPUESTA DEL HUNDIMIENTO. ....	367
FIGURA 7. 79. CIMENTACIONES EN ZONA DE PENDIENTE. ....	368
FIGURA 7. 80. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO EN ARRANQUE. ....	370
FIGURA 7. 81. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO EN TRONCO. ....	370
FIGURA 7. 82. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO EN MORRO. ....	370
FIGURA 8. 1. ESQUEMA DE LA SECCIÓN ENSAYADA CON MANTO DE CUBÍPODOS MONOCAPA. ....	374
FIGURA 8. 2. COMPARACIÓN DE ESPESORES DE LA LÁMINA EN CORONACIÓN (HC, 2%) ENTRE DATOS EXPERIMENTALES Y LA ESTIMACIÓN CON LAS METODOLOGÍAS EXISTENTES PARA DIKES.....	375
FIGURA 8. 3. COMPARACIÓN DE ESPESORES DE LA LÁMINA EN CORONACIÓN (HC, 2%) ENTRE DATOS EXPERIMENTALES Y LA METODOLOGÍA PROPUESTA.....	377
FIGURA 8. 4. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO EN ARRANQUE.....	378
FIGURA 8. 5. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO EN TRONCO. ....	378
FIGURA 8. 6. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO EN MORRO. ....	379

## **LISTADO DE TABLAS:**

TABLA 1. 1. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE ROTURA, SEGÚN NEW ET AL. (1985). .....	54
TABLA 1. 2. CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD, SEGÚN SU MODO DE COLOCACIÓN Y RESISTENCIA ESTRUCTURAL (LIESBET MIJLEMANS, 2006). .....	76
TABLA 2. 1. CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARA MANTOS DE DIQUES EN TALUD, SEGÚN BAKKER ET AL. (2003). .....	75
TABLA 2. 2. CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARA DIQUES EN TALUD, SEGÚN MUTTRAY ET AL. (2004). .....	75
TABLA 3. 1. ASOCIACIÓN DE LAS CAUSAS DE BRUUN A CADA GRUPO DE REQUERIMIENTOS. ....	96
TABLA 3. 2. MODOS DE FALLO A VERIFICAR EN EL DISEÑO DE UN DIQUE EN TALUD. ....	97
TABLA 3. 3. DEFINICIÓN CUANTITATIVA DE LA EROSIÓN EQUIVALENTE SEGÚN DIFERENTES AUTORES PARA INICIO DE AVERÍA (IA) Y DESTRUCCIÓN (D). ....	107
TABLA 3. 4. PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DEL MANTO DEL MORRO DEL DIQUE. ....	116
TABLA 3. 5. VALORES APROXIMADOS DEL PARÁMETRO SD PARA LAS DIFERENTES DEFINICIONES DEL NIVEL DE DAÑO EN LAS DISTINTAS PARTES DE LA SECCIÓN DE UN DIQUE EN TALUD (VIDAL ET AL., 2000). ....	124
TABLA 3. 6. VALORES DE LOS COEFICIENTES A, B Y C PARA INICIO DE DAÑO (VIDAL ET AL., 2000). ....	125
TABLA 3. 7. FÓRMULAS DE ESTABILIDAD PARA EL DISEÑO DE SECCIONES DE DIQUES EN TALUD (VIDAL ET AL., 2007). .....	131
TABLA 4. 1. VALORES DEL FACTOR DE RUGOSIDAD R PARA LA CORRECCIÓN DEL REMONTE, EN FUNCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE DEL TALUD (SPM, 1984). ....	149
TABLA 4. 2. VALORES DE AU, BU Y COEFICIENTE DE CORRELACIÓN, OBTENIDOS DEL AJUSTE DEL MODELO DEFINIDO PARA EL REMONTE EN TALUD RUGOSO Y PERMEABLE (LOSADA Y GIMÉNEZ-CURTO, 1981). ....	152
TABLA 4. 3. VALORES DE AD, BD Y COEFICIENTE DE CORRELACIÓN, OBTENIDOS DEL AJUSTE DEL MODELO DEFINIDO PARA EL REMONTE EN TALUD RUGOSO Y PERMEABLE (LOSADA Y GIMÉNEZ-CURTO, 1981). ....	152
TABLA 4. 4. VALORES DE LOS COEFICIENTES A, B, C Y D PROCEDENTES DEL AJUSTE, FUNCIÓN DEL NIVEL DEL REMONTE CONSIDERADO (VAN DER MEER, 2002). ....	154
TABLA 4. 5. COEFICIENTES DE LA FÓRMULA DE BRANSBURY Y ALLSOP (1988, 1994) EN FUNCIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN. ....	171
TABLA 4. 6. RANGO DE LAS VARIABLES DE LOS ENSAYOS EMPLEADOS PARA LA DEDUCCIÓN DE LA FÓRMULA DE MOLINES Y MEDINA (2015). ....	186
TABLA 4. 7. LÍMITES TOLERABLES DEL RATIO DE REBASE PROPUESTOS POR GODA (1985), DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA SEGURIDAD DE LA ESTRUCTURA. ....	191
TABLA 4. 8. RATIO DE REBASE Y SUS CONDICIONES DE OLA, SEGÚN SHIRAI (1968). ....	191
TABLA 4. 9. CLASIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL REBASE, SEGÚN NAGAI (1970). ....	192
TABLA 4. 10. RANGO EXPERIMENTAL DE ENSAYOS DE VICTOR & TROCH (2012). ....	200
TABLA 4. 11. RESUMEN DE FÓRMULAS EMPÍRICAS Y MÉTODOS UTILIZADOS PARA LA COMPARACIÓN. ....	201
TABLA 4. 12. RANGO EXPERIMENTAL DE LOS ENSAYOS CON MODELO FÍSICO A ESCALA EMPLEADOS (TROCH ET AL., 2015). ....	204
TABLA 4. 13. RANGO EXPERIMENTAL DE LOS ENSAYOS CON MODELO FÍSICO A ESCALA EMPLEADOS GALLACH-SANCHEZ ET AL. (2016). ....	206

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

TABLA 4. 14. CONFIGURACIONES DE DIKE ENSAYADAS POR VAN GENT (2002) (VAN GENT, 2002B).....	209
TABLA 4. 15. CONDICIONES DE OLEAJE ENSAYADAS POR VAN GENT (2002) PARA LAS CONFIGURACIONES A-D' (VAN GENT, 2002B) .....	209
TABLA 4. 16. CONDICIONES DE OLEAJE ENSAYADAS POR VAN GENT (2002) PARA LAS CONFIGURACIONES E-F (VAN GENT, 2002B) .....	210
TABLA 4. 17. VALORES DE LOS COEFICIENTES EXPERIMENTALES C0 Y C1 (SCHÜTTRUMPF Y VAN GENT, 2003). .....	211
TABLA 4. 18. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS EN EL TALUD FRONTAL (SCHÜTTRUMPF ET AL., 2002).....	212
TABLA 4. 19. VALOR DE LOS COEFICIENTES EMPÍRICOS PARA EL TALUD FRONTAL (SCHÜTTRUMPF Y VAN GENT, 2003). .....	213
TABLA 4. 20. VALOR DE LOS COEFICIENTES EMPÍRICOS PARA LA CORONACIÓN (SCHÜTTRUMPF Y VAN GENT, 2003). .....	214
TABLA 4. 21. VALORES PROPUESTOS PARA EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN (F), POR SCHÜTTRUMPF & OUMERACI (2005).....	216
TABLA 4. 22. COEFICIENTES EMPÍRICOS PROPUESTOS POR EUROTOP II MANUAL (2016). .....	218
TABLA 4. 23. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS SEGÚN EUROTOP II MANUAL (2016). .....	219
TABLA 5. 1. ELEMENTOS DE LA SECCIÓN DEL MODELO. ....	228
TABLA 5. 2. DIÁMETRO NOMINAL DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIÓN DEL MODELO.....	228
TABLA 5. 3. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DEL NÚCLEO. ....	229
TABLA 5. 4. DATOS DE LOS ENSAYOS: HS=20CM, IR=3.....	238
TABLA 5. 5. DATOS DE ENSAYOS: HS=20CM, IR=5. ....	239
TABLA 5. 6. DATOS DE ENSAYOS: HS=25CM, IR=3. ....	239
TABLA 5. 7. DATOS DE ENSAYOS: HS=25CM, IR=5. ....	240
TABLA 6. 1. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD Y COEFICIENTES EMPÍRICOS PROPUESTOS. ....	257
TABLA 7. 1. VALORES DE LOS COEFICIENTES A, B Y C (ROM 0.0).....	278
TABLA 7. 2. VALOR DE LA VIDA ÚTIL Y CALIFICACIÓN CUALITATIVA DE LA REPERCUSIÓN DE LA OBRA, EN FUNCIÓN DEL ÍNDICE DE REPERCUSIÓN ECONÓMICA (IRE).....	278
TABLA 7. 3. VALORES DEL ÍNDICE DE REPERCUSIÓN ECONÓMICA (IRE) Y VIDA ÚTIL PARA OBRAS DE DEFENSA Y ABRIGO RECOMENDADOS POR AL ROM 1.0. ....	279
TABLA 7. 4. VALORES DE LOS TÉRMINOS ISA1, ISA2 E ISA3, SEGÚN LAS REPERCUSIONES SOCIALES Y MEDIOAMBIENTALES (ROM 0.0).....	280
TABLA 7. 5. VALORES DE PROBABILIDADES CONJUNTAS DE FALLO Y VALOR CUALITATIVO DE LA REPERCUSIÓN AMBIENTAL EN FUNCIÓN DEL VALOR DEL ISA (ROM 0.0). ....	280
TABLA 7. 6. VALORES DEL ÍNDICE DE REPERCUSIÓN SOCIAL Y AMBIENTAL (ISA) Y PROBABILIDADES DE FALLO PARA OBRAS DE DEFENSA Y ABRIGO RECOMENDADOS POR AL ROM 1.0. ....	281
TABLA 7. 7. VALORES DE LOS COEFICIENTES D, E Y F (ROM 0.0). ....	282
TABLA 7. 8. VALORES DE OPERATIVIDAD MÍNIMA DE UNA OBRA DE ABRIGO EN FASE DE SERVICIO (ROM 0.0). ....	283
TABLA 7. 9. VALORES DE LOS TÉRMINOS ISAO1, ISAO2 E ISAO3, SEGÚN LAS REPERCUSIONES SOCIALES Y MEDIOAMBIENTALES (ROM 0.0).....	283
TABLA 7. 10. REPERCUSIÓN SOCIAL Y NÚMERO MEDIO DE PARADAS OPERATIVAS EN FUNCIÓN DEL ÍNDICE DE REPERCUSIÓN SOCIAL Y AMBIENTAL OPERATIVA (ROM 0.0).....	284

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

---

TABLA 7. 11. VALORES DE DIRACIÓN MÁXIMO PROBABLE DE CADA PARADA OPERACIONAL EN FUNCIÓN DEL VALOR DEL IREO E ISAO (ROM 1.0).....	284
TABLA 7. 12. "TABLA 3.4.2.3.5.1: DIMENSIONES MEDIAS DE BUQUES A PLENA CARGA" DE LA ROM 0.2-90. ....	286
TABLA 7. 13. DATOS DE AJUSTE DEL RÉGIMEN MEDIO ESCALAR DEL OLEAJE.....	296
TABLA 7. 14. PERIODOS PICO Y ALTURAS DE OLA SIGNIFICANTES ASOCIADAS AL RÉGIMEN EXTREMAL EN AGUAS PROFUNDAS (TR = 236.35 AÑOS).....	299
TABLA 7. 15. CARACTERÍSTICAS DEL OLEAJE EXTREMAL EN LOS PUNTOS CARACTERÍSTICOS PRÓXIMOS AL PIE DEL DIQUE. ....	310
TABLA 7. 16. VALORACIÓN CUANTITATIVA DEL GRADO DE CUMPLIMIENTO DE LOS CRITERIOS DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS.....	319
TABLA 7. 17. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO. ....	331
TABLA 7. 18. CARACTERÍSTICAS DEL OLEAJE DE DISEÑO (RÉGIMEN EXTREMAL) EN LOS PUNTOS CARACTERÍSTICOS A PIE DE DIQUE.....	331
TABLA 7. 19. CARACTERÍSTICAS DEL OLEAJE A PIE DE DIQUE PARA PERIODOS DE RETORNO DE 1 Y 75 AÑOS. ....	332
TABLA 7. 20. CARACTERÍSTICAS DE OLEAJE DE DISEÑO (RÉGIMEN EXTREMAL) A PIE DE DIQUE PARA CADA UNO DE LOS TRAMOS.....	332
TABLA 7. 21. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 1. ....	338
TABLA 7. 22. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 2. ....	339
TABLA 7. 23. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 3. ....	340
TABLA 7. 24. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 4. ....	340
TABLA 7. 25. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 5. ....	341
TABLA 7. 26. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 6.....	341
TABLA 7. 27. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 7. ....	342
TABLA 7. 28. VALORACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS RESPECTO AL CRITERIO 8. ....	342
TABLA 7. 29. VALORACIÓN FINAL DE LAS ALTERNATIVAS. ....	342
TABLA 7. 30. CARACTERÍSTICAS DE OLEAJE DE DISEÑO (RÉGIMEN EXTREMAL) A PIE DE DIQUE PARA CADA UNO DE LOS TRAMOS.....	343
TABLA 7. 31. COMPROBACIÓN DE CONDICIÓN DE ROTURA DEL OLEAJE. ....	344
TABLA 7. 32. CÁLCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DEL MANTO PRINCIPAL PARA LOS TRES TRAMOS DE DIQUE CONSIDERADOS.....	346
TABLA 7. 33. PESO Y LADO EQUIVALENTE DE LOS ELEMENTOS DEL MANTO. ....	346
TABLA 7. 34. CÁLCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DE FILTROS Y NÚCLEO.....	348
TABLA 7. 35. LADO EQUIVALENTE DE LAS DIFERENTES CAPAS DEL DIQUE. ....	348
TABLA 7. 36. RECOMENDACIONES DE VALORES CRÍTICOS DE REBASE MEDIO SEGÚN BURCHART. ....	349
TABLA 7. 37. DETERMINACIÓN DE LA COTA DE CORONACIÓN MEDIANTE LA FÓRMULA DE MOLINES (2015). ....	351
TABLA 7. 38. COTA DE CORONACIÓN, SEGÚN LAS LIMITACIONES DE REBASE.....	352
TABLA 7. 39. COMPARACIÓN CON ENSAYOS DE LABORATORIO. ....	352
TABLA 7. 40. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD Y COEFICIENTES EMPÍRICOS PROPUESTOS PARA UN DIQUE EN TALUD MONOCAPA DE CUBÍPODOS. ....	354
TABLA 7. 41. ESTIMACIÓN DEL ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA EN CORONACIÓN.....	355

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

---

TABLA 7. 42. PESO Y DIÁMETRO NOMINAL DE LOS ELEMENTOS DE LA BERMA DE PIE. ....	356
TABLA 7. 43. PESO Y DIÁMETRO NOMINAL DE LOS ELEMENTOS DE LA BERMA DE PIE. ....	357
TABLA 7. 44. RESULTADOS DE LA FÓRMULA DE VAN DER MEER (1998). ....	358
TABLA 7. 45. BERMA DE PIE DE DISEÑO PARA EL NUEVO DIQUE DE ABRIGO. ....	359
TABLA 7. 46. RANGO APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS DE MOLINES (2016). ....	361
TABLA 7. 47. CÁLCULO DE LAS FUERZAS PROVOCADAS POR LA ACCIÓN DEL OLEAJE SOBRE EL ESPALDÓN. ....	362
TABLA 7. 48. CÁLCULO DEL PESO PROPIO DEL ESPALDÓN. ....	362
TABLA 7. 49. CÁLCULO DE LAS ACCIONES DE LA ESCOLLERA SOBRE EL ESPALDÓN. ....	363
TABLA 7. 50. COMPARACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD OBTENIDOS CON LOS LÍMITES PROPUESTOS POR LA ROM 0.5 - 05. ....	364
TABLA 7. 51. DESPEGUE DEL ESPALDÓN. ....	365
TABLA 7. 52. TENSIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS TRANSMITIDAS AL TERRENO. ....	366
TABLA 7. 53. EFECTOS CONSIDERADOS POR CADA FACTOR DE CORRECCIÓN. ....	368
TABLA 7. 54. CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO Y PRESIÓN TRANSMITIDA AL TERRENO. ....	369
TABLA 7. 55. RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS DE LAS CAPAS DEL DIQUE EN TALUD DISEÑADO. ....	369
TABLA 8. 1. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD Y COEFICIENTES EMPÍRICOS PROPUESTOS. ....	376

## Capítulo 0. Introducción

### 0.1. Motivación

Los diques son obras de abrigo de origen artificial cuya finalidad es la reducción de la energía del oleaje que afecta una determinada zona a abrigo, como áreas portuarias u otras instalaciones de costa. Dentro de las obras de abrigo, cabe destacar los diques en talud y los diques verticales. El funcionamiento de los primeros se caracteriza por disipar la mayor parte de la energía del oleaje mediante la rotura, mientras que en los segundos se produce por reflexión de la misma.

En el caso de Europa, la tipología más empleada es el dique en talud, pues presenta numerosas ventajas como su elevada resistencia frente a temporales de gran magnitud, facilidad constructiva y su capacidad para disipar la energía del oleaje. Generalmente, estos diques se construyen con un núcleo relativamente poco permeable, sobre el que se disponen distintas capas (capas de filtro, manto principal y secundario) de piedra y otros elementos, con un tamaño creciente. En caso de ubicarse a gran profundidad, la capa exterior del manto está constituida por piezas de hormigón en masa. La forma de estos elementos ha sido objeto de un gran número de diseños a lo largo de la historia.



*Figura 0. 1. Dique en talud de Cubipodos de Málaga.*

El diseño de cada dique se llevará a cabo en función de los condicionantes de su zona de actuación, siendo por tanto único. Existen una serie de factores, tales como el oleaje incidente, la velocidad del viento o los niveles del mar, que producen efectos sobre las estructuras costeras, como el rebase o el remonte. Estos fenómenos guardan relación con el problema de optimización de la cota de coronación en un dique en talud, aspecto esencial en su diseño, pues repercute directamente sobre su coste y su impacto sobre el entorno. Para la determinación de esta altura óptima, la experiencia es una de las

herramientas ingenieriles más utilizadas. No obstante, también cabe mencionar la existencia de múltiples limitaciones en su uso, consecuencia de las condiciones cambiantes entre distintas estructuras y ubicaciones (condiciones naturales, condiciones estructurales, oleaje incidente, etc).

En los últimos años, es práctica habitual fijar una tasa de rebase promedio en función de los usos y condicionantes de la zona a abrigar, para determinar la cota de coronación del dique en talud. No obstante, este caudal medio puede llegar a ser hasta dos órdenes de magnitud menor al rebase que en cada instante ataca la estructura y que es, por tanto, el que condiciona la estabilidad hidráulica de su coronación y el aprovechamiento de la misma. Este problema cobra especial importancia en diques rebasables, situación cada vez más común a causa de la subida del nivel del mar por el cambio climático y las demandas sociales de reducir el impacto visual de estas obras.

A la vista de la importancia de los efectos del rebase instantáneo para el adecuado diseño de las obras de abrigo, diversos autores han centrado sus estudios en caracterizar esta sollicitación en estructuras similares a los diques en talud, los dikes. Estos autores la han descrito a través de dos de sus parámetros: la velocidad del flujo y el espesor de la lámina de agua que es superado por el 2% del oleaje incidente.

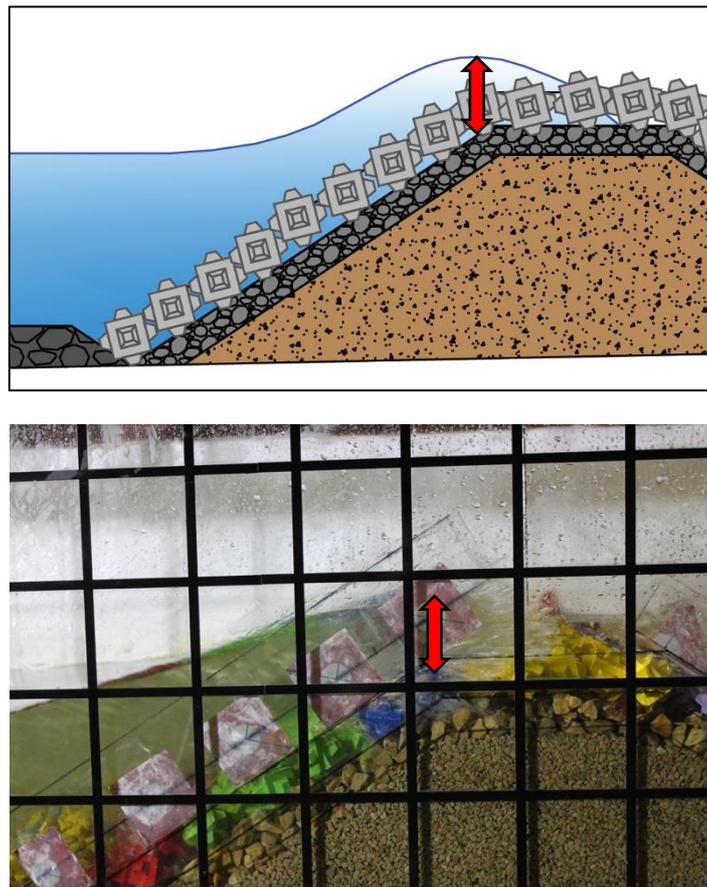


Figura 0. 2. Espesor de la lámina de agua en coronación.

Este Trabajo Final de Máster tiene como objetivo validar las principales metodologías existentes para la estimación del espesor de la lámina de agua en coronación, para después proponer una nueva metodología adaptada para diques en talud, empleando para ello los datos experimentales obtenidos en el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València. Finalmente, esta metodología se llevará a la práctica a través de la Ampliación del puerto pesquero de Blanes.

## *0.2. Síntesis del estudio*

En el Capítulo 1 de este Trabajo Final de Máster, se realiza una introducción al diseño de diques en talud y se analiza la evolución de su sollicitación principal, el oleaje, desde que abandona la zona de generación hasta su rotura. Asimismo, también recoge una breve revisión histórica del diseño de diques en talud con oleaje limitado por fondo. Con esto último, queda patente la falta de formulaciones existentes en estas condiciones.

En el Capítulo 2, se hace una revisión del estado de la técnica en elementos prefabricados de hormigón en masa para mantos de diques en talud, además de presentar las clasificaciones existentes para estas piezas. Por otra parte, se presenta un elemento de reciente creación llamado el Cubípodo, inventado por Josep Ramón Medina Folgado y María Esther Gómez Martín, en la Universitat Politècnica de València.



*Figura 0. 3. El Cubípodo.*

En el Capítulo 3, se realiza una revisión general del "estado del arte" en cuanto a estabilidad general y, concretamente, de la estabilidad hidráulica de diques en talud con bajas cotas de coronación.

En el Capítulo 4, se hace una revisión del estado de la técnica en teoría de remonte y rebase, centrándose posteriormente en el remonte en diques con baja cota de coronación y en las variables que describen el rebase instantáneo (espesor de la lámina de agua en coronación y velocidad del flujo). También se describirá la relación entre el rebase y sus características y la determinación de la cota de coronación de diques en talud.

En el Capítulo 5, se describirán los ensayos físicos a escala reducida llevados a cabo en el canal 2D de oleaje y viento del Laboratorio de Puertos y Costas. En esta descripción, se mostrarán tanto los equipamientos de dicho laboratorio, como la metodología experimental seguida en los ensayos. Para terminar con este capítulo, se expondrá el tratamiento de los datos obtenidos en cada uno de los ensayos.

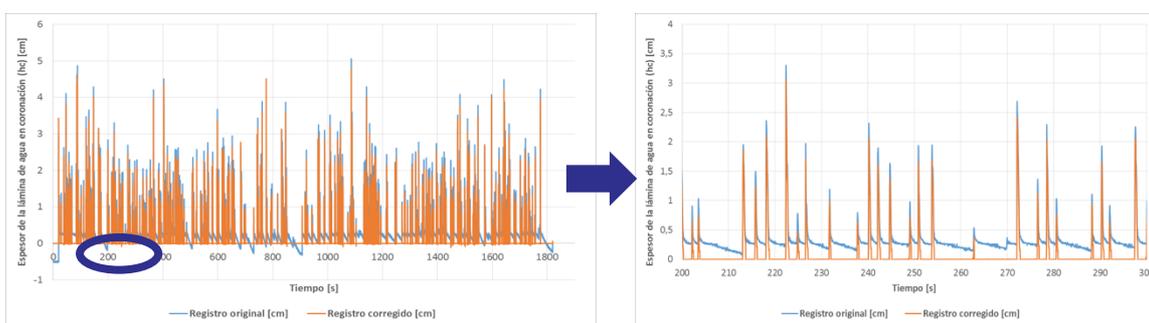


Figura 0. 4. Tratamiento de los datos registrados de espesores de la lámina de agua en coronación.

En el Capítulo 6, se analizan los resultados obtenidos de los espesores de la lámina de agua en coronación, comparando dichos resultados con aquellos ofrecidos por las metodologías existentes. A la vista de la discrepancia entre ambos, se propone una nueva metodología que proporcione un adecuado ajuste a los datos registrados en laboratorio.

El Capítulo 7 es una aplicación práctica del trabajo teórico realizado. En el mismo, se describe la problemática existente en el puerto pesquero de Blanes (Girona) y la solución adoptada para su ampliación en el Proyecto Constructivo original, basada en el diseño de un nuevo dique de abrigo de tipología mixta. Finalmente, se plantea una solución alternativa de dique en talud con manto monocapa de Cubípodos, manteniendo la planta del mencionado proyecto.

Para terminar, en el Capítulo 7 se resume el trabajo realizado y se exponen sus principales conclusiones, planteando futuras líneas de investigación.

## **Capítulo 1. Diseño de diques en talud a rotura por fondo**

### **1.1. Introducción**

El objeto del presente capítulo es sentar las bases teóricas del diseño de diques en talud, para su posterior aplicación en el caso práctico del dique del Puerto pesquero de Blanes. Se exponen a continuación tanto las metodologías de cálculo para estos diques como los métodos para el cálculo de su avería.

Los primeros asentamientos humanos se ubicaron en orillas de cursos fluviales, pues se garantizaba así simultáneamente el suministro de agua y un medio de transporte natural. Además, el mar ofrecía oportunidades de expansión cuando el poblado se situaba en sus cercanías. Es por esto que los primeros puertos aprovechaban las zonas naturalmente protegidas, como bahías, islas interiores o desembocaduras de ríos. Conforme las relaciones comerciales entre poblados se fueron incrementando, la necesidad de mayores zonas abrigadas para llevar a cabo operaciones portuarias con seguridad y continuidad (carga y descarga, atraque y amarre de barcos, entre otras) llevó a la aparición de distintos tipos de diques y diferentes técnicas para su construcción.

Las estructuras tradicionalmente empleadas para proporcionar estas necesarias áreas de calma y disipar la energía del oleaje son los diques rompeolas o diques en talud. Estas obras de abrigo también tienen otras funciones, tales como proporcionar estanqueidad o influir sobre la dinámica litoral.

Existe una gran variedad de tipologías de dique, según el criterio de clasificación escogido. Considerando su colocación en el mar, es posible distinguir: diques abiertos, aquellos que presentan un extremo en tierra (arranque) y otro en el mar (morro); cerrados, aquellos con dos arranques; y exentos o aislados, con ambos extremos en el mar, sin tocar tierra.

Respecto a su configuración en planta, puede ser desde recta hasta curva, pasando por quebrada, en L o en T, entre otras. De igual modo, su eficacia frente al paso de energía, masa de agua o material sólido puede ser muy diversa: pueden ser diques rebasables o irrebasables, cortos o largos, permeables o impermeables.

Tradicionalmente, se clasifican las obras de abrigo en tres grandes grupos según su función principal. Así, si su función fundamental es reflejar el oleaje, se denominan *diques reflejantes o verticales*, si su función es provocar su rotura, reciben el nombre de *diques en talud o rompeolas*, y si cumplen ambas funciones, no claramente diferenciadas, se denominan *diques mixtos*. Entre estas tipologías, se escogerá aquella que resulte más adecuada según diversos factores, tales como el calado, la disponibilidad de materiales, el coste, la amplitud de la zona portuaria, etc.

### ▪ Diques verticales

Una de las principales características de los diques verticales o reflejantes es que el oleaje incidente es reflejado, ya que se encuentran constituidos por un paramento o cajón vertical o casi vertical. Este cajón se comporta como un sólido rígido, impidiendo el paso del oleaje hacia la zona abrigada.



Figura 1. 1. Sección transversal tipo y ejemplo de dique vertical.

Entre las principales ventajas de esta tipología, destaca el menor volumen de materiales necesarios para su construcción, reduciéndose así los problemas ambientales derivados de su extracción, transporte y colocación. Es por esto que son especialmente apropiados en profundidades elevadas. Por otra parte, pueden proporcionar un atraque para las embarcaciones en su cara interior y, en caso de ampliación del puerto, pueden quedar integrados como muelles de forma directa.

Pasando a los inconvenientes o limitaciones de los diques reflejantes, cabe mencionar la necesidad de un fondo marino homogéneo y con una elevada capacidad portante y una climatología con oleajes poco intensos, que permita la colocación de los cajones. Además, aunque en su intradós la acción del oleaje se ve reducida, en la parte anterior el oleaje se incrementa, pudiendo representar un peligro para la navegación y los procesos litorales.

### ▪ Dique en talud

El dique en talud o rompeolas es la obra de abrigo más común en las costas españolas y europeas, consecuencia de su facilidad constructiva y funcionamiento. Esta tipología recibe el nombre de rompeolas, pues su funcionamiento se caracteriza por provocar la rotura del oleaje durante el ascenso y descenso del agua por el talud, reduciendo de este modo la reflexión del oleaje. La disipación de la energía se produce, por tanto, por rotura, por fricción en el interior del macizo y sobre el talud y por transmisión del oleaje a través del mismo.

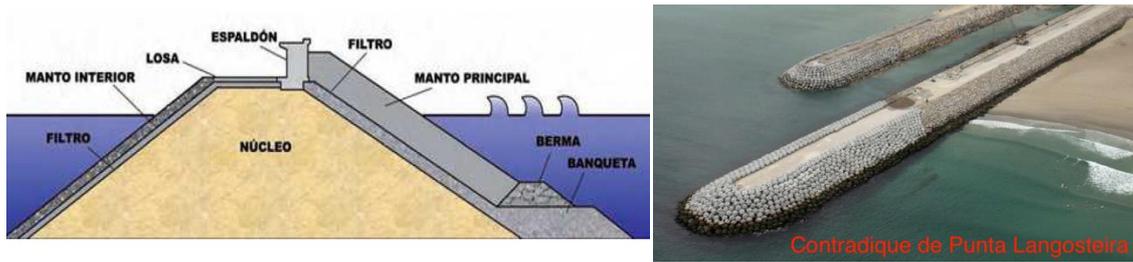


Figura 1. 2. Sección transversal tipo y ejemplo de dique en talud.

El dique en talud se encuentra constituido por materiales sueltos de diferentes granulometrías, de modo que en el interior se encuentran los materiales más finos y, sobre ellos, capas de elementos más pesados. En el caso de la capa exterior o manto, estos elementos podrán ser escolleras pesadas o bloques de hormigón.

Entre las principales ventajas del dique en talud destaca su flexibilidad, pues son capaces de seguir funcionando, aunque se produzcan movimientos o asentamientos en algunas de sus capas, dentro de los límites admisibles. Es por ello, que resulta adecuado para fondos heterogéneos y de baja capacidad portante y oleajes intensos.

En cuanto a las limitaciones o inconvenientes, destaca el gran volumen ocupado por el dique y la elevada cantidad de material requerido. Es por esto que no es aconsejable para ubicaciones con grandes profundidades.

Finalmente, mencionar la existencia de diversas tipologías de dique en talud en función de la forma de su sección, la existencia de bermas o elementos de protección del pie. Entre ellas, destacan los diques convencionales, los diques berma, los diques arrecife y los diques sumergidos.

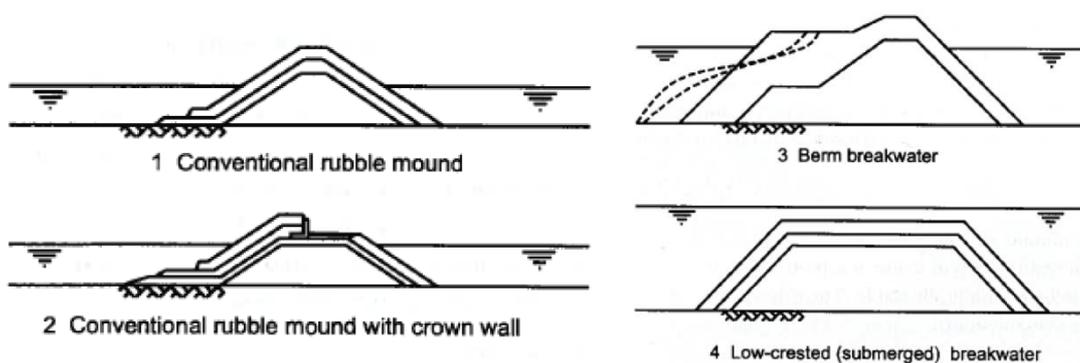


Figura 1. 3. Tipologías de diques en talud o rompeolas.

- **Diques mixtos**

Los diques mixtos resultan de la combinación de un elemento monolítico con una berma formada por elementos sueltos. Así, esta tipología combina las ventajas de las dos anteriores, pudiendo reflejar el oleaje o provocar su rotura en el talud o paramento vertical.

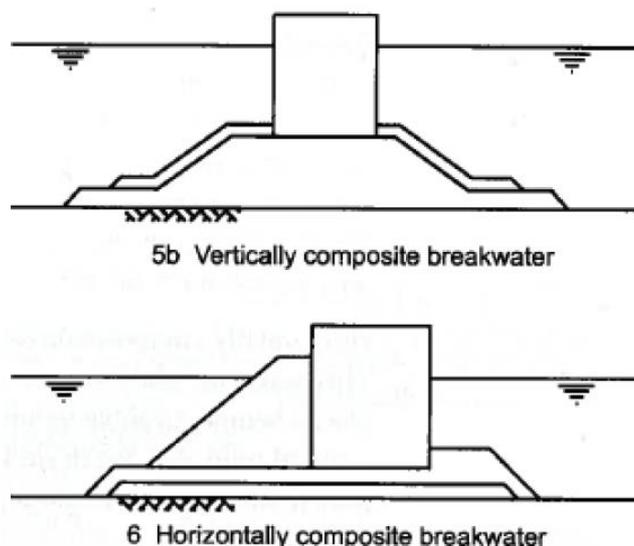


Figura 1. 4. Dique mixto.

## 1.2. Dique en talud convencional

Las estructuras marítimas objeto del presente estudio y más comunes a día de hoy en todo el mundo son los diques en talud o rompeolas.

Los diques en talud tradicionales constan de las siguientes partes fundamentalmente:

- **Núcleo**

El núcleo es la estructura de soporte del dique y del manto de protección, siendo así por tanto de vital importancia su cimentación. Se encuentra constituido por materiales sueltos todo-uno de cantera.

Cabe destacar la importancia de la permeabilidad de esta parte del dique, pues condiciona tanto la estabilidad del dique como las elevaciones de agua que van a producirse sobre el mismo. Esto es, a mayor paso de agua, mayor estabilidad y menores elevaciones sobre el talud. Esta característica también es condicionante para la transmisión de la energía del oleaje al intradós.

- **Capas de filtro**

Las capas intermedias o filtros están constituidas por escolleras de tamaño inferior al de los elementos del manto y superior a los elementos del núcleo. Su finalidad es evitar que el material que forma el núcleo escape a través de los huecos de las capas exteriores.

- **Mantos de protección**

El manto principal tiene como objetivo proteger al dique de la rotura del oleaje y se encuentra constituido por escollera o elementos de hormigón de gran tamaño, denominados *armour units*.

Es posible encontrar diques con mantos formados por distintas capas (multicapa) o una única capa (monocapa).

- **Espaldón**

Elemento de hormigón en masa situado sobre la coronación del dique, que permite la reducción del tamaño necesario, reduce el rebase y facilita el acceso a las instalaciones. Es de uso habitual en España.

- **Berma de pie**

Elemento situado en la parte inferior del manto constituido por escollera o piezas fabricadas de hormigón. Su función es evitar la socavación y erosión de la cimentación.

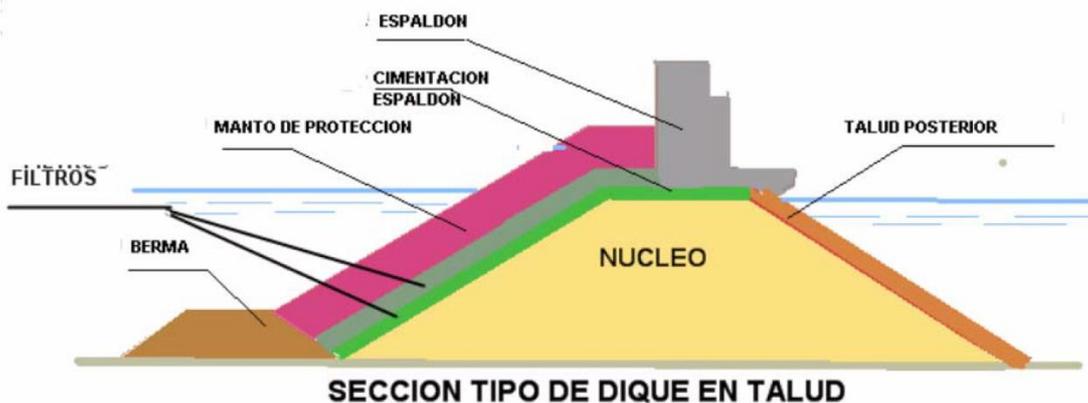


Figura 1. 5. Sección transversal tipo de un dique en talud convencional.

En los diques rompeolas también es posible encontrar otros elementos, tales como una **banqueta**, para el apoyo de la berma de pie; una **losa de hormigón**, sirviendo de camino de rodadura, además de proteger el manto del intradós frente el rebase; y el **manto**

**interior**, que garantiza la estabilidad de la cara interior del dique frente a rebase y agitaciones.

Finalmente, para el proyecto de un dique en talud es necesario el análisis no sólo de agentes medioambientales (viento, oleaje y corrientes) sino también de los recursos naturales, técnicos y humanos disponibles. La solución óptima para cada emplazamiento pasará por considerar la climatología marítima, el fondo o cimentación, los medios de construcción, las canteras y el transporte. De todos estos aspectos, el clima marítimo es el más específico, pues el aprovisionamiento de materiales, los problemas geotécnicos, la construcción y transporte son comunes a la mayoría de obras civiles.

### *1.3. Revisión histórica: diseño de diques en talud*

A lo largo de los años se han llevado a cabo gran cantidad de estudios relativos a los factores que afectan al diseño de un dique en talud, consecuencia de su importancia. A continuación, se realiza una reseña histórica de los mencionados estudios.

No fue hasta el **año 1933** cuando apareció la primera metodología de cálculo de diques de escollera. Hasta esta fecha, únicamente existían tratados clásicos que recogían prudentes observaciones sobre la influencia de la altura del oleaje incidente, la densidad de los cantos, el ángulo de los taludes o la ligazón entre dichos cantos, entre otros. Este conocimiento era, por tanto, cualitativo e insuficiente para abordar el diseño de un dique.

Fue **Eduardo de Castro**, ingeniero español, quién en 1933, propone, junto con correcciones de Briones, la primera fórmula para calcular el peso de la escollera a disponer. Además, introdujo la idea de que las averías no eran consecuencia del choque del oleaje contra el manto, sino que las averías eran producidas al retirarse la masa del agua por la acción de la gravedad.

$$W = \frac{0.704}{(\cot \theta + 1)^2 \sqrt{\cot \theta / \gamma_r}} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$$

En **1938**, **Iribarren** propone un mecanismo diferente para explicar las averías sobre el dique y su primera fórmula. Iribarren apunta que la ola rompe debido a que la profundidad es pequeña, aproximadamente igual a la altura de ola, y, al romper cayendo, la energía de la rotura se dirige hacia abajo y provoca la extracción de los elementos del manto. La fórmula propuesta presenta un único coeficiente, que se asume como el rozamiento entre los cantos y que, en la práctica, se toma igual a la unidad.

$$W = \frac{K}{(\cos \theta - \sin \theta)^3} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r/\gamma_w - 1)^3}$$

Posteriormente, **Epstein y Tyrrel (1949)** proponen una nueva fórmula en el Congreso de Lisboa. Ésta presenta una estructura análoga a la de Iribarren, pero el coeficiente K pasa a depender del peralte de las olas y del ángulo de inclinación del talud.

En **1950**, la fórmula previamente expuesta de Iribarren se generaliza mediante la aportación de **Nogales**. Así, modificando la altura de ola para el caso de diques de gran profundidad, se introduce el efecto de la profundidad y el periodo. En el caso de diques situados a poca profundidad, se recomienda un coeficiente de seguridad de 1.5, sin la modificación de la altura de ola.

Un año más tarde, **Mathews y Rodolf (1951)** introducen el periodo como una variable en su formulación. En **1952**, **Larras** introduce una expresión que, por primera vez, considera la longitud de onda, además de incluir la profundidad. Durante ese año, **Hudson y Jackson (1952)** presentan los primeros resultados de los ensayos de laboratorio llevados a cabo durante diez años en el Waterways Experiment Station, en Vicksburg.

En 1953, durante el Congreso de navegación de Rima, **Abecasis (1953)** presenta su desacuerdo con los coeficientes de rozamiento unitarios propuestos por Iribarren para calcular la estabilidad de los taludes de escollera cubiertos por un manto de bloques artificiales y llama la atención sobre la importancia de la incidencia oblicua del oleaje.

Ese mismo año, **Hedar (1953)** propone dos fórmulas diferentes, una para el caso de las olas ascendiendo por el talud y otra para el caso de la ola bajando por el mismo. De este modo, distingue la pérdida de estabilidad de los elementos durante el ascenso y el descenso del agua sobre el talud.

**Hudson (1959)** realiza una discusión sobre la variabilidad de los coeficientes empleados por Iribarren. Además, basándose en los resultados de sus experimentos para distintas tipologías de piezas en el manto principal, propone una nueva fórmula de cálculo de los diques de escollera. Esta fórmula ha sido desde entonces ampliamente utilizada. Presenta un único parámetro,  $K_D$ , o coeficiente de estabilidad.

$$W = \frac{1}{K_D \cot \theta} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r/\gamma_w - 1)^3}$$

A partir del año 1960, los estudios relativos a diques de escollera se extienden a un mayor número de países, con estudios como los de **Carvalho y Vera-Cruz (1961)** o **Sigurdsson (1962)**. Destacan las fórmulas de cálculo desarrolladas en la **URSS, PIANC 1976**.

**Saville (1962)** plantea la hipótesis de equivalencia entre oleaje regular e irregular, realizando el primer estudio de carácter probabilístico de un dique en talud. Ese mismo año, **Svee (1962)** apunta que la constante de la fórmula propuesta de Iribarren es función del talud y considera que las fuerzas causantes de la destrucción del manto son aquellas fuerzas de levantamiento perpendiculares al mismo. También confirmó la propuesta de Hedar en 1953, señalando que para taludes rígidos la destrucción se produce con la bajada del agua, mientras que con taludes suaves se produce con el descenso. A continuación, se muestra la expresión del peso mínimo de los elementos a la que llegó Svee.

$$W = K \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} r - 1\right)^3 \cos^3 \alpha}$$

En **1965, Iribarren** presenta su fórmula definitiva durante el Congreso de Estocolmo del PIANC-AIPNC, basada en siete años de experiencia en taludómetro (1957-1965). Así, expuso el trabajo de investigación realizado con el fin de determinar con toda la exactitud posible los coeficientes de la fórmula propuesta en 1938. Con estos experimentos concluyó que el coeficiente de rozamiento K era función del número de cantos del talud y fijó el valor de este coeficiente para cada tipo de elemento ensayado (escollera natural, tetrápodos y bloques paralelepípedicos). Basándose en la amplia experimentación llevada a cabo en diques en talud de escollera, obtiene el coeficiente de estabilidad frente a rotura total. También determina que la relación entre la altura de ola que inicia la avería del talud y aquella que produce la rotura total es de aproximadamente 1.6 para los tres tipos de elementos sometidos a ensayo y, con ello, obtiene los coeficientes de estabilidad para el inicio de la avería. Finalmente, establece una limitación a la aplicación de la fórmula mediante un peralte mínimo, por debajo del cual la fórmula no es efectiva. Esta limitación es justificada explicando que las peores condiciones a las que hace referencia, en el régimen de rotura provocado por el descenso del agua sobre el talud, son aquellas que se producen cuando el descenso es libre. Esto es, el agua no es frenada por la bajada de nivel en el contacto con el talud, que puede ser más lenta. De este modo, la fórmula limita su aplicación a oleajes que rompen sobre el talud en "*collapsing*" o "*plunging*", no aportando resultados correctos para otros tipos de rotura. El mencionado modo de fallo es producido durante el refluo de agua y origina deformaciones en el manto al trasladar los elementos a mayores profundidades.

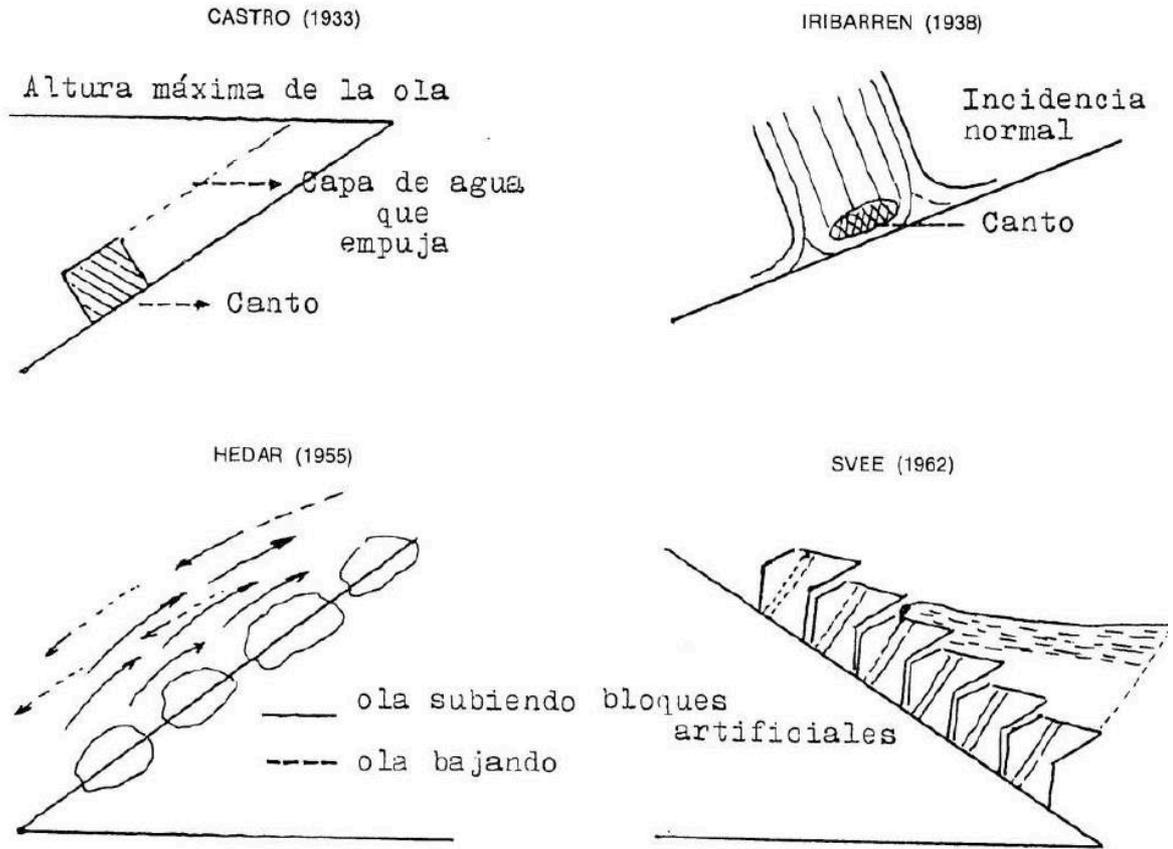
Hasta el año **1966**, únicamente se había analizado la estabilidad de los diques de escollera frente a oleaje monocromático. Los primeros resultados para oleaje irregular sobre diques en talud de escollera fueron expuestos ese mismo año por **Carstens**,

**Tørum y Traetteberg.** También en esta fecha, **Merrifield y Zwamborn** presentaron el dolo, una nueva piza para el manto principal de los diques en talud.

Dos años después, **Font (1968 y 1970)** consigue aportar datos experimentales con los que prueba empíricamente la afección de la duración de los temporales sobre la estabilidad de los diques de escollera y de tetrápodos. Por otra parte, **Suárez Bores** empieza a aplicar el Método de Monte Carlo para la estimación del riesgo de iniciación de avería de un dique en talud y **Van Oorschot y d'Angremond** presentan la primera prueba que valida la hipótesis realizada por Saville en 1962 acerca de la hipótesis de equivalencia.

En **1970**, **Arhens** analiza la influencia del tipo de rotura del oleaje sobre la estabilidad de taludes de rip-rap.

ESQUEMAS DE CALCULO



CUADRO-RESUMEN DE FORMULAS MAS IMPORTANTES

ESPAÑA (IRIBARREN)	NORUEGA (SVEE)	U.S.A. (HUDSON)
$Q = \frac{\gamma_r \cdot N \cdot H^3}{(f \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}$ <p> <math>N = 0,430</math>  <math>f_r = 2,38</math> </p>	$Q = \frac{K \cdot \gamma_r \cdot H^3}{\cos^3 \alpha \cdot (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}$ <p> <math>K = 0,12</math> </p>	$Q = \frac{\gamma_r \cdot H^3}{K_\Delta \operatorname{ctg} \alpha \cdot (\gamma_r / \gamma_f - 1)}$ <p> <math>K_\Delta = 3,2</math> </p>
SUECIA (HEDAR)	U.R.S.S.	
$Q = \frac{K_1 \cdot K_d \cdot \gamma_r \cdot H^3}{(\operatorname{tg} \varphi \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}$ <p> <math>K_1 = K_d = 0,1113 \times 10^{-3}</math>  <math>\operatorname{tag} \varphi = 1,11</math> </p>	$Q = \frac{\mu \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot L}{\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha \cdot (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}}$ <p> <math>\mu = 0,025</math>  <math>L = H/0,05</math> </p>	

Figura 1. 6. Formulaciones destacadas hasta 1965.

Durante el año **1974**, **Battjes** introduce por primera vez en el estudio de las características del flujo sobre taludes impermeables y lisos el número adimensional de Iribarren, que había sido previamente definido en 1949. Posteriormente, se generaliza para otros fenómenos y todo tipo de taludes. Battjes, aplicando la hipótesis de equivalencia de Saville, estudia la subida del agua sobre el talud con oleaje irregular y presenta nuevas pruebas empíricas para validar esta hipótesis. También demuestra que las características del flujo, el ascenso y descenso del agua, la reflexión y el tipo de rotura solamente están gobernadas por el número de Iribarren.

A partir de los trabajos de **Battjes (1974)** y los de **Bruun y Johannesson (1976)** y las mejoras en los sistemas de generación de oleaje irregular, se abre una nueva línea de investigación.

En **1975**, **Ahrens y McCartney** llevaron a cabo ensayos de laboratorio con talud de rip-rap y publicaron los resultados de ascenso del agua y estabilidad, concluyendo que ambos parámetros pueden ser estimados mediante el número de Iribarren.

El año siguiente, **Bruun y Johannesson (1976)** trataron de identificar los parámetros que influyen en la estabilidad de los diques de escollera, llegando a conclusiones similares a las expuestas por Ahrens y McCartney el año previo. Así, se volvió a destacar la importancia del periodo como parámetro y el carácter determinante del número de Iribarren en la estabilidad del manto principal del dique y en las características del flujo.

El mismo año, **Bruun y Günbak (1976)** demuestran de forma empírica la utilidad del número de Iribarren para la descripción de gran número de fenómenos consecuencia de la acción del oleaje sobre todo tipo de taludes, tanto lisos e impermeables como rugosos y permeables.

El informe elaborado por el PIANC en 1976 recogía las fórmulas más importantes empleadas hasta entonces para el cálculo de los diques en talud, mostrando la gran disparidad de resultados obtenidas hasta dicho año.

También en **1976**, **Whillock y Price** introducen el concepto de "fragilidad" del talud y apuntan la existencia de un inconveniente a las piezas de gran trabazón, tipo dolos, que empezaban a ser aplicadas en la época para la construcción del manto principal de los diques en talud: tenían poco margen de seguridad entre el inicio de la avería y la destrucción del manto.

Durante los siguientes años, una serie de averías en diques ponen en entredicho la validez de las técnicas para el diseño de diques en talud aplicadas hasta el momento. Así, con las averías de los diques de Bilbao (1976), Sines (1978), San Ciprián (1979-80-82), Arzew el-Djedid (1980) y Trípoli (1981) se da un giro a la concepción de diques en aguas profundas.

La fragilidad de algunos elementos del manto y el carácter estocástico ilimitado de las solicitaciones alcanzan un papel relevante en la solución de los problemas de diseño de grandes diques. Una muestra de ello, es el prediseño más conservador (Shore Protection Manual, 1984).

**Magoon y Baird** muestran con sus estudios, en **1977**, la relevancia de los movimientos de los elementos del manto ante la acción del oleaje. Estos movimientos provocan choques entre los cantos que dan como resultado su rotura. De este modo, el dique pierde estabilidad, al quedar protegido por piezas de menores dimensiones.

Un año después, **Brebner (1978)** demuestra que la trabazón de los elementos tipo dolo se ve influenciada por el talud de la estructura. De este modo, la estabilidad de un dolo situado sobre un fondo horizontal es equivalente a la de una escollera del mismo peso bajo la acción de una corriente unidireccional.

En **1979**, **Price** realiza un sencillo ensayo de extracción de un canto situado en un manto principal mediante una fuerza normal al talud. Con ello, consigue mostrar la gran variabilidad de la fuerza requerida para la extracción del mismo.

Durante ese mismo año, **Losada y Giménez-Curto (1979)** analizan de forma directa la estabilidad aplicando el concepto de curvas de interacción y reconocen la aleatoriedad de la respuesta estructural de los diques de escollera. Dos años más tardes, estos mismos autores son los primeros en aplicar la hipótesis de equivalencia al análisis de la probabilidad de fallo de obras marítimas que se encuentran solicitadas por un estado de mar. También estudian la afección de la duración de éste sobre la probabilidad de fallo.

Posteriormente, en 1982, **Losada y Giménez-Curto** consiguen demostrar como el flujo de agua sobre el talud, la reflexión y el tipo de rotura queda influenciado por el número de Iribarren. Para ello, toman como base los trabajos de Battjes de 1974, extendiendo su estudio a taludes permeables. Además, presentan una hipótesis para el cálculo de la estabilidad de diques de escollera ante una incidencia oblicua.

**Losada y Desiré (1984)** observan la gran disparidad en los resultados existentes relativos a la estabilidad de los cantos que conforman el manto principal, por lo que concluyen que las variables que gobiernan el problema tienen una naturaleza aleatoria (resistencia a la extracción de las piezas y características hidrodinámicas del flujo inducido por el oleaje). En consecuencia, pasan a considerar los resultados de los ensayos como un problema estadístico.

Durante los años posteriores a 1985, se publican diversos artículos mostrando los resultados de experimentos con oleaje irregular e incidencia oblicua, con el objetivo de determinar la afección de distintos factores sobre la estabilidad del dique, como es el caso de la permeabilidad del mismo. Todos estos artículos adimensionalizan el flujo mediante la altura de ola incidente y todos los experimentos presentan una gran desviación experimental. También, algunos autores como **Van der Meer (1988)** muestran los resultados en términos del lado del cubo equivalente  $D_{n50}=(W/\gamma)^{1/3}$ , consiguiendo reducir la desviación experimental.

Entre los años 1981 y 1988, Van der Meer realiza una serie de ensayos con oleaje irregular y combinaciones de altura de ola y periodo, duración del temporal, permeabilidad teórica de manto, número de Iribarren y modo de rotura. A través de los

resultados de estos ensayos, plantea una serie de formulaciones para mantos de escollera, tetrápodos, cubos y acrópodos.

**Losada et al. (1988)** realizan un estudio experimental de las fuerzas sobre los bloques y un análisis de las características del flujo que aparece alrededor de los mismos para diferentes condiciones de contorno.

Posteriormente, **Medina et al. (1990, 1994)** analizan la avería del manto principal de diques rompeolas consecuencia de grupos de olas generados por temporales. En **1996**, ante la necesidad de estimar la evolución de la erosión del manto principal frente a oleaje no estacionario a lo largo del tiempo, Medina propone un modelo experimental de aplicación a las olas individuales de un temporal, aplicable a condiciones climáticas de oleaje no estacionarias.

El año previo (**1995**), surgen los modelos basados en redes neuronales artificiales para la estimación del daño del manto principal de un dique en talud. **Mase et al.** emplean un modelo neuronal con un algoritmo de aprendizaje de propagación inversa y llegaron a la conclusión de que, en caso de contar con un número suficiente de ensayos, la red neuronal resulta una herramienta precisa y de utilidad para simular la progresión de la avería.

**Donnars y Benoit (1996)** desarrollan un estudio experimental sobre la interacción entre el manto principal y la berma de pie en diques en talud. Al mismo tiempo, **Jensen et al. (1996)** estudian la afección del oleaje regular e irregular en la estabilidad en los diques rompeolas. A través de este estudio, identifican un parámetro de la altura de ola irregular que se corresponde con la altura de ola del oleaje regular, en términos de provocar el mismo nivel de daño.

Dos años después, **Medina (1998)** analiza con mayor profundidad las posibilidades que ofrecen los modelos de las redes neuronales. Así, aplica redes neuronales podadas con algoritmos genéticos para modelizar tanto el remonte como el rebase en los diques en talud. El proyecto CLASH (2002-2004) se centró en la obtención de una red neuronal capaz de predecir el rebase en estructuras costeras (**De Rouck et al., 2003**).

**Gómez-Martín y Medina (2004)** ajustan un modelo exponencial ola-a-ola, proponiendo un parámetro clave distinto:  $n_{50\%}$ . A continuación, se muestra la expresión modificada del modelo exponencial del oleaje regular.

$$D(H, T, N) < D_0(H, T) \left( 1 - 2^{-\frac{N}{n_{50\%}}} \right)$$

Donde:

- **$D_0(H, T)$**  es el daño asintótico máximo que se produce en el manto principal frente al ataque de un oleaje regular y constante.

- **n50%** o daño medio es el número de olas regulares que provocan el 50% del daño máximo  $D_0(H, T)$ .

Los dos parámetros previos se obtienen mediante modelos experimentales. Para oleaje irregular, el modelo exponencial ola-a-ola necesita primero de la identificación de las olas incidentes que atacan la estructura. A continuación, es posible aplicar la derivada discreta de la ecuación al oleaje irregular ola a ola.

En **2006, Gómez-Martín y Medina**, a partir de extensos modelos experimentales de diques en talud, cuyos mantos principales estaban conformados por escolleras y cubos, proponen un nuevo modo de fallo: *la compactación heterogénea*. Este nuevo modo es especialmente aplicable a las piezas de hormigón para mantos de dique cuya geometría es regular, como los cubos. Adicionalmente a la extracción de las piezas del manto, otra causa relevante de pérdida de estabilidad hidráulica por parte de las piezas del manto principal es la pérdida indirecta de las piezas ubicadas en la parte superior del manto, consecuencia del asentamiento excesivo de las piezas situadas por debajo del nivel medio del mar.

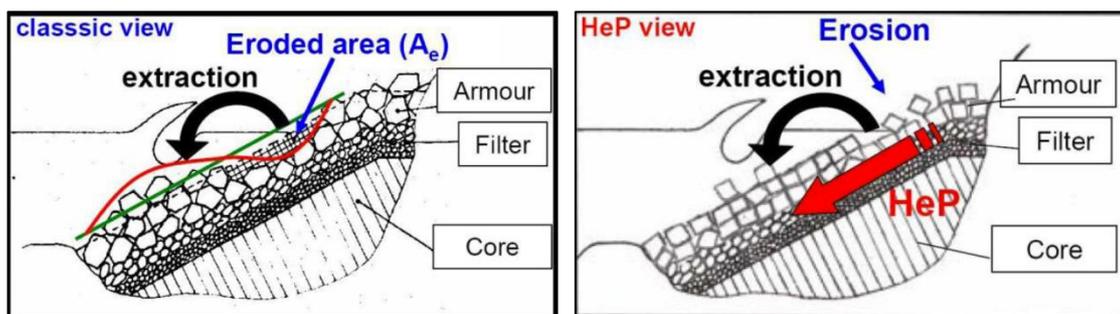


Figura 1. 7. Pérdida de piezas del manto. Definición clásica (extracción de elementos del manto) y compactación heterogénea, respectivamente.

## 1.4. Oscilaciones del mar. Oleaje

El oleaje es el factor medioambiental de mayor relevancia en la mayoría de procesos costeros, esculpiendo las formas costeras tanto en planta como en perfil. Desde que el oleaje abandona la zona de generación sufre diversas alteraciones, hasta que alcanza la costa y se produce la rotura del mismo. El oleaje es generado por el viento y su importancia radica en los procesos que se dan en el instante de su rotura sobre la costa. Al romper la ola, no sólo pone en suspensión los materiales más finos, sino que además genera corrientes paralelas y transversales a la costa de gran intensidad, causantes del transporte sólido de sedimentos costeros.



*Figura 1. 8. Rotura del oleaje en la costa.*

En la generación de las corrientes mencionadas no influye únicamente el oleaje, sino también la topografía submarina, los fenómenos locales de refracción y difracción del oleaje y las modificaciones en sus características. Con todo ello, se destina el presente apartado a la descripción de todos estos mecanismos.

#### *1.4.1. Clasificación de las ondas del mar*

En general, una onda se puede definir como una perturbación periódica o cuasi-periódica de una determinada magnitud física que evoluciona en el espacio y/o en el tiempo. En el mar podemos encontrar dos tipos esenciales de ondas: ondas de superficie y ondas internas.

Las ondas internas son aquellas que se refieren a movimientos en las capas profundas de las masas de agua de los océanos. Es por esto que tienen gran interés en ciencias como la Oceanografía, por su afición a los procesos biológicos, mientras que son de poco interés para la Ingeniería Civil.

Las ondas de superficie son aquellas que constituyen los movimientos de la superficie del mar. Por tanto, afectan a las variables esenciales requeridas para el diseño de obras marítimas y la descripción de los principales procesos marítimos y litorales.

Este tipo de ondas se clasifican, habitualmente, en función de sus periodos característicos (T), destacando las siguientes agrupaciones:

- Ondas capilares:  $T[s] < 0.1$
- Ondas de ultragravedad:  $0.1 < T[s] < 1$
- Ondas de gravedad u oleaje:  $1 < T[s] < 30$
- Ondas de infragravedad:  $30 < T[s] < 300$
- Ondas de periodo largo:  $300 \text{ s} < T < 24 \text{ h}$
- Ondas de marea astronómica:  $T \approx 12\text{h}, 24\text{h}$
- Onda transtidal:  $T > 24 \text{ h}$

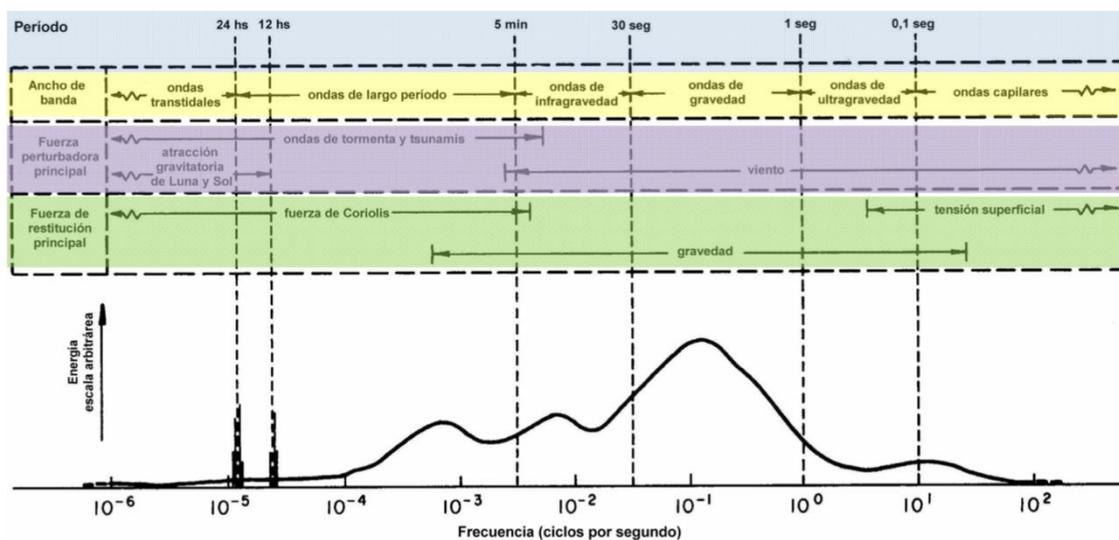


Figura 1. 9. Clasificación de ondas de superficie, en función de su periodo característico.

Asimismo, también existen otras clasificaciones en función de la fuerza que genera la oscilación o aquella que colabora a mantenerla.

Clasificación según el origen de la fuerza perturbadora o generadora de la oscilación:

- Oleaje: fluctuación del viento.
- Marea meteorológica (*storm-surge*): presión atmosférica y fricción del viento.
- Maremoto (*tsunami*): explosión submarina, deslizamientos, terremotos, entre otros.
- Marea astronómica: atracción de los astros (Luna y Sol).

Clasificación según la fuerza restauradora o que colabora en el mantenimiento de la oscilación:

- Tensión superficial
- Gravedad
- Coriolis

#### 1.4.1.1. *Tipologías relevantes de ondas*

- **Oleaje de viento**

El oleaje de viento es la oscilación típica que se observa en la costa. Con esta se propaga fundamentalmente la perturbación.

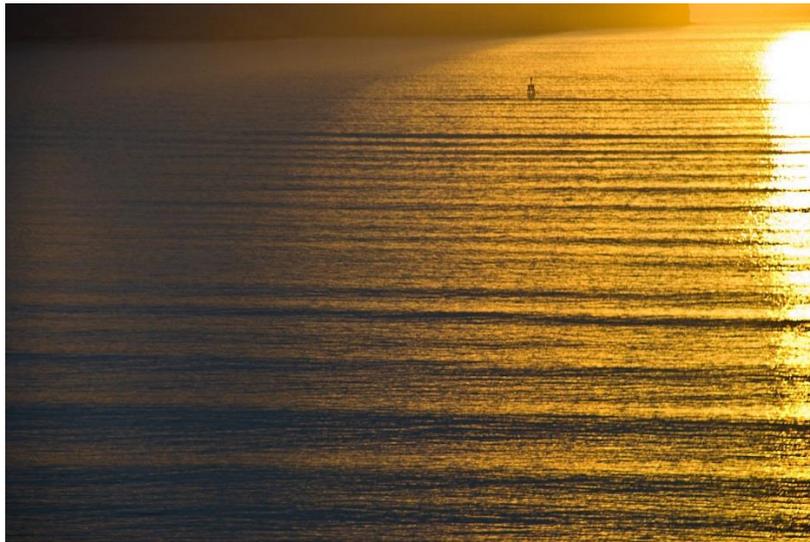
Se distinguen dos tipos fundamentales de este oleaje de viento:

- Oleaje "sea" o mar de viento. Este oleaje es aquel que se produce en la zona de generación o "fetch". Este oleaje es de naturaleza desordenada, con pequeños frentes en múltiples direcciones, aunque la predominante es la del viento.



Figura 1. 10. Oleaje tipo "sea".

- Oleaje "swell" o mar de fondo. Este oleaje se da fuera de la zona de generación y se caracteriza por presentar olas de diferentes periodos, aunque más ordenadas, viajando en una misma dirección. Habitualmente, se abren lateralmente unos 15º.



*Figura 1. 11. Oleaje tipo "swell".*

- **Mareas**

Las ondas de mar de mayor longitud están asociadas a las mareas. Estas ondas se caracterizan por una elevación y descenso rítmico del nivel del mar durante un periodo de varias horas. Las mareas son consecuencia de la atracción que ejercen el Sol, la Luna y otros cuerpos celestes sobre la Tierra y su hidrosfera.

En la costa, las mareas condicionan la posición y amplitud de la zona de acción del oleaje, además de generar corrientes y controlar la circulación de algunos cuerpos de agua.

- **Ondas largas**

Las ondas largas son aquellas cuyo periodo es sustancialmente superior al de las olas de viento. Así, en general, se caracterizan por periodos mayores a 30s.

- **Seiches**

Esta onda se produce en masas de agua encerradas, como puertos, bahías y lagunas costeras, cuando una perturbación u onda exterior entre y se produce el fenómeno de resonancia. Son originadas por viento (habitualmente tormentas) y restauradas por gravedad.

- **Storm Surges**

Estas ondas son elevaciones del nivel del mar, a causa de un sistema de bajas presiones (típicamente, un ciclón tropical).

La causa principal de un *storm surge* son fuertes vientos que soplan sobre la superficie del mar y en el sentido de la costa. El viento genera una elevación del mar superior a los valores ordinarios, siendo ésta una componente de la marea meteorológica. En cuanto a las bajas presiones también provocan una elevación del nivel del mar de aproximadamente 1cm, por cada milibar de descenso en la presión, bajo el umbral de 1013 mb.

Generalmente, este término se emplea para denominar las elevaciones del nivel del mar suma de diversos factores:

- Depresión barométrica
- Run-up del oleaje
- Set-up del oleaje
- Marea
- Inundaciones fluviales



Figura 1. 12. Esquemmatización del storm-surge.

- **Tsunamis**

La traducción del término "tsunami" del japonés es "ola de puerto". Los tsunamis son olas provocadas por fenómenos sísmicos o por la caída de grandes bloques de laderas al mar. Es decir, son movimientos bruscos de las masas de agua que se propagan a gran velocidad.

Las diferencias con el oleaje de viento son diversas:

- En el oleaje de viento se desplaza fundamentalmente la perturbación, con un mínimo transporte de agua, excepto en rotura.
- En el tsunami lo que se desplaza es el agua, ganando una mayor energía cinética y haciendo este fenómeno más peligroso.

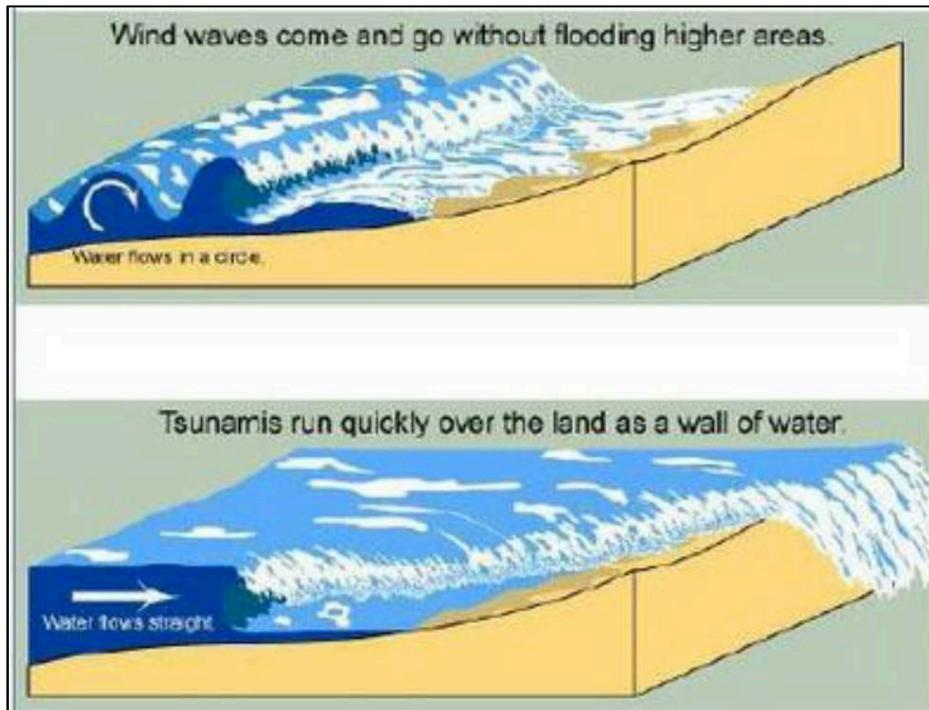


Figura 1. 13. Comparación entre oleaje de viento (arriba) y tsunami (debajo).

#### 1.4.2. Propagación del oleaje: asomeramiento, refracción, difracción, reflexión y rotura

Una vez el oleaje generado en aguas profundas abandona la zona de generación, sufre diversas modificaciones y amortiguamiento. Si en su propagación se acerca hacia la costa, penetrando en aguas más someras, el fondo empieza a tener un efecto cada vez más notable. Desde ese momento, la velocidad de propagación se reduce, al igual que la longitud de onda. La altura de ola puede disminuir o incrementarse, adquiriendo un mayor peralte. Este fenómeno recibe el nombre de **asomeramiento**.

Al encontrarse el frente de onda con una batimétrica con un ángulo diferente a 0º, se produce un cambio de dirección del propio ángulo del frente, denominado **refracción**. Este fenómeno es consecuencia de variaciones en la velocidad de propagación de los puntos del frente de onda, de modo que tienden a alinearse con las batimétricas.

El oleaje propagado puede alcanzar directamente la costa o encontrarse con un obstáculo, como una protección costera o una estructura portuaria. En el caso de

alcanzar la playa, conforme el oleaje penetra en zonas más someras, se incrementa el efecto del fondo y se deforma notablemente el perfil de la ola de forma asimétrica. Cuando la altura de ola es aproximadamente el 80% de la profundidad local, se produce la **rotura** de la ola, al pasar a ser inestable.

En caso contrario, si el oleaje se encuentra con alguna barrera durante su propagación, éste se desvía, "contorneando" el obstáculo. Este fenómeno recibe el nombre de **difracción**. En caso de que el obstáculo sobre el que incide la ola no disipe toda la energía del oleaje, se produce la **reflexión**, que induce la formación de un oleaje viajando en dirección diferente al incidente. Además, si el obstáculo o estructura no es completamente permeable, se produce la transmisión de energía a su través, apareciendo oleaje en la zona aparentemente resguardada.

A lo largo del presente apartado, se describen estos fenómenos con mayor detalle.

#### 1.4.2.1. Asomeramiento

El asomeramiento es el efecto producido por la reducción de profundidad sobre el oleaje al propagarse hacia la costa, con crestas paralelas a las batimétricas, desde el instante en el que las olas abandonan la condición de aguas profundas ( $d/L < 1/2$ ).

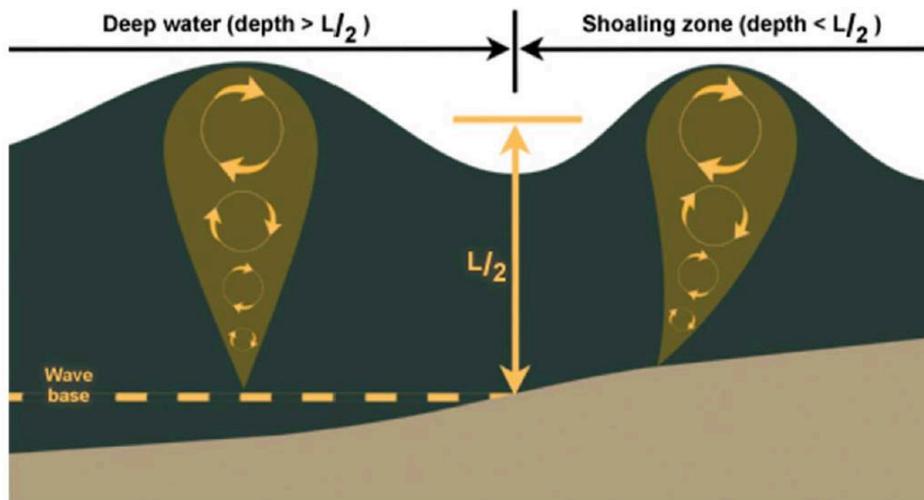


Figura 1. 14. Asomeramiento del oleaje.

Realizando un balance energético de una **zona en la que no entran ni salen las olas**, se observa que, en régimen permanente, la cantidad de energía que entra se equilibra con la que sale de la zona, dado que no se le quita energía al sistema mientras no se produzca la rotura del oleaje. En estos casos, la relación de alturas de ola en función de la profundidad, sin considerar el fenómeno de refracción, queda determinada por la expresión siguiente:

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{2} \frac{1}{n} \frac{C_0}{C}} = \sqrt{\frac{1}{2} \frac{1}{n} \frac{1}{\tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right)}} = \sqrt{\frac{1}{\tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \frac{4\pi \cdot d/L}{\sinh(4\pi \cdot d/L)}\right]}} = K_s$$

Donde  $K_s$  recibe el nombre de coeficiente de asomeramiento.

#### 1.4.2.2. Refracción

La celeridad del oleaje es función de su profundidad, desplazándose la onda con mayor celeridad a mayor profundidad (y mismo periodo). Así, si dos puntos de un mismo frente de onda están situados en lugares con diferente profundidad, el frente sufrirá una distorsión: el punto con mayor profundidad se desplazará con mayor velocidad que el menos profundo, haciendo girar el frente. Este es el fundamento del fenómeno denominado refracción.

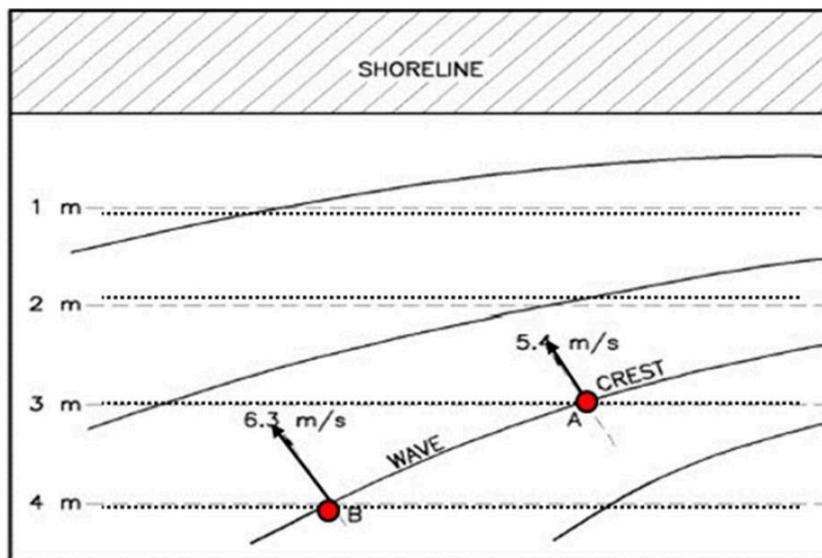


Figura 1. 15. Refracción de los frentes de onda.

Es por esto que, un oleaje sometido a refracción se caracteriza por frentes de onda que tienden a colocarse de forma paralela a las batimétricas, concentrándose la energía del oleaje en los cabos y reduciendo su intensidad en los golfos.

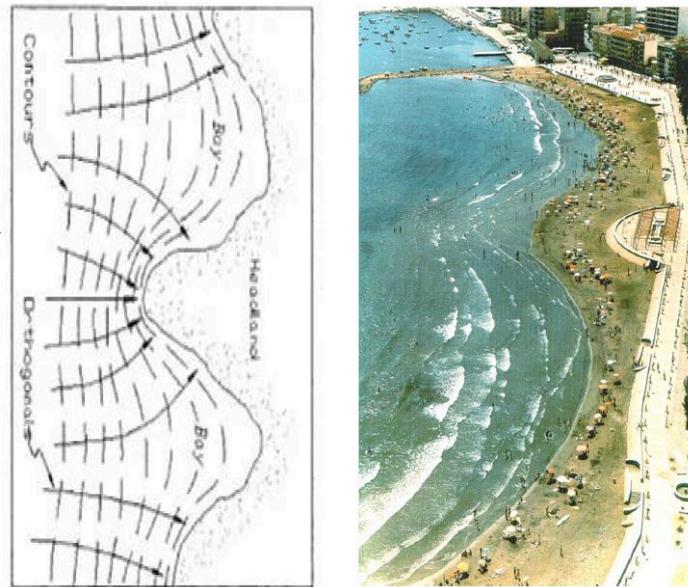


Figura 1. 16. Concentración de oleaje en los cabos y dispersión en bahías, consecuencia del fenómeno de la refracción.

También se producirá refracción en condiciones de batimetría paralela, cuando el frente de oleaje incidente presente un determinado ángulo con estas batimétricas. Por tanto, el único caso en el que no se producirá la refracción será cuando el frente de onda y las batimétricas sean totalmente paralelas.

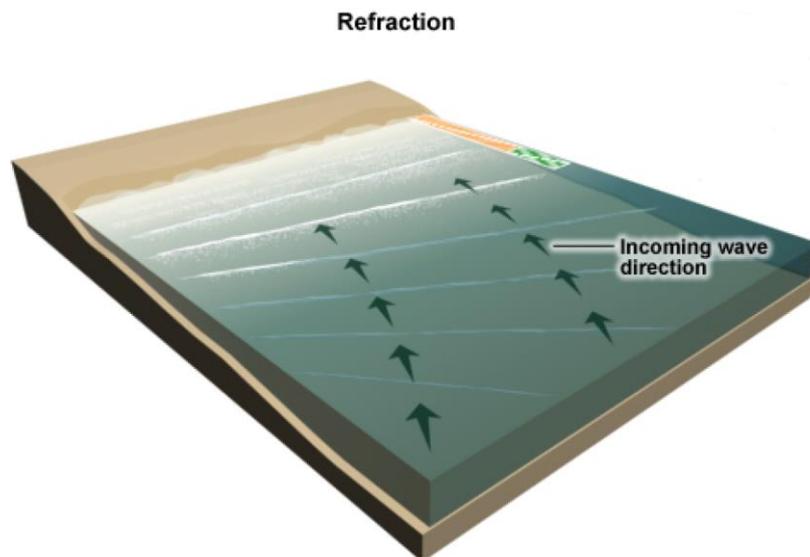


Figura 1. 17. Distorsión del frente de onda, a causa de la refracción.

Un adecuado estudio de este fenómeno es necesario para:

- Ubicar correctamente puertos y obras de protección.
- Estudiar la agitación en los puertos.
- Dimensionar las estructuras, obras de dragado y obras de protección de costas.
- Realizar estudios de erosión.

Permitiendo este estudio la obtención de:

- La altura de ola en un punto concreto, determinado por el frente de ondas que llega, cuyas características en profundidades indefinidas son conocidas (dirección, periodo, altura, celeridad).
- El cambio de dirección de propagación que sufre cada uno de los puntos del frente y, por tanto, la divergencia o convergencia de la energía del oleaje al aproximarse a la costa.

Otras causas o afecciones adicionales a la refracción, aparte de la ya mencionada batimetría, son los vientos, las corrientes y diferencias entre rugosidades de fondo o porosidades.

En aquellos casos en los que la refracción se produce de forma simultánea el asomeramiento, la relación de alturas de ola se define del siguiente modo:

$$\frac{H}{H_0} = K_s \cdot K_r$$

Donde:

- $K_s$  es el coeficiente de asomeramiento.
- $K_r$  es el coeficiente de refracción.

Para aquellos casos en los que la batimetría es recta y paralela a la costa y los frentes de onda son también rectos, existen unos ábacos que permiten obtener el ángulo de aproximación local ( $\theta$ ) y los coeficientes de asomeramiento y refracción ( $K_s$  y  $K_r$ ).

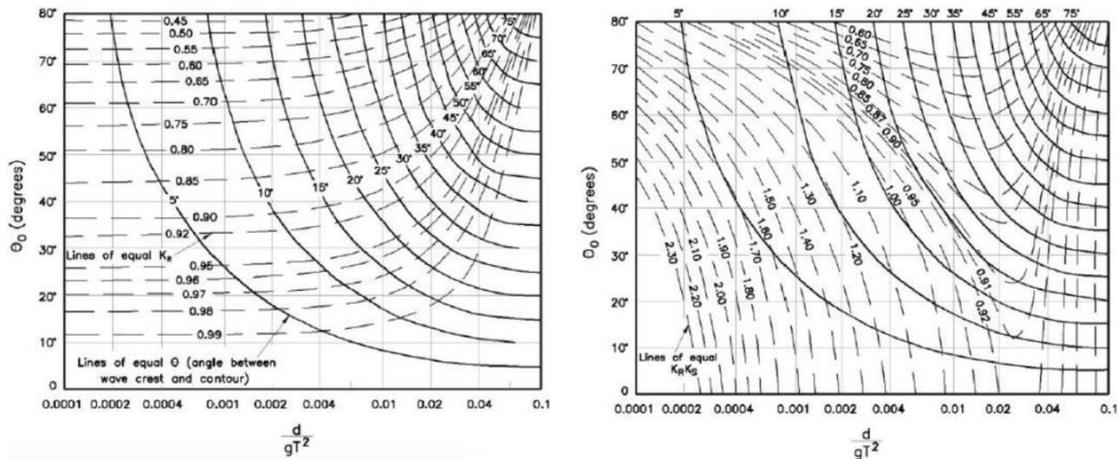


Figura 1. 18. Ábacos para la obtención de los coeficientes de asomeramiento y refracción ( $K_s$  y  $K_r$ ) para el caso de batimetría recta y paralela a la línea de costa y frentes de onda rectos.

### 1.4.2.3. Difracción

Al igual que la refracción, la difracción puede ser considerado un fenómeno de la propagación del oleaje por problemas del contorno. La refracción haría referencia al contorno de fondo, mientras que la difracción lo haría al contorno en planta.

La difracción del oleaje es un proceso por el que la energía del oleaje se transmite de forma lateral a lo largo de la cresta de cada una de las olas. Se pone de manifiesto de forma notable cuando un tren de ondas regular es interrumpido por una barrera, como un dique o isla. Si no se produjera la mencionada transferencia lateral de energía a través de la cresta de la onda y a través de las ortogonales, las olas sobrepasarían el extremo de la barrera sin sufrir ningún tipo de variación, dejando en sombra una superficie de agua en perfecta calma. Por otro lado, más allá del límite de la estructura, las olas seguirían pasando sin modificar su forma ni su altura de ola. Con todo ello, la línea de separación de ambas regiones constituiría una discontinuidad en la masa de agua.

Para definir la difracción, consideraremos un oleaje de crestas largas con altura de ola variable a lo largo de la cresta. Durante la propagación del oleaje se producirá una cesión lateral de energía en la cresta (perpendicular a la dirección de la propagación) desde aquellos puntos con mayor altura de ola hasta puntos con una altura de ola menor.

Generalmente, aparece un fenómeno de difracción relevante siempre que se da una "sombra" al oleaje, como en el caso de un cabo o puertos, produciéndose la mencionada compensación de alturas de ola por cesión de energía lateral. Esta cesión se denomina difracción a causa del fenómeno homónimo de la luz, que viene regido por el principio de Huygens.

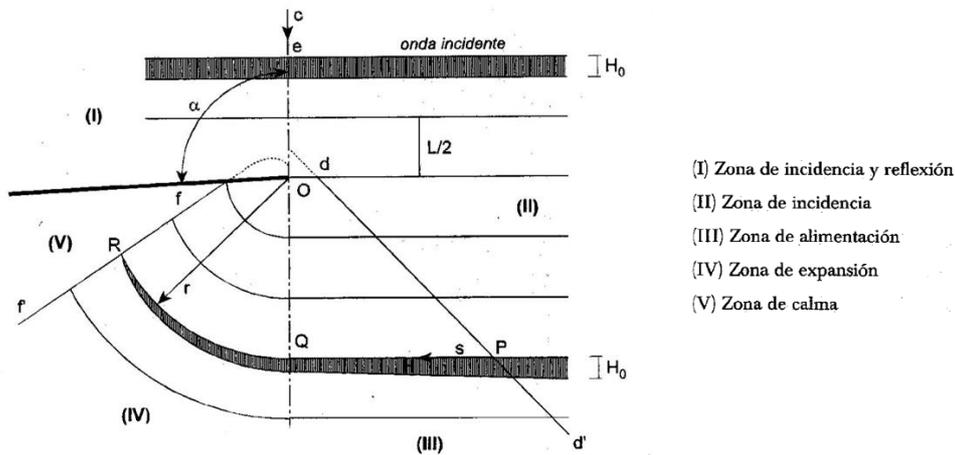


Figura 1. 19. Esquemización de la difracción del oleaje en las proximidades de un dique.

En la figura superior (Figura 1.19), se puede ver un esquema de oleaje de crestas largas y monocromático que se aproxima a un dique semi-infinito situado en una zona de profundidad constante. Una parte del frente impacta contra el dique y es parcialmente disipado y parcialmente reflejado. La otra parte, que sobrepasa el extremo o morro del dique, se difracta a lo largo del trasdós del dique. Sus crestas forman arcos circulares y concéntricos con altura de ola decreciente a lo largo de las propias crestas.

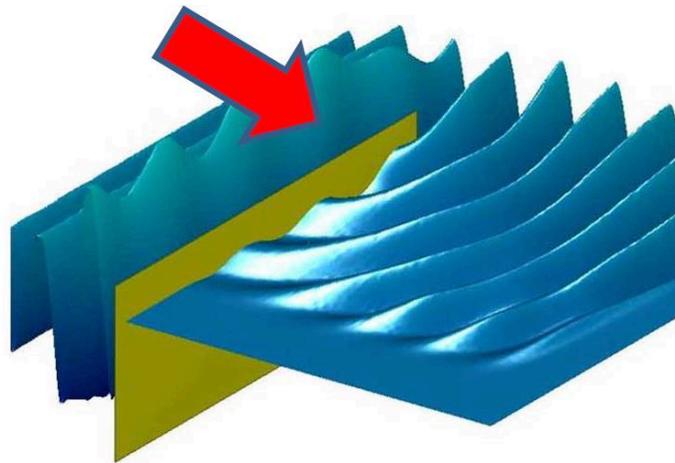


Figura 1. 20. Difracción del oleaje en las proximidades de un dique.

Habitualmente, se define el coeficiente de difracción como:

$$K' = \frac{H_d}{H_{inc}}$$

Siendo:

- $H_d$ , la altura de ola difractada [m].
- $H_{inc}$ , la altura de ola en el extremo del dique o morro [m].

Si  $r$  es la distancia entre el morro (foco emisor) y el punto de estudio y  $b$  es el ángulo entre el dique y el vector de la posición radial  $r$ , entonces:

$$K' = f(r/L_{inc}, b, q)$$

Donde:

- $L_{inc}$  es la longitud de onda del oleaje incidente [m].
- $q$  define la dirección del oleaje incidente respecto al dique.

Uno de los factores principales a considerar para el diseño de un puerto es el análisis de las condiciones de oleaje que se darán en la zona abrigada o interior del puerto, para los distintos oleajes de diseño. Este oleaje puede tanto asomerarse como refractarse tras alcanzar la bocana del puerto, pero el proceso dominante en condiciones de agitación interior de la dársena suele ser la difracción. Así, se suelen producir dos situaciones genéricas: la difracción a través de una abertura pequeña en la bocana o dique y la difracción al sobrepasar el extremo de un dique.

#### 1.4.2.4. Reflexión

Las ondas de gravedad (por ejemplo, la luz) al alcanzar un obstáculo, como una estructura o una playa, pueden ser total o parcialmente reflejadas. El índice del poder reflejante de una barrera es resultado del cociente entre la altura de ola reflejada ( $H_r$ ) y la altura de ola incidente ( $H_i$ ) y recibe el nombre de coeficiente de reflexión ( $c$ ). El valor de este coeficiente entre 1, para la reflexión total, y 0 para la absorción completa y depende fundamentalmente de la geometría y composición de la estructura, de las características del oleaje incidente, como el peralte ( $H/L$ ) y la profundidad relativa a la que se encuentra el pie de la estructura ( $d/L$ ).

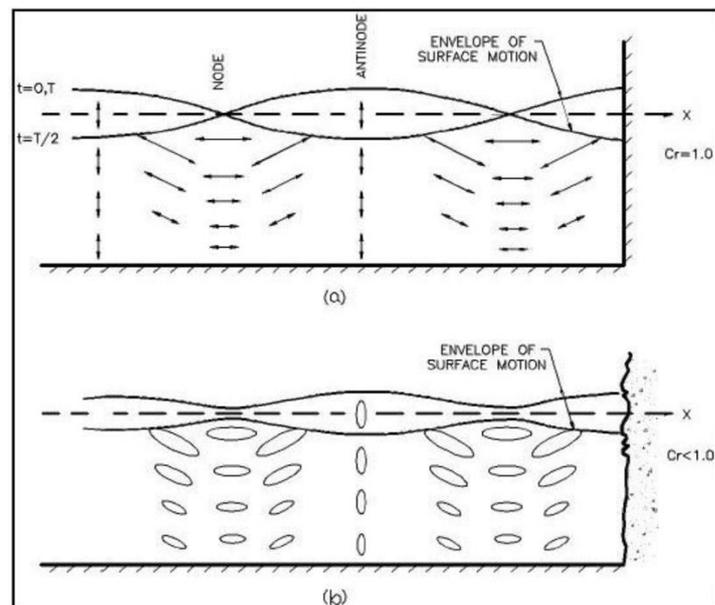


Figura 1. 21. Reflexión total (a) y reflexión parcial (b).

### 1.4.3. Extinción del oleaje: rotura

La rotura del oleaje es uno de los fenómenos que aparecen en las cercanías de la costa y es la causa de la mayoría de procesos que se deben al oleaje. Además, es en la zona de rompientes donde se producen la mayoría de los procesos litorales.



Figura 1. 22. Rotura del oleaje en las proximidades de la costa.

A pesar de ello, la complejidad de los fenómenos turbulentos que se producen con la rotura del oleaje impiden que su caracterización pueda ser realizada con exactitud. Es por esto que, gran parte de los resultados existentes se basan en ensayos de laboratorio con condiciones de generación y propagación muy controladas, difiriendo del estado natural en el que se produce la rotura. Además, entre los trabajos realizados no existe una universalidad de los resultados, ya que las condiciones de oleaje no son estacionarias durante los ensayos.

Por otra parte, no existe una definición única del fenómeno de la rotura, aunque los diferentes trabajos sí coinciden en que este proceso se inicia al volverse la ola muy energética y con ello, inestable. Una ola en rotura, en términos físicos, se produce cuando su amplitud alcanza un nivel crítico, a partir del que se desatan de forma brusca procesos que resultan en una gran pérdida de energía. Este proceso no es lineal, por lo que la mayoría de modelos que describen el comportamiento del oleaje y que asumen un comportamiento lineal dejan de ser válidos a partir de este fenómeno.



*Figura 1. 23. Turbulencia en la rotura de una ola.*

En términos cinemáticos, se podría definir la rotura como un proceso en el que una partícula de fluido próxima a la superficie libre de la cresta, se mueve más rápidamente que la velocidad de propagación del conjunto de la ola. Esta definición está basada en la ola límite de Stokes, en la que la velocidad de la partícula situada en las proximidades de la cresta se mueve a una velocidad igual a la de propagación de la onda.

Otro punto estudiado por la ingeniería de costas en relación a la rotura, es el concepto del punto de rotura, cuantitativamente hablando. Con ello, se busca localizar en el espacio y en el tiempo el inicio de la rotura, a partir de parámetros geométricos y de contorno conocidos de la onda. Para la localización de este punto, se fijan criterios de rotura, como se verá en los próximos apartados.

#### 1.4.4. Tipos de rotura. Clasificación

La primera clasificación de la rotura del oleaje a causa de la reducción de la profundidad, fue llevada a cabo por **Iribarren (1954)**, definiendo cuatro tipos de rotura. Para ello, emplea un número adimensional en función de la pendiente media del talud donde se produce la rotura, la altura de ola y la longitud de la onda en profundidades definidas. Su formulación queda del siguiente modo:

$$Ir = \frac{\tan \beta}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

Donde:

- $Ir$  es el número de Iribarren o parámetro de semejanza en rotura ("surf similarity parameter" de **Battjes (1974)**) [-].
- $H$  es la altura de ola [m].
- $L_0$  es la longitud de onda en aguas profundas [m].
- $\tan \beta$  es la pendiente del talud de la estructura [-].

A continuación, se recogen los cuatro tipos de rotura, que aparecen en orden decreciente de pendiente de fondo, longitud de onda y periodo, y creciente de altura de ola y peralte.

- **Surging (oscilación)**

Este tipo de rotura aparece en playas con mucha pendiente y oleajes con periodo elevado, en las que el oleaje avanza sin llegar a romper, se deforma y alisa sobre el fondo. El frente de onda avanza hacia la cresta y se produce una reflexión muy elevada.

Las ondas ascienden y descienden por el talud, con un mínimo aire atrapado asociado al ascenso, mientras que, en el descenso por el talud, se suele formar un resalto. El periodo de ascenso-descenso es menor que el periodo del oleaje. Este tipo de rotura se da con números de Iribarren por encima de 3.



Figura 1. 24. Rotura tipo "surging".

- **Collapsing (colapso)**

La rotura por colapso se encuentra en un punto intermedio entre las roturas "plunging" y "surging", apareciendo entre los valores del número de Iribarren de 2.5 y 3.

A medida que el número de Iribarren descende, el frente de onda se aproxima a la vertical, la cresta no llega a romper, pero su frente se peralta y colapsa, generando espuma. Para valores del número de Iribarren cercanos a 3, la ola se desmorona por su base, colapsando.

El periodo de ascenso-descenso coincide con el periodo del oleaje y el flujo de agua sobre el talud alcanza su máximo. Dado que el máximo descenso coincide con la llegada de la siguiente ola, se produce un resalto turbulento en la base de la siguiente ola, lo que provoca su desmoronamiento con una gran turbulencia en la base de la onda. Consecuencia de esta disipación de energía por turbulencia, la reflexión es menor que para el caso de rotura por oscilación.



Figura 1. 25. Rotura tipo "collapsing".

- **Plunging (voluta)**

Es el modo más espectacular de rotura y más frecuente en las playas. La ola lanza su cresta hacia delante, esta gira sobre sí misma y se desploma hacia el pie, provocando una salpicadura considerable y encerrando una considerable cantidad de aire. El chorro que alcanza la superficie libre penetra con violencia, levantando otra onda delante de la original y generando una gran turbulencia hacia el fondo. El rodillo generado por el giro de la cresta, produce una rotación en el flujo y el aire que había quedado atrapado escapa hacia la superficie de un modo explosivo. Todos estos fenómenos generan una gran disipación de energía durante los primeros instantes de la rotura.

Posteriormente, la ola continúa rota hasta el ascenso-descenso por el talud de la playa, que es mucho menor que para los casos de oscilación y colapso. Consecuencia de la importante disipación de energía al inicio de esta rotura, el coeficiente de reflexión resulta menor que en el caso de rotura por colapso. Finalmente, este tipo de rotura suele producirse en pendientes relativamente pronunciadas con números de Iribarren entre 0.5 y 2.5.



*Figura 1. 26. Rotura tipo "plunging".*

- **Spilling (descrestamiento)**

Este tipo de rotura aparece en playas con pendiente suave y números de Iribarren menores a 0.5. Al disminuir el número de Iribarren, la voluta va haciéndose cada vez más débil, pasando a afectar únicamente a la parte superior de la onda y quedando el resto de la misma, inalterado. Así, la ola se deprime y desestabiliza, transformándose en un roller sobre el frente de onda y adquiriendo un aspecto espumoso. La disipación de energía se produce de un modo más gradual, pero gracias a la longitud creciente de la zona de rompientes, esta rotura transforma la energía del movimiento oscilatorio en movimientos medios (ascenso del nivel medio, corrientes y ondas largas) de forma eficaz. Con todo ello, el coeficiente de reflexión es mínimo

El ascenso - descenso por el talud de la playa también resulta el mínimo, aunque las variaciones transversales del nivel medio son máximas. Esto se debe a que una notable cantidad de movimiento asociado al movimiento oscilatorio, se emplea en la modificación del nivel medio (para el caso de incidencia oblicua, se utilizaría en la generación de corrientes longitudinales).



Figura 1. 27. Rotura tipo "spilling".

Cabe mencionar que esta clasificación ha sido ampliamente utilizada por su sencillez. No obstante, también existen otras, basadas principalmente en estudios geométricos de la forma de la ola en el momento de inicio de la rotura. Entre ellas, encontramos el estudio de **New et al. (1985)**, que estableció un criterio de rotura en función de la longitud de la cresta sobre el nivel medio en reposo y la longitud del jet de rotura (ver Figura 1.26).

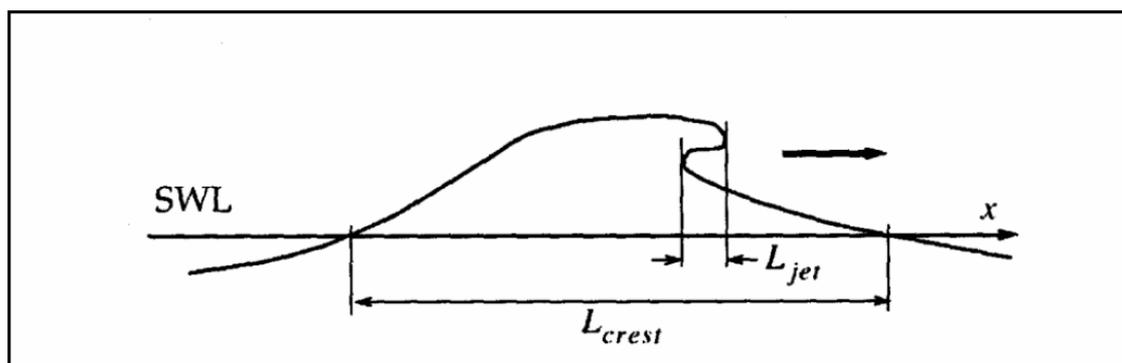


Figura 1. 28. Definición de los parámetros del criterio de rotura de New et al. (1985).

Por tanto, el parámetro utilizado para dicho criterio queda definido como:

$$S_{jet} = \frac{L_{jet}}{L_{crest}}$$

Con los siguientes valores para la rotura por descrestamiento y la rotura en voluta:

<i>Tipo de rotura</i>	$S_{jet}$ [-]
<i>Descrestamiento</i>	< 0.003
<i>Voluta</i>	> 0.1

Tabla 1. 1. Clasificación de los tipos de rotura, según New et al. (1985).

#### 1.4.5. Criterios de rotura

Los criterios de rotura deben ser por un lado fáciles de detectar en campo y laboratorio para su determinación y, por otra, sencillos de aplicar sobre casos reales. Es por ello que se deben considerar criterios estadísticos que determinen las características de oleaje, sus características geométricas (definición de la forma de la ola) y características locales, que representen aquellos factores que condicionan la aparición de la rotura (viento, rotura en profundidades indefinidas, etc.).

Tradicionalmente, en ingeniería de costas se han empleado formulaciones semiempíricas extraídas a partir de trabajos en laboratorio. Así, existen dos grupos fundamentales: criterios de rotura por limitación de peralte y por limitación de profundidad.

##### 1.4.5.1. Rotura por limitación de fondo

El tipo de rotura más familiar es aquel que se produce junto a la costa (ver *Figura 1.29*), a causa de la limitación por profundidad. Debido al asomeramiento, el oleaje se peralta hasta que las crestas se desestabilizan, consecuencia de su componente horizontal de su velocidad, y caen (en función del tipo de rotura).



Figura 1. 29. Rotura del oleaje al alcanzar la costa.

La rotura del oleaje puede darse en cualquier punto en el que las circunstancias sean oportunas, incluso en alta mar. No obstante, es más habitual en las playas o en zonas de profundidad somera, consecuencia del efecto del fondo (que suele aparecer en playas y es la que se considera en el presente trabajo).

El criterio de rotura por reducción de profundidad queda definido habitualmente por un parámetro adimensional denominado "breaker index ( $\gamma_{br}$ )". Este parámetro se define como el ratio máximo entre la altura de ola y la profundidad:

$$H/h \leq \gamma_{br} = [H/h]_{max} = H_b/h_b$$

Para el caso de oleaje estable y progresivo sobre un talud plano, el breaker index tomaría un valor teórico de 0.78 (**McCowan, 1894**). No obstante, en condiciones naturales este parámetro no tiene un valor constante, sino que toma valores que oscilan entre 0.5 y 1.5, en función de la pendiente de fondo y el periodo del oleaje incidente. Es por esto que, se han propuesto diversos criterios para predecir el valor del breaker index. Para oleaje regular con pendiente uniforme ( $m$ ), destacan dos criterios ampliamente conocidos:

- **Goda (1970b):**  $\gamma_{br} = H_b/h_b = 0.17 \frac{L_0}{h_b} \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \pi \frac{h_b}{L_0} (1 + 15 m^{4/3}) \right] \right\}$
- **Weggel (1972):**  $\gamma_{br} = H_b/h_b = \frac{b(m)}{1 + a(m) h_b/L_0} = b(m) - a(m) \frac{h_b}{L_0}$

Donde  $a(m) = 6.96 [1 - \exp(-19m)]$  y  $b(m) = 1.56 [1 + \exp(-19.5m)]^{-1}$

Otro criterio aplicable es el de **Rattanapitikon y Shibayama (2000) y Rattanapitikon et al. (2003)**, que queda definido del siguiente modo:

$$\frac{H_b}{L_b} = [-1.40 m^2 + 0.57 m + 0.23] \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{0.35}$$

Siendo  $L_b$ , la longitud de onda en el punto de rotura a una profundidad  $h_b$ .

Por otra parte, para oleaje irregular, representado por la altura de ola significativa ( $H_s$ ), los valores habituales del breaker index oscilan entre 0.5 y 0.6. Además, se ha demostrado que existe este parámetro depende de ciertas variables como el número de Iribarren o surf similarity parameter ( $\xi$ ), pudiendo alcanzar valores de hasta 1.5 para olas individuales (**Rock Manual, 2007**). En la figura inferior, se representa la relación entre ambas variables mencionadas.

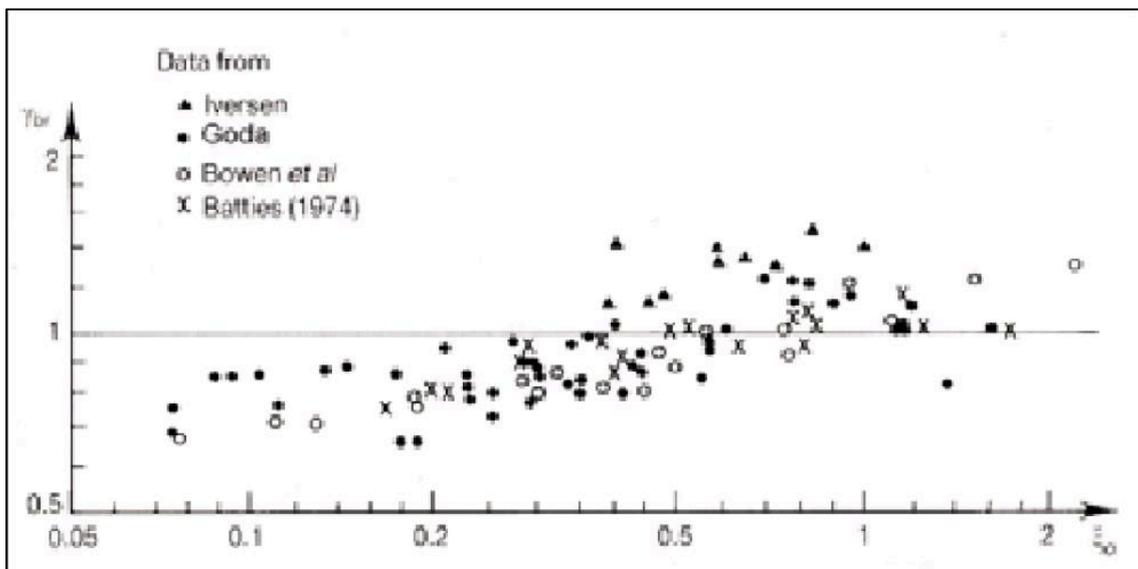


Figura 1. 30. Relación entre el breaker index y el surf similarity parameter en aguas profundas ( $\xi_0$ ) (Rock Manual, 2007).

Posteriormente, Goda (2012a) modifica su fórmula para oleaje regular empleando ensayos de laboratorio y propone la siguiente expresión:

$$\frac{H_b}{h_b} = \frac{A}{h_b/L_0} \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \pi \frac{h_b}{L_0} (1 + 11 s^{4/3}) \right] \right\}; A = 0.17$$

Donde  $L_0$  es la longitud de onda en aguas profundas correspondiente al periodo significativo ( $T_{1/3}$ ) y  $s$  es el talud del fondo.

Esta ecuación es verificada a partir de datos de laboratorio para oleaje regular con rotura para seis taludes distintos, incluyendo el horizontal. En la Figura 1.31, se observa un ejemplo para los taludes de 1/100 a 1/200.

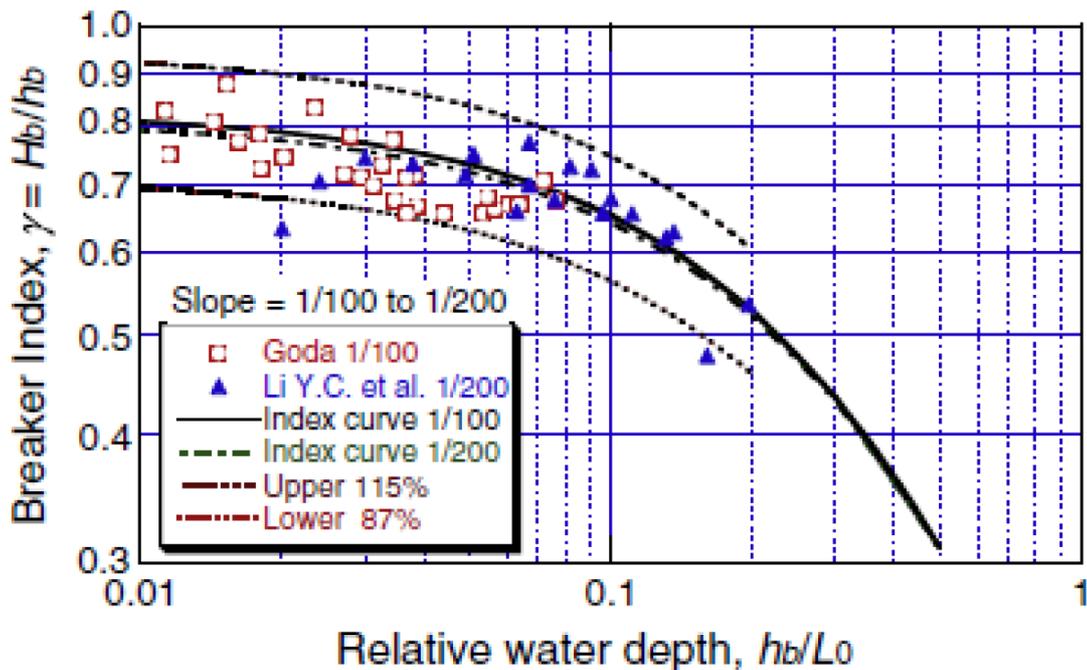


Figura 1. 31. Comparación entre el índice de rotura de Goda (2012b) y los datos de laboratorio para oleaje regular y pendientes de fondo de 1/100 a 1/200.

En cuanto a la limitación por fondos horizontales, cabe mencionar que existen gran número de evidencias científicas que demuestran que los valores de altura de ola compatible con dicho fondo son inferiores a los valores límite expresados mediante las aproximaciones anteriores. Este valor límite para fondo horizontal fue determinado por **Nelson (1994)** en  $(H/h)_{max} = 0.55$ .

Además, **Nelson (1994)** proporciona gran cantidad de evidencias experimentales, tanto de laboratorio como de campo, para oleaje irregular y regular, de la existencia de un límite superior para el índice de rotura para fondos cuasi-horizontales. Este límite puede expresarse del siguiente modo:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{max} = 0.55 + 0.88 \exp(-0.012 \cot \beta); \quad 0 \leq \tan \beta \leq 0.01$$

#### 1.4.5.2. Rotura por limitación de peralte

- **Onda límite de Stokes**

Este concepto está basado en los trabajos de **Stokes (1849)** y **Mitchell (1893)**, quienes obtuvieron analíticamente el peralte de la onda asumiendo que el ángulo de la cresta que forma la superficie libre toma un valor de  $120^\circ$  cuando se da un estado estacionario previo a la rotura.

El valor de este peralte es de  $H/g T^2 = 0.027$ , siendo únicamente válido en condiciones de flujo estacionario e irrotacional.

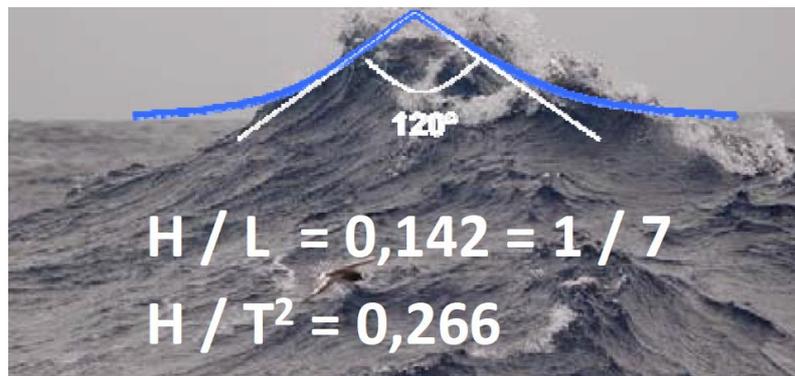


Figura 1. 32. Peralte límite en aguas profundas.

Entre los criterios de rotura por peralte existentes, destaca el de **Miche (1994)**, quien propone la siguiente expresión:

$$\frac{H}{L} \leq \left[ \frac{H}{L} \right]_{max} = 0.14 \tanh (2\pi H/L)$$

- **Onda límite inferior a la de Stokes**

Algunos de los resultados de los ensayos realizados en laboratorio, llevan a la conclusión de que el límite resulta menor al teórico propuesto por Stokes, con valores límite  $H/g T^2 = 0.021$ . Por otra parte, algunas mediciones de campo llevadas a cabo en el Mar del Norte indican valores muy inferiores  $H/g T^2 = 0.0067$ , a pesar de que son discutibles a causa de las condiciones de medida con viento y el consiguiente efecto sobre el peralte del oleaje.

- **Limitación de la aceleración de la cresta**

El estudio realizado por **Longuet-Higgins (1984)** se encuadra en este concepto. En este trabajo, se desarrolla una deducción analítica de que la aceleración de la onda de Stokes alcanza un valor de  $-0.388g$  en el instante de la rotura.

## *1.5. Diseño de diques en talud con oleaje en rotura con limitación por fondo*

### *1.5.1. Introducción*

Para el adecuado diseño de las obras marítimas es fundamental conocer el condicionante de rotura por fondo. Habitualmente, se toma como altura de ola inestable aquella que toma un valor de 0.78 veces la profundidad. No obstante, esta relación se ve modificada con la pendiente de fondo, la rugosidad, el viento o las corrientes, entre otras condiciones.

La importancia del fenómeno de la rotura por fondo radica en el papel que juega a la hora de determinar el diseño óptimo de las obras en el litoral, ya que muchas de ellas están ubicadas a poca profundidad y "protegidas" por un fondo que, al provocar la rotura del oleaje, impide que grandes olas ataquen a la estructura durante los temporales.

En aguas profundas la elevación de la superficie del agua sigue un proceso Gaussiano, de modo que las alturas de ola responden a una función de distribución tipo Rayleigh (**Longuet-Higgins, 1952**). Esta distribución queda, además, definida por un único parámetro: la altura de ola media o la varianza de la superficie libre. Sin embargo, cuando el oleaje deja la zona de generación y entra en aguas intermedias y someras, la distribución de alturas se ve modificada a causa de los efectos no lineales y la rotura del oleaje. Todo ello, hace variar significativamente de una función de distribución tipo Rayleigh, pues las olas de mayor tamaño son las que rompen primero.

A pesar de que muchos autores han realizado análisis sobre el oleaje en aguas someras e intermedias, prácticamente ninguno de ellos trata el diseño de diques bajo estas condiciones. Dado que el objeto de este estudio es el diseño de diques en talud con oleaje sometido a la limitación de rotura por fondo, a lo largo de presente apartado se recogerán aquellos estudios que han abordado la problemática completa.

### 1.5.2. Formulaciones para el diseño de diques en talud bajo oleaje limitado por fondo. Estabilidad de la estructura

Como ya se ha mencionado en el apartado previo, existen multitud de formulaciones para predecir la altura de ola en un determinado punto. No obstante, la gran mayoría no están planteadas para el diseño de un dique en talud, pues son fórmulas complejas que incluyen parámetros muchas veces desconocidos a la hora de diseñar y no recogen consideraciones acerca de la estabilidad estructural e hidráulica de los diques. Es decir, se dispone de fórmulas para la predicción de la altura de ola, pero no ecuaciones para el diseño.

Tradicionalmente, el diseño de diques en talud se realiza con la conocida fórmula de **Hudson (1959)**, que permite determinar el peso de los elementos del manto necesario a partir de un único parámetro.

$$W = \frac{\gamma_r H_i^3}{K_d (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

Siendo:

- $W$ , el peso de cada uno de los elementos que componen el manto principal [N]
- $\gamma_r$ , el peso específico del material de las piezas del manto principal [N/m<sup>3</sup>]. Sustituyendo este peso específico por la densidad del material [T/m<sup>3</sup>], se obtiene el peso de los elementos en T.
- $H_i$ , la altura de ola de cálculo [m], en el SPM (1984) se recomienda utilizar  $H_i = H_{1/10}$ .
- $S_r$ , cociente entre el peso específico del material de los elementos que constituyen el manto principal ( $\gamma_r$ ) dividido por el peso específico del agua ( $\gamma_w$ ) en la que está inmersa la estructura
- $\alpha$ , ángulo del talud de la estructura respecto a la horizontal
- $K_d$ , coeficiente de estabilidad, función de las piezas que forman el manto, su rugosidad y trabazón.

Esta fórmula fue obtenida mediante ensayos de laboratorio con oleaje regular y no rompiente. Además, es ampliamente utilizada para diques en talud ubicados en aguas profundas, no afectados por el fenómeno de la rotura del oleaje. Para dichas condiciones, se ha obtenido el valor del coeficiente de estabilidad a partir de ensayos de laboratorio con las diferentes piezas que pueden constituir el manto. El problema, por tanto, aparece a la hora de determinar el valor de este coeficiente en condiciones de rotura.

El **Shore Protection Manual (SPM) (CERC, 1977)** propone valores del coeficiente de estabilidad para escollera angular y redondeada en dos capas tanto para oleaje

rompiente ( $K_D = 3.5$ ) como para oleaje no rompiente ( $K_D = 4$ ). Además, hace referencia a que la altura de ola a usar para dicho cálculo debe ser la de diseño, que dicho manual recomienda que sea la altura de ola significativa.

En general, la altura de ola para el diseño del dique en talud se habrá calculado a la profundidad a la que se va a construir el dique. Sin embargo, existen estudios del proceso de rotura que indica que esto no es siempre válido, especialmente para el caso de rotura del oleaje en voluta.

El punto de rotura se define como un punto en el proceso de rotura entre la primera fase de inestabilidad y el área en la que la ola ya está totalmente rota. Por tanto, la profundidad de inicio de la rotura y donde la altura de ola es mayor, se encuentra a una distancia  $x$  de la obra y no necesariamente al pie de la misma. También es necesario remarcar que, la presencia de la estructura modificará la localización de la rotura en el proceso (**Jackson, 1968a**) y que el concepto de recorrido en rotura es especialmente significativo en el caso de rotura en voluta o plunging.

**Hedar (1965)** sugiere que el proceso de rotura se extiende a una distancia igual a la mitad de la longitud de la onda en aguas someras. Para taludes 1:15, se podría incrementar la altura de ola de diseño entre el 20% y el 80%, según el periodo de aguas profundas.

**Galvin (1968, 1969)** establece una relación para la rotura tipo plunging, entre la distancia de rotura ( $x_p$ ) y la altura de ola de rotura ( $H_b$ ), en función de la pendiente de fondo ( $m$ ).

$$x_p = (4.0 - 9.25 \cdot m) H_b$$

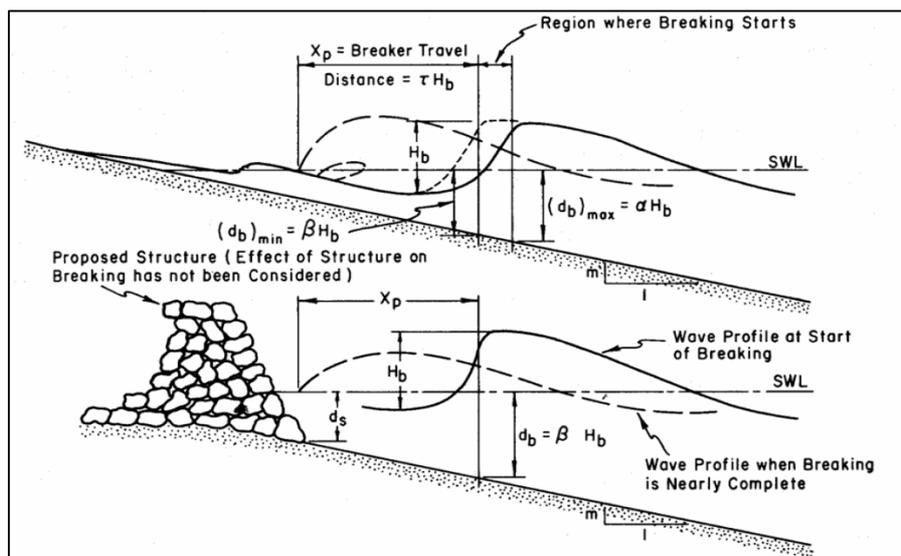


Figura 1. 33. Definición de los parámetros en rotura, según Galvin (1968, 1969).

Estos estudios quedan recogidos en el **SPM (1975)**, donde se tiene en cuenta la consideración para oleaje en voluta y se muestran unos gráficos para el diseño de obras en la zona de rompientes que permiten obtener la altura de ola máxima a considerar.

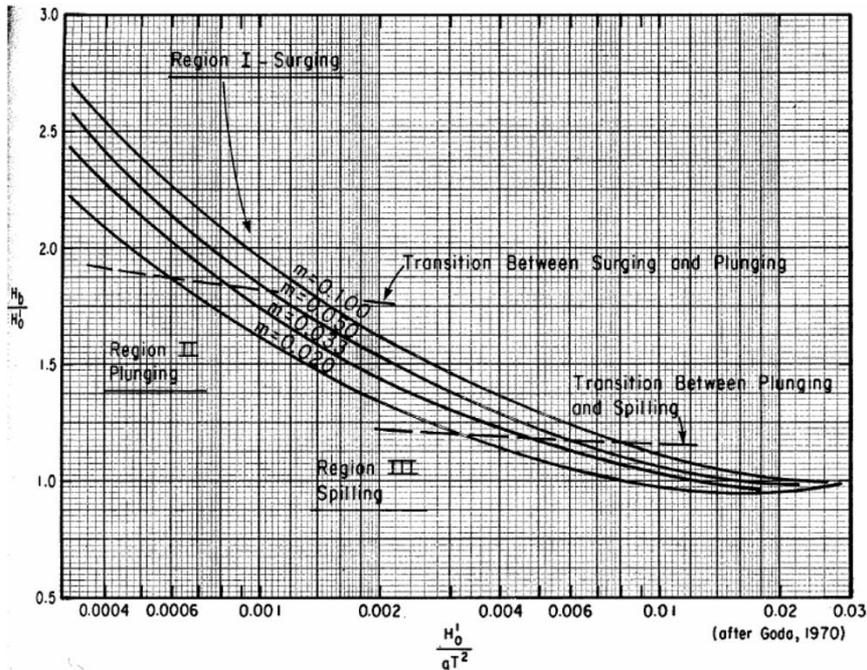


Figura 1. 34. Relación entre el índice de altura de ola en rotura y el peralte de la ola en profundidades indefinidas (SPM, 1975).

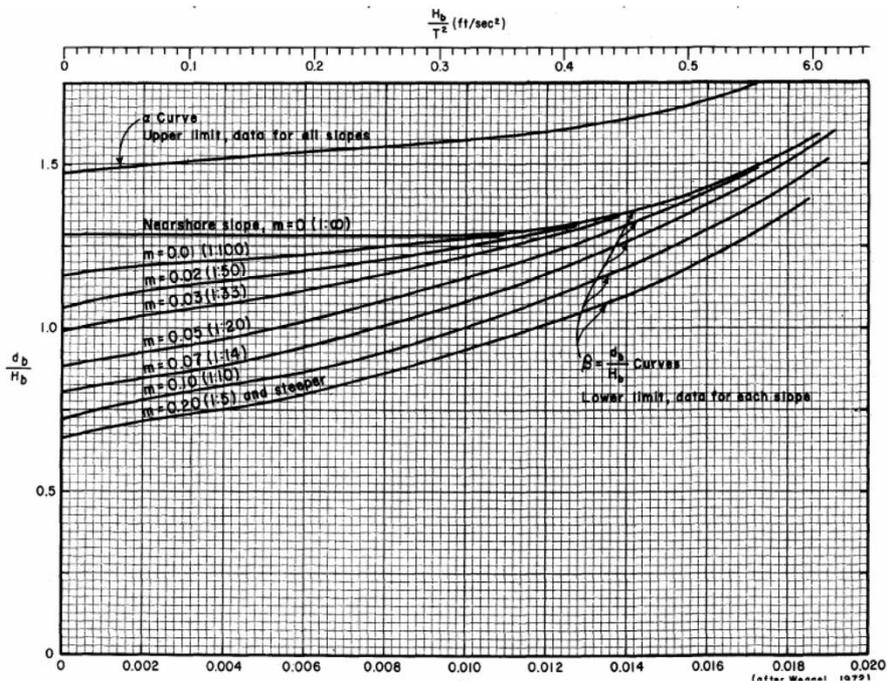


Figura 1. 35. Relación entre el índice de profundidad en rotura y el peralte del oleaje en profundidades indefinidas (SPM, 1975).

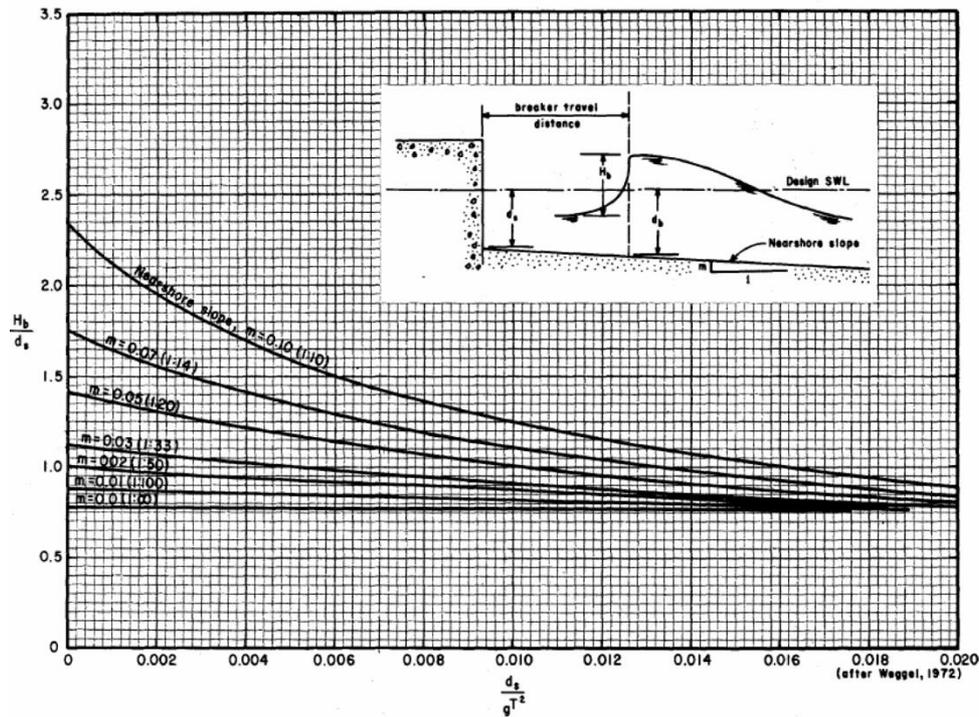


Figura 1. 36. Altura de ola de diseño adimensional, en función de la profundidad relativa de la estructura (SPM, 1975).

En el **SPM (CERC, 1984)** se recomienda emplear  $H_{1/10}$  en la fórmula de diseño de Hudson como altura de ola de diseño, tanto en oleaje rompiente como no rompiente ( $H_{1/10} = 1.27 H_s$ ). Además, se revisan los coeficientes de estabilidad para escollera, viéndose reducidos para oleaje roto de 3.5 a 2.0. Esto supone un incremento notable de los elementos a disponer en el manto del dique en talud al emplear la modificación de la fórmula de Hudson del **SPM (CERC, 1984)** en lugar de aplicar la gráfica del **SPM (1975)**.

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n <sup>3</sup>	Placement	Structure Trunk		Structure Head		Slope Cot #
			K <sub>D</sub> <sup>2</sup>		K <sub>D</sub>		
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	
Quarrystone	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0 5 5
Smooth rounded	>3	Random	1.6 <sub>4</sub>	3.2	1.4 <sub>4</sub>	2.3	
Smooth rounded	1	Random		2.9		2.3	
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rough angular	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	5
Rough angular	2	Special	5.8	7.0	5.3	6.4	5
Parallelepiped <sup>7</sup>	2	Special	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0	--	--	
Tetrapod and Quadripod	2	Random	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Random	15.8 <sup>8</sup>	31.8 <sup>8</sup>	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 <sup>9</sup> 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	-----	5.0	5
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5
Toskane	2	Random	11.0	22.0	--	--	5
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	5
Quarrystone (K <sub>RR</sub> ) Graded angular	-	Random	2.2	2.5	--	--	

Figura 1. 37. Coeficientes de estabilidad propuestos por el SPM (CERC, 1984).

A pesar de la gran ventaja de la simplicidad que presenta la fórmula de Hudson, también presenta limitaciones:

- No considera el periodo del oleaje ni la duración del temporal.
- No describe el nivel de daño ni considera la avería producida.
- Se obtuvo empleando oleaje regular y no rompiente.
- Está planteada para diques irrebasables y permeables.

Reescribiendo la fórmula de Hudson en términos de estabilidad, se puede obtener la siguiente ecuación que sí proporciona una relación entre el número de estabilidad, el talud de la estructura y el coeficiente de estabilidad:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{(K_D \cot \alpha)^{1/3}}{1.27}$$

Con:

$$\Delta = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \quad \text{y} \quad D_{n50} = \left( \frac{W}{\gamma} \right)^{1/3}$$

Mediante esta ecuación, es posible calcular el tamaño de las piezas del manto únicamente con valores del coeficiente de estabilidad asociados a  $H_{1/10}$  y correspondientes a un daño entre 0 y 5%.

A continuación, quedan recogidos los valores de  $H_s/H_{s,D=0}$ , según el daño obtenido:

Armour type	Relative wave height	Damage $D$ (per cent) <sup>1)</sup> with corresponding damage level $S_d$						
		0-5 ( $S_d = 2$ )	5-10 ( $S_d = 6$ )	10-15 ( $S_d = 10$ )	15-20 ( $S_d = 14$ )	20-30 ( $S_d = 20$ )	30-40 ( $S_d = 28$ )	40-50 ( $S_d = 36$ )
Smooth <sup>3)</sup> armourstone	$H_s/H_{s,D=0}$	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
Angular <sup>3)</sup> armourstone	$H_s/H_{s,D=0}$	1.00	1.08	1.19	1.27	1.37	1.47	1.56 <sup>2)</sup>

Figura 1. 38.  $H_s/H_{s,D=0}$  en función del daño en el manto principal y el tipo de pieza en condiciones de oleaje no roto.

Cabe mencionar que, todos los valores mostrados hasta el momento fueron calculados para oleaje no roto. Por ello, la mayoría de diseños en rotura se han realizado con las formulaciones anteriores, planteadas y obtenidas a partir de resultados con oleaje no rotura, para las que se han adaptado los valores del coeficiente de estabilidad en rotura sin llegar a ser totalmente fiables.

En el **Rock Manual (2007)** se proponen dos ecuaciones para el diseño de diques de escollera, en las que se tiene en cuenta directamente el daño que sufre la estructura. La primera de ellas fue planteada por **Van der Meer (1988b)**. Esta fórmula es válida para aguas profundas y se obtiene a partir de la altura de ola significativa y periodo medio de oleaje irregular. La segunda ecuación es una adaptación de la primera para aguas someras, empleando  $H_{2\%}$  y  $T_{m-1,0}$ . Con los ensayos realizados por **Van Gent et al. (2003)** se calibran estas fórmulas, haciéndolas válidas para oleaje limitado por fondo.

El método planteado por **Van der Meer (1988b)** para la estabilidad de los elementos de un dique en talud considera dos tipos de ataque de las olas sobre las estructuras, bien plunging o bien surging. Las ecuaciones propuestas para aguas profundas son las que siguen:

Para escollera:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = cpl \cdot P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \text{para olas plunging}$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = cs \cdot P^{-0.338} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \xi_m^P \sqrt{\cot \alpha} \quad \text{para olas surging}$$

Donde:

- $N_s$  es el número de estabilidad.
- $P$  es el factor de permeabilidad.
- $S_d$  es el número de daño, función del área erosionada y el cuadrado del diámetro equivalente.
- $N_z$  es el número de olas
- $\xi_m$  es el número de Iribarren
- $cpl$  y  $cs$  toman valores de 6.2 y 1.0, respectivamente.

La transición entre olas plunging y surging se hace mediante el parámetro  $\xi_{cr}$ , que depende del talud de la estructura (no de la pendiente de fondo, como  $\xi_m$ ) y que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\xi_{cr} = \left[ \frac{cpl}{cs} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/(P+0.5)} \begin{cases} \xi_{cr} > \xi_m \text{ para olas plunging} \\ \xi_{cr} \leq \xi_m \text{ para olas surging} \end{cases}$$

El valor del factor de permeabilidad ( $P$ ) puede variar desde un mínimo de 0.1 (manto principal de espesor  $2 D_{n50}$  y núcleo impermeable) hasta un valor máximo de 0.6 (estructura homogénea formada por relleno de roca).

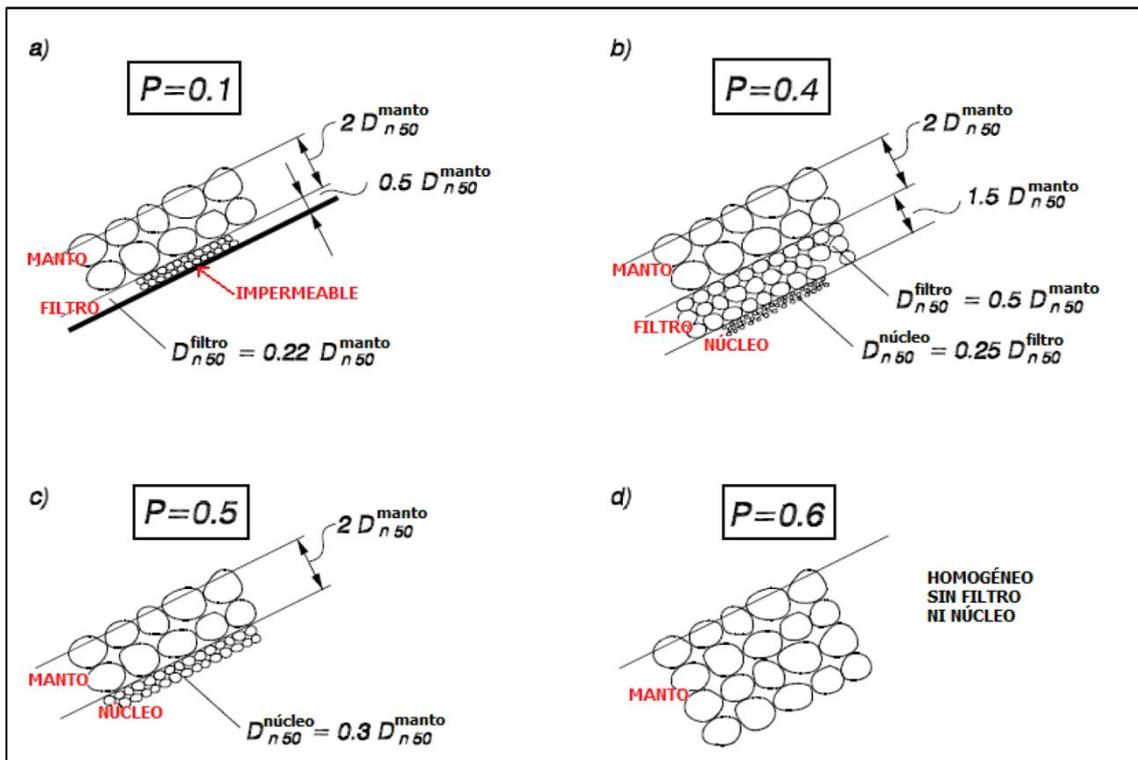


Figura 1. 39. Permeabilidad según Van der Meer (1988b).

Van Gent et al. (2003) publica los resultados de ensayos realizados en condiciones de aguas someras ( $H_s/h = 0.23 - 0.78$ ), con pendientes de fondo de 1:100 y 1:30. Se llegó a la siguiente formulación:

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left( \frac{1}{c_{pl}} \frac{H_s}{\Delta d_{n50}} (\xi_{m-1,0})^{0.5} P^{-0.18} \frac{H_{2\%}}{H_s} \right)^5 \quad \text{for plunging waves}$$

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left( \frac{1}{c_s} \frac{H_s}{\Delta d_{n50}} (\xi_{m-1,0})^{-P} P^{0.13} \sqrt{\tan \alpha} \frac{H_{2\%}}{H_s} \right)^5 \quad \text{for surging waves}$$

Empleando un espectro JONSWAP, obtiene un valor de los coeficientes de  $c_{pl} = 8.42$  y  $c_s = 1.3$ .

Para comparar ambas fórmulas, hay que transformar los valores de Van der Meer ( $H_s$  y  $T_p$ ) en  $H_{2\%}$  y  $T_{m-1,0}$ , aplicados por Van Gent et al. Los resultados de esta comparación se muestran en la Figura 1.40.

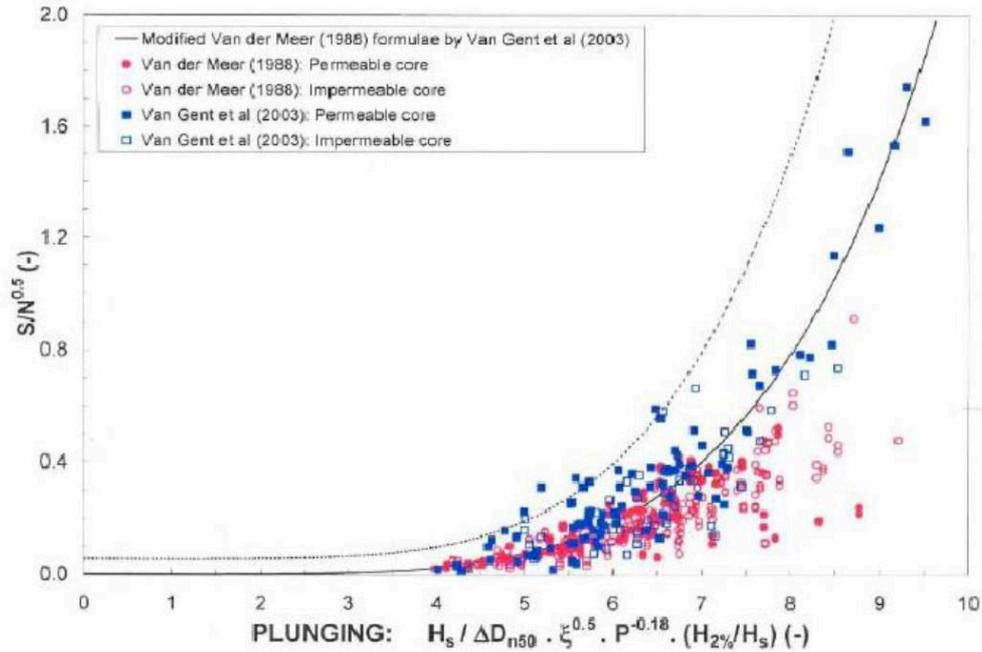


Figura 1. 40. Comparación de los resultados de Van der Meer (1988b) y Van Gent et al. (2003).

Van Gent sugiere en su artículo el empleo de sus ecuaciones de aguas someras también para aguas profundas, para evitar errores en el diseño, debido a la poca variabilidad que encuentra entre las mismas.

En el **Rock Manual (2007)**, no obstante, se recomienda distinguir entre ambas aplicando una para aguas someras y otra para aguas profundas. Además, recomienda prestar especial atención a la zona de transición ubicada entre ambas.

Item	Water depth characterisation		
	Very shallow water	Shallow water	Deep water
<b>Parameter:</b> Relative water depth at the toe: $h/H_{s-toe}$	$\approx 1.5 - \approx 2$	$< 3$	$> 3$
Wave height ratio, $R_H = H_{s-toe}/H_{s0}$	$< 70\%$	$70\% < R_H < 90\%$	$> 90\%$
<b>Stability formulae:</b> Van der Meer - deep water, Equation nos 5.136 and 5.137		▶	
Van der Meer - shallow water Equation nos 5.139 and 5.140	▶		

Figura 1. 41. Rangos de aplicación de las fórmulas de estabilidad para escollera según el Rock Manual (2007).

También cabe destacar que estas fórmulas no especifican la contribución de la pendiente de fondo ni de la profundidad a la estabilidad de la estructura, ya que se basan en las formulaciones originales de Van der Meer.

Otros investigadores, como **Allsop et al (1998)**, **Verhagen et al (2006)** o **Muttray y Reedijk (2008)**, observan que en caso de fondos de fuerte pendiente aparecen mayores daños que en pendientes más suaves. Por ello, se recomienda incrementar el diámetro nominal medio de la escollera en un 10% (**Rock Manual, 2007**).

Van Gent, por otra parte, sugiere incluir la influencia de este parámetro, como un nuevo factor en sus fórmulas ( $\xi_\beta$ ):

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta d_{n50}} = (1 + c_f \xi_\beta) \frac{c_{pl}}{\gamma_{Latham}} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} (\xi_{H_{2\%}, T_{m-1,0}})^{-0.5} P^{0.18} \quad (\text{plunging})$$

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta d_{n50}} = (1 + c_f \xi_\beta) \frac{c_s}{\gamma_{Latham}} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} (s_{m-1,0})^{-0.25} (\xi_{s-1,0})^{P-0.5} P^{-0.13} \quad (\text{surging})$$

Donde  $\xi_\beta$  es el número de Iribarren obtenido mediante la pendiente de fondo, en lugar de con el talud de la estructura,  $H_{2\%}$  y  $T_{m-1,0}$ . El factor  $c_f$  es aproximadamente 0.035.

Para terminar con este parámetro se incluye una tabla con el resumen de las formulaciones propuestas, así como su rango de aplicación:

Criterion	Hudson	Van der Meer deep water	Van der Meer shallow water	Van Gent et al
	Eq no. 5.134 or 5.135	5.136 or 5.137	5.139 or 5.140	5.141
Applicable for deep water? $h > 3H_{s,toe}$ *	Yes	Yes	No	No
Applicable for <b>very</b> shallow water? $H_{s,toe} < 70\%$ of $H_{s0}$ *	No	No	Yes	Yes
Recommended for structures with a permeable core?	Yes, for $K_D = 4$	Yes	Yes	Yes
Recommended for structures with an impermeable core?	No, except with $K_D = 1$ in Eq 5.135	Yes	Yes	No
Design experience with formula	Yes	Yes	Limited	No
Info on number of waves required?	No	Yes	Yes	Yes
Info on wave period required?	No	Yes ( $T_m$ )	Yes ( $T_{m-1,0}$ )	No
Info on wave height $H_{2\%}$ required?	No	No	Yes	No
Info on permeability $P$ required?	No	Yes	Yes	No
Info on core material $D_{n50}$ required?	No	No	No	Yes

Figura 1. 42. Rango de aplicaciones de las formulaciones expuestas para el diseño de diques en talud de escollera.

## **Capítulo 2. Elementos de hormigón para mantos de diques en talud. El Cubípodo**

### **2.1. Introducción**

Como se verá en el siguiente apartado, la estabilidad hidráulica de las piezas del manto de un dique en talud tiene un papel fundamental en la estabilidad global de un dique en talud, ya que es su principal modo de fallo. Se entiende por estabilidad hidráulica, la capacidad de oposición al movimiento de los elementos sometidos a la acción de un flujo y asumiendo que no se produce su rotura.

Con el incremento del tamaño de los barcos y la creciente necesidad de mayores áreas abrigadas, los puertos se vieron forzados a adentrarse mar adentro, con la consecuente exposición a oleajes más violentos. Así, para resistir los fuertes temporales se requería aumentar el peso de los elementos del manto, lo que llevaba al problema de encontrar rocas de escollera de tamaños tan considerables. Es por esto que, aparecieron bloques de hormigón, inicialmente cúbicos o paralelepípedicos, que fueron evolucionando.

Uno de los principales factores que condicionan la estabilidad hidráulica de las piezas del manto son las características propias del elemento de hormigón que se emplee. El diseño de esta pieza determina el modo en el que resiste la acción del oleaje, su resistencia estructural, el comportamiento en conjunto, la forma de colocación en el manto y su coste, tanto temporal como económico. En la actualidad, la investigación y el desarrollo de estas piezas de hormigón permite mejorar las existentes y crear otras nuevas. Así existen más de cien elementos diferentes, por lo que se hace necesaria una clasificación que muestre sus semejanzas y diferencias de un modo sencillo y claro.

Existen diversas clasificaciones de estos elementos en función de su desarrollo cronológico, geometría, modo de colocación (aleatorio o uniforme), su resistencia estructural, si fueron diseñados para colocarse en una o dos capas, el riesgo de fallo progresivo y el modo en el que resisten el oleaje. Dado que algunas de estas clasificaciones son anteriores a la creación del Cubípodo, se incluirá esta pieza en las mismas, tras su descripción.

### **2.2. Estado de la técnica**

Como ya se ha mencionado previamente, al aumentar el tamaño de la escollera natural necesaria para los diques portuarios, se empezaron a utilizar bloques de hormigón. Estos se podían colocar de forma aleatoria o uniforme y resistían la acción de oleaje fundamentalmente por peso propio. Su desventaja principal era su tendencia a reorganizarse según un patrón regular de rugosidad baja. En consecuencia, se genera un exceso de presión intersticial en el interior del dique, pudiendo levantar los bloques. Además, tal y como se ha mencionado en el *Capítulo 1*, los cubos sufren el fenómeno de compactación heterogénea: la parte inferior del dique ve su porosidad muy reducida,

mientras que en la superior se ve muy incrementada, con el mismo resultado que si se produjera la extracción de piezas.

En 1950, en Francia, se diseñó el primer elemento que no sólo resistía por peso propio, sino también por trabazón entre piezas: el Tetrápodo. Este fue un avance revolucionario, que sirvió como detonante para la aparición de innumerables piezas: entre los años 1950 y 1970 se crearon alrededor de 30 piezas, combinando tanto la resistencia por propio peso como por trabazón y colocándose en dos capas.

Este rápido desarrollo de piezas resistentes por trabazón y peso propio sufrió una frenada entre 1978 y 1982, a causa de daños sufridos por varios diques construidos con estas piezas (como el dique de Sines, en Portugal, construido con Dolos). El modo más habitual de fallo era la rotura de las piezas del manto principal, consecuencia de la falta de resistencia estructural. Es decir, se habían diseñado piezas cada vez más esbeltas y que funcionaban adecuadamente en laboratorio, pero al fabricarlas a tamaño real (debido a efectos de escala no considerados) no presentaban una resistencia estructural suficiente y se rompían fácilmente. Además, estos elementos proporcionaban un  $K_d$  (criterio de estabilidad del SPM) muy elevado en laboratorio, pero ante su rotura, se veía rápidamente reducido.

En los siguientes años, se estudiaron intensamente aquellos elementos que resistían por trabazón, como el Dolo. Ya no se estudió únicamente su estabilidad hidráulica, sino también los esfuerzos a los que la pieza se veía sometida por su propio peso y por trabazón con las piezas adyacentes. Estos esfuerzos se comparaban con la resistencia estructural del elemento (también investigada), para así predecir con mayor certeza el posible fallo.

Al inicio de la década de los 80, se construyó el primer dique monocapa con piezas que resistían tanto por propio peso como por trabazón y que presentaban una resistencia estructural suficiente. Además, al colocarse en una sola capa, resultaban económicos.

Una de las primeras piezas que fue colocada en una única capa fue el Acrópodo, pasando a ser ampliamente utilizada incluso en la actualidad. Otros ejemplos de este tipo de elementos son los CoreLoc y A-Jack. Todos ellos se caracterizan por una gran trabazón, pero el peso propio sigue jugando un papel importante en su resistencia frente al oleaje, pues son más robustos que el Dolo, para asegurar una resistencia estructural suficiente. Cabe mencionar que el CoreLoc fue desarrollado para la reparación de mantos principales de diques construidos con Dolos.

Paralelamente al desarrollo de este tipo de elementos, aparece un concepto totalmente diferente de unidad de protección a finales de los sesenta: el "*cobblestone-concept*" o concepto de adoquinado. Son elementos de hormigón huecos uniformemente colocados en una sola capa y con alta densidad (número de unidades por superficie). Mientras que las piezas anteriores disipaban la energía del oleaje a través de los huecos y espacios del manto, dependiendo así del peso y trabazón de las piezas en gran medida para mantener la porosidad del manto principal, estos nuevos elementos disipan la energía dentro de sus propios huecos, por lo que están diseñadas mayoritariamente

para proporcionar rugosidad, incrementando así la energía disipada. Los bloques resisten también por trabazón fundamentalmente, es decir, a través de la fricción entre bloques contiguos y el encaje de sus protuberancias. La ventaja principal de estas piezas es que puede reducirse su peso enormemente. No obstante, las secciones de estas piezas son esbeltas, lo que provoca la necesidad de reforzarlas. Uno de los primeros elementos de esta nueva tipología fue el COB, desarrollado en 1969 en Reino Unido. Otros ejemplos de esta tipología son Seabee, Diahitis y Shed.

Al terminar la patente del Acrópodo, Sogreah desarrolla dos nuevos tipos de elementos basados en el primero: el Ecopode (bloque ambiental, ecológico e integrado en el medio físico), en 1996, y el Acrópodo II, en 1999.

En los últimos años aparecen tres nuevos elementos. En 2003, el Xbloc es desarrollado por una consultoría holandesa. Este elemento se coloca en una única capa y su resistencia estructural es similar a la del Acrópodo. Se ha empleado en una docena de proyectos y el volumen de la pieza máximo ha sido de aproximadamente 5m<sup>3</sup>.

Por otra parte, la oficina de ingenieros Berenguer patenta un bloque en 2005 cuya colocación se realiza de forma uniforme y ordenada en una sola capa, con el mismo nombre que la empresa. Esta pieza fue empleada en la berma de coronación de un nuevo dique en el Puerto de Valencia, construido a causa de la competición America's Cup.

Finalmente, el elemento creado más recientemente es el Cubípodo, desarrollado por Josep Ramón Medina Folgado y María Esther Gómez Martín y sobre el que se hablará en los siguientes apartados.

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

Amour unit	Pais	Año		Armour unit	Pais	Año	
<b>Cube (Cubo)</b>	-	-		<b>Anfiter Cube</b>	France	1973	
<b>Tetrapod</b>	France	1950		<b>Porraz</b>	MX	1978	
<b>Grabbelar</b>	ZA	1957		<b>Seabee</b>	Australia	1978	
<b>Tribar</b>	USA	1958		<b>Pey</b>	BOL	1978	
<b>Modified Cube</b>	USA	1959		<b>Accropode</b>	France	1980	
<b>Hollow Tetrahedrom</b>	JP	1959		<b>Shed</b>	UK	1982	
<b>Tetrápodo (Danel et al.)</b>	Francia	1960		<b>Haro</b>	Belgium	1984	
<b>Stabit</b>	UK	1961		<b>O'Neill</b>	EEUU	1986	
<b>Akmon</b>	NL	1962		<b>Tourmen</b>	FR	1990	
<b>N-Shaped Block</b>	JP	1962		<b>Core-Loc</b>	USA	1996	
<b>Ridehalgh</b>	GB	1962		<b>Voisin</b>	FR	1995	
<b>Dolos</b>	RSA	1963		<b>Ecopode</b>	FR	1997	
<b>Hollow Square</b>	JP	1965		<b>A-Jack</b>	USA	1998	
<b>Sta-Bar</b>	EEUU	1966		<b>Diahitis</b>	Ireland	1998	
<b>Toskane</b>	ZA	1966		<b>Accropode II</b>	FR	2000	
<b>Gassho</b>	JP	1967		<b>Berenguer</b>	ES	2003	
<b>Cob</b>	UK	1969		<b>Half-Loc</b>	KR	2003	
<b>Taisuke</b>	JP	1971		<b>Xbloc</b>	NL	2004	
<b>Chevalier &amp; Alsthom</b>	FR	1972		<b>Cubipod</b>	ES	2005	

Figura 1. 43. Elementos de hormigón prefabricado para mantos de diques en talud, por orden cronológico.

## 2.3. Clasificación de elementos de hormigón para mantos de diques en talud

Existen numerosos criterios que permiten clasificar los elementos prefabricados de hormigón para mantos de diques en talud: desarrollo cronológico, geometría, resistencia estructural (frágil o robusto), colocación en una o dos capas, forma de colocación (aleatorio o uniforme), riesgo de fallo progresivo y modo por el que resisten la acción del oleaje (propio peso, trabazón o fricción). A lo largo del presente apartado, se recogerán aquellos más destacados.

### 2.3.1. Bakker et al. (2003)

Combinando varios criterios, **Bakker et al. (2003)** proponen una clasificación en función de la forma de la pieza (simples o complejas), su colocación (aleatoria a uniforme), el número de capas (una o dos) y su estabilidad hidráulica (resistencia por propio peso, trabazón o fricción). En ella, se consideran 6 grupos que se recogen a continuación.

- **Grupo 1.** Primera generación de elementos. Formas simples y resistencia fundamentalmente por peso propio, aunque también se da resistencia por trabazón, en menor medida. Se colocan de forma aleatoria en dos capas. Algunos ejemplos de esta tipología son el Cubo, el Antifer Cube o el Modified Cube.
- **Grupo 2.** Segunda generación de elementos. Las formas vuelven a ser simples, pero la resistencia hidráulica aparece tanto por efecto del peso propio como por trabazón. La mayoría se colocan de forma aleatoria y en dos capas. Algunos ejemplos típicos de este grupo son el Tetrápodo, el Tribar o el Tripod.
- **Grupo 3.** Estos también forman parte de la segunda generación. Presentan formas complejas para dar estabilidad por trabazón. Su colocación típica es en dos capas. Los elementos típicos del tercer grupo son los Dolos o los Stabit.
- **Grupo 4.** Tercera generación de elementos. Estas unidades se colocan de forma aleatoria en una única capa. Las formas son variables, desde algunas muy simples (A-Jack) hasta otras más complejas (Acrópodo y CoreLoc). El principal factor de estabilidad es la trabazón.
- **Grupo 5.** La primera generación de piezas que se coloca de forma aleatoria y en una única capa, que se encuentra actualmente en investigación (Single-Layer-Cubes).
- **Grupo 6.** Estos elementos se colocan en una sola capa y de forma uniforme ("cobblestone-concept"). Su principal factor de estabilidad es el encaje entre protuberancias y la fricción. Dentro de este grupo están los bloques Paralelepípedos Agujereados tanto de forma simple (Hollow Cube, Diahitis o Seabee) como de forma compleja (Cob y Shed).

Colocación	Forma	Factor estabilidad		
		Propio peso	Trabazón	Fricción
Aleatorio	Simple	Grupo 1		
	Compleja	Grupo 2		
			Grupo 3	
	Una capa	Simple	Grupo 5	Grupo 4
Compleja			Grupo 4	
Uniforme	Simple			Grupo 6
	Compleja			Grupo 6

Tabla 2. 1. Clasificación de elementos de hormigón para mantos de diques en talud, según Bakker et al. (2003).

Dado que la aparición del Cubípodo es posterior a esta clasificación, no queda recogido en ninguna de las familiar propuestas por el autor. No obstante, a partir de las investigaciones realizadas acerca de esta pieza, sería posible clasificarla dentro del Grupo 5, pues su colocación es monocapa y aleatoria.

### 2.3.2. Muttray, Reedijk y Klabbers (2004)

Un año después, **Muttray, Reedijk y Klabbers (2004)** proponen una clasificación basada en un único criterio: la forma del elemento (ver *Tabla 2.2*).

Forma	Elementos
Cúbica	Cube, Antifer Cube, Modified Cube, Grobbelar, Cob, Shed
Doble Ancla	Dolos, Akmon, Toskane
Tetraédrica	Tetrapod, Tetrahedron (sólido, hueco o perforado), Tripod
Barras combinadas	2d: Accropode, Gassho, CoreLoc
	3D: Hexapod, Hexaleg, A-Jack
Elementos en forma de L	Bipod
Losa (varias formas)	Tribar, Trilong, N-Shaped block, Hollow Square
Otros	Stabit, Seabee

Tabla 2. 2. Clasificación de elementos de hormigón para diques en talud, según Muttray et al. (2004).

### 2.3.3. Liesbet Mijlemans (2006)

Posteriormente, **Liesbet Mijlemans (2006)** plantea una clasificación con dos criterios: la colocación de los elementos (número de capas y modo de colocación) y la resistencia estructural de los elementos (robustez y fragilidad). La clasificación en función de la

resistencia estructural está directamente ligada con el modo de resistencia a la acción del oleaje. Se distinguen tres grupos:

- Elementos robustos con elevada resistencia estructural. Este tipo de elementos son masivos y resisten fundamentalmente por peso propia. Suelen tener una estabilidad hidráulica menor que las otras piezas, pero, a causa de las pocas variaciones en su estabilidad junto con su elevada estabilidad estructural, presentan un riesgo de fallo progresivo bajo.
- Elementos frágiles con baja resistencia estructural. Estas piezas resisten principalmente por trabazón y tienen una elevada estabilidad hidráulica. No obstante, presentan grandes variaciones en esta estabilidad que, sumado a la baja estabilidad estructural, hace que presenten un elevado riesgo de fallo progresivo. Pueden subdividirse en elementos huecos y esbeltos.
- Elementos intermedios con una razonable estabilidad estructural. Estos elementos tratan de combinar una elevada resistencia estructural con un cierto grado de trabazón. En consecuencia, dada su relativamente elevada estabilidad estructural junto con la suficiente estabilidad hidráulica, tienen poco riesgo de fallo progresivo, en comparación con el grupo previo.

La clasificación propuesta por Mijlemans cuenta con diez grupos de unidades. Dos de ellos, unidades frágiles con colocación aleatoria en múltiples capas (esbelto pero sólido) y unidades frágiles con colocación uniforme, se subdividen en dos grupos. Con todo ello, se tienen doce familias.

Colocación		Resistencia estructural		
		Robusto	Intermedio	Frágil
Aleatorio	Varias capas	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3, Grupo 4
	Una capa		Grupo 5	
Uniforme	Varias capas	Grupo 6	Grupo 7	Grupo 8
	Una capa	Grupo 9	Grupo 10	Grupo 11, Grupo 12

Tabla 1. 2. Clasificación de los elementos de hormigón para mantos de diques en talud, según su modo de colocación y resistencia estructural (Liesbet Mijlemans, 2006).

Se recogen, a continuación, las características de las diferentes familias:

- **Grupo 1.** Son piezas robustas colocadas aleatoriamente en varias capas en el manto principal. Su riesgo de fallo progresivo es muy bajo, pues resisten principalmente por peso propio, y su resistencia estructural es alta, consecuencia de su forma maciza.
- **Grupo 2.** Las piezas de este grupo son de resistencia estructural intermedia y se colocan en múltiples capas al azar. Su resistencia se debe a una combinación de

propio peso y trabazón, con lo que se incrementa el riesgo de fallo progresivo (respecto al del Grupo 1). El elemento más famoso de este grupo sería el Tetrápodo.

- **Grupo 3.** Este tipo de piezas son frágiles y se colocan en múltiples capas de forma aleatoria. Su forma es muy esbelta, por lo que se diseñan para resistir únicamente por trabazón. Gran número de los daños dramáticos que se produjeron en diques en talud con este tipo de elementos fue consecuencia de su sensibilidad al fallo progresivo.
- **Grupo 4.** Los elementos de este grupo se encuentran en la misma familia que los anteriores, pues se tratan de piezas frágiles colocadas en múltiples capas y de forma aleatoria. Sin embargo, su forma es hueca, proporcionando una cierta porosidad y permitiendo la disipación de energía dentro de la pieza. Además, resisten fundamentalmente por trabazón y su riesgo de fallo progresivo sigue siendo elevado, a pesar de su forma hueca.
- **Grupo 5.** En este grupo se incluyen algunos de los elementos de hormigón para manto principal más empleados y conocidos, como el Xbloc o el Accropode. Estas unidades se colocan al azar y en una única capa. Combinan la resistencia por su propio peso y por trabazón, proporcionando una resistencia estructural superior a las tradicionales piezas que sólo resisten por trabazón, a causa de su forma voluminosa.
- **Grupo 6.** En esta familia únicamente se incluye un elemento hasta la fecha: el Haro. Es una pieza robusta, pero hueca, que habitualmente se coloca en dos capas. Su disposición es orientada y resiste la acción del oleaje principalmente por peso propio, disipando adicionalmente energía dentro de sus partes huecas
- **Grupo 7.** Las piezas de este grupo presentan una resistencia estructural intermedia, consecuencia de su menor forma maciza. Se colocan uniformemente y en dos capas. Resisten la acción del oleaje tanto por propio peso como por trabazón, presentando un riesgo de fallo progresivo intermedio.
- **Grupo 8.** Este tipo de piezas son frágiles y se disponen de forma ordenada en varias capas. Por su forma, su resistencia estructural resulta baja y su riesgo de fallo progresivo del manto principal elevado.
- **Grupo 9.** Este grupo está constituido por una sola pieza que resiste principalmente por trabazón: el H-Block. Es una pieza maciza que se coloca en una única capa de forma uniforme. A pesar de que se trata de una pieza robusta, el principal factor de estabilidad también es la trabazón, no como en la mayoría de piezas robustas. Esta pieza se dispone de modo que quedan entrelazadas, formando una lámina densa. Debido a esta colocación, el riesgo de fallo progresivo es notablemente elevado.
- **Grupo 10.** Estos elementos tienen una resistencia estructural intermedia y se disponen en una sola capa de forma uniforme. Tienen una forma voluminosa, lo

que les proporciona su resistencia estructural. Resisten la acción del oleaje tanto por propio peso como por trabazón, por lo que el riesgo de fallo progresivo del manto es intermedio.

- **Grupo 11.** Esta familia se compone por unidades de resistencia estructural baja cuya colocación es uniforme y monocapa. Su factor de resistencia fundamental es la trabazón, al entrelazarse los elementos salientes, y presentan un riesgo de fallo progresivo del manto elevado.
- **Grupo 12.** Las piezas que componen este grupo presentan un comportamiento bastante diferente al resto de grupos. Se colocan de forma uniforme, unas próximas a las otras, por lo que resisten la acción del oleaje de una forma diferente a la trabazón. Es decir, la fricción entre dos elementos cercanos favorece que mantengan su posición inicial, disipando la energía del oleaje en sus partes internas rugosas y huecas. Todo ello les proporciona una estabilidad hidráulica bastante alta, pero presentan un importante riesgo de fallo progresivo, consecuencia de la forma esbelta de las unidades y de la dependencia casi exclusiva del conjunto compacto para resistir la acción del oleaje.

Con todo ello, se podría afirmar que, según Miljemans, el Cubípedo formaría parte del Grupo 5, pues su colocación es aleatoria y está pensado para una disposición monocapa en el manto principal. No obstante, a pesar de incluirse en este grupo, es de naturaleza robusta y su forma es similar a la de un cubo, resistiendo fundamentalmente por peso propio. Así, se podría concluir que este elemento presenta las ventajas de las piezas pertenecientes al Grupo 5, pero con una resistencia estructural muy superior.

#### 2.3.4. Smolka (2008)

En 2008, Smolka presenta nuevos criterios de clasificación en relación con el proceso constructivo, considerando los plazos de ejecución y la economía de la obra, para caracterizar la operatividad. Se recogen a continuación:

##### 2.3.4.1. Clasificaciones relativas al proceso constructivo

- **Según los medios utilizados para su colocación (eslingas o pinzas).**



Figura 2. 1. Ejemplos de colocación con eslingas (Xbloc) y con pinzas (Cubípedo).

- **Según la dificultad de fabricación** (tipo de encofrado: horizontal y vertical).



Figura 2. 2. Ejemplo de encofrado vertical (cubo) y horizontal (Accropode).

- **Según la superficie de almacenamiento empleada** (número de alturas apilables).

En cuanto al proceso constructivo del Cubípedo, éste se coloca en obra empleando pinzas, bien simple o doble, su encofrado es de tipo vertical y gracias a su geometría, es posible su almacenamiento en pilas de varios pisos, resultando un área de almacenamiento inferior a la requerida por otros elementos no apilables para el mismo número de piezas.

#### 2.3.4.2. Clasificaciones relativas al grado de simplicidad de su forma

- **Según el número de parámetros necesarios para la definición del elemento.**
- **Según el número de los distintos modos para apoyar la pieza sobre el terreno.**

#### 2.3.4.3. Clasificaciones relativas a las características físicas del elemento

- **Según la robustez de la unidad** (que puede ser obtenida a partir de un nuevo parámetro denominado *Bulky Coefficient*).

#### 2.3.5. Dupray y Roberts (2009)

Estos autores recopilan la evolución de los elementos de hormigón prefabricados para mantos principales de diques en talud. Como se puede observar, el Cubípedo ya se recoge como pieza de diseño para diques en talud.

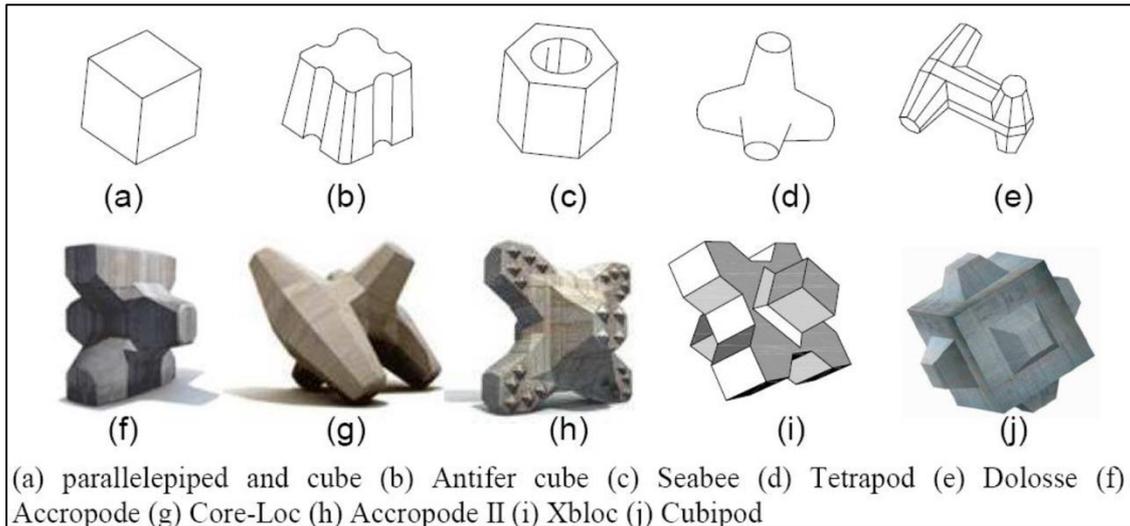


Figura 2. 3. Ejemplos de piezas prefabricadas de hormigón para mantos de diques en talud, descritas por Dupray y Roberts (2009).

En el *Anejo A*, se recogen los elementos que forman parte de las distintas familias propuestas en la clasificación de **Mijlemans (2006)** y en las de **Smolka (2008)**. Además, se muestra el parámetro desarrollado por este último autor y que sirve para cuantificar la robustez de las piezas.

## 2.4. Un nuevo elemento de hormigón para mantos de diques en talud: El Cubípedo

Como ya se ha mencionado previamente, en 2005 aparece un nuevo elemento de hormigón prefabricado, que fue inventado por Josep R. Medina y María Esther Gómez Martín, en el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València: El Cubípedo.

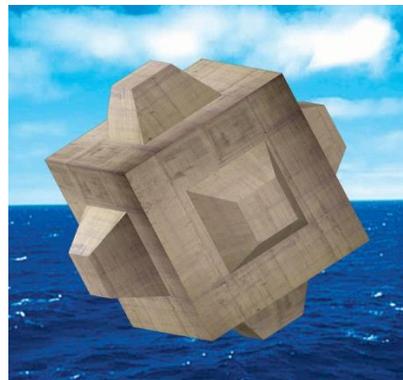


Figura 2. 4. Un nuevo elemento prefabricado de hormigón para mantos de diques en talud: El Cubípedo.

Este elemento es diseñado para conformar la capa protectora de diques en talud, defensas longitudinales y espigones, cuyo fin es la protección de la costa, de las estructuras hidráulicas y marítimas. Generalmente, cumplen una función resistente frente a la rotura de grandes olas.



*Figura 2. 5. Dique en talud real con manto principal de Cubípodos en A Coruña.*

### **2.4.1. Motivación**

Los elementos que componen el manto principal de un dique en talud deben presentar un equilibrio entre estabilidad hidráulica y resistencia estructural, para poder asegurar un buen comportamiento de la estructura de protección. No obstante, como se ha mostrado en apartados anteriores, cuando se incrementa la estabilidad hidráulica de las piezas mediante el mecanismo de trabazón, se produce una reducción de la resistencia estructural, a causa de la modificación de la geometría de la pieza hacia formas menos compactas y, por tanto, menos robustas.

En las costas españolas, se emplean habitualmente bloques cúbicos o paralelepípedicos de hormigón. Estas piezas presentan una elevada resistencia estructural, pues son unidades macizas y robustas, tienen un comportamiento flexible ante el oleaje, son fáciles de construir y colocar, siendo más tolerantes ante errores de diseño (se traducen en mayores erosiones, pero raramente se alcanza la rotura total del dique) y no pierden estabilidad ni sufren roturas notables ante grandes temporales. Sin embargo, también presentan inconvenientes, ya que presentan una tendencia al adoquinamiento (acoplamiento cara contra cara), fenómeno que ocasiona una gran compactación en las

zonas situadas bajo el nivel del mar y la pérdida de bloques por deslizamiento en las zonas del manto sobre el mismo (compactación heterogénea).

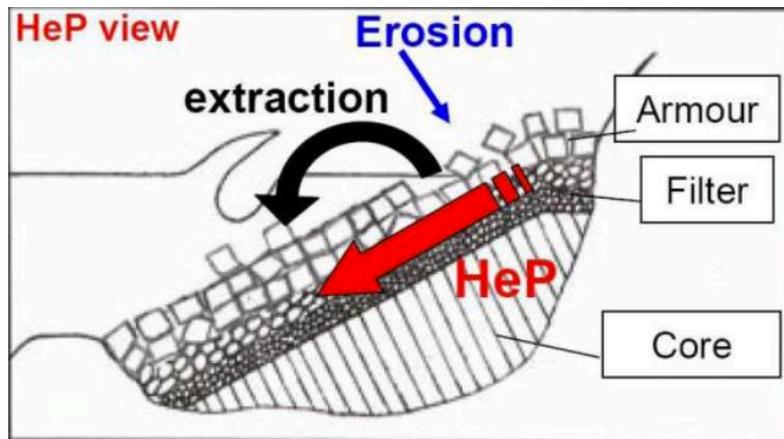


Figura 2. 6. Compactación heterogénea.

Todo ello genera en la zona superior del manto un efecto equivalente al provocado por la extracción directa de piezas, considerándose igualmente daño. Esto puede producir, adicionalmente, pérdidas importantes de fricción en la capa inferior y facilitar el deslizamiento de los elementos del manto principal. Todos los problemas citados tienen afección directa sobre la estabilidad, el remonte y el rebase sobre la estructura, condicionando la operatividad y diseño.

#### 2.4.2. Descripción y ventajas

El Cubípedo es un elemento prefabricado de hormigón, cuya función es constituir el manto de diques en talud, pudiendo ser dispuesto en una o dos capas de forma aleatoria. A causa de su similitud con el cubo, presenta una resistencia estructural muy elevada y todas las ventajas ya expuestas de las piezas macizas y robustas. Al mismo tiempo, su diseño permite resolver los problemas provocados por adoquinamiento y falta de fricción con las capas inferiores, traduciéndose en menor remonte y rebase sobre la estructura de protección.

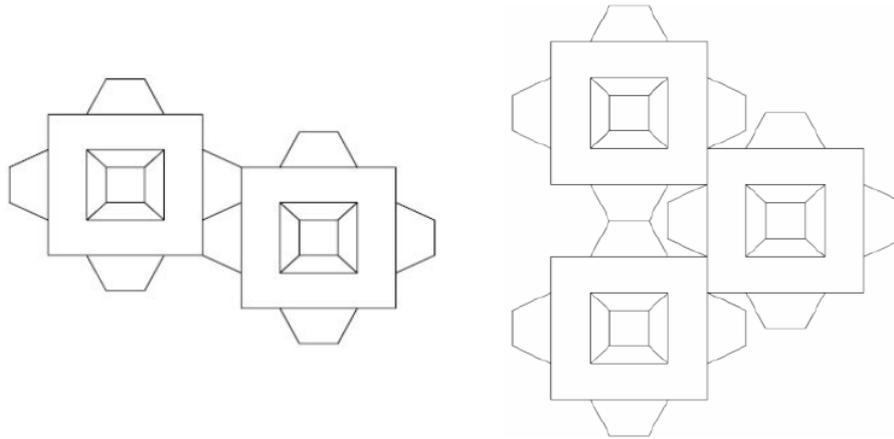
Este elemento tiene forma cúbica con protuberancias en cada una de sus caras en forma de pirámide truncada de sección cuadrada. Estas protuberancias le proporcionan una fricción adicional con la capa inferior, de escollera natural o artificial, ya que estas tienden a penetrar en la capa inferior y generar un empuje pasivo que mejora de un modo importante la tendencia de los bloques cúbicos o paralelepípedicos a situar sus caras paralelas a la capa inferior (bajo nivel de trabazón entre caras).

A continuación, se muestra una imagen de un modelo reducido con manto de Cubípodos, en el que se puede observar cómo las protuberancias penetran en el filtro.



*Figura 2. 7. Modelo físico reducido con manto de Cubípodos.*

Además, dichas protuberancias impiden que las piezas del manto se dispongan cara contra cara a lo largo de su vida útil, consecuencia de los movimientos sufridos. Al impedir el acoplamiento en estas zonas, con la consecuente reducción de rugosidad, se previene el desplazamiento de los elementos hacia la zona inferior y la pérdida de elementos en la superior. Por tanto, se reduce el problema de compactación heterogénea, manteniendo la capacidad resistente del mismo frente a la extracción de piezas por la acción del oleaje.



*Figura 2. 8. Representación del efecto separador frente al adoquinamiento producido por las protuberancias de los Cubípodos.*

Otra ventaja de esta nueva pieza es que, en caso de producirse la rotura de las protuberancias, las características resultantes de la pieza serían cuanto menos las de un cubo, presentando su estabilidad y robustez. Cabe mencionado que este fenómeno es difícil que suceda, pues las protuberancias tienen una gran resistencia estructural, como se contrastó en los ensayos realizados en el Puerto de Alicante (marzo de 2008).

En cuanto a las protuberancias, estas podrían presentar muchas disposiciones y formas para conseguir sus objetivos. Es decir, podrían únicamente situarse en una cara o de forma asimétrica, con formas desde circulares hasta prismáticas.

Independientemente de la forma, las protuberancias deben tener un tamaño reducido en comparación con el tamaño del cubo central, dado que su función es impedir el asentamiento a la vez que se mantiene la resistencia estructural y estabilidad hidráulica del cubo. Para ello, el volumen total de protuberancias debe mantenerse en un orden de magnitud inferior al volumen del elemento central o básico (por ejemplo, no superar el 15% del volumen del elemento cúbico sin protuberancias).

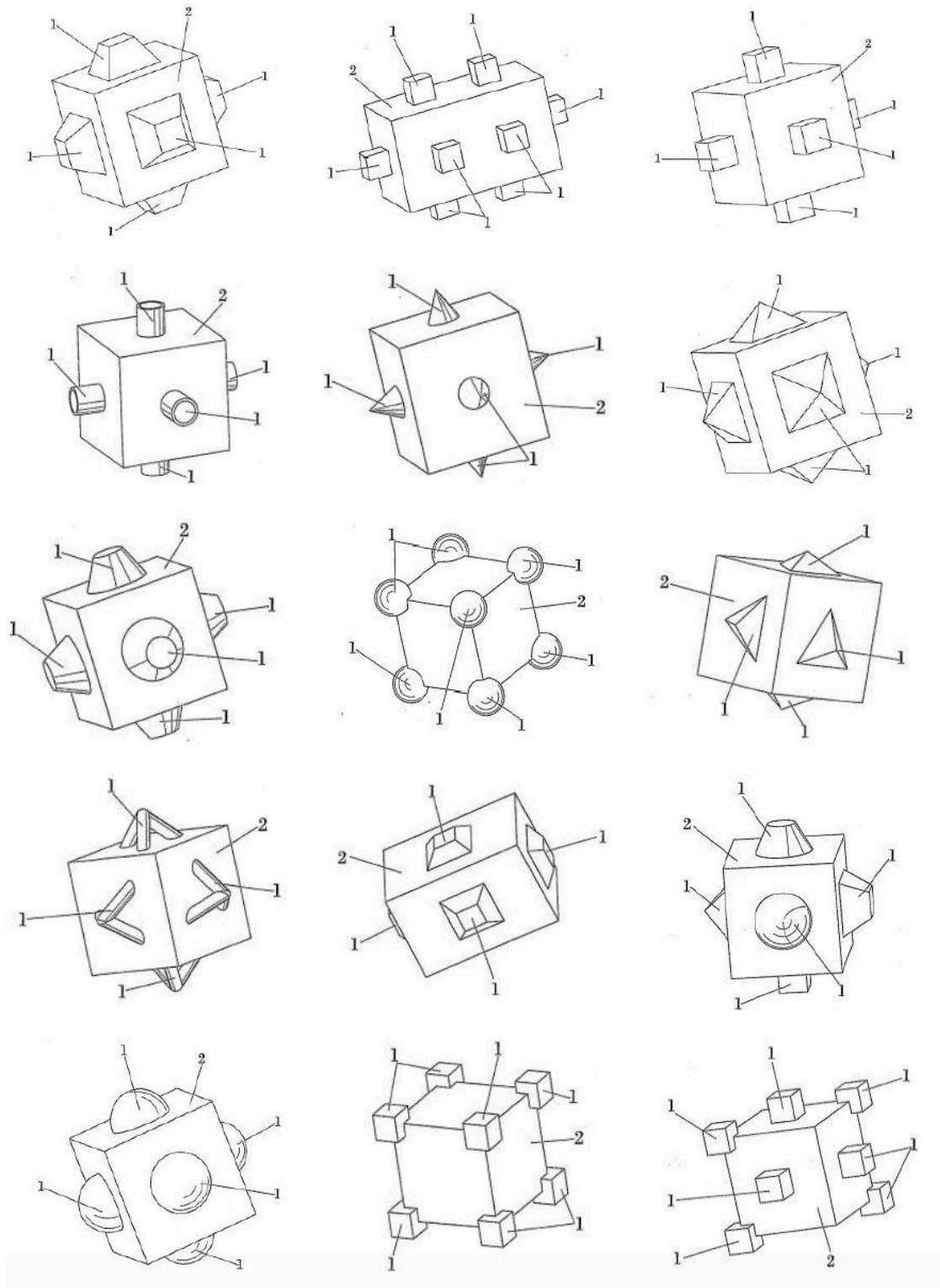


Figura 2. 9. Ejemplos de diferentes formas y disposiciones de protuberancias.

En el caso del Cubípedo, las protuberancias se sitúan en las cuatro caras con forma de pirámide truncada de sección cuadrada.

### 2.4.3. Proceso constructivo y puesta en obra

Para la fabricación del Cubípedo se emplea un encofrado, desarrollado por la empresa SATO, sencillo y de rápida utilización. Este encofrado consta de dos elementos:

- Una base estática.
- Encofrado superior de 6 elementos articulados. Estos elementos permiten llenar y vibrar en dos fases y desencofrar cada 6 horas.

El encofrado superior se coloca sobre una base de cuatro articulaciones inferiores cerradas para realizar el llenado y vibrado principal. Seguidamente, se cierran las dos articulaciones superiores y se procede al llenado y vibrado secundario de la zona superior. Después de un tiempo de fraguado corto, se abren las articulaciones del encofrado y se cambia el superior por otra base, para poder repetir el ciclo.



Figura 2. 10. Base y encofrado superior articulado de Cubípedo.

Para facilitar la operación de desencofrado y permitir mayores rendimientos en la fabricación del Cubípedos, similares a los del bloque cúbico convencional. Para ello, se requiere que el encofrado tenga en todas sus caras verticales una ligera conicidad, tal y como se hace habitualmente en aquellos para bloques cúbicos convencionales.



Figura 2. 11. Comparación entre el encofrado de cubos y Cubipodos.

También es necesario remarcar que, desde el punto de vista constructivo, la colocación aleatoria en dos capas, presenta la ventaja de no necesitar de una disposición cuidada, como lo hacen otras piezas existentes (por ejemplo, el CoreLoc y el Xbloc). Esto es consecuencia de que no precisa de ninguna orientación de las unidades individuales para alcanzar una buena trabazón.

En cuanto a su manipulación, esta se puede realizar tanto dentro del parque como en la colocación en el manto del dique, mediante pinzas simples o dobles. Esto reduce la mano de obra y el tiempo necesario para su colocación.



Figura 2. 12. Manipulación del Cubipodo en el parque y colocación en el manto del dique en talud mediante pinzas simples.

Gracias a las características geométricas y resistencia estructural del Cubípodo, éste se puede almacenar en pilas de varios pisos, permitiendo un área de almacenamiento inferior a aquellos elementos no apilables, a igual número de piezas, como el CoreLoc y el Accropode. El modo de almacenarlo depende de su tamaño, pues si es pequeño, se acopia en disposición abierta con una porosidad del 51%, mientras que si es grande, se acopia con disposición cerrada y porosidad del 30%.



*Figura 2. 13. Disposición en almacenamiento abierto.*

Los Cubípodos pueden ser colocados sobre guías y apilarse fácilmente, ya que las protuberancias están diseñadas para un perfecto acople de las filas de forma alterna. Así, se puede aplicar un sistema de posicionamiento informatizado análogo a aquellos empleados para otro tipo de mercancías.

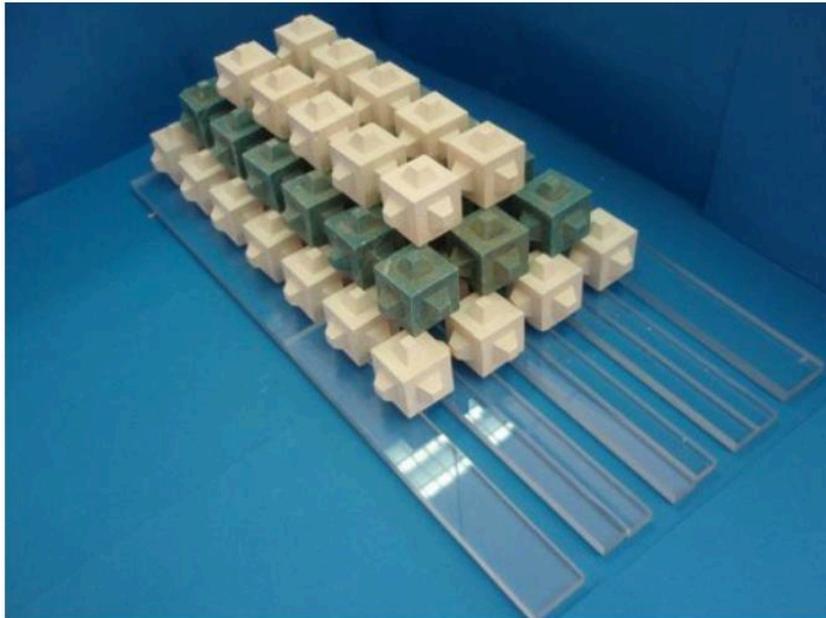


Figura 2. 14. Disposición en almacenamiento sobre guías.

#### 2.4.4. Estabilidad hidráulica del Cubípodo

Con el fin de evaluar la estabilidad hidráulica de esta nueva pieza, en 2006 se realizaron los primeros ensayos de estabilidad de mantos de Cubípodos con oleaje regular e irregular en el canal de ensayos de oleaje y viento del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València.

El manto principal del dique en talud construido estaba constituido por dos capas de Cubípodos de hormigón, pintados de distintos colores, para poder observar de forma fácil los movimientos que se producían a causa de la acción del oleaje. Los Cubípodos se colocaron al azar en líneas sucesivas, con una sección, métodos y procedimientos similares a los de la sección no rebasable de elementos cúbicos ensayada en 2004 dentro del Convenio de los laboratorios españoles con Puertos del Estado. La diferencia fundamental fue el empleo de un peso y densidad de los Cubípodos inferior al de los elementos cúbicos correspondientes.

Los resultados de estos ensayos permitieron realizar una comparación de la evolución del daño observado con los Cubípodos y con los cubos. De esta comparación, se concluyó que la estabilidad hidráulica de los Cubípodos es muy superior a la de los cubos. Esto es, para alturas de ola en las que el dique con manto formado por cubos había alcanzado la Destrucción, los Cubípodos aún no habían llegado al Inicio de Avería, por lo que, para alcanzar el mismo nivel de daño, se requieren mayores oleajes.

El coeficiente de estabilidad  $K_D$ , de la fórmula de Hudson (**SPM, 1984**) para la sección central del dique toma valores de 4 para escolleras naturales, 6 para cubos de hormigón

y, a partir de los ensayos realizados, se obtuvo un valor superior a 40 para los Cubípodos. No obstante, estos valores se obtuvieron para oleaje no rompiente.

En resumen, la gran estabilidad hidráulica que presenta el Cubípodo permite un ahorro económico y de materiales, al compararlo con elementos cúbicos o paralelepípedicos tradicionales, pues permite utilizar piezas de menor tamaño para resistir los mismos temporales. Con ello, se reduce el volumen de hormigón necesario para la construcción del dique y, por tanto, la huella ecológica.



*Figura 2. 15. Dique en talud con manto de Cubípodos (Málaga).*

## **Capítulo 3. Estabilidad hidráulica de diques en talud de baja cota de coronación**

### **3.1. Análisis de la estabilidad de un dique en talud**

#### **3.1.1. Introducción**

Para el análisis de la estabilidad del manto en diques en talud se debe considerar tanto la estabilidad de las unidades que lo conforman, como la del dique en conjunto. Habitualmente, los daños son consecuencia de cadenas de sucesos. Esto es, el fallo de un elemento provoca una sucesión de fallos. Con esta consideración, se plantean cuatro tipos de requerimientos de estabilidad con relaciones de interdependencia entre ellos. Se exponen a continuación:

- **Estabilidad global.**

Este requerimiento hace referencia a la estabilidad del dique como conjunto, aunque con especial atención al manto principal, que se entiende como un todo. Es decir, supone el deslizamiento de una parte importante del dique o del manto principal completo.

- **Estabilidad de las unidades.**

La estabilidad de las unidades hace referencia a la capacidad que estas presentan para oponerse al movimiento inducido por la acción del flujo sobre el dique. Será, por tanto, función de la gravedad, fricción y trabazón de las piezas y del ángulo del talud.

- **Estabilidad estructural de las unidades.**

Este requerimiento de estabilidad se refiere a la capacidad de las piezas para resistir las tensiones inducidas por su colocación, por el medio granular y por los desplazamientos producidos por el flujo, sin presentar roturas.

- **Estabilidad geotécnica.**

Se trata de la estabilidad del terreno, incluyendo tanto la capacidad portante del terreno de apoyo del dique, como la estabilidad de los rellenos y la estabilidad del pie del talud frente a la erosión.

También se debe tener presente la posibilidad de **errores durante la construcción** del dique, que puedan ocasionar fallos del mismo.

#### **3.1.2. Estabilidad de las unidades**

A causa de la importancia de la estabilidad de los elementos del manto de un dique en talud, este capítulo se centra en el estudio de la estabilidad de dichas piezas.

Como se ha expuesto previamente, al tratar la estabilidad de los elementos, se plantea la estabilidad estructural y la estabilidad hidráulica. En el caso de mantos construidos con escollera o elementos de hormigón tipo cubo y Cubípodo, la estabilidad estructural no tiene gran relevancia. Esto es, su forma masiva y robustez hace que no sea probable que el estado tensional alcanzado provoque la rotura de la pieza. Sin embargo, en piezas esbeltas o *bulky* sí es posible que se produzcan roturas parciales debido al choque entre cantos, por lo que el concepto de estabilidad estructural no debe ser olvidado. Esto es especialmente significativo en piezas de gran tamaño, pues estas pequeñas roturas pueden hacer que disminuya la trabazón y descienda el peso de las piezas de forma notable.

En adelante, al hablar de estabilidad se considera sólo el concepto de estabilidad hidráulica, pues se va a trabajar con mantos principales compuestos por cubos y Cubípodos.

Los elementos del manto pueden sufrir dos tipos de movimientos:

- **Cabeceos respecto a la posición inicial en el manto.**

Estos movimientos, aunque son continuos, no presentan grandes desplazamientos instantáneos. No obstante, provocan tensiones adicionales sobre las piezas, además del machaqueo de estas, por lo que resultan de importancia. Todo esto no sólo puede variar la estabilidad estructural de la pieza, sino que produce un deterioro del manto con el tiempo. Se puede calificar como una rotura por fatiga.

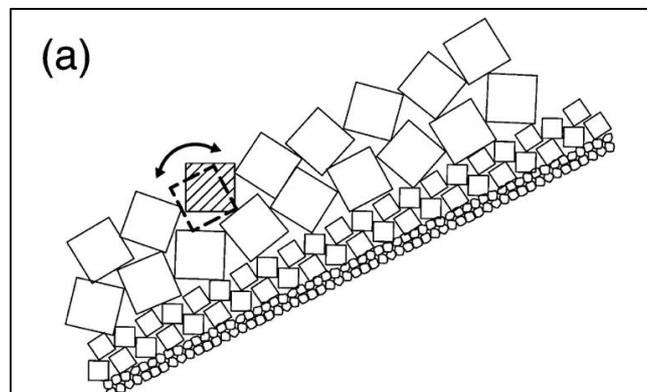


Figura 3. 1. Cabeceos respecto a la posición inicial (Gómez-Martín, 2015).

- **Desplazamientos desde su posición en el manto a otra nueva.**

Dentro de esta categoría se consideran diversos tipos de movimientos de las piezas: deslizamiento, extracción y compactación heterogénea (Gómez-Martín, 2015). Además, se asume como indicador fundamental de la estabilidad del manto bajo la acción del oleaje incidente.

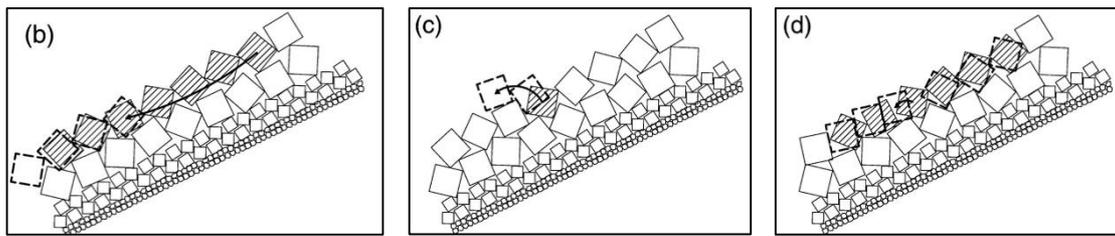


Figura 3. 2. Desplazamiento de los elementos del manto desde su posición inicial a una nueva: b) deslizamiento, c) extracción y d) compactación heterogénea (Gómez-Martín, 2015).

Ante oleajes incidentes de pequeña altura, no se producen grandes alteraciones en la estructura, únicamente los primeros adoquinamientos por compactación heterogénea y la extracción de cantos no integrados en el conjunto. Para conseguir movilizar una pieza integrada en el manto principal, el oleaje incidente debe superar el rozamiento y trabazón existente entre los elementos del manto. El término rozamiento hace referencia a la resistencia frente a la extracción desde el punto de vista microscópico, mientras que el término trabazón se refiere a la resistencia de tipo macroscópico. Esto es, el rozamiento se debe a la fricción entre los cantos y la trabazón es generado por el contacto entre los salientes propios de la geometría de los elementos.

Si la altura de ola que ataca el dique es tal que supera el umbral necesario para producir la extracción de las piezas del manto, los cantos pasan a oponerse al desplazamiento únicamente mediante su propio peso. No obstante, si la altura de ola no se va incrementando, después de un determinado número de olas, las extracciones cesan. Así, el dique alcanza una situación de estabilidad denominada *estabilidad parcial*. Este estado de estabilidad depende principalmente del número de piezas que han sido extraídas, de la acción del flujo y, en menor medida, de la duración del mismo.

Este concepto de estabilidad parcial no debe entenderse en sentido determinista. Es decir, al decir que las extracciones cesan, se entiende que una vez han sido extraídas aquellas en situación más desfavorable y, por tanto, tienen mayor probabilidad de extracción, las restantes piezas tienen una probabilidad de extracción muy baja.

Cuando la altura de ola o las acciones consecuencia del flujo superan un determinado valor, el manto ya no es capaz de alcanzar una situación de estabilidad sin que las piezas ubicadas en el manto secundario sean afectadas. El número de piezas extraídas será función del tiempo, hasta que la destrucción sea completa. Es en este punto cuando el daño aumenta rápidamente, hasta alcanzar niveles de deformación incompatibles con la funcionalidad de la estructura. Cabe mencionar el caso de los diques con un espesor de manto principal muy elevado, como diques berma, o aquellos constituidos por una graduación única de escolleras (diques arrecife). En dichos casos, al ser la deformación admisible muy superior, la limitación de la misma vendrá impuesta por el inicio de la erosión en el manto secundario (como en los diques berma) o por las consecuencias sobre la funcionalidad del dique.

Para terminar, mencionar que los pequeños movimientos de las piezas y sus consecuentes reacomodos no deben ser olvidados en este proceso de deterioro del dique. Esto es, mientras que pueden producir incrementos de compacidad del manto principal, también puede provocar desagregaciones en zonas concretas, lo que es considerado como el concepto clásico de avería. Además, este es el principal modo de fallo en los diques en talud.

### *3.1.3. Modos de fallo de los diques en talud*

La estabilidad de los diques es un tema tratado por numerosos autores a lo largo de los años, consecuencia de su relevancia. **Bruun (1979)** realiza una síntesis de las principales causas de pérdida de estabilidad de un dique en talud, agrupándolos en once modos fundamentales. Son los que siguen:

1. **Extracción de piezas o cantos del manto principal durante el ascenso del oleaje sobre el talud.** Este modo de fallo es producido por movimientos de las piezas, provocando un cambio de posición respecto a la inicial en el manto del dique.
2. **Extracción de las piezas del manto durante el descenso del oleaje sobre el talud.** Este modo de fallo es producido por movimientos de las piezas, provocando un cambio de posición respecto a la inicial en el manto del dique.
3. **Deslizamiento del manto principal** de forma conjunta, a causa de la falta de fricción con las capas subyacentes. Puede darse el caso de que el manto principal deslice sobre el contacto con el manto secundario, o que el manto secundario deslice sobre las capas de filtro o núcleo, arrastrando consigo al manto principal.
4. **Daño de las piezas** consecuencia de los choques entre ellas **y rotura por fatiga de los elementos.** Generalmente, se trata de un modo de fallo progresivo y gradual.
5. **Descalce y vuelco del pie del espaldón** (berma de coronación). A causa de la acción directa del oleaje, aparecen fuerzas horizontales sobre el espaldón y elementos superiores del manto, pudiendo socavar las piezas del manto ubicadas al pie y provocar este modo de fallo.
6. **Averías en el manto de la zona abrigada** provocadas por el rebase. Habitualmente, se trata de un modo de fallo gradual y puede producirse por deslizamiento o por erosión.
7. **Fuerzas verticales de levantamiento sobre las capas interiores del dique y base del espaldón,** por transmisión de energía al interior del dique y generación de un flujo ascendente. El espaldón que corona el dique puede verse sometido a fuerte fuerzas horizontales y verticales, pudiendo éstas provocar su fallo por vuelco. Las fuerzas verticales se transmiten a través de los huecos del manto, siendo, por tanto, una de sus posibles causas la falta de compacidad de las capas

subyacentes del manto. Así, estas capas permitirían una transmisión excesiva de energía a su través, poniendo en riesgo la estabilidad del dique y produciendo su deterioro y posibles pérdidas de material del núcleo.

8. **Erosión del pie del dique.** Las principales causas de socavación de la parte inferior del dique, su banqueta o berma de pie son las corrientes marinas y el oleaje. Esto es, ante modificaciones del fondo marino por temporales, las condiciones de ataque de las olas pueden incrementarse, pudiendo generar deslizamientos en las banquetas o bermas de pie que refuerzan el dique, con lo que se repercute directamente sobre su estabilidad.
9. **Asentamientos del terreno.** Según el estado del terreno natural y su grado de consolidación, pueden aparecer problemas, ya que cualquier movimiento en la cimentación tiene repercusión sobre el resto de la estructura y espaldón.
10. **Pérdida de las características mecánicas de los materiales.** Además de las posibles diferencias entre los materiales de proyecto y los de construcción, las materias primas naturales presentan una fuerte variabilidad. Esto puede provocar debilidades en el dique en cuanto a su estabilidad.
11. **Defectos constructivos.** Consecuencia de la difícil colocación de algunas de las capas que forman el dique en obra (variación de tamaños y colocación), se pueden producir puntos débiles para la debilidad de la estructura.

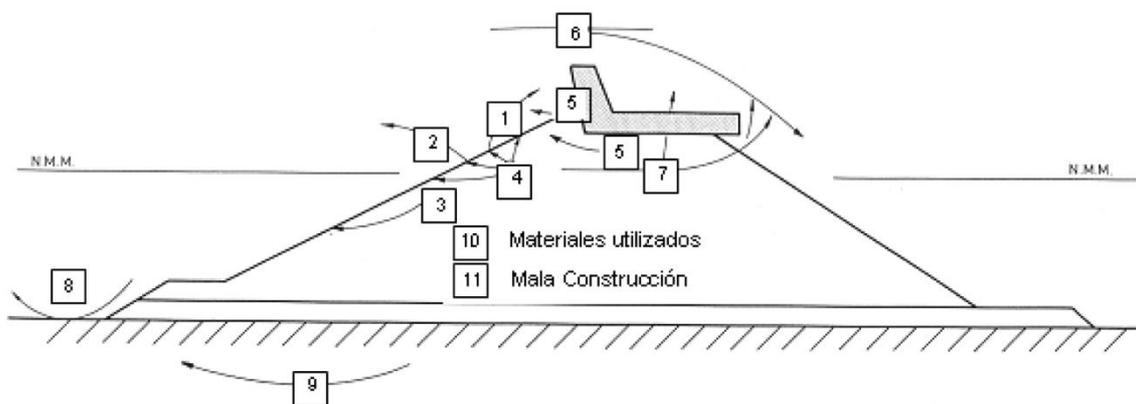


Figura 3. 3. Principales causas de pérdida de estabilidad según Bruun (1979).

Las once causas de fallo de Bruun expuestas, pueden ser clasificadas según los requerimientos de estabilidad previamente mostrados del siguiente modo (ver *Tabla 3.1*)

GRUPO	CAUSAS DE FALLO ASOCIADAS
Estabilidad global	2, 3, 4, 5 y 8
Estabilidad hidráulica de las unidades	1 y 4
Estabilidad estructural	1 y 4
Estabilidad geotécnica	7, 8 y 9
Errores constructivos	10 y 11

Tabla 3. 1. Asociación de las causas de Bruun a cada grupo de requerimientos.

En cuanto al CEDEX, recoge de forma gráfica los mecanismos de fallo. De estos, se conocen los parámetros que los provocan y se muestran en tablas tanto las sollicitaciones causantes como las características del sistema, los efectos y respuesta de la estructura. Las mencionadas tablas se recogen en el *Anejo B*.

Por otro lado, la actual recomendación de obras marítimas, la ROM 0.0 (2001), propone los pasos a seguir para el proyecto de un dique en talud (ver *Figura 3.4*)

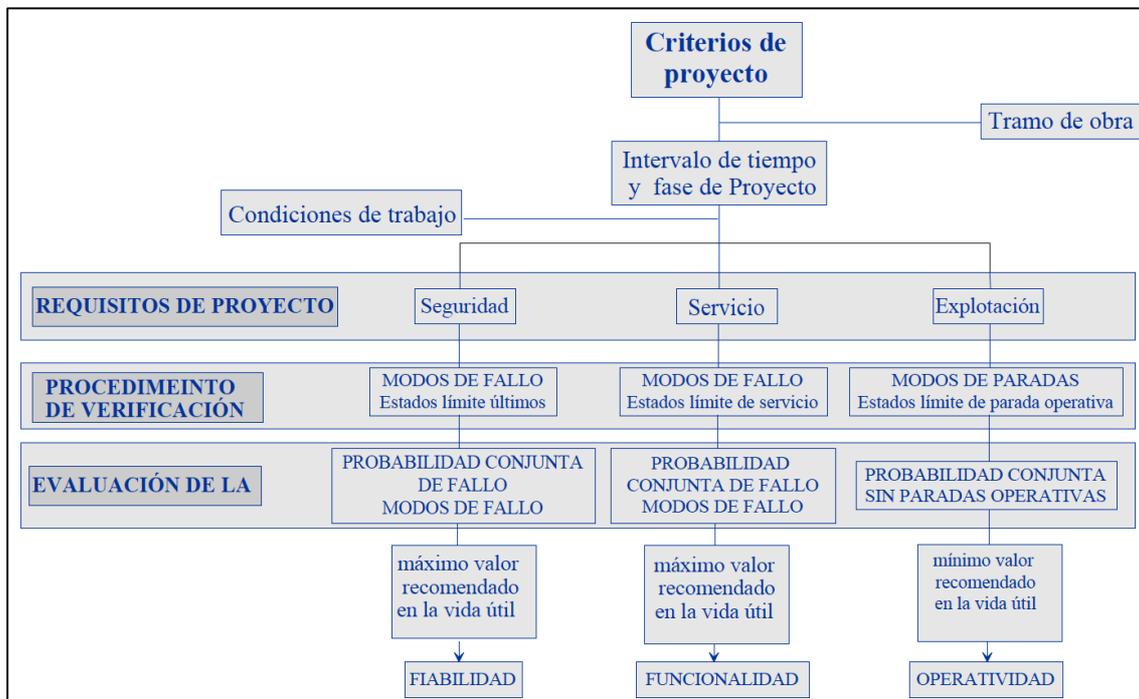


Figura 3. 4. Pasos para el proyecto de un dique en talud según la ROM 0.0.

Según esta figura, para un tramo de obra concreto de dique en talud, una vez han sido definidos los requisitos para las condiciones de trabajo en el intervalo de tiempo y para fase de proyecto, se deben verificar los modos de fallo de la estructura recogidos en la siguiente tabla.

<i>Estado límite</i>	<i>Modos del Estado Límite</i>	<i>Causas de fallo del dique</i>
<i>Último</i>	Inestabilidad	Deslizamiento del manto
	Pérdida de equilibrio elástico	Extracción de piezas
	Agotamiento resistente	Estabilidad de la berma
	Deformación	Erosión interna
	Fatiga y dinámicos	Estabilidad global
	Colapso progresivo	
<i>Servicio</i>	Fisuración excesiva	Asientos del espaldón
	Pérdida de durabilidad	Deformación de la berma
	Alteraciones geométricas acumulativas	Desgaste de las piezas del manto
	Vibraciones excesivas	Impacto del oleaje
<i>Operativo</i>	Excedencia del valor umbral de uno o varios agentes	Rebase
	Efectos ambientales	

Tabla 3. 2. Modos de fallo a verificar en el diseño de un dique en talud.

A la hora de estudiar un modo de fallo concreto, se evalúa su probabilidad de ocurrencia. Para ello, se aplica la ecuación de verificación de margen de seguridad:

$$S(t) = X1(t) - X2(t) \geq 0$$

Donde:

- X1(t) es aquello que favorece la no presentación del modo de fallo de estudio. Por ejemplo, el peso de las piezas que componen el manto se opone al modo de fallo de extracción de piezas.
- X2(t) es aquello que propicia la aparición del modo de fallo, como la acción del oleaje.

Para aplicar la ecuación presentada, es necesario conocer los parámetros del agente actuante y del dique, que condicionan su comportamiento ante el modo de fallo.

- Oleaje: altura de ola incidente, altura de ola total, periodo del oleaje, entre otros.
- Dique: porosidad del manto, densidad de colocación, peso de las piezas que lo componen, cota de coronación, etc.

Adicionalmente, en las Recomendaciones Geotécnicas para el Proyecto de Obras Marítimas de Puertos del Estado, ROM 0.5-05, aparecen los coeficientes de seguridad mínimos recomendados para el diseño de diques en talud en función de los modos de fallo previamente mostrados.

En cuanto al comportamiento de los diques en talud, cabe destacar que esta tipología de diques "avisa" antes de su rotura. Es decir, presenta un periodo de estabilidad total muy prolongado antes de que entre en fases parciales de estabilidad o inestabilidad. Las diferentes fases son: inicio de avería, daño moderado, inicio de destrucción y destrucción total. Este funcionamiento permite que los agentes actuantes reaccionen durante la vida útil de la estructura, siendo así fundamental su conservación y mantenimiento.

A partir de la relación entre las fuerzas de succión, elevación e inercia (con predominancia de las dos primeras sobre la tercera en la estabilidad), se define el número de estabilidad como parámetro para obtener una idea acerca de la estabilidad general de la estructura:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$$

Donde:

- $N_s$  es el número de estabilidad [-]
- $H_s$  es la altura de ola significativa [m]
- $\Delta$  se obtiene como el cociente entre los pesos específicos del material que constituye el manto principal del dique y del agua del mar, menos la unidad [-]
- $D_n$  es el lado del cubo equivalente de las piezas del manto principal [m]

Entre los modos de fallo expuestos, son tres los que destacan por su intensidad de estudio y su predominancia a la hora de diseñar un dique en talud. Estos tres modos son la extracción de las piezas del manto principal, la rotura de las piezas al ser sobrepasada su resistencia estructural y el rebase del dique.

En el presente capítulo, se estudia la *estabilidad hidráulica de las piezas del manto principal* (concepto clásico de avería). Concretamente, se analiza la pérdida de elementos (ya sea por extracción o compactación heterogénea) a lo largo de varias zonas del talud del dique, considerado habitualmente como el principal modo de fallo.

### 3.1.4. La compactación heterogénea

La estabilidad hidráulica de las piezas del manto principal, o concepto clásico de avería, puede deberse a la extracción de estos elementos consecuencia del oleaje o a un excesivo asentamiento del manto principal. El primer caso fue ya planteado por Bruun y se basa en la pérdida de las piezas. En cuanto al segundo caso de avería es denominado **compactación heterogénea**. Este modo de avería aparece con los acoplamientos entre piezas y, a lo largo de este apartado, se explican en detalle sus características y efectos.

La compactación heterogénea fue propuesta y estudiada por **Gómez-Martín & Medina (2006 y 2014)** y consiste en la reducción de la porosidad del manto principal, sin que se produzca la extracción de sus piezas. De este modo, se generan zonas de baja porosidad y otras áreas con alta porosidad, es decir, con menor número de unidades por unidad de superficie. Este modo de fallo no es en absoluto despreciable y debe considerarse en mantos principales compuestos por piezas de hormigón de forma regular, como es el caso de cubos o bloques paralelepípedicos. Este tipo de elementos tiene tendencia al adoquinamiento, de modo que, en zonas ubicadas bajo la superficie del agua, al colocarse las piezas cara-con-cara, la porosidad se reduce. Por contra, en aquellas zonas situadas por encima de la lámina de agua, la porosidad se incrementa. Así, la avería en el manto no se produce sólo por la extracción de piezas que pasan a una nueva capa o saltan, sino que la avería se produce a causa de la compactación de las piezas dentro de la capa del manto principal en la que se encuentran.

Esta compactación heterogénea tiene un efecto similar al de la extracción directa de piezas del manto principal, pues al reducir la porosidad en las capas superiores, favorece la extracción de piezas en las inferiores. Es por esto que se puede afirmar que el daño del manto principal de un dique en talud es consecuencia de dos mecanismos conjuntos de fallo: la extracción de piezas y la compactación heterogénea del manto.

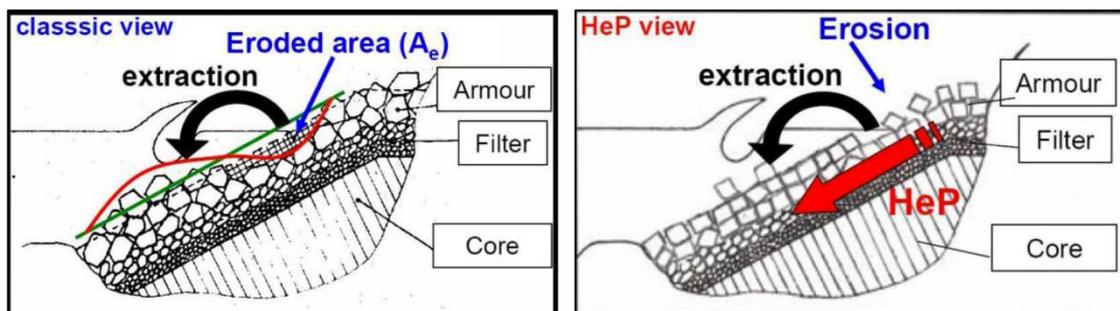


Figura 3. 5. Pérdida de piezas del manto. Definición clásica (extracción de elementos del manto) y compactación heterogénea, respectivamente.

El impacto relativo del mecanismo de fallo por compactación heterogénea depende fundamentalmente de los siguientes factores:

- Tipo de elemento o pieza de hormigón que constituye el manto principal.
- La diferencia entre la porosidad mínima que puede alcanzar la tipología de elemento empleada y la porosidad inicial del manto.
- La inclinación del talud del dique.
- El coeficiente de fricción entre las piezas del manto y la capa inferior.

En el *Anejo C*, se recogen los parámetros que intervienen en la estabilidad del manto principal del dique, en cuanto a la extracción de sus elementos.

### 3.1.5. Avería del manto principal

#### 3.1.5.1. Introducción

La extracción de elementos del manto es uno de los modos de fallo de mayor relevancia, como se ha expuesto en apartados previos. Es por esto, que se tiene en cuenta en la totalidad de los criterios clásicos de fallo, bien de forma directa (cantos o piezas extraídas) o de forma indirecta (cambios en el perfil del manto).

El concepto clásico de avería se refiere al porcentaje de elementos del manto principal que se ven desplazados respecto al número total de piezas que han sido utilizadas para la construcción de este manto. No obstante, esta definición del concepto de daño no permite generalizar para un dique en concreto, ya que la avería es también función del tamaño del manto y del tipo de elemento utilizado. Por ello, se pasa a definir la avería como el porcentaje de piezas desplazadas respecto al total de ellas contenidas en una franja de un ancho determinado o un área representativa. Esta área suele definirse alrededor del nivel medio del mar (NMM), dado que es la zona donde se concentran el mayor número de movimientos (**Van Kreeke, 1969; Ouellet, 1972 y Günbak, 1978**).

El área o franja de referencia recibe el nombre de zona activa y para su definición pueden emplearse, según el **Coastal Engineering Manual (2006)**, los niveles correspondientes al nivel medio del mar  $\pm H_s$  o  $\pm n \cdot D_n$ , siendo  $H_s$  la altura de ola correspondiente a cierto daño y tomando  $n$  de modo que en la franja se produzcan la mayor parte de los movimientos. La última definición hace referencia a la dimensión relativa del lado equivalente de la pieza y no a la altura de ola, siendo esto posible ya que el lado equivalente está relacionado con las condiciones de diseño. Burchart (1992) determinó para el caso de dolos, que la zona activa era una franja alrededor del nivel medio del mar de  $\pm 6.5 \cdot D_n$ .

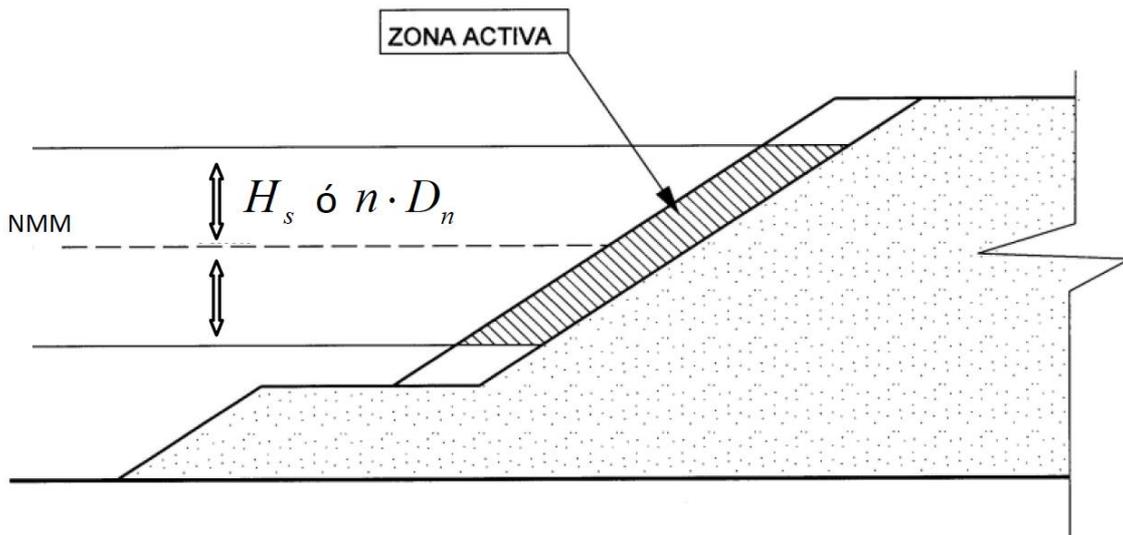


Figura 3. 6. Definición de zona activa de un dique en talud.

**Iribarren (1965)** propone una definición de rotura que podría resumirse en:

"Un dique ha alcanzado su nivel de rotura cuando la profundidad de la avería de su manto es igual a la longitud del lado del cubo equivalente".

Esto es lo mismo que decir que la primera capa del manto ha sufrido un desplazamiento en un área tal que se ha expuesto al menos un canto de la segunda capa del manto principal, a causa de la acción directa del oleaje. Al alcanzar esta situación, el dique queda seriamente dañado, pues al quedar el manto secundario expuesto a la acción del oleaje, el peligro de destrucción total del dique es inminente. Cabe mencionar, que este criterio hace referencia al caso común de un manto principal formado por dos capas de cantos, es decir, un manto principal cuyo espesor es dos veces el lado del cubo equivalente de las piezas que lo forman.

Así, se emplean dos tipos de criterios para cuantificar la avería:

- **Criterios cuantitativos.** Estos criterios emplean el número de bloques extraídos o el porcentaje de estos respecto a los iniciales en una determinada franja situada alrededor del nivel medio del mar.
- **Criterios cualitativos.** Aquellos criterios relacionados con los cambios en la morfología del manto. La principal ventaja de este tipo de criterios es que proporcionan información acerca del estado del dique, pero tienen como inconveniente que no dan información sobre los primeros estados de avería, en los que los cambios morfológicos son del orden de magnitud de la rugosidad del manto.

Quince años más tarde, **Paape y Ligteringen (1980)** proponen una clasificación que define los estados iniciales de avería referidos al porcentaje de cantos desplazados de

su posición inicial en el manto, mientras que, para estados más avanzados de la avería, ésta se define mediante consideraciones cualitativas, como la aparición de huecos en el manto principal o la afección al manto secundario. Esta clasificación se emplea en Delft Hydraulics Laboratory.

Posteriormente, en el **Shore Protection Manual (1984)** el porcentaje de daño se basa en el volumen de unidades desplazadas en la zona activa del manto, donde se produce una activa remoción de bloques, para una altura de ola determinada. **Jackson (1968a)** define esta zona desde la mitad de la coronación del rompeolas, bajando por la cara del talud expuesta al oleaje, hasta una profundidad equivalente a la altura de ola de no daño ( $H_{D=0}$ ) bajo el nivel del agua en reposo. Además, el SPM incluye una tabla indicando las alturas de ola correspondientes al daño  $D$  función de la altura de ola de no-daño, aquella correspondiente a un daño comprendido entre el 0 y el 5 por ciento.

Unit		Damage (D) in Percent						
		0 to 5	5 to 10	10 to 15	15 to 20	20 to 30	30 to 40	40 to 50
Quarrystone (smooth)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
Quarrystone (rough)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.19	1.27	1.37	1.47	$1.56^2$
Tetrapods & Quadripods	$H/H_{D=0}$	1.00	1.09	$1.17^3$	$1.24^3$	$1.32^3$	$1.41^3$	$1.50^3$
Tribar	$H/H_{D=0}$	1.00	1.11	$1.25^3$	$1.36^3$	$1.50^3$	$1.59^3$	$1.64^3$
Dolos	$H/H_{D=0}$	1.00	1.10	$1.14^3$	$1.17^3$	$1.20^3$	$1.24^3$	$1.27^3$

Figura 3. 7. Valores de  $H/H_{D=0}$  y  $D$  en función del porcentaje de daño del manto principal del dique y del tipo de elemento que lo constituye (SPM, 1984).

Otro modo de evaluar el daño es mediante el parámetro adimensional del área erosionada relativa, concepto introducido por **Broderick (1983)**. De este modo, era posible realizar comparaciones entre piezas diferentes, independientemente de la geometría del elemento del manto. No obstante, este concepto se aplica principalmente al caso de escollera natural.

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2}$$

Donde:

- $A_e$  es el área erosionada del manto medida sobre la sección transversal [ $m^2$ ]
- $D_n$  es el lado del cubo equivalente, definido en 1965 por Iribarren [ $m$ ]

$$D_n = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_s}}$$

El valor de  $S$  puede ser interpretado como el número de cubos de lado  $D_{n50}$  que entran en el área erosionada o como el número de cubos de lado  $D_{n50}$  erosionados alrededor del nivel del agua dentro de un ancho  $D_n$  (en el interior del dique).

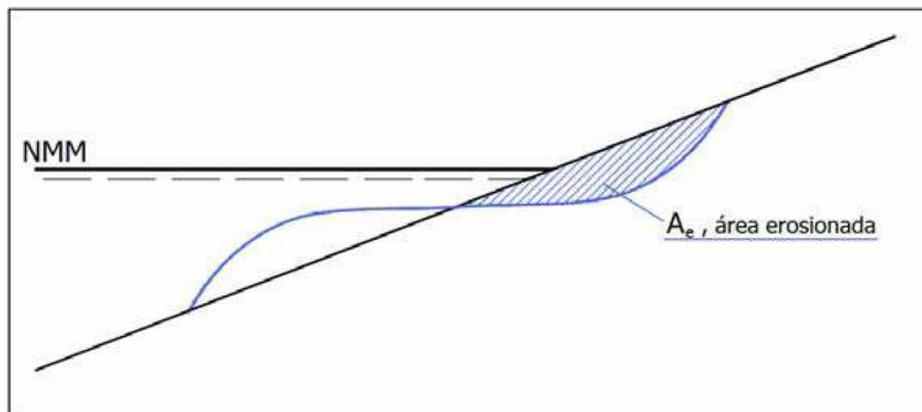


Figura 3. 8. Definición de área erosionada,  $A_e$ .

**Van der Meer (1988 y 1992)** define la progresión del daño en tres escalones, en función del concepto de área erosionada relativa ( $S$ ) o del número de unidades desplazadas ( $N_{od}$ ) en una sección de dique de anchura  $D_n$ .

Define los siguientes escalones:

- **Inicio de daño.** En este escalón no hay desplazamiento de ningún elemento del manto ( $N_{od} = 0$ ), el valor  $S$  está comprendido entre 2 y 3, en función del tipo de unidad empleada.
- **Daño intermedio.** El valor  $S$  oscila entre 3 y 12, dependiendo de la pieza que constituye el manto principal.
- **Fallo.** El valor de  $N_{od}$  se encuentra entre 0.5 y 2, mientras que  $S$  oscila entre 8 y 17, según el tipo de unidad que conforma el manto principal.

Aunque las definiciones de  $S$  y  $N_{od}$  son similares, el primero incluye el desplazamiento y asiento de los elementos, pero no la porosidad del manto principal.

**Gómez-Martín & Medina** (2006 y 2014) presentan un nuevo método para la estimación del daño, además del concepto de compactación heterogénea. Cuando la compactación heterogénea tiene lugar de forma notable, la porosidad del manto principal no es constante y los métodos clásicos no describen este proceso con rigor. Por ello, se propone resolver este problema tomando una medida adimensional del daño, considerando la diferencia de porosidad en cada zona del manto respecto a la porosidad inicial.

### 3.1.5.2. Niveles de avería

A la hora de hablar de avería, un aspecto relevante es determinar el grado de avería que debe producirse en la estructura para que esta esté realmente averiada. Este grado es complejo de determinar, por lo que existen diversas clasificaciones.

**Van der Meer (1988)** define dos niveles: inicio de avería y capa de filtro visible. Para el primer nivel adopta la misma definición que utilizan **Hudson (1958)** y **Ahrens (1975)**, mientras que el segundo lo asocia a la rotura del manto, aunque no suponga el fallo inmediato de la estructura.

**Medina (1994)** también considera importantes los niveles extremos, ya que la optimización económica de los diques en talud depende principalmente del punto de *inicio de avería* (mínimo daño detectable) y punto de *destrucción total* (máxima erosión del manto previa a la pérdida significativa de un volumen de material de capas intermedias de filtro).

En el Laboratorio de Puertos y Costas (UPV), se emplea la clasificación propuesta por **Losada et al. (1986)** y **Vidal et al. (1991)**. Esta clasificación propone cuatro niveles de avería reconocibles visualmente en diques bicapa:

- **Inicio de Avería (IA).**

Una vez el oleaje supera el rozamiento y trabazón entre los bloques del manto principal, éstos únicamente cuentan con su peso para resistir. El inicio de avería se produce con los primeros desplazamientos de los elementos.

En la interpretación de resultados experimentales, aparece el problema de distinguir, en la caída de los primeros bloques, cuáles ya no están integrados en el manto principal y han sido, por tanto, extraídos, y cuáles permanecen, con el fin de reconocer si se ha superado el límite de trabazón y rozamiento. Así, se requiere de un criterio claro.



Figura 3. 9. Ejemplo de IA en manto bicapa de escollera.

Considerando lo anterior, se puede definir la situación de inicio de avería como aquella en la que los huecos de tamaño superior al del poro en el manto principal comienzan a ser claramente visibles. Estos huecos pueden haberse formado tanto por extracción de piezas como por compactación heterogénea.

- **Inicio de Avería de Iribarren (IAI).**

Esta situación fue definida por Iribarren (1965) y se alcanza cuando el fallo de la capa exterior se ha extendido y concentrado en un área tal que permite la extracción de bloques de la capa inferior por acción del oleaje.

Habitualmente, cuando se alcanza este estado, las piezas del manto principal se reorganizan para alcanzar una nueva posición de equilibrio. El perfil se ve deformado y, generalmente, toma alrededor del nivel medio una forma en S. Por esto, para conseguir un mayor nivel de avería, se suele requerir de un incremento de la altura de ola.



Figura 3. 10. Ejemplo de Inicio de Avería de Iribarren en manto bicapa de escollera.

Con todo lo anterior, el Inicio de Avería de Iribarren se puede definir como el estado en el que es posible ver en el talud un bloque de la segunda capa del manto principal totalmente rodeado de piezas de esta misma capa descubiertas.

- **Inicio de Destrucción (ID).**



Figura 3. 11. Ejemplo de Inicio de Destrucción en manto bicapa de escollera.

Esta situación se define como aquella en la que al menos una pieza de la capa inferior del manto ha sido extraída, haciendo que el filtro sea claramente visible.

- **Destrucción (D).**



Figura 3. 12. Ejemplo de Destrucción en manto bicapa de escollera.

En este nivel de avería, el daño es suficientemente grande como para alcanzar el núcleo, iniciando la avería del manto secundario o filtro. Alcanzado este punto, incluso con un oleaje de intensidad menor al que provocó el daño, el colapso del dique es inminente.

Según las definiciones presentadas, una sección se encuentra en cada uno de los niveles de avería dentro de un rango de valores del parámetro de daño. Así, en los ensayos, al obtener valores discretos de daño, no es posible determinar exactamente cuando una sección comienza en alguno de los niveles. Esto es, sólo permite saber en qué nivel se encuentra la sección.

Por otra parte, cabe destacar las discrepancias entre la definición cuantitativa que asigna cada autor a un nivel de daño. Medina et al. (1994) realizaron una comparación entre las definiciones de **Iribarren (1965)**, el **SPM (1984)** y **Van der Meer (1988b)** tanto para el inicio de avería como para la destrucción total, normalizando los valores mediante  $D_{n50}^2$ . Los resultados se muestran en la tabla inferior.

AUTORES	Erosión equivalente	
	IA	D
Iribarren (1965)	$0 \cdot D_{n50}^2$	$9 \cdot D_{n50}^2$
SPM (1984)	$0-1.6 \cdot D_{n50}^2$	$14 \cdot D_{n50}^2$
Van der Meer (1988)	$2 \cdot D_{n50}^2$	$8 \cdot D_{n50}^2$

Tabla 3. 3. Definición cuantitativa de la erosión equivalente según diferentes autores para Inicio de Avería (IA) y Destrucción (D).

A partir de estas definiciones, **Gómez-Martín y Medina (2004)** obtuvieron otras nuevas para los diferentes niveles de daño definidos por **Losada et al. (1986)** y **Vidal et al. (1991)**. Según estas nuevas definiciones, el inicio de avería corresponde con una erosión de  $0.8 \cdot D_{n50}^2$ , el inicio de avería de Iribarren es equivalente a una erosión de  $2.4 \cdot D_{n50}^2$  y el inicio de destrucción corresponde a una erosión de  $8 \cdot D_{n50}^2$ .

En la *tabla 3.3*, únicamente se estudian los puntos de inicio de avería o mínimo daño detectable y el de destrucción total o máxima erosión del manto, previa a la pérdida de un volumen significativo de material de las capas intermedias de filtro. Esto se debe a que para **Medina (1994)** la optimización económica de los diques en talud depende principalmente de estas dos situaciones.

### 3.1.5.3. Cuantificación de la estabilidad

En el apartado 3.1.5.1, se han recogido los parámetros que influyen en la estabilidad de un dique en talud. A continuación, en el presente apartado, se presentan dos formulaciones matemáticas que emplean estos parámetros para la cuantificación de la estabilidad y, por tanto, para el cálculo de estos diques.

La primera propuesta fue desarrollada por **Losada y Giménez-Curto (1979, a)**, basada en los trabajos de **Iribarren y Nogales (1950, b)**. Dicha propuesta recibe el nombre de función de estabilidad ( $\Psi$ ).

En segundo lugar, **Hudson (1959)** realiza una propuesta que es posteriormente recogida en el **Shore Protection Manual (1984)**. Esta propuesta lleva a cabo la cuantificación de la estabilidad empleando un coeficiente de estabilidad ( $K_d$ ).

- **Función de estabilidad ( $\Psi$ )**

Las variables que influyen inicialmente en la estabilidad son:

- Características del medio:  $h, \beta, \gamma_w, \mu, g$ .
- Características del oleaje incidente y reflejado:  $H_i, H_r, T, \theta_i, \theta_r, \varepsilon$ .

- Características de la estructura:  $\alpha$ ,  $W$ ,  $\gamma_r$ , trabazón y fricción entre piezas, permeabilidad y rugosidad del manto y características de las capas subyacentes.

En cuanto a las características de las capas inferiores, tradicionalmente se considera que éstas dependen de las características del manto principalmente. Además, la trabazón y fricción, la rugosidad y la permeabilidad dependen del tipo y tamaño de las piezas, así como de su colocación.

El tamaño de las piezas queda definido mediante la longitud media del lado del cubo equivalente,  $D_{50}$ . Por tanto, el espesor del manto principal es, aproximadamente, el producto entre el lado del cubo equivalente y el número de capas.

$$e = n \cdot D_{50}$$

Por otro lado, se asume que la profundidad del agua es tal que la pendiente del fondo deja de jugar un papel importante en la estabilidad, siendo despreciable como variable, y se puede garantizar que la ola rompe sobre el talud y no por fondo. También se considera que las piezas se colocan sobre el talud de forma aleatoria.

Con estas hipótesis, se obtiene que la condición de estabilidad para un determinado tipo de pieza viene dada por la siguiente expresión:

$$f(\alpha, W, \gamma_r, H_i, T, \theta_i, H_r, \theta_r, \varepsilon, \gamma_w, \mu, g) = 0$$

Donde:

- $\alpha$  es la pendiente del dique
- $W$  es el peso de las piezas del manto
- $\gamma_r$  es el peso específico del material que constituye el manto principal
- $H_i$  es la altura de ola incidente
- $T$  es el periodo del oleaje
- $\theta_i$  es el ángulo de incidencia del oleaje incidente
- $H_r$  es la altura de ola reflejada
- $\theta_r$  es el ángulo de incidencia del oleaje reflejado
- $\gamma_w$  y  $\mu$  son las características del medio (peso específico del agua y rozamiento)
- $g$  es el límite para que las piezas del manto principal se mantengan estables.

Esta igualdad se refiere a la estabilidad límite, por lo que esta función ya incluye el estado de avería que se acepta (inicio de avería, inicio de avería de Iribarren, inicio de destrucción).

La interferencia entre los trenes de olas incidente y reflejado produce una oscilación de la superficie libre del mar con una altura representada por  $H_t$ . En el caso de la reflexión perfecta, por ejemplo,  $H_t=2H_i$  y  $\varepsilon=0$ .

Aplicando el teorema Pi de Buckingham se consigue reducir el número de parámetros de la ecuación anterior, consiguiendo además adimensionalizar la ecuación. Queda del siguiente modo:

$$f\left(\alpha, \frac{W}{\gamma_w H_i^3}, S_r, \theta_i, \frac{H_i^2}{\mu T}, \frac{H_i}{L_o}, \varepsilon, \theta_r, \frac{H_r}{H_i}\right) = 0$$

Donde:

- $S_r$  representa el peso específico del material de los elementos que constituyen el manto principal ( $\gamma_r$ ) dividido por el peso específico del agua ( $\gamma_w$ ) en la que está inmersa la estructura.
- $L_o$  representa la longitud de onda en profundidades indefinidas o aguas profundas.

Asumiendo que, para las características del flujo a considerar, el número de Reynolds ( $H_i^2/\mu T$ ) se mantiene sobre un determinado umbral y que las variaciones alrededor de este valor no tienen prácticamente afección sobre la estabilidad, y aceptando una incidencia normal del oleaje ( $\theta_r=\theta_i=0$ ), la ecuación anterior puede convertirse en la que sigue:

$$f\left(\alpha, \frac{W}{\gamma_w H_i^3}, S_r, \frac{H_i^2}{\mu T}, \frac{H_i}{L_o}, \varepsilon, \frac{H_r}{H_i}\right) = 0$$

También puede reescribirse como:

$$W = \gamma_w H_i^3 f\left(\alpha, S_r, \frac{H_i}{L_o}, \varepsilon, \frac{H_r}{H_i}\right)$$

Las formulaciones existentes para el cálculo del peso de los bloques que constituyen el manto principal, véase **Losada y Giménez-Curto (1979)**, se expresan de la siguiente forma:

$$W = \frac{\gamma_w H_i^3 S_r}{(S_r - 1)^3} \Psi_i$$

Siendo  $\Psi_i$  una función adimensional que depende del ángulo del talud ( $\alpha$ ) en todos los casos y de otros parámetros, como el tipo de elemento del manto ( $H_i$ ,  $T$ ,  $D_{50}$ ,  $L$ ), la fricción, la permeabilidad y otros coeficientes empíricos.

Para el caso en el que la reflexión sea despreciable ( $R \leq 0.05$ ),  $H_r = 0$  y  $\varepsilon = 0$ . Al comparar la condición de estabilidad con la fórmula de peso de las piezas del manto principal, se obtiene:

$$f\left(\alpha, S_r, \frac{H_i}{L_0}\right) = R_s \Psi_i\left(\alpha, \frac{H_i}{L_0}\right)$$

Siendo:

$$R_s = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}$$

**Losada y Giménez-Curto (1979)** denominan como función de estabilidad a  $\Psi_i$ . Dado un tipo de elementos y establecido un grado de estabilidad, para un oleaje regular, esta función únicamente depende del ángulo de talud ( $\alpha$ ) y del peralte del oleaje ( $H_i/L_0$ ). Así, el peso de las piezas del manto principal requerido para satisfacer el grado de estabilidad que queda implícito en dicha función se calcula como:

$$W = \gamma_w H_i^3 R_s \Psi_i$$

La obtención de este valor de  $\Psi_i$  es posible mediante ensayos de laboratorio. **Losada y Giménez-Curto (1979)** consideran que, tras determinar el grado de estabilidad y el tipo de elementos del manto, la función de estabilidad únicamente depende del ángulo del talud ( $\alpha$ ) y del peralte del oleaje ( $H_i/L_0$ ). Por tanto, es posible expresar esta función empleando el número de Iribarren ( $I_{r,i}$ ), que incluye ambos factores.

$$I_{r,i} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_i}{L_0}}}$$

En la *figura 3.13*, se representan los valores de la función de estabilidad en función del número de Iribarren en el caso de un manto principal de escollera y un grado de avería de Inicio de Avería. Es posible observar como pequeñas variaciones en el número de Iribarren provocan fuertes cambios en dicha función.

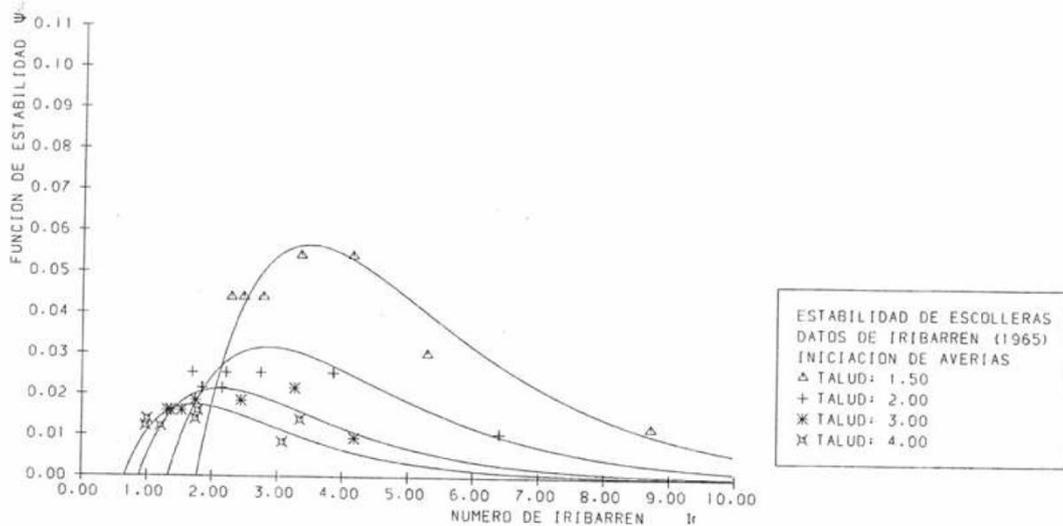


Figura 3. 13. Función de estabilidad en función del número de Iribarren (Losada y Giménez-Curto, 1979,a).

Por otra parte, en el caso en el que la reflexión sí sea significativa ( $R \geq 0.05$ ), se debe utilizar la función de estabilidad total ( $\Psi_t$ ), definida en términos de altura de ola total. Esta altura de ola del tren total se produce por la interferencia lineal de los trenes incidente y reflejado, pudiendo evaluarse como sigue:

$$H_t = H_i (1 + R^2 + 2R \cos(2kx + \varepsilon))^{1/2}$$

Siendo  $R$  y  $\varepsilon$ , funciones de  $h/L$ . Así, sustituyendo el monomio peralte de ola por el monomio profundidad relativa en:

$$f\left(\alpha, \frac{W}{\gamma_w H_i^3}, S_r, \theta_i, \frac{H_i^2}{\mu T}, \frac{H_i}{L_o}, \varepsilon, \theta_r, \frac{H_r}{H_i}\right) = 0$$

queda:

$$f\left(\alpha, \frac{W}{\gamma_w H_i^3}, S_r, \theta_i, \frac{H_i^2}{\mu T}, \theta_r, \frac{h}{L}\right) = 0$$

Admitiendo que el flujo es turbulento y que la incidencia del oleaje es normal, se obtiene:

$$f\left(\alpha, \frac{W}{\gamma_w H_i^3}, S_r, \frac{h}{L}\right) = 0$$

Reescribiendo lo anterior:

$$W = \gamma_w H_i^3 f\left(\alpha, S_r, \frac{h}{L}\right)$$

Al sustituir la altura de ola incidente por su expresión en función de la altura de ola total y considerando la dependencia existente de  $R$  y  $\varepsilon$ , respecto al monomio de profundidad relativa, la expresión queda reducida a:

$$W = \gamma_w H_t^3 f(\alpha, S_r)$$

Para terminar, considerando la forma funcional de  $S_r$ , la expresión anterior se puede reescribir como:

$$W = \gamma_w H_t^3 R_s \Psi_t(\alpha)$$

Siendo la función de estabilidad para un dique de geometría y características determinadas y un nivel de avería dado, solicitado por trenes de olas que rompen en colapso, oscilación o voluta-colapso. De este modo, su coeficiente de reflexión es mayor a 0.05 y la función de estabilidad sólo depende del ángulo del talud.

- **Coeficiente de estabilidad**

El **Shore Protection Manual (1984)**, basándose en los trabajos de **Hudson (1959)**, recoge la fórmula inferior para el cálculo de la estabilidad de diques en talud. Cabe mencionar, que esta fórmula se obtuvo para oleaje no rompiente.

$$W = \frac{\gamma_r H_i^3}{K_d (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

Siendo:

- $W$ , el peso de cada uno de los elementos que componen el manto principal [N]
- $\gamma_r$ , el peso específico del material de las piezas del manto principal [N/m<sup>3</sup>]. Sustituyendo este peso específico por la densidad del material [T/m<sup>3</sup>], se obtiene el peso de los elementos en toneladas.
- $H_i$ , la altura de ola de cálculo [m], en el SPM (1984) se recomienda utilizar  $H_i = H_{1/10}$ .
- $S_r$ , cociente entre el peso específico del material de los elementos que constituyen el manto principal ( $\gamma_r$ ) dividido por el peso específico del agua ( $\gamma_w$ ) en la que está inmersa la estructura

- $\alpha$ , ángulo del talud de la estructura respecto a la horizontal
- $K_d$ , coeficiente de estabilidad, función de las piezas que forman el manto, su rugosidad y trabazón.

El valor del coeficiente de estabilidad ( $K_d$ ) se obtiene mediante ensayos de laboratorio, determinando en primer lugar los valores del número de estabilidad  $N_s$ .

Considerando el número de estabilidad  $N_s$ , definido como:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \frac{H_s}{(S_r - 1)D_n}$$

Se puede obtener la ecuación de Hudson generalizada:

$$N_s = (K_d \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}$$

Con todo ello, es posible observar como la formulación de **Losada y Giménez-Curto (1979)** y la del Shore Protection Manual resultan similares. Además, la función de estabilidad ( $\Psi$ ) está relacionada con el número de estabilidad y, por tanto, con el coeficiente de estabilidad.

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3} \quad \Psi = \frac{1}{K_d \cot \alpha}$$

El valor de este coeficiente considera las siguientes variables:

- Forma de las piezas del manto
- Colocación de estas piezas
- Rugosidad y trabazón entre las mismas
- Número de capas que componen el manto principal
- Modo en que el oleaje incide sobre la estructura (oleaje roto o sin romper)
- Ángulo de incidencia del oleaje
- Zona del dique (morro o tronco)
- Anchura de coronación
- Tamaño y porosidad del núcleo
- Otras características geométricas de la sección

### 3.2. El morro de diques en talud

El morro de un dique en talud, se encuentra sometido a muy diversos efectos, tales como: refracción, difracción, reflexión, ascenso y descenso de flujo y rotura del oleaje. Es por esto que se trata de un elemento singular en un dique de abrigo.

El comportamiento de este elemento debe estudiarse como un problema tridimensional. En caso de analizar el comportamiento del flujo sobre un dique real y con rotura del oleaje sobre el mismo, se distinguen cuatro sectores angulares:

1. **Los primeros 15º-30º.** El flujo es prácticamente normal al talud y presenta un comportamiento en su ascenso-descenso similar al de las secciones situadas en el tronco del dique, pero con menor amplitud. Es por esto, que estas secciones resultan más resistentes al resto.
2. **Desde los 30º a los 90º.** El flujo es cada vez más tangente al talud y, sobre el nivel medio, el efecto del cono del dique se manifiesta como un encauzamiento de la cresta. La onda se peralta y, al alcanzar la zona de tangencia, rompe en voluta sobre el talud. El flujo en la cresta tiene componentes tanto de ascenso como de avance neto.
3. **Desde los 90º a los 130º.** La voluta generada por la rotura golpea el talud con un flujo predominantemente descendente y localizado en un área ligeramente bajo el nivel medio. Esta zona es el sector crítico en el que se aprecia una mayor avería, pues la corriente succiona las piezas provocando su extracción.
4. **A partir de los 130º.** La onda pierde amplitud y el flujo vuelve a ser simétrico en el ascenso-descenso al paso de la cresta y seno, respectivamente.

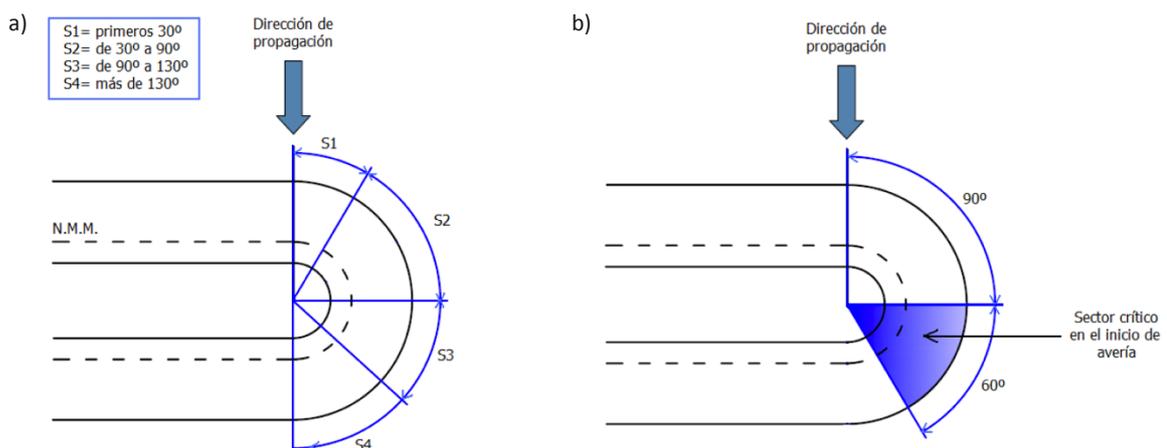


Figura 3. 14. Sectores del morro según el comportamiento del flujo (a) y sector crítico frente al inicio de la avería (b).

Una vez analizado el comportamiento del morro, es posible concluir que, independientemente de los elementos que integren esta parte del dique en talud, su sección es mucho más frágil que las secciones rectas del tronco. Esto es consecuencia de las fuerzas de arrastre, que provocan una pérdida de rozamiento y trabazón entre elementos y, por tanto, la fragilidad, especialmente en piezas con comportamiento inadecuado ante incidencia oblicua, como el dolo.

La estabilidad del morro depende tanto de las características del oleaje, como de la geometría del morro y los elementos del manto. Los principales parámetros se recogen en la tabla inferior.

	Parámetros
<i>Características del oleaje</i>	Altura de ola significativa (Hm0)
	Periodo pico (Tp)
	Profundidad (d)
	Dispersión direccional del oleaje
<i>Geometría del morro</i>	Ángulo del talud con la horizontal ( $\alpha$ )
	Cota de coronación
	Radio del morro en la coronación
<i>Características de las piezas del manto</i>	Tipo de piezas del manto o cantos
	Colocación de los elementos
	Peso de los elementos del manto principal (W)
	Peso de los cantos del manto secundario
	Peso específico de los elementos del manto principal ( $\gamma_r$ )
	Espesor del manto principal
	Espesor del manto secundario
	Porosidad del núcleo

Tabla 3. 4. Parámetros que influyen en la estabilidad del manto del morro del dique.

Los criterios de diseño en cuanto al peso de los elementos que constituyen el manto principal en el morro de un dique en talud se basan principalmente en ensayos sobre modelos a escala reducida. Para obtener este peso se suelen emplear relaciones con el peso de los elementos del tronco.

$$W_{morro} = K \cdot W_{tronco}$$

El ratio que define esta relación entre el peso de los elementos del morro y el tronco suele fijarse en valores que oscilan entre 2 y 2.5, lo que implica la necesidad de una grúa con el doble de capacidad a la hora de colocar los elementos del morro. No obstante, la dispersión que presenta este coeficiente es bastante notable. Como ejemplo de ello, se puede citar a Sogreah, autor que propone un coeficiente de 1.30 para acrópodos, mientras que, tras los estudios llevados a cabo en el Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX-CEPYC, se recomiendan incrementos entre 2.50 y 4.00.

Por otra parte, el **Shore Protection Manual (SPM, 1984)** el incremento del peso de los elementos requeridos en el morro respecto al peso de la sección de tronco recta se

considera a través del coeficiente de estabilidad de Hudson  $K_D$ . Estos valores se recogen en la tabla 7-6 del manual (Figura 3.15).

CRITERIO DE INICIACION DE AVERIAS SIN REBASE								
Tipo de cantos	num. capas	Colo- cacion	C. del dique		Morro del dique		Talud cotg(θ)	
			Kd		Kd			
			Rota	No Rota	Rota	No rota		
Escollera. Nat.								
Lisa red.	2	Rand.	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 a 3.0	
Lisa red.	>3	Rand.	1.6	3.2	1.4	2.3		
Rug. ang.	2	Rand.	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5	
					1.6	2.8	2.0	
					1.3	2.3	3.0	
Rug. ang.	>3	Rand.	2.2	4.5	2.1	4.2		
Rug. ang.	2	Espec.	5.8	7.0	5.3	6.4		
Tetrapo. y Quadrip.	2	Rand.	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5	
					4.5	5.5	2.0	
					3.5	4.0	3.0	

CRITERIO DE INICIACION DE AVERIAS SIN REBASE								
Tipo de cantos	num. capas	Colo- cacion	C. del dique		Morro del dique		Talud cotg(θ)	
			Kd		Kd			
			Rota	No Rota	Rota	No rota		
Tribar	2	Rand.	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5	
					7.8	8.5	2.0	
					6.0	6.5	3.0	
Tribar	1	Unif.	12.0	15.0	7.5	9.5		
Dolos	2	Rand.	15.8	31.8	8.0	16.0	2.0	
					7.0	14.0	3.0	
Cubo	2	Rand.	5.5	6.0	4.0	5.0	1.5	
							2.0	
							3.0	
Cub. Mod.	2	Rand.	6.5	7.5		5.0		

CRITERIO DE INICIACION DE AVERIAS SIN REBASE								
Tipo de cantos	num. capas	Colo- cacion	C. del dique		Morro del dique		Talud cotg(θ)	
			Kd		Kd			
			Rota	No Rota	Rota	No rota		
Hexap.	2	Rand.	8.0	9.5	5.0	7.0		
Acrop.	1	Rand.	10.0	12.0	7.0	9.0	1.33	
Beta	2	Rand.	7.0	8.5	5.0	6.5	2.0	
Toskane	2	Rand.	11.0	22.0				

Figura 3. 15. Valores recomendados por el SPM (1984) para el coeficiente de estabilidad de Hudson ( $K_D$ ). En azul, se encuentran señalados los valores para el tronco y en rojo, para el morro.

En cuanto a los estudios realizados mediante ensayos con modelos, destacan los trabajos de **Jensen (1984)**, **Vidal et al. (1989)** y **Maciñeira (2004)**. Estos autores llevaron a cabo estudios de la estabilidad del morro con bloques cúbicos y dolos, llegando a las conclusiones expuestas a continuación.

- **Jensen (1984)**

Alcanzó las siguientes conclusiones:

- La zona de menor estabilidad (alrededor de un 40% menos que las secciones rectas del tronco) se localiza en el arco de 50º desde el punto de tangencia del oleaje incidente con el talud del morro medidos hacia sotavento.
- Las secciones del morro resultan más frágiles.
- Estas secciones experimentan un intervalo menor de altura de ola entre el inicio de avería y destrucción.
- La dependencia de la densidad de las piezas en la estabilidad es la misma que las secciones del tronco de dique.
- La estabilidad de los elementos se incrementa al aumentar el radio del cono en el nivel medio del mar.

- **Vidal et al. (1989)**

Destacan los siguientes resultados:

- La avería en la zona del morro aparece en el sector de 30º situado tras el punto de tangencia de los rayos con las líneas de nivel del morro y bajo el nivel medio del mar.
- El inicio de avería aparece ligeramente antes en las secciones rectas. No obstante, la progresión del daño es mucho más rápida en el morro, por lo que el coeficiente de seguridad es inferior en esta zona del dique, a igualdad de los restantes factores.
- Las variaciones que sufre el perfil consecuencia de la avería no conducen a situaciones de equilibrio más estable, sino que, al empezar la extracción de las piezas, la destrucción del talud puede producirse con pequeños incrementos en la sollicitación. Esto indica que la reserva de estabilidad en las secciones averiadas es muy baja, es decir, son secciones muy frágiles.

▪ **Maciñeira (2004)**

Destacan las siguientes conclusiones:

- La evolución del daño es más lenta para los casos con mayores radios, que aquellos con radios pequeños.
- La evolución del daño es más lenta para periodos cortos que para periodos largos.
- El fallo de la estructura se produce con daños del 15% y 20% para radios pequeños y grandes, respectivamente, en las piezas desplazadas del sector más desfavorable del morro.

### *3.3. Estabilidad en diques con baja cota de coronación*

A lo largo de los años se han realizado diferentes estudios acerca de la estabilidad de diques de baja cota de coronación. En el presente apartado se presentarán los resultados de aquellos más representativos acerca de diques emergidos.

#### *3.3.1. Van der Meer (1994)*

En 1988, **Van der Meer (1988b)** llevó a cabo una investigación sobre diques de baja cota de coronación ( $-2.9 < R_c/D_{n50} < 3.6$ ) mediante ensayos de laboratorio, con el fin de compararlos directamente con estructuras no rebasables. Para ello, ensayó diques en talud de escollera tanto sumergidos como emergidos ( $-3.70 < R_c/H_s < 1.60$ ) en un canal de ensayos de oleaje.

En 1990, **Van der Meer**, a partir de estos ensayos junto con los llevados a cabo por **Ahrens (1987)** y los de **Powell and Allsop (1985)**, relacionó la estabilidad del talud frontal de estas estructuras rebasables con la de aquellas irrebasables, aplicando un factor de reducción ( $r_D$ ) al diámetro nominal ( $D_{n50}$ ) de las piezas del manto principal.

A partir de un determinado valor de altura, la reducción del francobordo del dique resulta en un incremento de la estabilidad del mismo, ya que una gran parte de la energía es disipada mediante rebase. Además, un oleaje de periodo más largo dará lugar a un remonte mayor, por lo que la energía disipada se incrementará. Así, la altura límite a partir de la que el efecto del dique rebasable es notable debe ser función del periodo del oleaje (o su peralte).

Se obtuvo el siguiente ajuste:

$$\frac{R_c}{H_s} = 0.13 s_{op}^{-0.5}$$

Donde:

- $R_c$  es el francobordo [m]
- $H_s$  es la altura de ola significativa [m]
- $s_{op}$  es el peralte ficticio del oleaje (-), que se define como:

$$s_{op} = \frac{2 \pi H_{m0}}{g T_p^2}$$

Siendo:

- $H_{m0}$ , la altura de ola significativa [m] ( $4 m_0^{0.5}$ )
- $T_p$ , el periodo pico [s]

Este ajuste queda representado en la *Figura 3.16*.

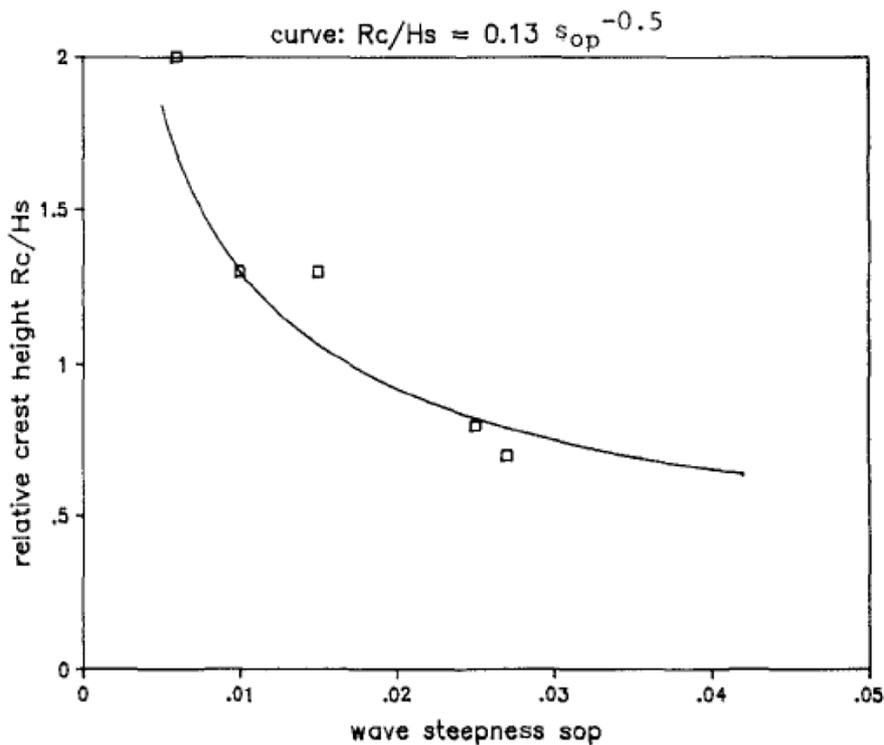


Figura 3. 16. Altura límite bajo la cual empieza la influencia del dique rebasable, en función del peralte del oleaje (Van der Meer, 1990).

Por otro lado, **Powell y Allsop (1985)** introdujeron el francobordo adimensional ( $R_p^*$ ), como:

$$R_p^* = \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}}$$

Combinando este factor adimensional con el ajuste propuesto por Van der Meer, se obtiene:

$$R_p^* = 0.052$$

El incremento de la estabilidad en una estructura rebasable se cuantificó entre un 20 y un 30%. Si se asume un incremento del 25%, independientemente del peralte del oleaje, y si se acepta un incremento lineal de la estabilidad entre  $R_p^*=0$  y  $R_p^*= 0.052$ , el incremento de estabilidad puede ser descrito únicamente en función del francobordo adimensional ( $R_p^*$ ).

Además, si se formula este incremento de la estabilidad como un factor reductor del diámetro nominal ( $r_D$ ), queda:

$$r_D = \frac{1}{1.25 - 4.8 R_p^*}$$

Para  $0 < R_p^* < 0.052$ .

Este factor reductor queda representado en la figura inferior, para diferentes valores del peralte del oleaje.

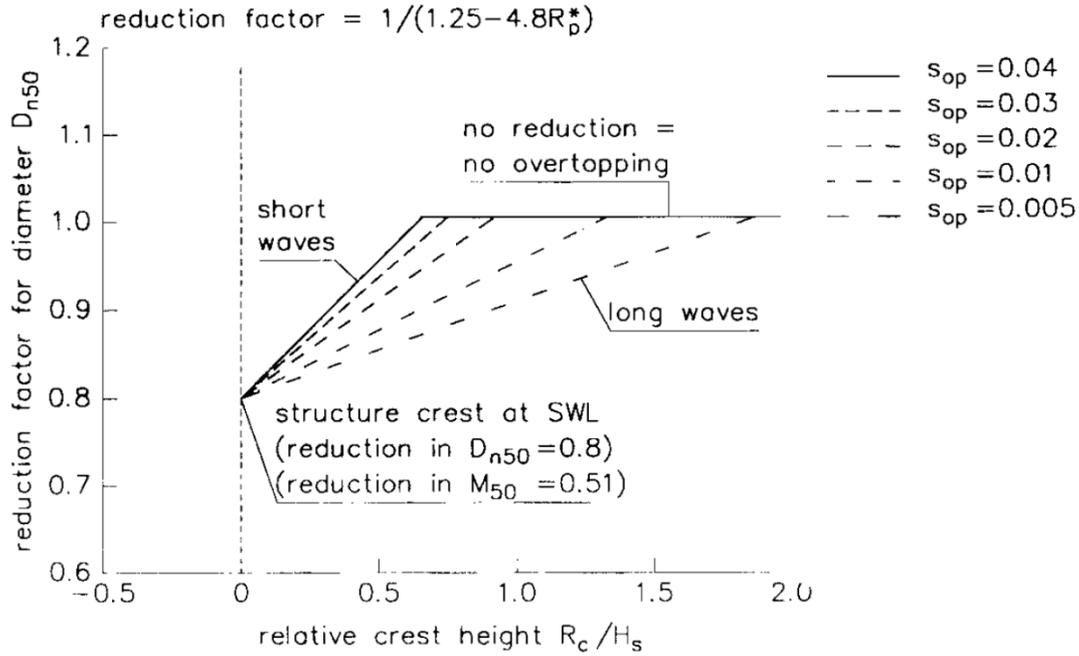


Figura 3. 17. Valores del factor de reducción  $r_D$ , en función del peralte el francobordo (Van der Meer, 1994).

Con el fin de ilustrar la influencia de este efecto sobre la estabilidad del manto principal, se expone el siguiente ejemplo. Para una estructura cuya coronación se sitúa al nivel de la superficie del agua, se prescribe un factor de reducción medio del diámetro de 0.8, lo que resulta en una reducción del 51% de la masa de las piezas del manto respecto a aquellas de la estructura no rebasable.

### 3.3.2. Vidal et al. (1995, 2000)

Posteriormente, **Vidal et al. (1995)** realizaron ensayos a escala reducida en un tanque de oleaje y llevaron a cabo una diferenciación de las zonas tanto del morro como del tronco de un dique de escollera a la hora de medir la estabilidad (Figura 3.18). En el presente apartado únicamente se expondrán los resultados relativos al tronco del dique.

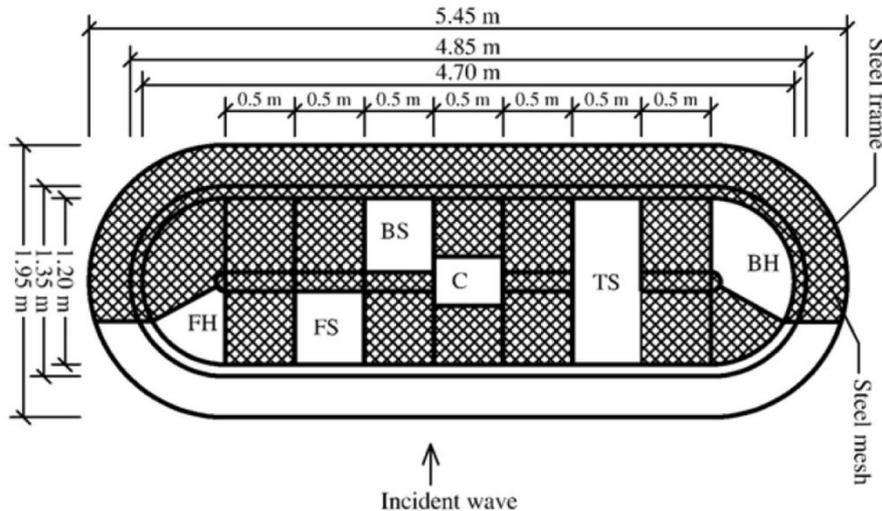


Figura 3. 18. Vista en planta del modelo (Vidal et al., 1995).

Los ensayos previamente citados se realizaron para estructuras rebasables ( $-2.01 < R_c/D_{n50} < 2.41$ ) tanto emergidas como sumergidas ( $-1.10 < R_c/H_s < 1.33$ ). Además, como ya se ha mencionado, se llevaba a cabo una diferenciación de zonas a la hora de medir la estabilidad. Es por esto que cabe destacar que la zona de coronación del dique también abarcaba la parte superior del talud frontal y de trasdós.

Mediante estos ensayos, se determinó que la parte menos estable era la coronación del tronco del dique para estructuras sumergidas, mientras que, para el caso de aquellas emergidas, lo era el talud frontal del tronco.

Para este talud frontal, se observó una relación lineal entre el número de estabilidad y el francobordo, presentando la estabilidad mínima el caso de la estructura irrebasable. Esto es lógico, pues es de esperar que al no disiparse la energía del oleaje mediante el rebase, tenga que ser el talud frontal el que lo haga.

En el caso de la coronación del tronco del dique, las estructuras emergidas presentaban un incremento más rápido de la estabilidad con el aumento de su francobordo que en el caso de la reducción de la cota de coronación de las estructuras sumergidas. Esto es por la principal causa que provoca el desplazamiento de las piezas en cada situación. Para las estructuras emergidas, los elementos del manto principal son fundamentalmente movilizados hacia el trasdós del dique por el oleaje incidente, mientras que, en las sumergidas, los cantos son extraídos por el movimiento de retorno de las olas hacia el talud frontal.

Finalmente, respecto al trasdós del dique, mencionar que la estabilidad decrece conforme se incrementa la cota de coronación del dique, partiendo de un dique sumergido, y este emerge.

El comportamiento descrito para las diferentes secciones del dique en talud se presenta en la siguiente gráfica.

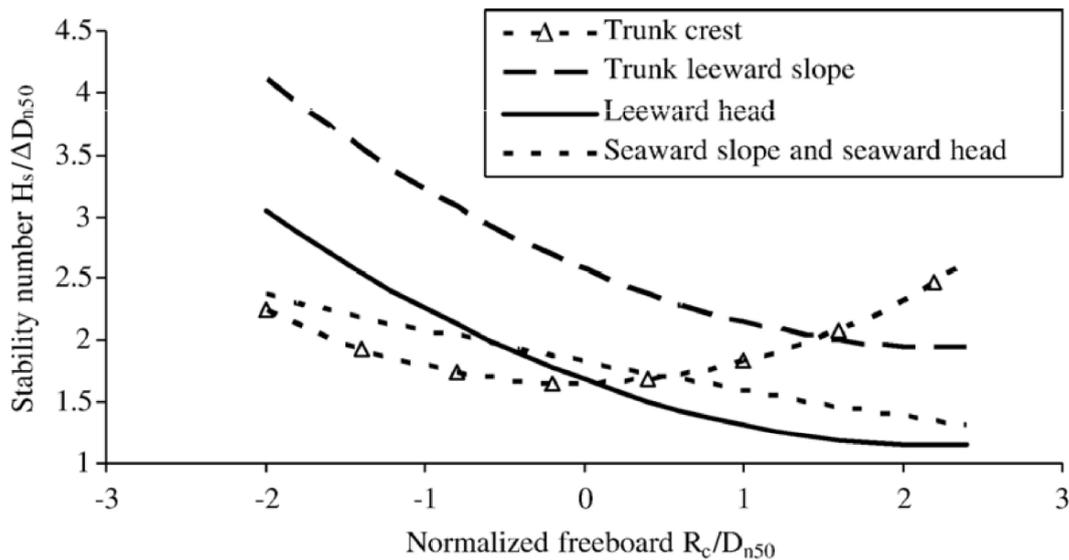


Figura 3. 19. Estabilidad del manto principal correspondiente al inicio de daño, para oleaje perpendicular al dique en talud y oleaje no limitado por fondo (Burcharth et al., 2006).

Años más tarde, en el **2000**, **Vidal et al.** proponen una formulación a partir de sus investigaciones. Para ello, consideran cuatro niveles diferentes de daño y emplean para su definición una aproximación del parámetro  $S_d$ . Los distintos valores de este parámetro para cada zona del dique se recogen en la siguiente tabla.

Nivel de daño	Talud frontal	Coronación	Trasdós	Sección total
Inicio de daño	1.0	1.0	0.5	1.5
Inicio de daño de Iribarren	2.5	2.5	2.0	2.5
Inicio de destrucción	4.0	5.0	3.5	6.5
Destrucción	9.0	10.0	-	12.0

Tabla 3. 5. Valores aproximados del parámetro  $S_d$  para las diferentes definiciones del nivel de daño en las distintas partes de la sección de un dique en talud (Vidal et al., 2000).

La fórmula propuesta es de la siguiente forma:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B \frac{R_c}{D_{n50}} + C \left( \frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2$$

Donde:

- $H_s$  es la altura de ola significativa [m]
- $R_c$  es el francobordo [m]
- $D_{n50}$  es el lado del cubo equivalente de las piezas del manto principal [m]
- Los coeficientes A, B y C dependen de la zona del dique, así como del nivel de daño considerado. Su valor para Inicio de daño se recoge en la *Tabla 3.6*.

Zonas de la sección	A	B	C
Talud frontal	1.831	-0.2450	0.0119
Coronación	1.652	0.0182	0.1590
Trasdós	2.575	-0.5400	0.1150
Sección total	1.544	-0.2300	0.0530

Tabla 3. 6. Valores de los coeficientes A, B y C para Inicio de daño (Vidal et al., 2000).

### 3.3.3. Burger (1995)

En **1995**, **Burger** analizó de nuevo los registros de los ensayos realizados por Van der Meer en 1988 y Vidal et al. en 1992, con el fin de estudiar la estabilidad de la sección. Para ello, dividió la sección de tronco en talud frontal, coronación y trasdós y recopiló los datos relativos a Inicio de daño (ver *Figura 3.20*). Así, obtuvo que, en estructuras sumergidas y aquellas cuyo nivel de coronación se encontraba a la altura del nivel medio del mar, la parte menos estable era la coronación, mientras que en estructuras emergidas lo era el talud frontal.

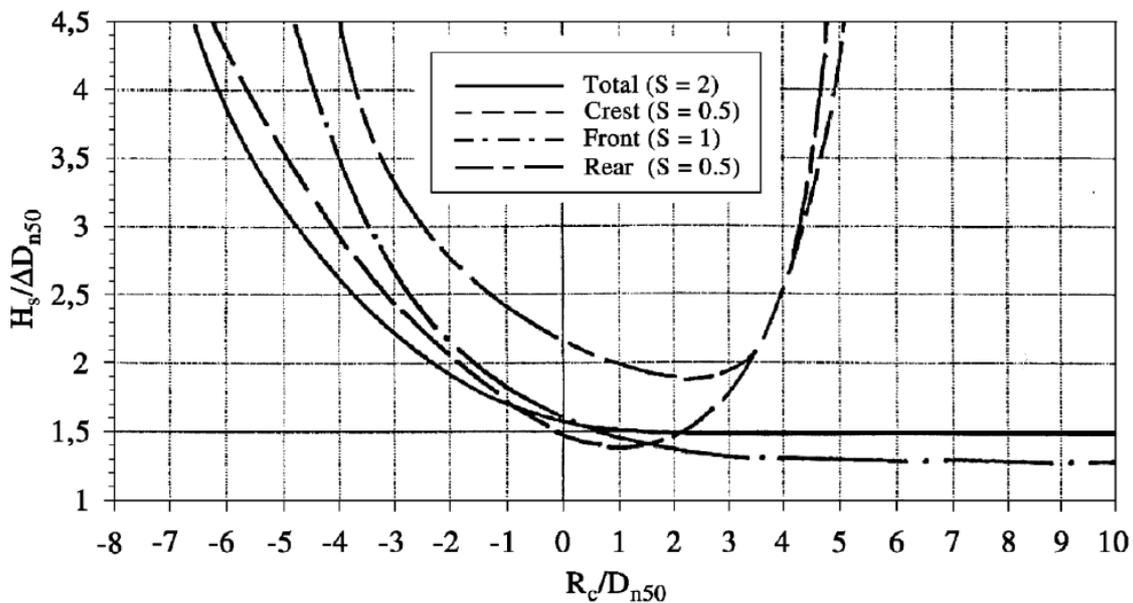


Figura 3. 20. Estabilidad del tronco de un dique en talud correspondiente a un nivel de Inicio de daño (Burger, 1995).

De la gráfica mostrada cabe mencionar que parte de las curvas se obtuvo mediante extrapolación de los resultados de los ensayos ( $-2.90 < R_c/D_{n50} < 3.00$ ), por lo que deben ser empleadas con cautela.

Además, **Burger (1995)** también realizó ensayos cuyo objetivo era determinar la influencia del tipo de escollera empleada en el manto principal. Para ello, empleó seis tipos de cantos, variando parámetros como la forma, la gradación de tamaños o la redondez de los mismos.

Entre los diferentes parámetros, destacó la influencia de la gradación de tamaños y la redondez de los cantos. El primero fue el que presentó efectos más notables, siendo la estabilidad menor en el caso de una gradación más amplia ( $D_{80}/D_{15}=2.5$  resultó menos estable que  $D_{80}/D_{15}=1.25$ ). En cuanto a la redondez de los cantos, se concluyó que las piezas con aristas vistas, más angulosas, eran más estables.

### 3.3.4. Kramer et al. (2005)

Años más tarde, **Kramer et al. (2005)** llevaron a cabo ensayos en modelos 3D tanto en tronco como en morro de diques en talud de escollera. No obstante, únicamente se expondrán los resultados relativos al tronco del dique.

Los objetivos de estos ensayos fueron incrementar el conocimiento de diferentes factores sobre la estabilidad de un dique en talud de escollera ( $-3.1 < R_c/D_{n50} < 1.5$ ): ángulo de incidencia del oleaje, altura de ola, peralte del oleaje, anchura de coronación y francobordo.

En el rango ensayado ( $-0.56 < R_c/H_s < 0.71$ ), se observa como la estabilidad de las zonas expuestas de la sección del tronco no depende del ancho de la coronación, produciéndose daño sólo en los límites de coronación. Es decir, el daño se concentra en una franja igual a  $H_s/2$  desde el borde de coronación hacia el eje central, independientemente de esta anchura, en horizontal. En cuanto a la dimensión vertical, el daño se extiende una profundidad igual a  $H_s$  bajo el nivel de la lámina de agua.

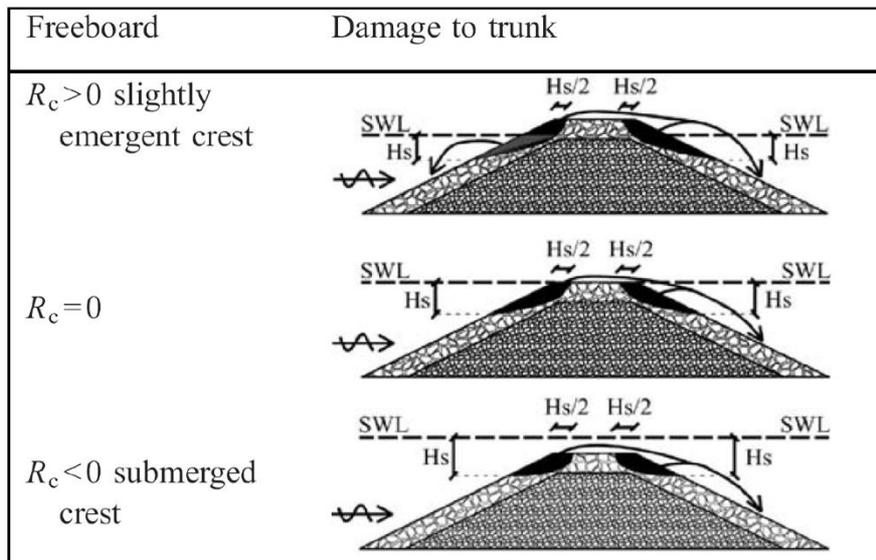


Figura 3. 21. Zonas propensas a daño en un dique en talud (Kramer y Burcharth., 2004).

Respecto al resto de parámetros analizados, se concluye que la sección es ligeramente más estable frente a oleaje oblicuo que perpendicular y que las series de oleaje de mayor peralte generan mayor daño sobre la estructura. Además, se observa cómo la estabilidad se encuentra fuertemente influenciada por el francobordo.

Un año después, **Kramer y Burcharth (2004)**, realizaron ensayos 3D en un tanque de oleaje para el proyecto DELOS ( $-0.14 < R_c/H_s < 0.29$ ), cuyos resultados representaron junto a los de **Vidal et al. (1992)**, **Burger (1995)** y **Kramer et al. (2005)**. Con ello, ajustaron una línea límite inferior y una ecuación similar a la obtenida por **Vidal et al. (1995)**. Estos resultados se presentan a continuación.

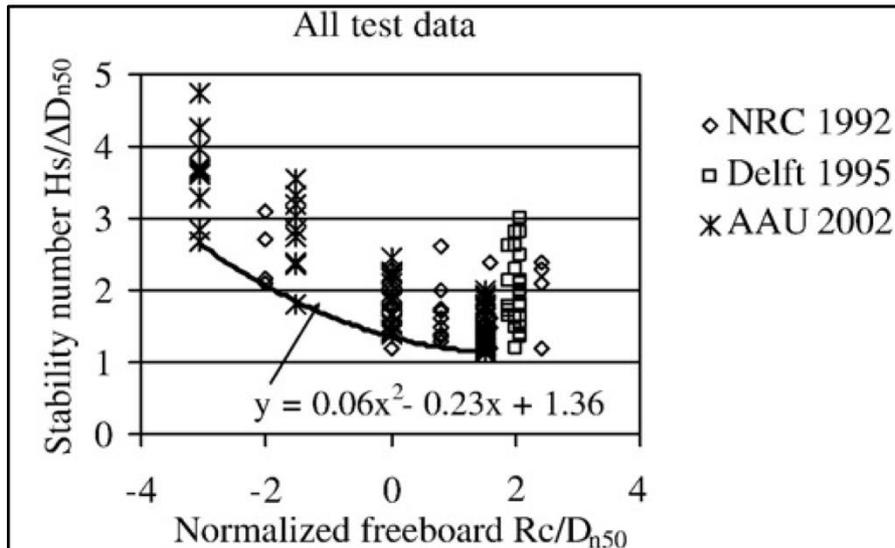


Figura 3. 22. Gráfica comparativa de resultados de estabilidad de diques rebasables correspondiente a Inicio de daño (Kramer y Burcharth, 2003).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.36 - 0.23 \frac{R_c}{D_{n50}} + 0.06 \left( \frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2$$

Para:  $-3 < R_c/D_{n50} < 2$

Siendo:

- $H_s$ , la altura de ola significativa [m]
- $R_c$ , el francobordo [m]
- $D_{n50}$ , el lado del cubo equivalente de las piezas del manto principal [m]
- $\Delta$ , cociente entre los pesos específicos del material que constituye el manto principal del dique y del agua, menos la unidad [-]

En el caso de oleaje limitado por fondo, la rotura del oleaje se representa con un ratio límite  $\gamma$ , cociente de la altura de ola significativa ( $H_s$ ) y la profundidad de agua local. Este parámetro  $\gamma$  se relaciona la altura de ola incidente ( $H_i$ ) y la profundidad de agua a pie de dique ( $h_s$ ), diferencia entre el francobordo de la estructura ( $R_c$ ) y la altura de la misma ( $h_c$ ).

$$H_i = \gamma h_s = \gamma (h_c - R_c)$$

Donde el índice de rotura  $\gamma$  depende de la pendiente de fondo, el peralte del oleaje y la altura de ola característica.

La región en la que se asegura la estabilidad cumple que la recta límite de rotura no debe cortar la curva de inicio de daño y, como límite, debe ser tangente a la misma. Esto se presenta de forma gráfica en la figura inferior.

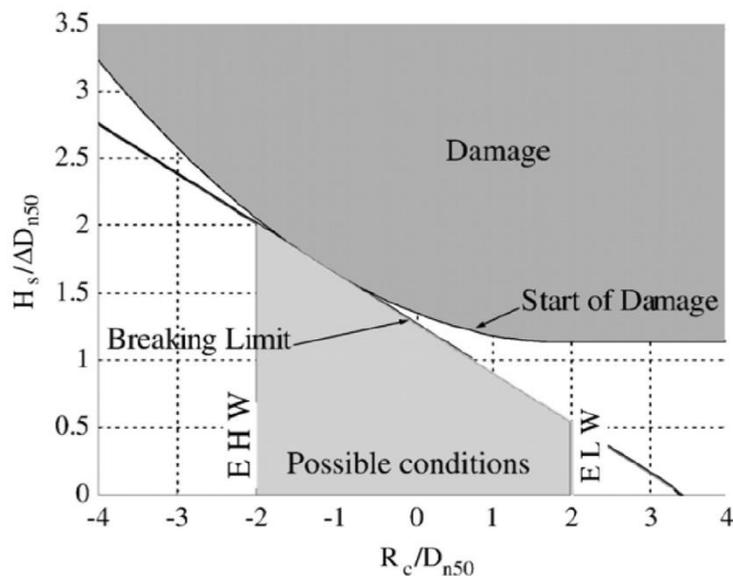


Figura 3. 23. Condición de estabilidad para condiciones de oleaje limitado por fondo (Kramer et al., 2003).

### 3.3.5. Vidal et al. (2007)

En el año 2007, Vidal et al. llevaron a cabo test en modelos reducidos de diques en talud de escollera tanto con oleaje regular como irregular. A partir de estos ensayos, pudieron describir cuatro tipos de daño, función del francobordo de la estructura ensayada. Se recogen a continuación.

- **Tipo de daño I.** Este daño aparece en estructuras emergidas, con elevados francobordos y, por tanto, bajas tasas de rebase. Se caracteriza por ser similar a aquel producido en estructuras no rebasables y verse incrementado al aumentar el periodo del oleaje incidente.
- **Tipo de daño II.** Este tipo se da en estructuras emergidas con francobordos positivos pero próximos al nivel medio de mar. Al reducir su francobordo, el rebase se ve incrementado, dañando el límite externo de la coronación y el trasdós del dique. Cabe destacar que, a diferencia del daño tipo I, se ve reducido con el aumento del periodo del oleaje.
- **Tipo de daño III.** Este tercer tipo de daño aparece en estructuras de baja cota de coronación en los alrededores del nivel medio del mar. Las olas rompen sobre la coronación del dique, dañando el límite de coronación con el talud frontal y desplazando los cantos hacia el trasdós. Además, al retroceder el flujo sobre el talud, mueve las piezas hacia el talud frontal.

- **Tipo de daño IV.** Este daño es característico de estructuras sumergidas. El paso de la cresta de la ola sobre la estructura, moviliza los cantos hacia el trasdós, donde se depositan.

Con todo ello, concluyeron que en el caso de estructuras cuya cota de coronación se encuentre próxima al nivel medio del mar, se deben tener en cuenta otros factores, además de los parámetros máximos del flujo, para poder caracterizar su estabilidad. Algunos de estos parámetros adicionales son la turbulencia provocada por la rotura del oleaje o las fuerzas consecuencia del retorno del flujo sobre la estructura. Esto implica una aproximación más empírica al número de estabilidad empleado en las fórmulas de estabilidad.

Para esta aproximación empírica se emplean diversas bases de datos:

- Proyecto DELOS UE EVK3-CT-2000-41, Universidad de Aalborg (2003)
- Proyecto FEDER 1FD97-0404, Universidad de Cantabria (2001)
- Universidad de Cantabria, Vidal et al. (1998)
- Delft Hydraulics (1995)
- NRC-Canada, Vidal et al. (1992)
- Delft Hydraulics, Van der Meer (1998)

Estos datos se organizan en grupos según su similitud en cuanto al francobordo relativo ( $F_d=R_c/D_{n50}$ ). Posteriormente, dentro de cada grupo, se obtiene para cada sección de dique rebasable el ajuste entre el parámetro de daño y el número de estabilidad medidos:

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

Donde:

$$N_{s50} = \frac{H_{50}}{\Delta D_{n50}}$$

Para el planteamiento de una formulación que determine el Inicio de daño, se debe adoptar un criterio que defina este nivel de daño. Es por esto que se determina un umbral inferior de los valores de S en cada una de las secciones, a partir de un nuevo análisis de los datos de **Vidal et al. (1992)** y **Kramer y Burcharth (2003)**. Se obtienen los siguientes valores:

- Talud frontal: S = 1.0
- Coronación: S = 1.0
- Trasdós: S = 0.5

Con esto, se plantean las siguientes formulaciones para cada una de las partes de la sección:

Parte de la sección del dique rebasable	Expresión (banda del 95% de confianza inferior)	Rango de validez
Talud frontal 1/1.5	$N_{s50} = 0.0260 F_d^2 - 0.2770 F_d + 1.989$	$-4 < F_d < 4$
Talud frontal 1/1.2	$N_{s50} = 0.0430 F_d^2 - 0.3510 F_d + 2.336$	$-4 < F_d < 4$
Coronación	$N_{s50} = 0.1298 F_d^2 - 0.0773 F_d + 1.700$	$-4 < F_d < 4$
Trasdós	$N_{s50} = 0.0430 F_d^2 - 0.3510 F_d + 2.336$	$-4 < F_d < 4$

Tabla 3. 7. Fórmulas de estabilidad para el diseño de secciones de diques en talud (Vidal et al., 2007).

Estas fórmulas se representan en la siguiente figura:

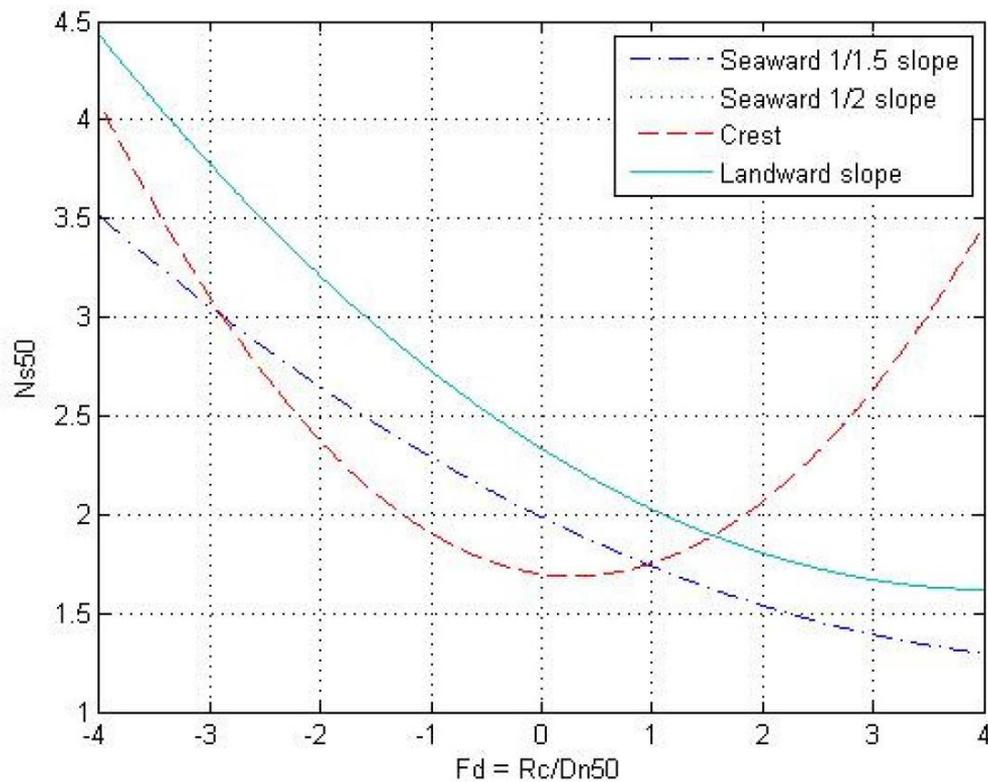


Figura 3. 24. Comparación de la estabilidad de diferentes partes de la sección de un dique según las fórmulas de la Tabla 3.7.

Analizando la figura superior, se pueden alcanzar las siguientes conclusiones:

- El rango menos estable para el sector de coronación es  $-3 < F_d < 1$ .
- La coronación es la parte más estable para francobordos adimensionales por encima de +2.
- La estabilidad del talud frontal del tronco del dique depende de la inclinación del talud, aumentando la estabilidad conforme este disminuye.
- El talud de trasdós del tronco del dique resulta menos estable que la coronación para valores de  $F_d > 2$  y su estabilidad es muy similar a la del talud frontal con inclinación del talud 1/2.

### 3.3.6. *Van der Linde (2010) y Muttray et al. (2012)*

**Van der Linde (2010)** realizó 200 ensayos en canal 2D de oleaje con estructuras tanto emergidas como sumergidas ( $-0.8 < R_c/H_s < 0.8$ ). Posteriormente, **Muttray (2012)** analizó estos datos.

En los ensayos mencionados, el manto del dique en talud estaba constituido por una única capa de piezas de hormigón Xbloc ( $-2.1 < R_c/D_{n50} < 2.1$ ). Los análisis de estabilidad se llevaron a cabo con oleaje irregular y considerando dos niveles de daño. El desplazamiento de una sola pieza en más de  $0.5 D$ , siendo  $D$  la altura del elemento, se consideraba como inicio de daño. Una vez diez piezas habían sido movilizadas, se paraba el ensayo (Destrucción). Estos dos niveles de daño corresponden a un 0.3% y 3%, respectivamente.

Habitualmente, para el diseño de diques en talud con Xbloc, se adopta un número de estabilidad  $N_s$  de 2.77. Para valores superiores a 3.5 de este número, se puede esperar daño en estructuras irrebasables. No obstante, en estructuras rebasables el daño se inicia para valores superiores a 3. Es por esto que, en caso de aplicar los mismos criterios de diseño, se conseguiría un margen de seguridad inferior.

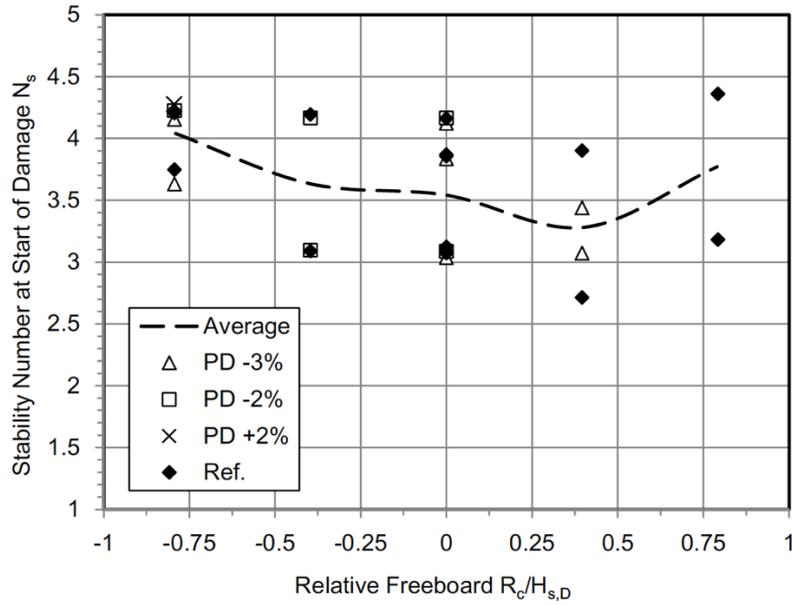


Figura 3. 25. Efecto del francobordo y densidad de piezas sobre en número de estabilidad  $N_s$  para Inicio de daño.

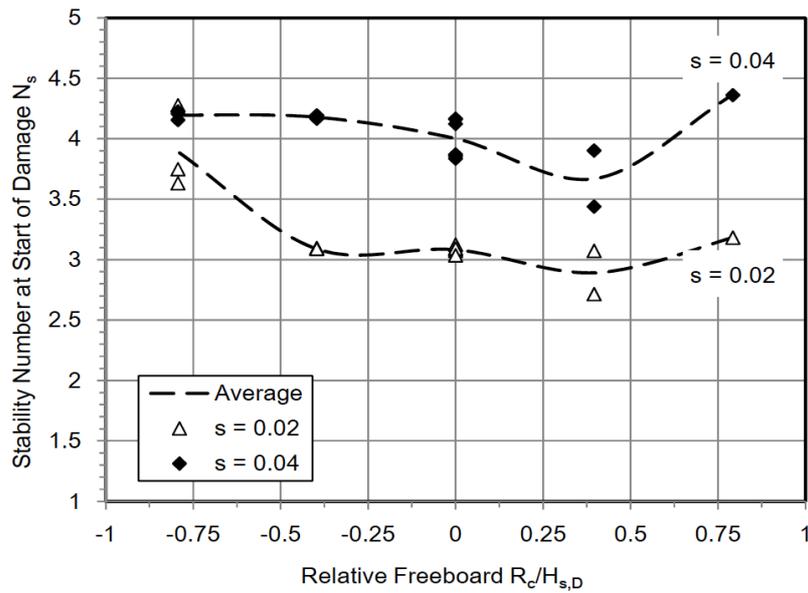


Figura 3. 26. Efecto del francobordo y peralte del oleaje sobre el número de estabilidad  $N_s$  para Inicio de daño.

En las gráficas inferiores se recoge la variación del número de estabilidad para Inicio de daño en función del francobordo relativo para las diferentes partes de la sección.

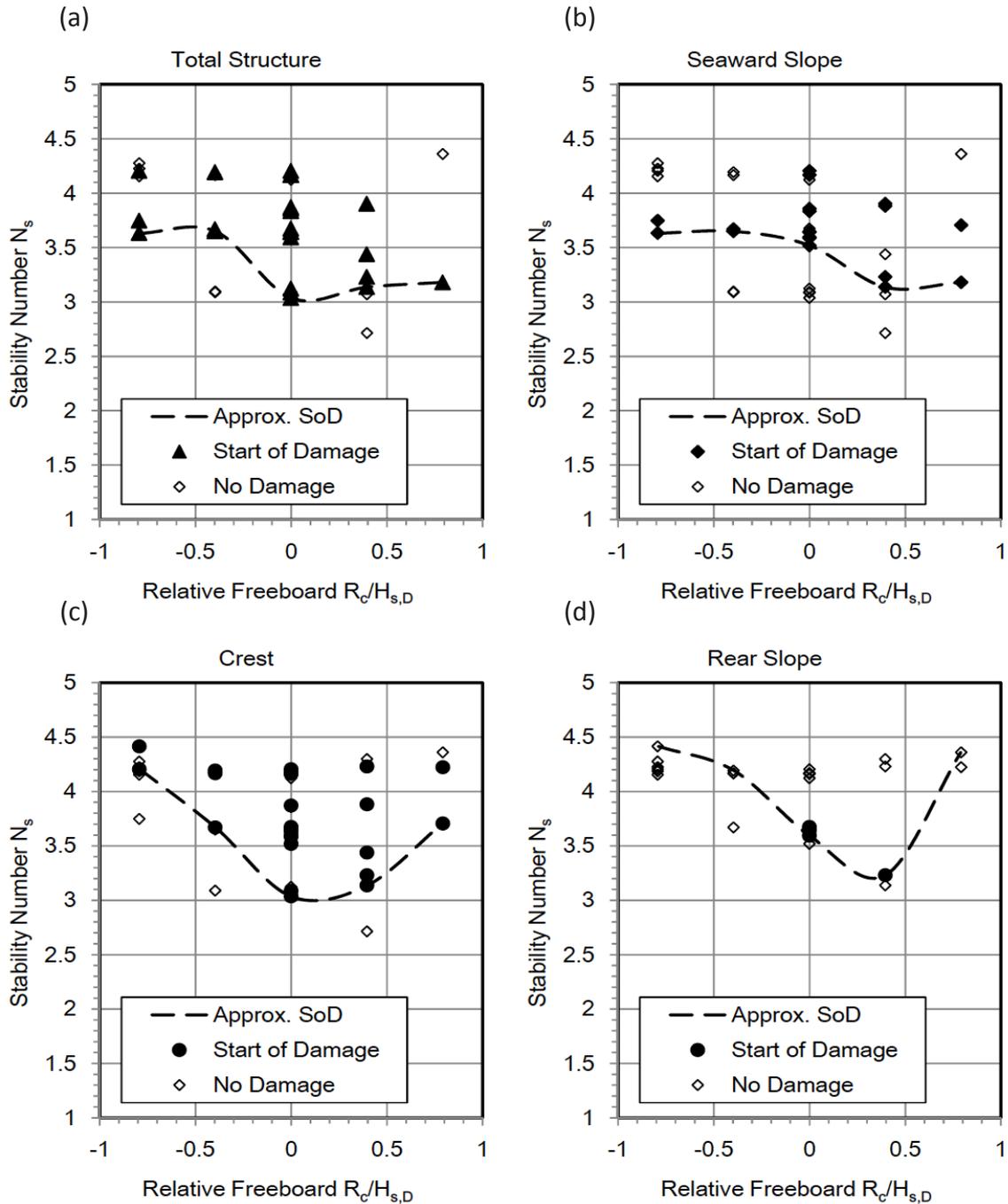


Figura 3. 27. Número de estabilidad  $N_s$  para Inicio de daño de la sección total (a), del talud frontal (b), de coronación (c) y trasdós (d).

A partir de las gráficas superiores, se puede concluir lo siguiente:

- La estabilidad total de la estructura presenta un mínimo para valores del francobordo nulo ( $N_s = 3.0$ ).

- La estabilidad del talud frontal es menor para estructuras emergidas ( $R_c/H_s=+0.4$ ) con un valor del número de estabilidad  $N_s=3.1$ . Para estructuras sumergidas este valor se incrementa hasta 3.5.
- La estabilidad de la coronación de la estructura presenta un comportamiento similar al expuesto para la totalidad de la estructura: presenta un mínimo para el francobordo nulo ( $N_s = 3.0$ ) e incrementa tanto para estructuras emergidas como sumergidas.
- La estabilidad del trasdós únicamente se ve afectada para francobordos relativos entre 0.0 y +0.4.

En el caso de estructuras no rebasables cuyo manto principal se encuentra constituido por piezas Xbloc, se determina un número de estabilidad  $N_s = 3.5$ , para Inicio de daño. En conclusión, es posible afirmar que el daño se produce para valores menores de  $N_s$  en caso de estructuras rebasables.

Las gráficas previas se combinan en la *Figura 3.28*.

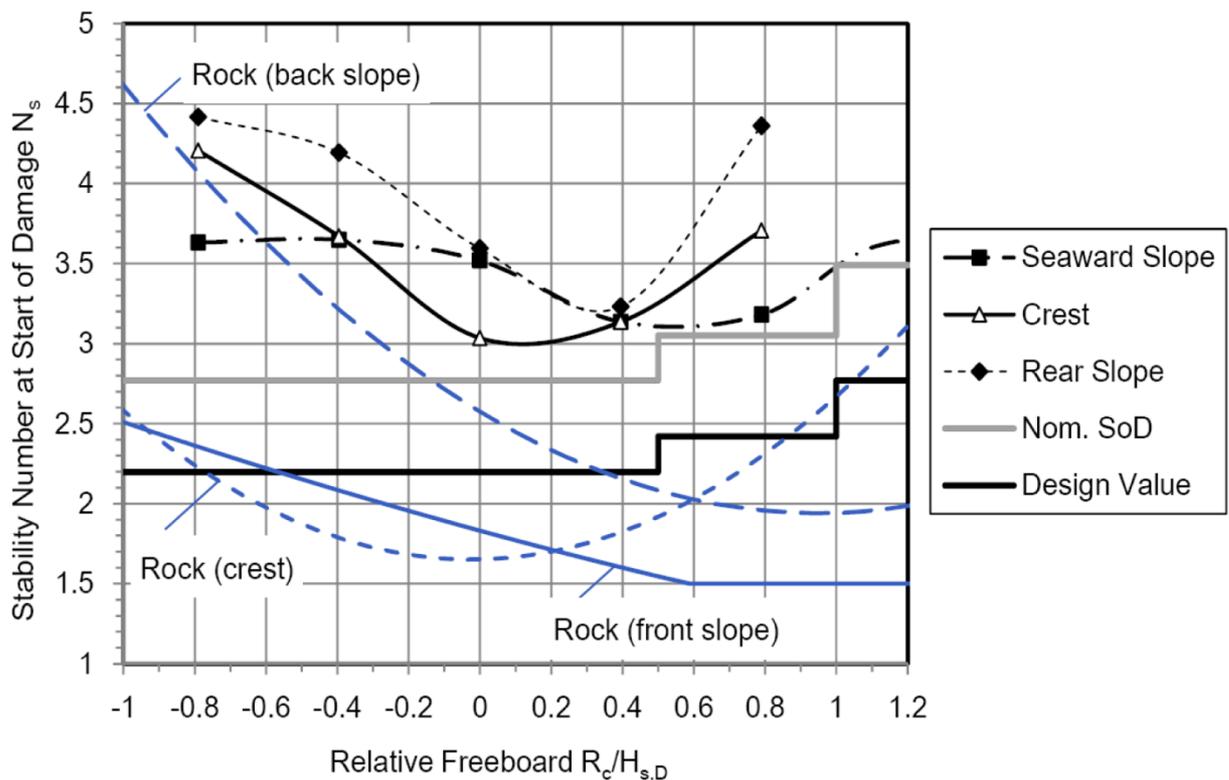


Figura 3. 28. Número de estabilidad  $N_s$  para Inicio de daño (Muttray et al., 2012).

En las recomendaciones existentes para este tipo de pieza (DMC, 2011), se establece un incremento del 50% del peso del elemento del manto para niveles de coronación tales

que  $R_c/H_s < +1.0$  y de un 100% para niveles  $R_c/H_s < +0.5$ . Esto cumple con los requisitos previamente expuestos y deja un factor de seguridad entre el diseño recomendado y el inicio de daño medido, para el peso del elemento del manto, superior a 2.

Finalmente, **Muttray et al. (2012)**, proponen aplicar los resultados de su estudio a tipos similares de piezas de hormigón en cuanto a funcionamiento y trabazón, como el Coreloc y el Accropode.

## **Capítulo 4. Remonte y rebase de diques en talud de baja cota de coronación**

### **4.1. Introducción**

Uno de los problemas fundamentales a resolver en el diseño de un dique en talud, es la determinación de su cota de coronación. Esto es a causa de sus repercusiones sobre el coste de la estructura, el riesgo y nivel de protección y su estética. Los factores tales como el oleaje y el viento, producen efectos sobre la estructura como el remonte y el rebase. Por ello, se determina la cota de coronación como aquella que garantice unos niveles de rebase inferiores a un nivel prefijado en la fase de diseño.

Las herramientas con las que un ingeniero de costas cuenta para hacer frente a este problema son fundamentalmente la experiencia, formulaciones, modelos numéricos y modelos físicos. Una adecuada selección de estas herramientas y de las variables principales implicadas en el problema posibilitarán alcanzar una solución al problema, bien tradicional o bien no convencional.

El remonte y rebase, y más concretamente, la velocidad con la que asciende, recorre la coronación y desciende sobre el talud, tienen relación directa con los esfuerzos que el oleaje genera y, por tanto, con la estabilidad y seguridad del dique. Una vez el remonte alcanza la coronación del dique, se inicia el fenómeno del rebase. Sus caudales y velocidades son parámetros con repercusión directa sobre la seguridad de las mercancías, personas y embarcaciones resguardadas, además de la propia seguridad de la estructura. Además, este rebase afecta la reflexión del agua que se encuentra abrigada, pudiendo generar problemas de agitación interior.

Dado que la experiencia tiene un alcance limitado, especialmente en las condiciones actuales cambiantes (cambio climático, nuevos condicionantes, ...), la estimación y predicción del rebase es fundamental en el diseño de las obras costeras. No obstante, consecuencia de la complejidad de los fenómenos físicos implicados, los esfuerzos por describir teóricamente el remonte y el rebase han sido infructuosos. Es por esto que, habitualmente, las predicciones de estos parámetros se obtienen a partir de fórmulas empíricas basadas en resultados de laboratorio.

A lo largo del presente capítulo, se estudian tanto el rebase como el remonte en los diques en talud y, más concretamente, en aquellos rebasables, pues ambos guardan una íntima relación.

## 4.2. Remonte en diques en talud

### 4.2.1. Definición del remonte

El remonte se define como la máxima y mínima altura, runup y rundown respectivamente, medida desde el nivel medio de la superficie libre del agua en reposo, hasta la intersección entre la línea que define el talud de la estructura y la superficie libre.

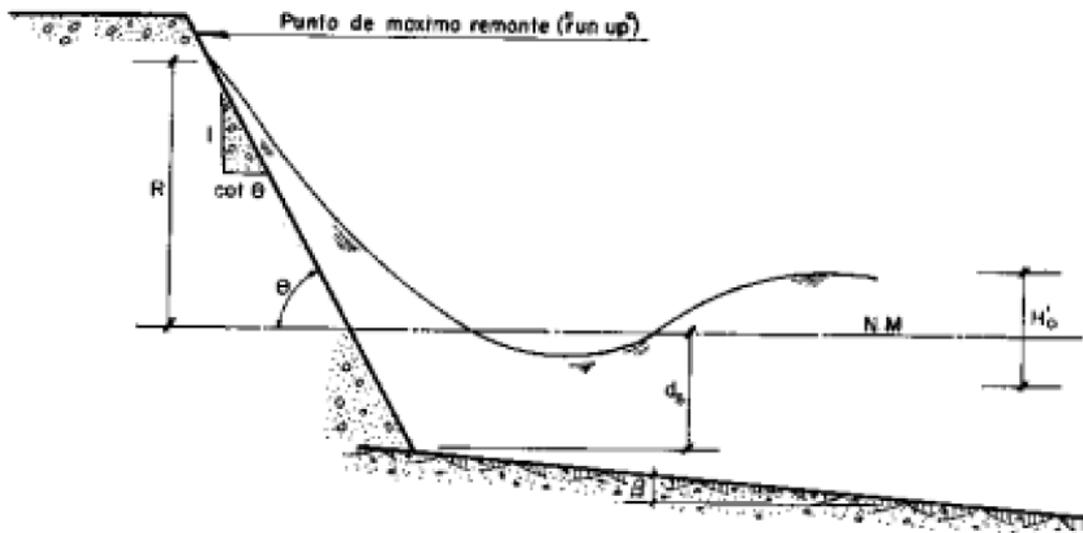


Figura 4. 1. Definición gráfica de remonte.

Desde el inicio del siglo pasado, se estudia este fenómeno, dando lugar a gran número de investigaciones que emplean diferente notación e incluso distintas definiciones en términos de los parámetros que tienen influencia sobre el remonte. En muchos casos, se relacionó con el número de Iribarren, pero la definición de este parámetro no queda clara, pues en algunos casos se emplea el periodo medio ( $T_m$ ), mientras que en otros se utiliza el periodo pico ( $T_p$ ).

Otro problema adicional para su caracterización, es que el ascenso de olas de menos tamaño puede quedar oculto, consecuencia del descenso de otra de mayor tamaño. Así, la determinación de su probabilidad de excedencia no es sencilla, pues el número total de remonte es inferior al número de olas incidentes. Una alternativa a la hora de definir esta probabilidad de excedencia, sería hacerlo mediante el concepto de tiempo de estancia. De este modo, el remonte del 2% sería aquel que moja el talud durante el 2% del tiempo.

En resumen, se puede decir que este fenómeno se encuentra condicionado por un elevado número de parámetros, desde geométricos hasta propios del oleaje, cuya descripción analítica es muy complicada. A causa de esta complejidad, el problema del remonte no es susceptible de un tratamiento teórico que sea satisfactorio y no existe un modelo matemático exacto que permita su predicción. Se debe, por tanto, recurrir a un gran número de teorías que se basan en ensayos sobre modelos a escala reducida y fórmulas empíricas, con diferentes rangos de aplicación y aproximación limitada.

#### 4.2.2. Revisión histórica

Los primeros estudios de remonte fueron realizados por **Sainflou (1928)**, quien asumió que la influencia de la batimetría del fondo marino era despreciable si se producía la rotura del oleaje. Propuso la siguiente medida de la altura de remonte:

$$R = \left[ 1.0 + \pi \left( \frac{H}{L} \right) \cot \left( \frac{2\pi h}{L} \right) \right] H_0$$

$$R = \left[ \frac{1 + \pi \left( \frac{H}{L} \right)}{\tan \left( \frac{2\pi h}{L} \right)} \right] H_0$$

**Wassing (1942)** propone posteriormente una expresión para taludes lisos, tomando como referencia un nivel de excedencia del 2%. Esta fórmula fue empleada en Holanda durante muchos años:

$$R_{u2\%} = 8 H_s \tan \alpha$$

Años más tarde, **Miche (1944 y 1951)** calcula el remonte relativo a la altura de ola del siguiente modo, para olas que no rompen (non-breaking o surfing wave) o en aguas profundas, con poco peralte y talud pronunciado:

$$\frac{R}{H} = \left[ \frac{\pi}{2\theta} \right]^{0.5}$$

**Granthem (1953)** demuestra la repercusión del talud y la porosidad de la estructura, el peralte de la ola y la relación profundidad-longitud de onda sobre este fenómeno.

En **1956**, **Saville** investiga el remonte para estructuras con talud liso y diversas inclinaciones frente a oleaje regular. No evalúa la diferencia en los perfiles del fondo, desde el punto de rotura hasta la extensión del máximo remonte. Un par de años más tarde, estos estudios fueron completados por **Savage (1958)**, quién estudió tanto la porosidad como la permeabilidad del talud. Sus estudios produjeron una gran cantidad de series de datos, que posteriormente han sido utilizadas por diversos autores al analizar otros parámetros implicados en el remonte. El Shore Protection Manual (**SPM, 1984**) recoge estos datos de forma gráfica.

Ese mismo año, **Hunt (1958)** completa los estudios de **Miche (1944)** aportando la relación de proporcionalidad entre el talud de la estructura y su remonte, cuyo ángulo con la horizontal queda definido como  $\theta$ , en el caso de estructura de talud tendido en el que no rompe la ola:

$$\frac{R}{H} = \frac{\tan \theta}{\sqrt{\frac{H}{L}}}$$
$$R = cte \cdot \tan \theta \sqrt{H L_o}$$

Un año después, **Hudson (1959)** presentó resultados experimentales de remonte sobre diques de escollera, obtenidos a partir de ensayos físicos a escala sobre distintos taludes, profundidad constante y sin rotura del oleaje. Con estos resultados, se trazaron curvas experimentales.

**Keller et al. (1960)**, **Ho y Meyer (1962)** y **Sher y Meyer (1963)** estudiaron el movimiento de la ola completamente rota y su remonte sobre el talud de una playa.

Años más tarde, **Van Oorschot y d'Agremont (1968)** describieron la influencia de la forma espectral en el remonte.

Por su parte, **LeMehaute et al. (1968)** estudiaron analíticamente el remonte de las olas de periodo largo y baja frecuencia y sugirieron una ecuación en el caso de estructuras en talud y oleaje no roto. Se muestra a continuación:

$$\frac{R}{H} = \left[ \frac{\pi}{2\theta} \right]^{0.5} + \left( \frac{\pi H}{L} \right) \left[ \frac{1}{\tanh(kd)} \right] \left[ \left( 1 + \frac{3}{4\sinh^2(kd)} - \frac{1}{4\cosh^2(kd)} \right) \right]$$

$$\frac{R}{H} = \left[ \frac{\pi}{2\theta} \right]^{0.5} + \left( \frac{\pi H}{L} \right) \left[ \frac{\left( 1 + \frac{3}{4\sinh^2(kh)} - \frac{1}{4\cosh^2(kh)} \right)}{\tanh(kh)} \right]$$

**Dai y Kamel (1969)** investigaron el retroceso del oleaje sobre escollera y los efectos de escala.

En **1974, Battjes** modificó la fórmula de Hunt para el nivel de remonte del 2%, introduciendo el parámetro de similaridad de surf o número de Iribarren:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = C \xi_m = \frac{C \tan \alpha}{\sqrt{s_m}}$$

En el caso de abordar el problema desde el análisis dimensional, encontramos los estudios de **Raichlen (1974), Losada (1978) y Horikazwa (1978)**. Estos últimos recogen la formulación de **LeMehaute et al. (1968)**.

Dentro del estudio del remonte, cabe diferenciar entre el caso más sencillo del talud liso sometido a oleaje regular, del cual existen algunas aproximaciones teóricas, de la complejidad del problema cuando se incluye la rugosidad y oleaje irregular. Además, existen otros parámetros con una influencia notable como la profundidad de agua a pie de dique, la existencia de bermas, las características geométricas, los grupos de olas, el viento o el talud de fondo.

#### 4.2.2.1. Talud liso y oleaje regular

Dentro de este grupo, los autores toman como planteamiento base los estudios ya mencionados de **Miche (1944)** para oleaje no roto y **Hunt (1959)** con rotura del oleaje.

En **1974, Battjes** formuló la ecuación de Hunt para condiciones de ola plunging.

$$\frac{R}{H} = \xi = r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

Según el **SPM (1984)**, se puede obtener la siguiente relación, dado que el remonte real resulta mayor al de los gráficos:

$$R_{real} = K R_{gráfico}$$

**Takada (1970)** relaciona el talud frontal con la condición de rotura del oleaje. Con ello, propone una ecuación para evaluar el talud crítico ( $\alpha_c$ ) bajo el cual no rompen las olas.

$$\sqrt{\frac{2 \alpha_c}{\pi} \frac{\sin^2 \alpha_c}{\pi}} = \frac{H_0}{L_0}$$

Para el remonte, propone dos ecuaciones en función del talud.

$$\begin{cases} \frac{R}{H_0} = K_s \left[ \sqrt{\frac{\pi}{2 \alpha_c}} + \left( \frac{\eta_s}{H} - 1 \right) \right] & \text{para } \alpha > \alpha_c \\ \frac{R}{H_0} = K_s \left[ \sqrt{\frac{\pi}{2 \alpha_c}} + \left( \frac{\eta_s}{H} - 1 \right) \right] \left( \frac{\cot \alpha_c}{\cot \alpha} \right)^{2/3} & \text{para } \alpha < \alpha_c \end{cases}$$

Donde:

$$\frac{\eta_s}{H} = 1 + \pi \frac{H}{L} \coth kh \quad (\text{Sainflou})$$

$$\frac{\eta_s}{H} = 1 + \pi \frac{H}{L} \coth kh \left( 1 + \frac{3}{4 \sinh^2(kd)} - \frac{1}{4 \cosh^2(kd)} \right) \quad (\text{Miche})$$

Siendo:

- $\eta_s$ , la forma de la superficie del agua frente a la estructura. Así,  $\eta_s/H$  representa la linealidad del oleaje.
- $K_s$ , el coeficiente de asomeramiento ( $K_s = H/H_0$ ).
- $k$ , el número de ola ( $k = 2\pi/L$ )

Así, **Takada** deduce que el remonte máximo se produce para el talud crítico. Es posible observar como esta formulación se basa en las soluciones propuestas por **Miche (1944)**, como ya hizo **LeMéhauté (1968)**.

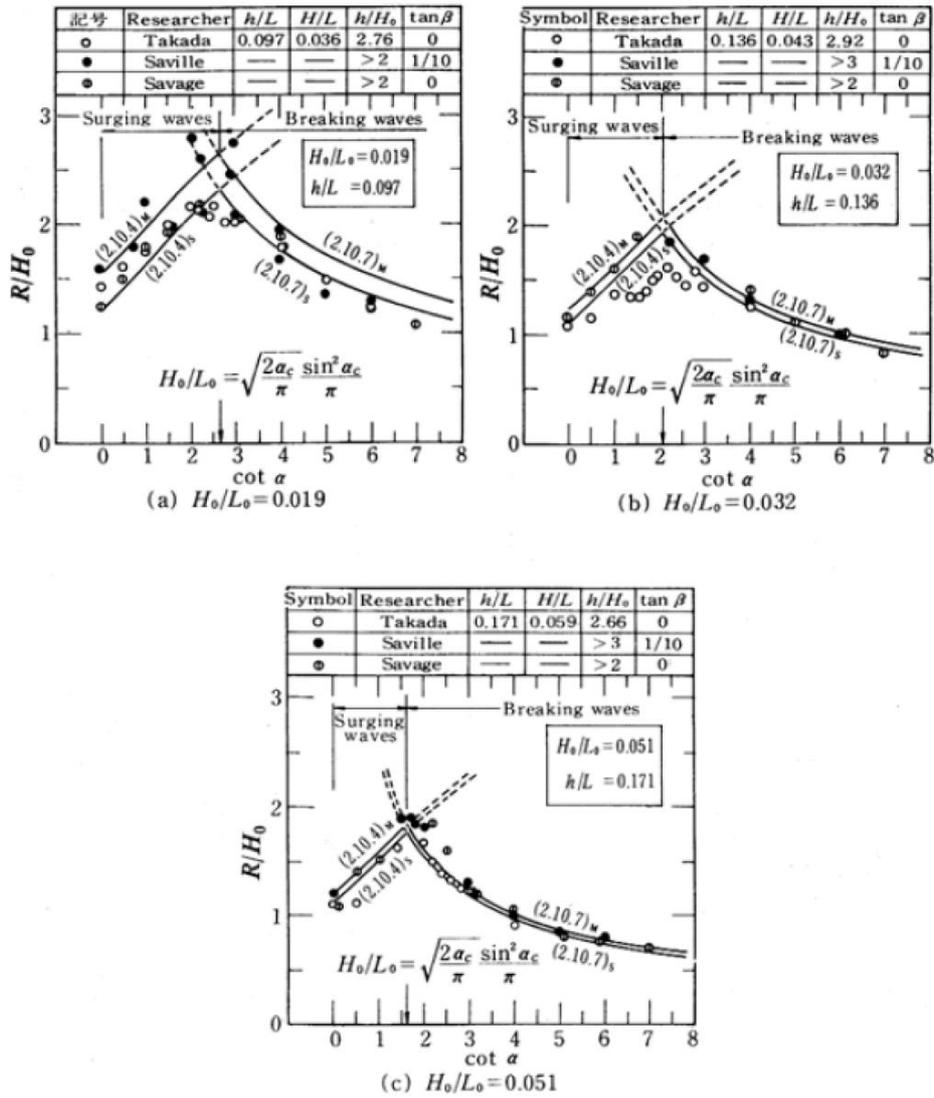


Figura 4. 2. Representación gráfica de las soluciones propuestas por Takada (1970), en comparación con los datos de Saville y Savage.

Por otro lado, **Losada (1979)**, que también parte de la solución de Hunt, propone una formulación en la que la rotura se describe mediante el número de Iribarren.

$$\begin{cases} \frac{R}{H} = \xi & \xi < 2.5 \\ \frac{R}{H} = 2.5 - \frac{\xi - 2.5}{3.0} & 2.5 < \xi < 4.0 \\ \frac{R}{H} = 2.0 & \xi > 4.0 \end{cases}$$

En **1981 y 1982, Tautenhain y Tautenhain et al.** presentan, tras una serie de estudios, una fórmula con un amplio rango de validez del número de Iribarren ( $0.57 \leq \xi \leq 3.55$ ), introduciendo un coeficiente de reflexión ( $\kappa_r'$ ).

$$R = 1.29 \sqrt{H L_0} \frac{1 - \kappa_r'}{\cos \alpha} \sin \alpha$$

Años más tarde, **Ahrens (1985)** retoma la ecuación propuesta por **Chue (1980)**, quien relacionó la disminución del remonte relativo ( $R/H_0$ ) con el incremento del peralte de ola ( $H_0'/L_0$ ), a partir de la interpretación de los datos de **Saville y Savage (1958)**, en condiciones de no rotura del oleaje. De este modo, en caso de talud liso y olas no rompientes, la ecuación de Chue puede aproximarse como:

$$\frac{R}{H_0'} = 1.8 \left( 1.0 - 3.111 \frac{H_0'}{L_0} \right) \left( \frac{\pi}{2\theta} \right)^{0.5}$$

Adicionalmente, encuentra que el valor mínimo del remonte se da, aproximadamente, por la ecuación propuesta por **Miche (1944)** y sugiere  $\eta_c$  como una medida de la linealidad del oleaje, aportando la siguiente ecuación para oleaje no roto.

$$\frac{R}{H_0'} = c_0 \left( \frac{\pi}{2\theta} \right)^{c_1} \exp \left[ c_2 \left( \frac{\eta_c}{H} - 0.5 \right)^2 \right]$$

Siendo  $c_0$ ,  $c_1$  y  $c_2$ , coeficientes adimensionales determinados mediante un análisis estadístico.

También obtiene, junto a Titus, el coeficiente 0.967 para la ecuación de Hunt en condiciones de ola "plunging", mediante el análisis de los datos de Saville y Savage (1958), para valores del número de Iribarren menores a 2.

$$\frac{R}{H_0'} = 0.967 \xi$$

En condiciones de transición, emplea una media ponderada de una ecuación que predice el remonte para condiciones estacionarias de ola y de otra que predice el remonte para la ola en rotura. De este modo, queda la siguiente expresión para la región de transición ( $2.0 < \xi < 3.5$ ).

El análisis realizado para el desarrollo de las formulaciones muestra como el remonte en taludes lisos está claramente controlado por tres factores:

- Las condiciones de surf
- La inclinación del talud
- Los efectos no lineales

Pudiendo estos parametrizarse razonablemente bien mediante las variables  $\xi$ ,  $\theta$  y  $\eta_c/H$ , respectivamente.

Por otra parte, investigaciones teóricas como las de **Ho et al. (1962)**, **LeMéhauté (1968)** y **Daubert y Warluzael (1967)** emplean técnicas del método de las diferencias finitas o de las características para la resolución de este problema. No obstante, su solución se encuentra restringida a taludes muy ligeros.

La fórmula de Hunt presenta un buen ajuste para los datos de **Gunbak (1977)**, cuyos taludes eran lisos y de valor 1:3, 1:2 y 1:1.5, en función del tipo de rotura observado. Es posible observar como el valor máximo del remonte se da para la zona de transición a no rotura en el talud. Esto corresponde aproximadamente a un valor de Iribarren de 3.0 en los experimentos mencionados. En el **Dutch Technical Advisory Committee's Report (1974)** se lleva a una conclusión similar.

#### 4.2.2.2. Talud liso y oleaje irregular

En **1968**, **Van Oorschot y d'Agremond** presentaron una fórmula para el remonte, análoga a la propuesta por Hunt:

$$(R_u)_{n\%} = C_{n\%} \tan \alpha \sqrt{H_s g T_p^2}$$

Donde:

- $C_{n\%}$  es un coeficiente empírico, función del parámetro de ancho espectral.
- $(R_u)_{n\%}$  es el valor del remonte ( $R_u$ ) excedido por el n% de los remontes que ocurren dentro de un periodo determinado.
- $T_p$  es el periodo pco del espectro.

Los valores de  $C_{2\%}$  calculados con los resultados de los ensayos de **Van Oorschot et al.** se dan en la tabla del apéndice del **PIANC (1976)**.

Por su parte, **Battjes (1974)** lleva a cabo un estudio estadístico del remonte para diques, aplicando la ecuación de Hunt a los valores medios de las correspondientes variables aleatorias.

**Saville (1958)**, **Van Oorschot y d'Agremond (1968)** y **Battjes (1974)** propusieron que el remonte de la ola seguía una distribución de Rayleigh asociada a aquella de las alturas de ola. Esta hipótesis es aceptable y, probablemente, conservadora para el remonte causado por la acción de oleaje generado por la acción del viento. La distribución de alturas de ola es expresada mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\bar{H}}{H_{rms}} = \left[ -\text{Ln} \left( \frac{n}{N} \right) \right]^{0.5}$$

En **1983**, **Ahrens** sugiere que la distribución Weibull presenta un muy buen ajuste a la distribución de remonte causado por oleaje irregular. La forma de la Weibull empleada se muestra en la siguiente ecuación.

$$P(R > R_p) = \exp \left[ -\frac{1}{\beta} \left( \frac{R_p}{H_s} \right)^\alpha \right]$$

Siendo:

- $\alpha$  un coeficiente adimensional, que puede ser interpretado como un factor de forma. Si  $\alpha = 2.0$ , la distribución presenta una forma Rayleigh, mientras que si  $\alpha < 2.0$ , la distribución es más ancha. En caso de presentar un valor inferior a 2.0, la forma es más estrecha.
- $\beta$  es un coeficiente adimensional, que puede ser interpretado como un factor de escala.

Ambos coeficientes pueden ser obtenidos mediante un análisis de regresión.

**Van der Meer (1992)** caracteriza el remonte provocado por un oleaje irregular en un talud mediante el 2% del remonte ( $R_{2\%}$ ), es decir, como el nivel de excedencia del 2% del remonte esperado. La fórmula general del remonte  $R_{2\%}$  es propuesta por **Van der Meer y Stam (1992)**, dada por la siguiente expresión:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1.5 \xi_{op}$$

Cuyo valor máximo es 3.0. En la siguiente figura, se muestra el ajuste de la ecuación con los estudios realizados por **Van der Meer (1992)**.

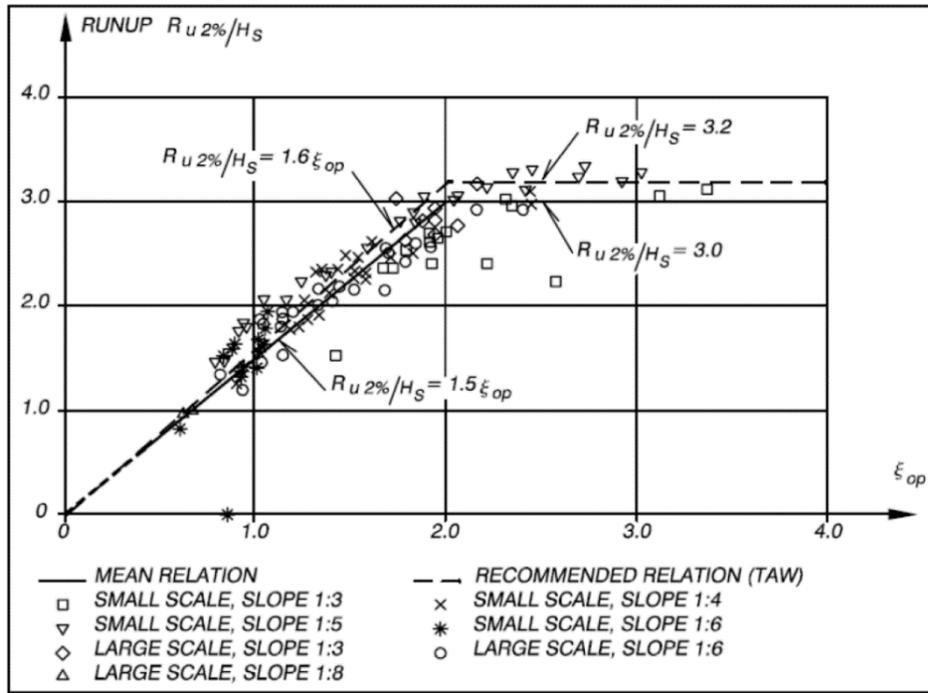


Figura 4. 3. Ajuste del remonte de ondas de cresta sobre talud liso de los estudios llevados a cabo por Van der Meer (1992).

En esta fórmula se incluye un factor de seguridad, dando lugar a la ecuación de diseño recomendada (**TAW, 1974**), cuyo valor máximo es 3.2:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1.6 \xi_{op}$$

Generalizando esta fórmula, con el fin de considerar diversos parámetros de influencia, se adapta la formulación del remonte incluyendo unos factores.

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1.5 \gamma_f \gamma_h \gamma_\beta \gamma_b \xi_{op}$$

Siendo:

- $\gamma_f$ , el factor de influencia de la rugosidad.
- $\gamma_h$ , el factor de influencia de aguas someras.
- $\gamma_\beta$ , el factor de influencia de ataque de oleaje oblicuo.
- $\gamma_b$ , el factor de influencia de berma.
- $\xi_{op}$ , parámetro de rotura.

Estos factores de influencia se definen como el ratio del remonte en el talud específico respecto al remonte en la situación de referencia con idénticos valores de  $H_s$ ,  $T_p$  y  $\tan\alpha$  (TAW, 1974).

**Battjes (1974)** también modificó la fórmula propuesta por Hunt para el nivel de remonte del 2% e incluir el peralte.

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = C \xi_m$$

Según **Van der Meer**, los límites para el coeficiente C serían 1.49 en el caso de mares totalmente desarrollados y 1.87 en caso de mares jóvenes. **Grüne (1982)**, por su parte, encontró valores que oscilaban entre 1.32 y 2.86, a partir de medidas en prototipos. La ecuación presentada sólo es válida en olas "plunging", es decir, para taludes de estructuras más tendidos y con valores del número de Iribarren menores a 2. Para el periodo pico, C se encuentra entre 1.3 y 1.7, según **Battjes** y entre 1.2 y 2.4 según **Grüne**. **Ahrens (1981)** propone  $C = 1.61$ .

CIRIA/CUR:

$$\begin{cases} \frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1.6 \xi & Ir < 1.6 \\ \frac{R_{u2\%}}{H_s} = 4.5 - 0.2 \xi & Ir > 1.6 \end{cases}$$

#### 4.2.2.3. Taludes rugosos y permeables y oleaje regular

Mayoritariamente, los estudios realizados sobre remonte fueron sobre taludes lisos. No obstante, en muchas ocasiones también resulta necesario estimar su valor para estructuras permeables de escollera bajo unas condiciones determinadas, para las que se han realizado pocos ensayos en modelo reducido.

Con el fin de dar una guía para los casos mencionados, **Battjes (1974)**, **Ahrens (1977)** y **Stoa (1978)** proponen emplear un parámetro de corrección de rugosidad y porosidad, que permita extender el uso de los resultados en taludes lisos a otros taludes de diferentes características.

Este factor mencionado ( $r$ ) resulta del cociente del remonte o remonte relativo en talud rugoso y permeable entre el de un talud liso e impermeable. Se expresa mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{R(\text{talud rugoso})}{R(\text{talud liso})} = \frac{R/H_0'(\text{talud rugoso})}{R/H_0'(\text{talud liso})}$$

La rugosidad provoca una turbulencia en el flujo ascendente de agua, por lo que se produce una pérdida de energía. Simultáneamente, la permeabilidad provoca al menos una pérdida de caudal y en ocasiones una pérdida de energía por turbulencia. Con todo ello, cabe esperar valores de remonte inferiores a aquellos que se dan en taludes lisos e impermeables. Así, el factor de corrección propuesto tendrá valores inferiores a la unidad.

En la siguiente tabla, se muestra la tabla propuesta por el **SPM (1984)** (Tabla 7-2) con los distintos valores de  $r$  en función de las características del talud.

<i>Características superficiales</i>	<i>Colocación del material</i>	<i>r</i>
<i>Liso, impermeable</i>	-	1.00
<i>Bloques de hormigón</i>	Colocada	0.90
<i>Bloques de basalto</i>	Colocada	0.85 - 0.90
<i>Bloques</i>	Colocada	0.85 - 0.90
<i>Hierba</i>	-	0.85 - 0.90
<i>Una capa de escollera (fondo impermeable)</i>	Aleatoria	0.80
<i>Escollera</i>	Colocada	0.75 - 0.80
<i>Escollera de cantos redondeados</i>	Aleatoria	0.60 - 0.65
<i>Tres capas de escollera (fondo impermeable)</i>	Aleatoria	0.60 - 0.65
<i>Escollera</i>	Aleatoria	0.50 - 0.55
<i>Piezas de hormigón (50% de huecos)</i>	Aleatoria	0.45 - 0.50

Tabla 4. 1. Valores del factor de rugosidad  $r$  para la corrección del remonte, en función de las características de la superficie del talud (SPM, 1984).

En el **SPM (1984)**, en las figuras desde 7-14 hasta 7-20, se muestran los resultados de los ensayos con modelos a escala reducida realizados por **Saville (1958)**. Se deben corregir los resultados para que sean aplicables a escala de prototipo, en su caso.

En **1978**, **Günbak** realizó experimentos de remonte sobre diques rompeolas de talud 1:2.5. Sus resultados se muestran junto con los de talud liso en la siguiente figura (*Figura 4.4*).

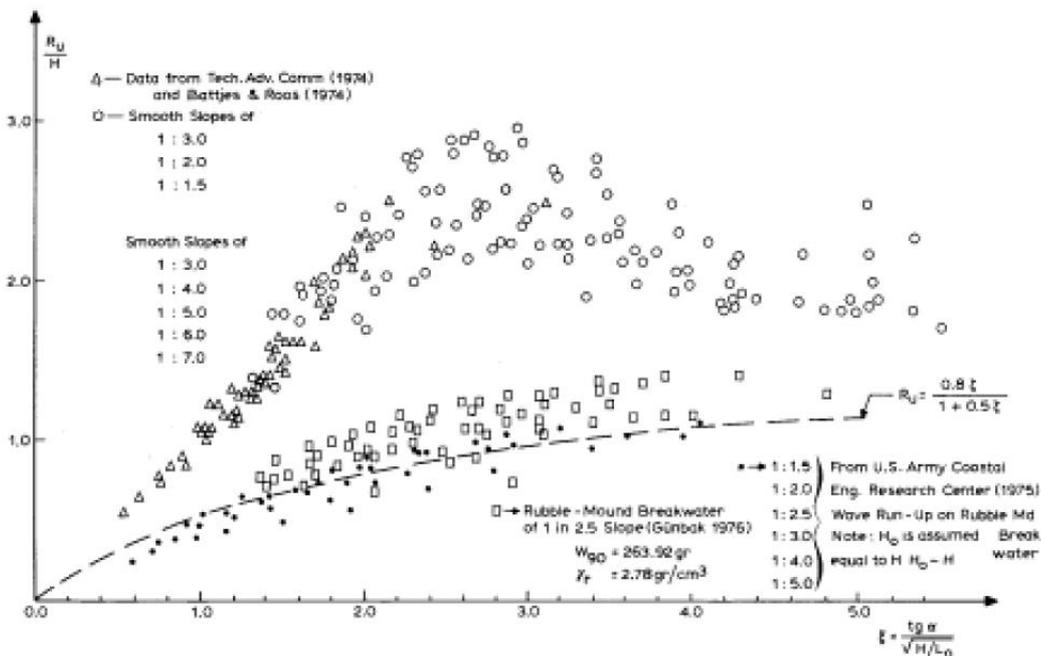


Figura 4. 4. Remonte relativo para taludes rugosos y lisos (Günbak, 1978).

También se incluyen curvas de predicción del remonte para diques rompeolas constituidos por piezas, dadas por **CERC (1977)**.

$$\frac{R}{H} = \frac{0.8 \xi}{1 + 0.5 \xi}$$

De la *Figura 4.4* y *Tabla 4.1*, se puede deducir que el valor de  $r$  no puede ser fijado, como se presentaba en tablas anteriores, ya que se obtendría un valor conservador del remonte para valores del número de Iribarren menores a 3.0, mientras que los valores obtenidos podría ser superados, en el caso de números de Iribarren mayores de 3.0. Por tanto, era necesario realizar estudios de remonte sobre modelos para poder determinarlo bajo condiciones de oleaje reales.

Günbak obtuvo:

$$\begin{cases} \frac{R}{H} = 0.4 \xi & Ir < 3.0 \\ \frac{R}{H} = 1.2 & Ir > 3.0 \end{cases}$$

En las gráficas recogidas en la *Figura 4.4*, se muestra el remonte relativo frente al número de Iribarren en el caso de taludes rugosos y permeables. Sus datos se obtuvieron de los estudios realizados por **Ahrens y McCartney (1975)**, **Günbak (1979)** y **Day y Kamel (1969)**, todos ellos considerando incidencia perpendicular del oleaje.

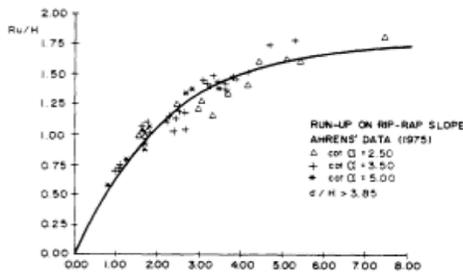


Fig. 1. Relative run-up versus Iribarren's number on rip-rap slope (experimental data of Ahrens, 1975).

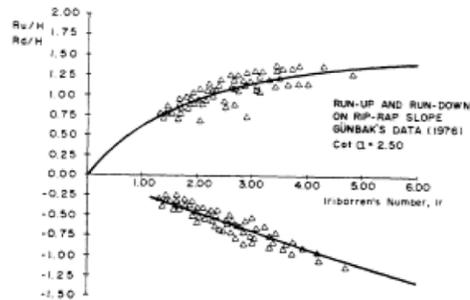


Fig. 2. Relative run-up and run down versus Iribarren's number on rip-rap slope (experimental data of Günbak's, 1976).

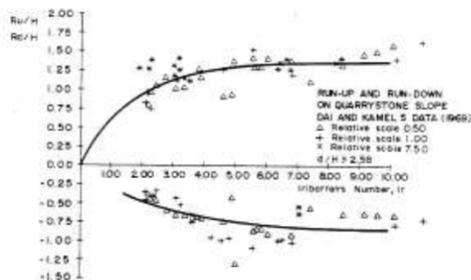


Fig. 3. Relative run-up and run-down versus Iribarren's number on quarrystone slope. (experimental data of Dai and Kamel, taken from Günbak, 1979).

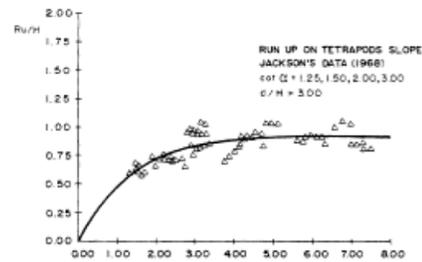


Fig. 4. Relative run up versus Iribarren's number on tetrapods slope. (experimental data of Jackson, taken from Günbak, 1979).

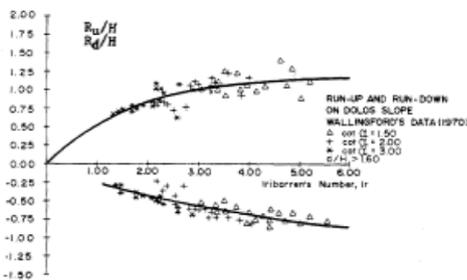


Fig. 5. Relative run-up and run-down versus Iribarren's number on dolos slope. (experimental data of hydraulics research station, Wallingford, taken from Günbak, 1978).

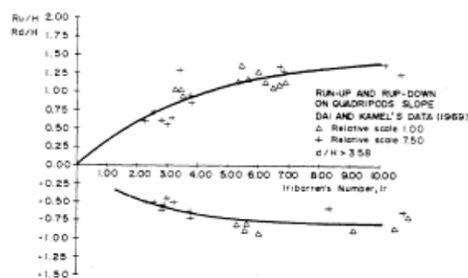


Fig. 6. Relative run-up and run-down versus Iribarren's number of quadripods slope. (experimental data of Dai and Kamel, taken from Günbak, 1979).

Figura 4. 5. Remonte relativo frente al número de Iribarren para distintos tipos de manto.

Las líneas que aparecen dibujadas en las gráficas superiores se corresponden al modelo exponencial propuesto por **Losada y Giménez-Curto (1981)**.

Remonte:

$$\frac{R_u}{H} = A_u [1 - \exp(B_u I r)]$$

Retroceso:

$$\frac{R_u}{H} = A_d [1 - \exp(B_d I r)]$$

Donde los coeficientes A y B son coeficientes de ajuste obtenidos por **Losada y Giménez-Curto (1981)** aplicando el método de los mínimos cuadrados. En las siguientes tablas, se recogen sus valores.

<i>Tipos de unidades</i>	<i>A<sub>u</sub></i>	<i>B<sub>u</sub></i>	<i>Correlación</i>
<i>RIP-RAP (Ahrens y McCartney, 1975)</i>	1.7887	-0.4552	0.96
<i>Rip-rap (Günbak, 1976)</i>	1.451	-0.523	0.81
<i>Escollera (Day y Kamel, 1969)</i>	1.3698	-0.5964	0.61
<i>Tetrápodos (Jackson, 1968)</i>	0.9341	-0.7502	0.74
<i>Dolos (Wallingford, 1979)</i>	1.21558	-0.5675	0.74
<i>Quadripodos (Day y Kamel, 1969)</i>	1.5382	-0.2483	0.86

Tabla 4. 2. Valores de *A<sub>u</sub>*, *B<sub>u</sub>* y coeficiente de correlación, obtenidos del ajuste del modelo definido para el remonte en talud rugoso y permeable (Losada y Giménez-Curto, 1981).

<i>Tipos de unidades</i>	<i>A<sub>d</sub></i>	<i>B<sub>d</sub></i>	<i>Correlación</i>
<i>Rip-rap (Günbak, 1976)</i>	-6.2204	-0.0398	0.93
<i>Escollera (Day y Kamel, 1969)</i>	-0.8523	-0.4256	0.6
<i>Dolos (Wallingford, 1979)</i>	-1.0607	-0.2659	0.83
<i>Quadripodos (Day y Kamel, 1969)</i>	-0.7952	-0.4481	0.7

Tabla 4. 3. Valores de *A<sub>d</sub>*, *B<sub>d</sub>* y coeficiente de correlación, obtenidos del ajuste del modelo definido para el remonte en talud rugoso y permeable (Losada y Giménez-Curto, 1981).

Para terminar, en la Figura 4.6, se recoge la comparación de los resultados del modelo exponencial para los distintos tipos de elementos.

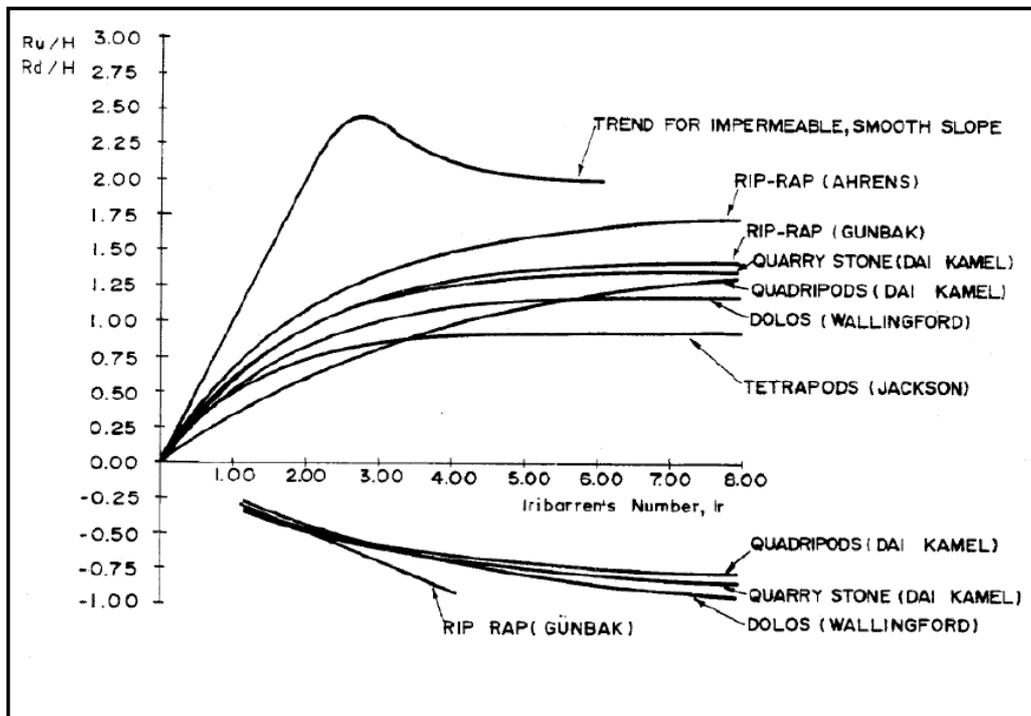


Figura 4. 6. Resultados del modelo exponencial de Losada y Giménez-Curto para cada tipo de recubrimiento.

#### 4.2.2.4. Talud rugoso y permeable y oleaje irregular

**Bruun (1985)** aconseja que, en caso de querer realizar una comparación entre remotes correspondientes a un cierto rango de oleaje, se realice la misma antes de la aplicación de las correcciones por los efectos de escala. Sin embargo, cabe destacar la importancia de evaluar el remonte en condiciones de oleaje irregular para aplicaciones prácticas, pues estas son las circunstancias naturales, incluyendo los grupos de olas.

Años más tarde, **Van der Meer (1992)** realiza ensayos con oleaje irregular para investigar la influencia de la rugosidad. Para ello, emplea distintas superficies y ensayos tanto a pequeña escala como a gran escala.

Ese mismo año, propone en otro trabajo **Van der Meer (1992)** las siguientes ecuaciones:

$$\begin{cases} \frac{R_{ux}}{H_s} = a \xi_m & Ir < 1.5 \\ \frac{R_{ux}}{H_s} = b \xi_m^c & Ir > 1.5 \end{cases}$$

Siendo:

- $x$ , el índice de un cierto nivel de remonte.
- $a$ ,  $b$ , y  $c$ , los coeficientes procedentes del ajuste.
- $\xi_m$ , el número de Iribarren obtenido mediante  $H_s$  y  $T_m$ .

El remonte para taludes permeables se encuentra limitado a un valor máximo, expresado como:

$$\frac{R_{ux}}{H_s} \leq d$$

Donde el coeficiente  $d$  procede del ajuste. En la siguiente tabla, se recogen valores de los coeficientes mencionados:

<i>Nivel (%)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
0.13	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
<i>Significante (33)</i>	0.72	0.88	0.41	1.35
<i>Media (50)</i>	0.47	0.60	0.34	0.82

Tabla 4. 4. Valores de los coeficientes  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  procedentes del ajuste, función del nivel del remonte considerado (Van der Meer, 2002).

Estas expresiones son válidas para condiciones de aguas relativamente profundas a pie de la estructura, donde la distribución de alturas de ola se aproxima a una Rayleigh. La seguridad de estas ecuaciones puede describirse asumiendo que los coeficientes son variables estocásticas que siguen una distribución normal. Los coeficientes de variación (desviación estándar y media) de estos es de aproximadamente un 7% en estructuras impermeables y de un 12% en estructuras permeables. Así, las bandas de confianza pueden calcularse en base a estos coeficientes.

Otras expresiones vienen dadas por:

- **Losada y Giménez-Curto (1980):**

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = A[1 - \exp(B \xi)]$$

- **Ahrens y Heimbuch (1979):**

$$\frac{R_{u\text{máx}}}{H_{m0}} = \frac{a \xi}{1 + b \xi}$$

Donde:

- $R_{u\text{máx}}$  es el máximo nivel de remonte basado en 256 ensayos, empleando oleaje irregular con valores del periodo pico que van desde 1.02s hasta 4.74s.
- $H_{m0}$  es la estimación de la altura de ola significativa, basada en el análisis espectral del oleaje.
- $a$  y  $b$  son coeficientes a estimar.

**Shankar y Jarayatne (2003)** llevaron a cabo ensayos de remonte, considerando tres valores distintos de la porosidad. Con ello, confirmaron que los resultados para pared lisa y rugosa propuestos por el **SPM (1984)** ajustaban correctamente. Además, también concluyeron que el remonte se reduce al ver incrementado el peralte del oleaje, especialmente en el caso de estructuras impermeables. Por otro lado, también analizaron la influencia de diversas variables estructurales (factor de rugosidad, espesor y porosidad del manto) e hidráulicas (número de Iribarren, peralte, periodo y altura de ola y energía del rebase). En relación con la influencia de la porosidad, pudieron concluir que la rugosidad resulta mucho más relevante.

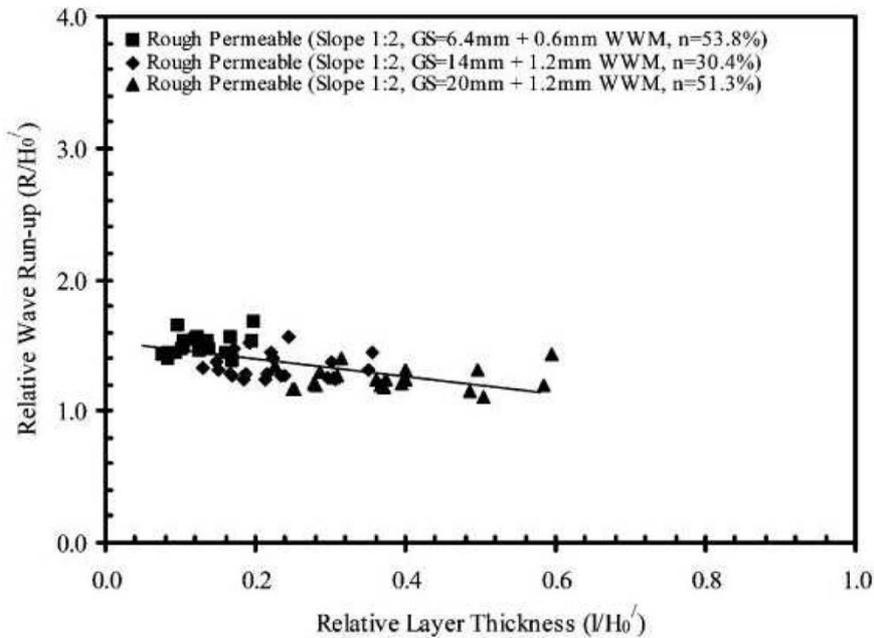


Figura 4. 7. Influencia de la porosidad del manto sobre el remonte (Shankar y Jarayatne, 2003).

En el mes de agosto de **2007**, se publica el **EurOtop Manual**, basado en los manuales *Environment Agency Manual on Overtopping* (EA, editado por **Besley 1999**), *Technical Report on Wave run-up and wave overtopping at dikes* (TAW, editado por **Van der Meer 2002**) y *Die Küste* (EAK, editado por **Erchinger 2002**). El objetivo principal de este nuevo manual es revisar, ampliar y desarrollar las distintas partes de los manuales mencionados, que tratan fundamentalmente el estudio del remonte y rebase. Dentro del mismo aparecen, entre otra, fórmulas recomendadas para la estimación del remonte fruto de las últimas investigaciones.

Siguiendo con la filosofía de investigaciones anteriores, en este manual se emplea el concepto del remonte del 2%. De este modo, la fórmula general para predecir el remonte del 2% queda:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = c_1 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$$

Con un valor máximo de:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = \gamma_f \gamma_\beta \left( c_2 - \frac{c_3}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right)$$

Siendo:

- $c_1$ ,  $c_2$  y  $c_3$ , coeficientes empíricos [-].
- $\gamma_f$ , el factor de influencia de la rugosidad.
- $\gamma_\beta$ , el factor de influencia de ataque de oleaje oblicuo.
- $\gamma_b$ , el factor de influencia de berma.

La siguiente figura (Figura 4.8) representa el remonte registrado durante los ensayos realizados por **Van der Meer (1988)** de estabilidad con diques de manto de escollera para un amplio rango de valores de  $\xi_{m-1,0}$  y diferentes pendientes. En ella, se muestra además una comparación entre el remonte sobre estructuras con talud impermeable y sobre estructuras con talud de escollera.

En el segundo caso, la altura alcanzada por el oleaje incidente es menor, debido a la mayor pérdida de energía a causa de la rugosidad y porosidad del manto, aunque también contribuye la permeabilidad de las capas subyacentes (filtro y núcleo). Esto último se puede observar al analizar los valores para diques con núcleos impermeables, cuyas alturas de remonte son más próximas a las de diques impermeables. Por otro lado, el remonte presenta un valor máximo en el caso de núcleo permeable, dado que el agua puede penetrar en el núcleo, reduciendo el remonte real a un máximo constante.

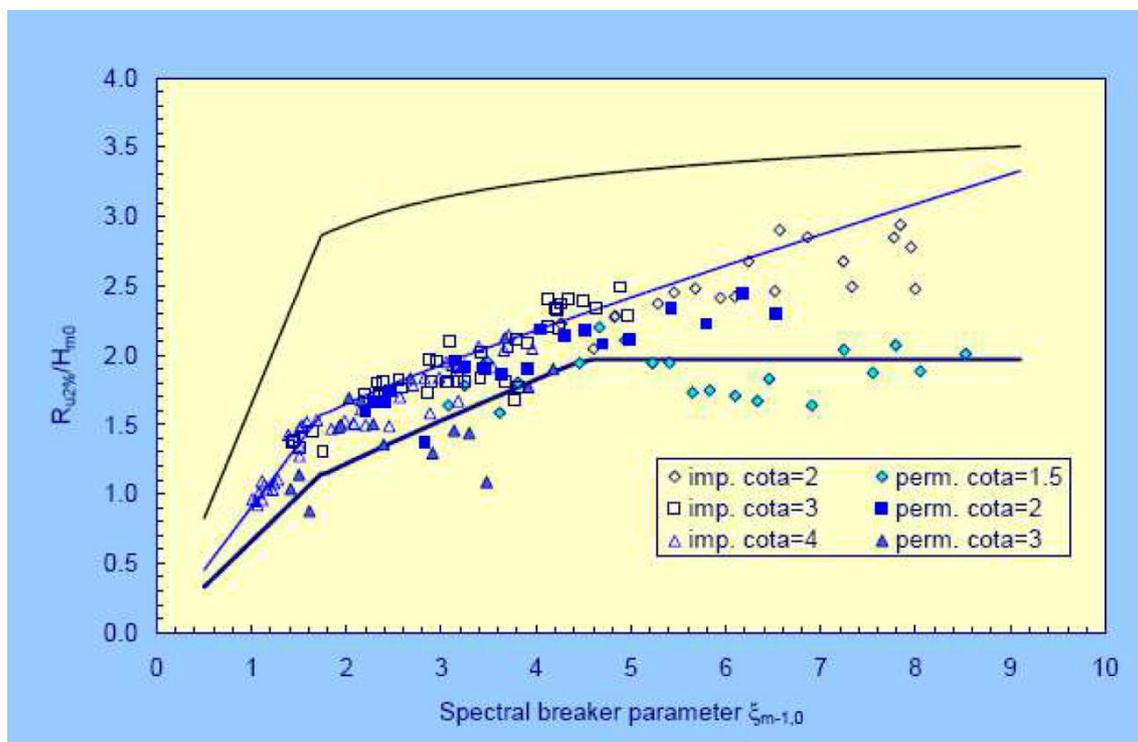


Figura 4. 8. Remonte relativo (adimensional) sobre talud de escollera con núcleo permeable e impermeable, comparado con talud liso e impermeable (EurOtop, 2007).

Las consideraciones expuestas se incluyen en la ecuación propuesta por **Van der Meer** para el diseño probabilístico de la cota de coronación de diques en talud. Se expresa del siguiente modo:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.65 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$$

Con un valor máximo de:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.00 \gamma_{f \text{ surging}} \gamma_\beta \left( 4.00 - \frac{1.50}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right)$$

A partir de valores de  $\xi_{m-1,0}$  de 1.80, el factor de rugosidad  $\gamma_{f \text{ surging}}$  crece linealmente hasta tomar un valor de 1 para  $\xi_{m-1,0} = 10$ . Esto se puede escribir como:

$$\begin{cases} \gamma_{f \text{ surging}} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1.8) \frac{1 - \gamma_f}{8.2} & 1.8 \leq \xi_{m-1,0} \leq 10 \\ \gamma_{f \text{ surging}} = 1 & \xi_{m-1,0} > 10 \end{cases}$$

En el caso de diseño probabilista, esta fórmula se emplea con una distribución normal y un coeficiente de variación  $\sigma' = 0.07$ . La ecuación presentada también puede utilizarse para la predicción y comparación de medidas, aplicando un intervalo de confianza del 95%.

En el caso de núcleo permeable, el máximo valor alcanzado por el remonte adimensional ( $R_{u2\%}/H_{m0}$ ) es de 1.97.

Al incluir la incertidumbre, la expresión se modifica a la siguiente:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.75 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$$

Con un valor máximo de:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.00 \gamma_f \text{ surging } \gamma_\beta \left( 4.30 - \frac{1.60}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right)$$

En el caso de núcleo permeable, el máximo valor alcanzado por el remonte adimensional ( $R_{u2\%}/H_{m0}$ ) queda en 2.11.

En el **Coastal Engineering Manual (CEM, 2006)** se hace referencia a estos métodos. Adicionalmente, este manual también proporciona la expresión que permite obtener los remontes relativos a otras probabilidades de excedencia, asumiéndolos como porcentajes del rebase. Para ello, toma como referencia el valor del remonte del 2% y parte como hipótesis de una distribución Rayleigh.

$$P_{ov} = \frac{N_{ow}}{N_w} = \exp \left[ - \left( \sqrt{-\ln 0.02} \frac{R_c}{R_{u2\%}} \right)^2 \right]$$

Siendo:

- $R_c$ , el francobordo de la estructura.
- $P_{ov}$ , la probabilidad de excedencia del rebase.

Cabe prestar especial atención si se pretenden emplear los valores obtenidos del remonte a partir de las fórmulas anteriores para calcular el valor del rebase, pues suelen sobreestimar el mismo. Esto es a causa de que el remonte se mide en la zona recta del talud y una ola que llegue hasta el final del talud no tiene por qué haber rebasado.

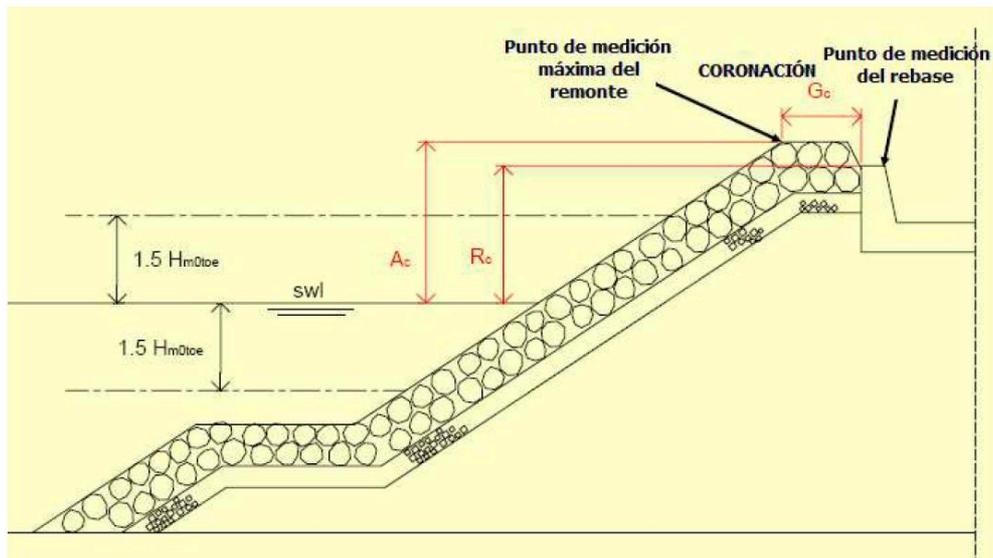


Figura 4. 9. Representación de la diferencia entre el nivel del remonte y el número de olas que rebase el dique.

En **2016**, aparece una nueva versión del **EurOtop II Manual**, en el que pasan a proponerse las expresiones y conclusiones obtenidas por **Van der Meer** para el diseño probabilístico, manteniéndose la gráfica recogida en la *Figura 4.8*. A continuación, se muestra la nueva versión de la misma:

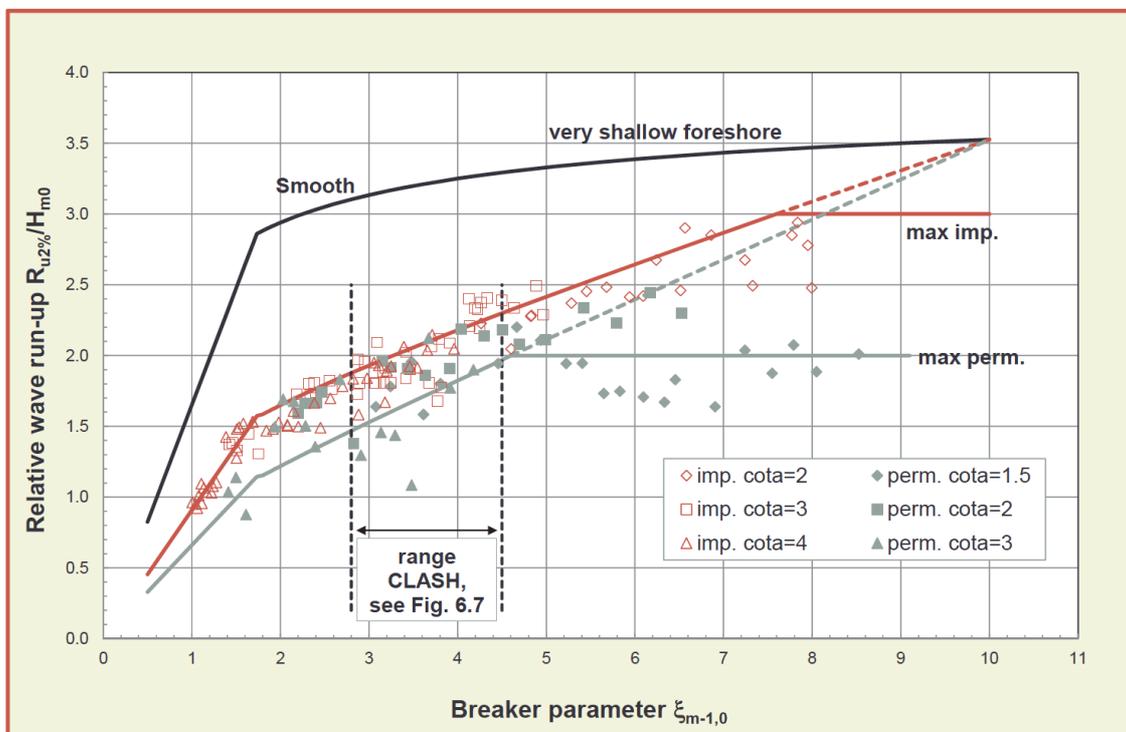


Figura 4. 10. Remonte relativo (adimensional) sobre talud de escollera con núcleo permeable e impermeable, comparado con talud liso e impermeable (EurOtop, 2016).

## 4.3. Rebase en diques en talud

### 4.3.1. Definición de rebase

El rebase ("overtopping") es la medida de caudal de agua por metro lineal que sobrepasa la coronación del dique. Para que se produzca será, por tanto, necesario que a cota de coronación del dique sea inferior a la altura alcanzada por el remonte sobre el nivel medio del mar (NMM). Así, aparece una nueva variable para incorporar en el análisis realizado para el remonte: la cota de coronación del dique. En el caso de un dique en talud dotado con un espaldón, las variables a considerar pasarán a ser dos: la cota de coronación del espaldón y la del manto principal.

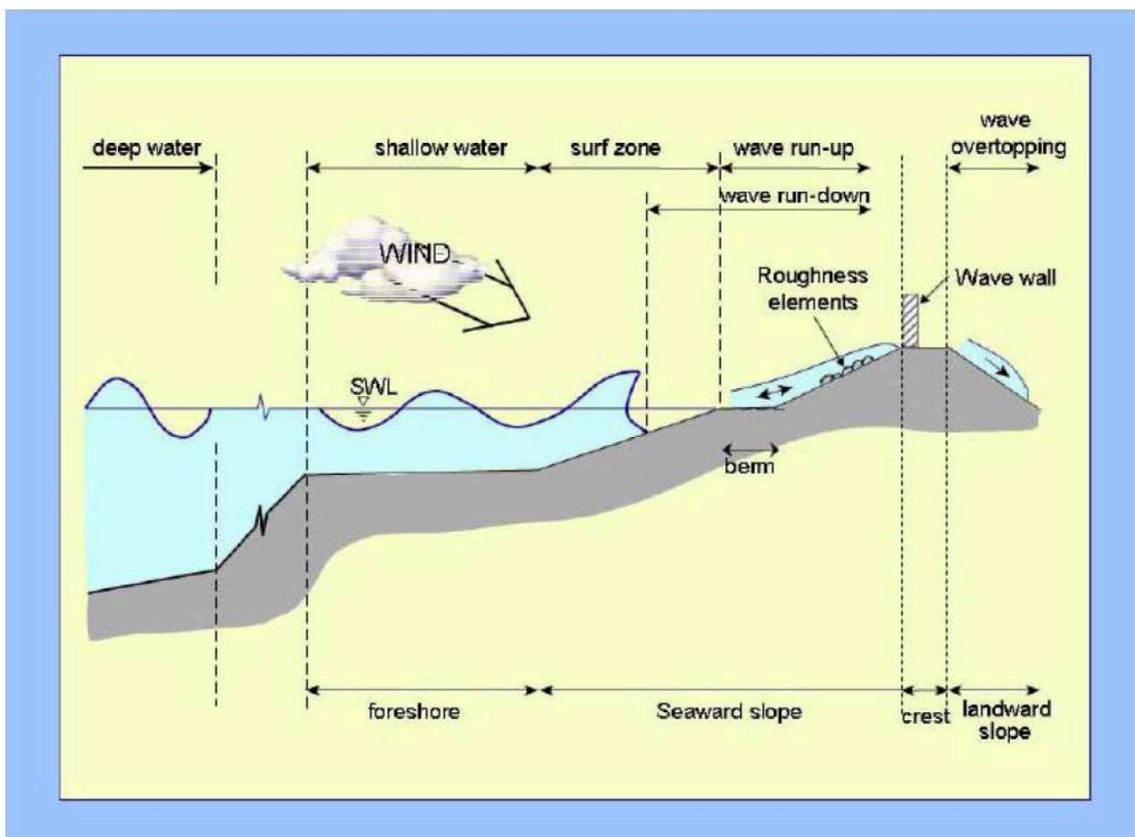


Figura 4. 11. Definición gráfica de rebase.

En función del volumen de agua que sobrepasa la estructura, existen diferentes tipos de rebase:

- "**Green water**": Este rebase se da cuando una lámina de agua continua sobrepasa la coronación del dique.

- **"Splash"**: El agua que rebasa la estructura se debe a la salpicadura provocada por la rotura de la ola en el frente del dique.
- **"Spray"**: El agua que rebasa la estructura es consecuencia de la acción del viento sobre las crestas de las olas en el pie del dique. Esta forma de rebase es la menos significativa, así, no se estima su valor en las fórmulas empleadas para el cálculo del rebase.



*Figura 4. 12. Rebase sobre una estructura real.*

También es necesario considerar la expresión de ese rebase, es decir, la cantidad o volumen de agua de una ola que sobrepasa el dique. No obstante, dado que el dique es atacado por un tren o serie de olas, es más eficaz expresarlo como un ratio o volumen medio. Para ello, se divide el volumen por el tiempo (periodo de la ola) y por la unidad de ancho del dique.

La mayor dificultad a la hora de medir el rebase es disponer de un medio eficaz de medir su caudal por cada ola que es capaz de alcanzar una altura superior a la cota de coronación. Además, se debe considerar el punto de medida de este rebase, pues éste variará en función de dónde se realice la medida dentro del dique.

Por otra parte, el estudio del rebase presenta una mayor complejidad que el del remonte, pues implica un mayor número de factores y, por tanto, de indeterminaciones. Entre los factores que tienen repercusión sobre el rebase se encuentran la cota de coronación, el tipo de coronación que debe resistir el empuje de la ola y el rebase, la presencia de viento (muy influyente a lo largo de todo el proceso), el tipo de actividad desarrollada en el trasdós de la estructura y la afección que los posibles rebases tengan sobre ella y la dificultad para su medición, fundamentalmente en sus escalas temporal y espacial.

Es por todos estos vecinos que los estudios acerca del rebase se basan en un análisis empírico y menos sistemático, si cabe, que en el caso del remonte. Así, se obtiene una mayor dispersión en los resultados, con fenómenos no lineales de gran intensidad.

En los últimos años se ha intentado uniformizar la cuestión abierta acerca de la selección de parámetros a la hora de presentar los datos experimentales y las formulaciones. Esto es a causa de que, los autores emplean distintos símbolos para representar las diferentes variables que definen los parámetros e incluso distintas variables, además de diferentes marcos dimensionales para generalizar las relaciones entre el francobordo de la cota de coronación ( $R_c$ ) y la descarga por rebase ( $Q$ ). El francobordo será la variable geométrica con una mayor repercusión sobre el mismo.

Habitualmente, las expresiones empíricas propuestas por los diferentes autores que se verán en los próximos apartados, siguen un esquema semejante a una de las siguientes dos formas:

$$Q^* = a \exp(-b R^*)$$

$$Q^* = a (R^*)^{-b}$$

Donde:

- $Q^*$  es la descarga adimensional.
- $R^*$  es el francobordo adimensional.
- $a$  y  $b$  son los coeficientes a ajustar. Dependen de la altura de ola, del ángulo del talud, del parámetro de rotura o número de Iribarren y de los factores o coeficientes de influencia.

Es necesario mencionar que algunos de los modelos incluyen el efecto que tienen sobre el rebase diferentes factores, como la rugosidad de la superficie del talud, las aguas someras, la existencia de berma, el ángulo de incidencia del oleaje y la geometría concreta de la coronación (espaldón recto o curvo, cuenco amortiguador, etc.).

#### *4.3.2. Revisión histórica*

A lo largo de la historia, la determinación del rebase ha sido abordada desde distintos caminos:

- A través de formulaciones experimentales, relacionándolo con el francobordo relativo.
- En función del remonte, usando el perfil el mismo.

- Calculando su volumen.
- Empleando la elevación de la superficie de remonte de la ola en el frente del dique.

Los primeros estudios para calcular el volumen del rebase fueron realizados por **Saville (1953, 1955 y 1958)** y a **Caldwell (1953)**. Para ello, estudiaron el fenómeno sobre modelos reducidos en laboratorio atacados con oleaje regular. A partir del análisis de estos datos, **Wegel (1976)** obtuvo ecuaciones empíricas que permiten estimar el volumen del rebase, considerando el valor teórico que alcanzaría el remonte sobre un talud infinito. Estas fórmulas son recogidas posteriormente en el **Shore Protection Manual (1984)**, quedando entonces la expresión del volumen de rebase por unidad de tiempo y por unidad de ancho del dique ( $q$ ) del siguiente modo:

$$q = \sqrt{g Q_0^* H'_0{}^3} \exp \left\{ -\frac{0.217}{\alpha} \operatorname{th}^{-1} \left( \frac{h - d_s}{R} \right) \right\}$$

Con:

$$0 \leq \frac{h - d_s}{R} \leq 1.0$$

O bien:

$$q = \sqrt{g Q_0^* H'_0{}^3} \exp \left\{ -\frac{0.217}{\alpha} \ln \left( \frac{R + h - d_s}{R - h + d_s} \right) \right\}$$

Con:

$$0 \leq \frac{h - d_s}{R} \leq 1.0$$

Donde:

- $H'_0$  es la altura de ola no refractada en aguas profundas.
- $h$  es la altura total del dique, desde el fondo a coronación.
- $d_s$  es la profundidad de agua a pie de dique.
- $R$  es el valor que el remonte alcanzaría sobre un talud infinito.
- $\alpha$  y  $Q_0^*$  son coeficientes empíricos en función de las características de las ondas y de la estructura. Sus valores aproximados son función de  $H'_0/gT^2$  y  $d_s/H'_0$ . En

las figuras 7-24 y 7-32 del SPM, se proporcionan valores de estos coeficientes para diferentes tipos de dique y pendientes.

Para adaptar las ecuaciones del SPM (1984) a condiciones de oleaje irregular, se asume que el remonte causado por estas olas sigue una distribución tipo Rayleigh, como la que habitualmente se asocia con la altura de ola para la predicción del remonte de olas regulares. Esta hipótesis realizada por **Battjes (1974)** parece razonable, pero resulta conservadora, dando lugar a valores de remonte superiores a los realmente observados. El procedimiento para la combinación de la distribución propuesta con la ecuación previa se muestra a continuación.

La distribución Rayleigh del remonte es la que sigue:

$$\frac{R_p}{R_s} = \left( \frac{\ln(1/p)}{2} \right)^{1/2} = K_i$$

Siendo:

- $R_p$ , el remonte asociado a la probabilidad de excedencia  $p$ .
- $R_s$ , el remonte de la altura de ola de la significante. Es decir, hace referencia al remonte significativo y su predicción se realiza de la forma convencional reseñada en el apartado previo.
- $K_i$ , la razón entre  $R_p$  y  $R_s$ . El índice  $i$  se emplea para su uso en computación.

Por tanto, la ecuación del **SPM (1984)** queda reescrita del siguiente modo:

$$Q_i = (g Q_0 H'_{s0}{}^3)^{0.5} \exp \left[ -\frac{0.217}{\alpha} \operatorname{th}^{-1} \left( \frac{h - d_s}{R} \right) \frac{1}{K_i} \right]$$

Donde:

- $Q_i$  es el volumen de rebase relativo a un valor particular de  $K_i$ .
- $H'_{s0}$  es la altura de ola de la significante equivalente en aguas profundas.
- $H'_s$  es la altura de ola de la significante y se emplea para enfatizar la diferencia entre esta ecuación y aquella del rebase monocromático.
- $(h-d_s)/R_s$  es el francobordo relativo.

Para calcular el rebase medio para remontes que siguen una distribución Rayleigh ( $Q$ ), se emplea la siguiente ecuación:

$$Q_r = \frac{1}{99} \sum_{i=1}^{199} Q_i \text{ para } p = 0.005i, i = 1, 2, 3, \dots, 199$$

El índice  $i$  da lugar a un rango de probabilidades a sustituir en la ecuación, generando un rango de valores de  $K_i$ . A su vez, al ser sustituidos en la fórmula, se obtienen los  $Q_i$ . Los 199 valores de rebase se calculan para un valor fijo de francobordo relativo, que se corresponde a varios valores de  $K_i$  generados al variar la probabilidad de excedencia  $p$  desde 0.005 hasta 0.995 en incrementos de 0.005. El valor medio de  $Q_i$  representa los dos caudales medios de rebase esperados para un intervalo temporal de 199 veces.

Aplicando este procedimiento, los mayores valores de  $Q_i$  serían aquellos correspondientes a  $p = 0.005$ . Para el diseño de situaciones extremas, se podría usar la siguiente definición:  $Q_{0.5} = Q_i$ , asociado a la probabilidad de excedencia  $p = 0.005$ . Resolviendo la primera ecuación para este valor de probabilidad, un valor de  $K_i = 1.628$  indicaría que  $Q_{0.5}$  es el volumen de rebase para un remonte un 63% superior al  $R_s$ .

En **1968, Tsuruta y Goda** llevaron a cabo experimentos tanto con oleaje regular como irregular. La diferencia entre los comportamientos de los trenes de ondas regulares y los grupos de olas irregulares radica en:

- Las características de cada una de las ondas que conforman el grupo son distintas en el caso de irregulares.
- La interferencia entre las ondas es tal que no se produce la rotura consecuencia de las características individuales, sino de las características medias del grupo.

Estos ensayos ponen de manifiesto la interferencia referida y concluyen que el rebase provocado por un oleaje irregular con alturas significantes relativamente bajas es mayor que aquel producido por oleaje regular con igual altura de ola. No obstante, al incrementarse la altura de ola, esta diferencia se atenúa y a partir de determinado valor, el volumen de rebase provocado por oleaje regular es superior al del oleaje irregular.

En caso de disponer de una serie de datos de laboratorio del volumen de rebase ( $q_0$ ) que se produce con oleaje regular y varias combinaciones de alturas de ola y periodos, el valor del volumen medio del rebase para oleaje irregular ( $q$ ) se obtiene como la media de la cantidad de rebase de las olas individuales  $Q(H_i, T_i)$ .

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} Q(H_i, T_i)$$

Donde:

- $t_0$  es la duración del temporal.

$$t_0 = \sum_{i=1}^{N_0} T_i$$

- $N_0$  es el número total de olas.
- $H_i, T_i$  son la altura y periodo de ola "i", atacando el dique.

Cabe mencionar que esta estimación no es precisa en exceso, pues no considera el proceso aleatorio de rotura de la ola, la presencia de resaca, ya inherente en el oleaje irregular, y los efectos de la interferencia de las olas precedentes. Sin embargo, aporta un método práctico para poder estimar el rebase que se produce por oleaje irregular. También es posible realizar una mayor simplificación si se asume que todos los periodos son idénticos a un periodo de referencia representativo, como podría ser el significativo  $T_{1/3}$ . Así, se tendría:

$$q \cong q_{exp} = \int_0^{\infty} q_0 \left( \frac{H}{T_{\frac{1}{3}}} \right) p(H) dH$$

Siendo:

- $q_0 (H/T_{1/3})$ , el ratio de rebase del oleaje regular cuya altura es H y periodo  $T_{1/3}$ .
- $p(H)$ , la función de densidad de probabilidad de la altura de ola.

Posteriormente, **Nagai y Takada (1972)** plantean que la cantidad de rebase para un periodo constante ( $Q$ ) es proporcional al volumen de remonte sobre la coronación del dique de la ola ( $V$ ).

$$Q = a B V$$

Donde:

- $a$  es el coeficiente para la cantidad de rebase.
- $B$  es la anchura de rebase.

En **1979, Jensen y Sorensen** realizaron ensayos sobre distintas geometrías de dique en talud, para llegar a una relación exponencial entre el francobordo adimensional ( $R^*$ ) y la descarga adimensional ( $Q^*$ ) con los resultados de estos ensayos. Las variables adimensionales fueron definidas del siguiente modo.

$$R^* = \frac{H_s}{R_c}; Q^* = \frac{Q T_z}{B_*^2}$$

Por su parte, **Owen (1980, 1982)** propone una fórmula para estimar el rebase sobre taludes impermeables tanto rectos como con bermas y oleaje irregular.

$$\frac{q}{g H_s T_{om}} = a \exp \left( -b \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_{om}}{2 \pi}} \frac{1}{\gamma_r} \right)$$

Siendo:

- $\gamma_r$  un factor de reducción según la rugosidad de la superficie vista para el remonte.
- $a$  y  $b$  coeficientes de ajuste. En la siguiente tabla se recogen sus valores para el caso de talud recto, sin berma. Los restantes valores (con berma) pueden ser consultados en el CEM Tabla VI-5-8.

Talud	$a$	$b$
1/1	0.008	20
1/1.5	0.01	20
1/2	0.013	22
1/3	0.016	32
1/4	0.019	47

Figura 4. 13. Coeficientes de la ecuación de Owen (1980, 1982), en función del talud de la estructura.

**Aminti y Franco (1988)** llevaron a cabo ensayos para estudiar el comportamiento del rebase, analizando mediante diversos métodos los datos obtenidos.

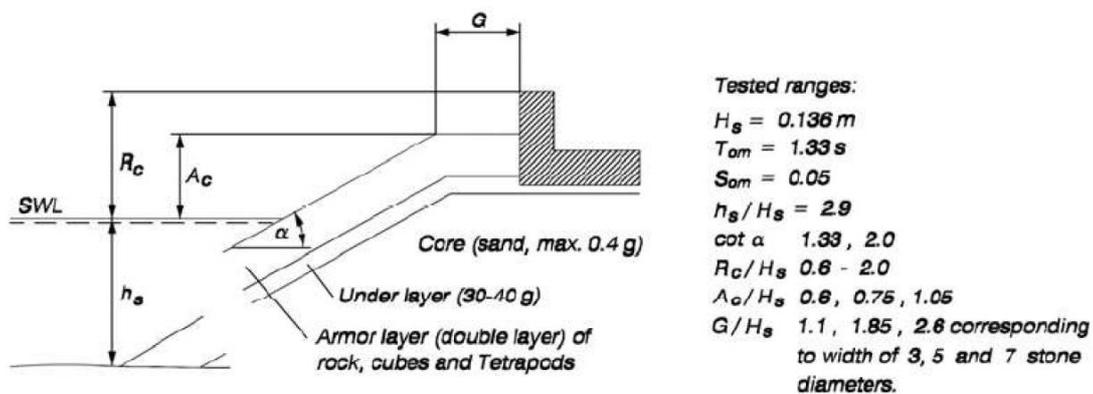


Figura 4. 14. Sección de los ensayos realizados por Aminti y Franco (1988).

En este caso se emplearon los siguientes parámetros adimensionales, por considerarse más efectivos y de uso más común:

$$Q^* = \frac{Q}{g T_m H_s} ; F^* = \frac{F}{T_m \sqrt{g H_s}}$$

Es por esto que, los gráficos se dibujaron con dobles escalas de parámetros para las descargas ( $Q$  y  $Q^*$ ) y el francobordo ( $F/H_s$  y  $F^*$ ). Con todo ello, en general, pudieron concluir que la mejor correlación se obtenía con la ecuación básica:  $Q^* = a (F^*)^{-b}$  (ver Figura 4.14).

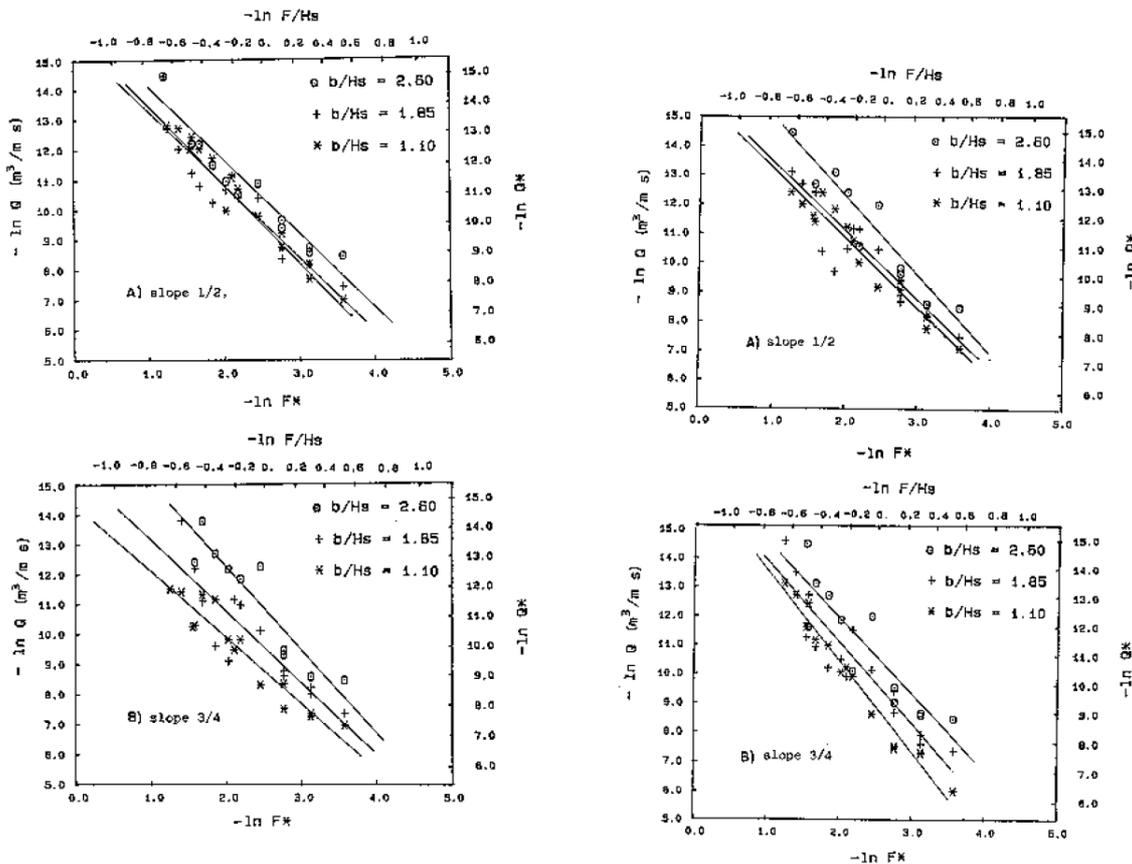


Figura 4. 15. Muestra de algunos de los gráficos de rebase obtenidos (Aminti y Franco, 1988).

Los valores de los coeficientes a y b obtenidos para las distintas secciones ensayadas se recogen en la siguiente tabla.

<i>Piezas</i>	<i>Talud</i>	$G/H_s$	$a$	$b$	$R^2$
<i>Escollera</i>	1/2	1.10	$1.67 \cdot 10^{-8}$	2.41	0.97
		1.85	$1.85 \cdot 10^{-7}$	2.30	0.92
		2.60	$2.27 \cdot 10^{-8}$	2.68	0.95
	3/4	1.10	$5.05 \cdot 10^{-8}$	3.10	0.98
		1.85	$6.83 \cdot 10^{-8}$	2.65	0.92
		2.60	$3.07 \cdot 10^{-8}$	2.69	0.95
<i>Cubos</i>	1/2	1.10	$8.33 \cdot 10^{-8}$	2.64	0.98
		1.85	$1.52 \cdot 10^{-7}$	2.43	0.94
		2.60	$8.35 \cdot 10^{-7}$	2.38	0.96
	3/4	1.10	$6.16 \cdot 10^{-7}$	2.20	0.95
		1.85	$1.68 \cdot 10^{-7}$	2.42	0.89
		2.60	$1.86 \cdot 10^{-8}$	2.82	0.93
<i>Tetrápodos</i>	1/2	1.10	$1.88 \cdot 10^{-8}$	3.08	0.99
		1.85	$1.13 \cdot 10^{-8}$	3.80	0.97
		2.60	$1.07 \cdot 10^{-8}$	2.86	0.96
	3/4	1.10	$5.59 \cdot 10^{-8}$	2.81	0.94
		1.85	$1.68 \cdot 10^{-8}$	3.02	0.96
		2.60	$9.23 \cdot 10^{-9}$	2.98	0.97

Figura 4. 16. Coeficientes empíricos obtenidos para las distintas secciones ensayadas (Aminti y Franco, 1988).

Tras analizar los resultados expuestos, se realizan las siguientes observaciones:

- Al incrementar el francobordo del muro vertical ( $F$ ), se reduce la descarga de rebase según una ley potencial.
- Al aumentar la anchura de la berma del manto ( $b$ ), disminuye la descarga de rebase. Esta reducción es más acusada y consistente para los casos de taludes más inclinados y con tetrápodos.
- Los taludes más tendidos (1/2) reducen la tasa de rebase, probablemente al ver incrementada la longitud de la trayectoria.
- Los tetrápodos proporcionan un mejor comportamiento hidráulica que la escollera y los cubos. Asimismo, el manto de escollera da lugar a menores descargas que el manto de cubos, excepto en valores extremos.

- **FONDO APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)**  
 Un incremento de la cota de coronación de la defensa ( $m$ ) suele provocar una reducción de la descarga, aunque la tendencia no se encuentra claramente definida.

**Bradbury y Allsop (1988)** plantean una formulación empleando oleaje irregular, para diques rompeolas de escollera, espaldón y berma, cuyo ancho oscila entre tres y seis veces el diámetro de las rocas. El talud es 1/2 y se coloca una membrana impermeable bajo el manto.

$$\frac{q}{g H_s T_{om}} = a \left[ \left( \frac{R_c}{H_s} \right)^2 \sqrt{\frac{S_{om}}{2 \pi}} \right]^{-b}$$

Los coeficientes empíricos para oleaje no limitado por fondo se muestran en la siguiente tabla (Tabla 4.5).

Sección	$G/H_s$	$G/R_c$	$A_c/R_c$	$a \cdot 10^{91}$	$b$
a	0.79 - 1.7	0.75	0.28	6.7	3.5
		0.58	0.21	3.6	4.4
		1.07	0.39	5.3	3.5
		0.88	0.32	1.8	3.6
b	1.6 - 3.3	2.14	0.39	1	2.8
c	0.79 - 1.7	1.07	0.71	1.6	3.2
d	0.79 - 1.7	1.07	1	0.37	2.9
e	0.79 - 1.7	0.83	1	1.3	3.8

Tabla 4. 5. Coeficientes de la fórmula de Bransbury y Allsop (1988, 1994) en función de la geometría de la sección.

<sup>1</sup> Los coeficientes  $a$  se muestran multiplicados por  $10^9$ . Es decir, un valor de 1.6 en la tabla, representa  $1.6 \cdot 10^{-9}$ .

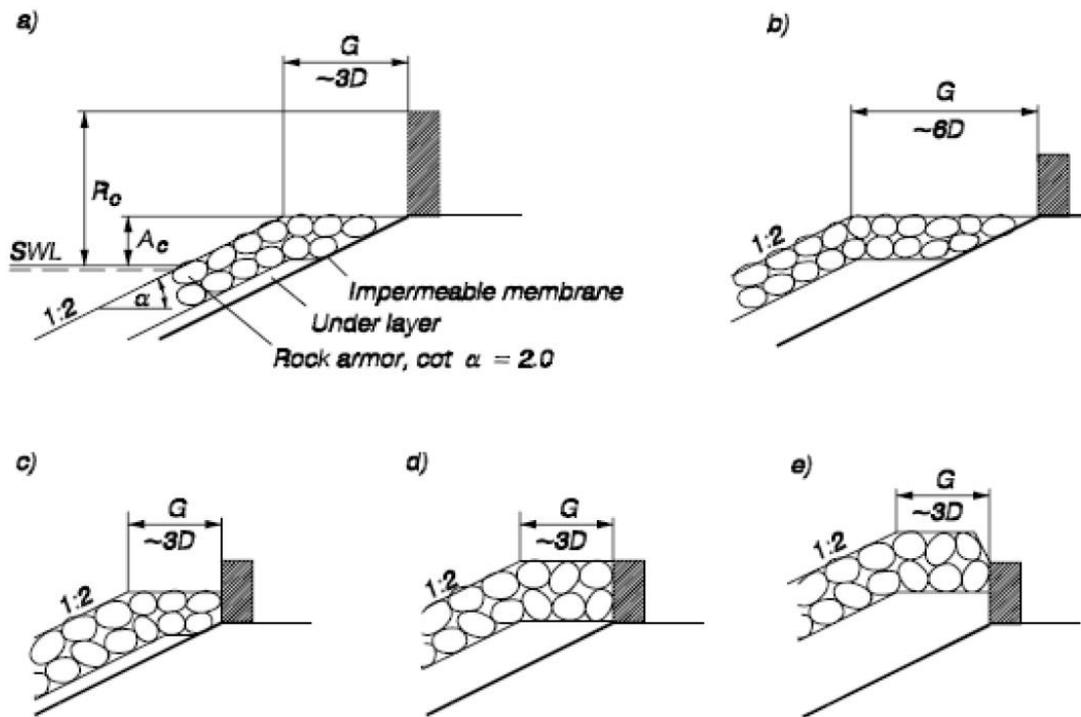


Figura 4. 17. Esquema de las secciones transversales ensayadas por Bradbury y Allsop (1988, 1994).

Ahrens y Heimbaugh (1988) plantean tres ecuaciones diferentes para calcular la tasa media de rebase. Se muestran a continuación:

$$\begin{cases} Q = Q_0 \exp(C_1 R') \\ Q' = Q_0' \exp(C_1 R') Q_0' \\ Q' = Q_0' \exp(C_1 R' + C_2 X_2) \end{cases}$$

Con:

$$Q' = \frac{Q}{\sqrt{g H_{m0}}} ; R' = \frac{R}{(H_{m0}^2 L_p)^{1/3}}$$

Donde:

- $Q$  es la descarga media sobre la estructura por unidad de longitud de la coronación [ $m^3/s/m$ ].
- $F$  es el francobordo [m].
- $Q_0'$ ,  $C_1$  y  $C_2$  son coeficientes experimentales.
- $X_2$  es una de las variables adimensionales que mejora el modelo 3 respecto al modelo 2.

- $H_{m0}$  es la estimación de la altura de ola significativa a partir del análisis espectral [m].
- $L_p$  es la longitud de onda (ola) calculada empleando el periodo pico [m].
- $Q'$  es el rebase adimensional.
- $F'$  es el francobordo adimensional.

Estos modelos se desarrollaron a partir de datos de ensayos realizados sobre siete tipos de sección transversal diferentes, de modo que cada uno de ellos presenta un mejor ajuste a un tipo determinado de sección.

Ese mismo año, **Hedges y Reis (1988)** propusieron un modelo obtenido a partir de la regresión de los datos de **Owen (1982)** e incluyeron la condición de no rebase cuando el francobordo del espaldón es superior al nivel máximo del remonte. Además, asumieron las siguientes condiciones de contorno:

- En el caso de que el francobordo del espaldón sea muy grande, la descarga estimada por rebase debe ser nula.
- Cuando el francobordo es nulo, los valores de descarga por rebase deben ser muy elevados, pero mantenerse finitos.

Con todo ello, plantean la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g} (C H_s)^3} = a \left[ 1 - \frac{R_c}{C H_s} \right]^b$$

Siendo  $C$  el ratio del remonte máximo respecto a la altura de ola significativa incidente. Viene dado por la expresión siguiente:

$$C = 1.52 (1.35 \xi_p) \text{ para } \xi_p < 2$$

**Hebsgaard et al. (1988)** propuso una fórmula para determinar el rebase sobre diques rompeolas constituidos por escollera, obtenida a partir de ensayos sobre modelos a escala reducida.



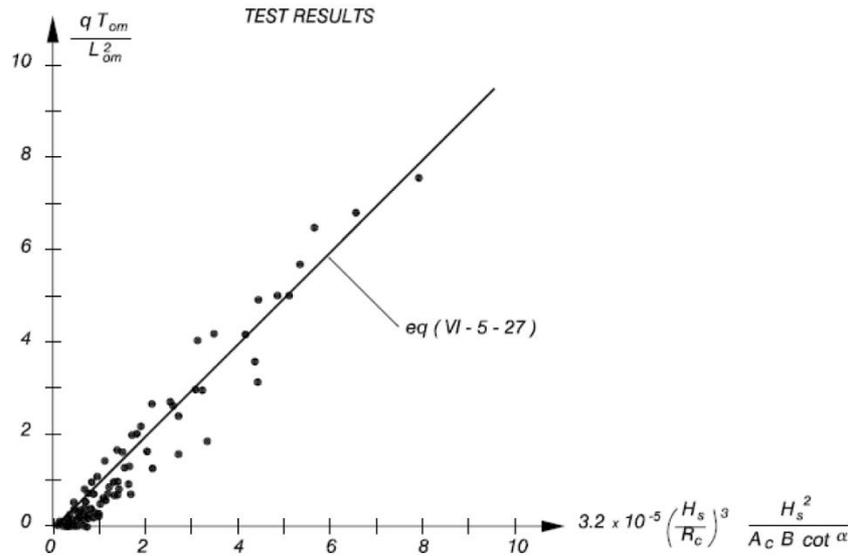


Figura 4. 19. Representación del ajuste de la fórmula propuesta por Pedersen y Burcharth (1992).

**De Waal y Van der Meer (1992)** establecen una relación con la diferencia entre el francobordo de la estructura y el nivel de remonte esperado para el talud no rebasable ( $R_{2\%}$ ), es decir, el remonte que alcanzaría el oleaje en caso de que la estructura fuera lo suficientemente alta para que no se produjera rebase, un valor del remonte ficticio. Para determinar la formulación que plantean, emplean los ensayos llevados a cabo por **Führbotër et al. (1989)** y en el Deltaflume.

La fórmula propuesta es de forma exponencial. Se presenta a continuación:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}} = 8 \cdot 10^{-5} \exp \left[ 3.1 \frac{R_{u2\%} - R_c}{H_s} \right]$$

Donde:

- $q$  es la descarga media por rebase, por unidad de ancho de coronación y por unidad de tiempo [ $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ].
- $H_s$  es la altura de ola significativa [m].
- $R_{u2\%}$  es la altura de remonte con una probabilidad de excedencia del 2%, que se produciría en caso de que el talud fuera infinito [m].
- $R_c$  es el francobordo de la coronación del dique [m].
- $g$  es la aceleración de la gravedad [ $\text{m}/\text{s}^2$ ].

En la fórmula presentada, el término de la izquierda representaría el rebase adimensional, mientras que la relación dentro de la exponencial representaría el acortamiento de la altura de la estructura no rebasable.

Años más tarde, **Van der Meer y Janssen (1994, 1995)** incluyen el efecto de la berma, la rugosidad de la superficie, la profundidad de agua y la oblicuidad del oleaje incidente mediante nuevas expresiones para taludes impermeables.

Para  $\xi_{op} < 2$  (con rotura del oleaje):

$$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}} \sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}} = 0.06 \exp \left( -5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_f \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right)$$

Siendo el rango de aplicación  $0.3 < \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_f \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} < 2$

Para  $\xi_{op} > 2$  (sin rotura del oleaje):

$$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}} = 0.2 \exp \left( -2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_f \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right)$$

Siendo:

- $q$ , la descarga media por rebase, por unidad de ancho de coronación y por unidad de tiempo [ $m^3/s/m$ ].
- $R_c$ , el francobordo de la coronación del dique [m].
- $H_s$ , la altura de ola significativa [m].
- $g$  es la aceleración de la gravedad [ $m/s^2$ ].
- $s_{op}$ , el peralte en aguas profundas, calculado con el periodo pico.
- $\alpha$ , el ángulo del talud.
- $\gamma_f$ , el factor de reducción por la influencia por la rugosidad del talud.
- $\gamma_b$ , el factor de reducción por la influencia de la berma.
- $\gamma_h$ , el factor de reducción por la influencia de aguas someras.
- $\gamma_\beta$ , el factor de reducción por la influencia del ángulo del oleaje incidente.

En cuanto a la incertidumbre de esta fórmula, presenta una desviación estándar del factor 2.6 de  $\sigma = 0.55$ .

Los factores de influencia son los mismos propuestos para el remonte, a excepción del relativo al ángulo de incidencia del oleaje oblicuo.

Por otra parte, **Franco, Gerloni y Van der Meer (1994)** encontraron que, para diques verticales, los valores de  $a$  y  $b$  en la ecuación  $Q^* = a \exp(-b R^*)$  son  $a = 0.192$  y  $b = 4.3$ . Así, el valor de  $a$  es próximo al propuesto para diques en talud ( $a = 0.2$ ), manteniéndose constante para las sucesivas regresiones con distintas geometrías y, generalmente, con grandes coeficientes de correlación.

Posteriormente, **Van der Meer (1997)** y **Van der Meer et al. (1998)** modifican la fórmula propuesta en 1995 para introducir nuevos factores de reducción. Entre ellos, destaca el factor de reducción relacionado con una pared vertical (espaldón) en coronación del dique ( $\gamma_v$ ).

**Van der Meer (1998)** combina las fórmulas previas para rotura y no rotura del oleaje, dando lugar:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}} = \frac{0.06}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{op} \exp \left( -5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\xi_{op} \gamma_f \gamma_b \gamma_v \gamma_\beta} \right)$$

Con un máximo de:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}} = 0.2 \exp \left( -2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right)$$

**Verdonck (1998)** compara los resultados de las fórmulas propuestas por tres autores diferentes para  $H_s = 3.2m$ ,  $T_m = 7s$  y  $R_c = 7.4m$ , observando grandes divergencias entre los resultados.

**Schüttrumpf (2001)** dirigió ensayos para condiciones límite tanto de francobordo nulo como rebase cero, pues hasta la fecha las formulaciones existentes no consideraban estas condiciones extremas. Ejemplo de ello, son los modelos de rebase medio de **Van der Meer y Janssen (1995)** y **Van Gent (1999)**, que no resultan válidos para dichas condiciones de contorno. A partir de los datos recogidos durante los ensayos mencionados, se determinaron las siguientes fórmulas:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{2 g H_s^3}} = 0.038 \xi_m \exp \left( -b \frac{R_c}{R_{u2\%}} \right) \quad \xi_m < 2$$

$$Q = \frac{q}{\sqrt{2 g H_s^3}} = \left( 0.096 - \frac{0.160}{\xi_m^3} \right) \exp \left( -b \frac{R_c}{R_{u2\%}} \right) \quad \xi_m \geq 2$$

En **2002**, **Van der Meer** presentó un modelo, similar a los descritos anteriormente, para determinar el rebase medio con el empleo de una única fórmula para oleaje irregular y casos tanto de rotura ( $\xi_{op} \gamma_b \leq 2$ ) como de no rotura ( $\xi_{op} \gamma_b > 2$ ), siendo  $\xi_{op} = \tan \alpha / s_{op}^{0.5}$ ,  $\gamma_b$  el factor de influencia debido al pie del dique y  $s_{op}$ , el peralte del oleaje.

$$s_{op} = \frac{2\pi H_{m0}}{g T_{m-1,0}^2}$$

Las fórmulas completas son:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_o \exp \left( -4.75 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_o \gamma_f \gamma_b \gamma_v \gamma_\beta} \right)$$

Con un máximo valor de:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.2 \exp \left( -2.6 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right)$$

Donde:

- $H_{m0}$  es la altura de ola significativa a pie de dique.

- $\xi_o$  es el parámetro de rotura.
- $s_{op}$  es el peralte del oleaje.

$$s_{op} = \frac{2\pi H_{m0}}{g T_{m-1,0}^2}$$

- $T_{m-1,0}$  es el periodo de ola espectral a pie de dique.
- $g$  es la aceleración de la gravedad.
- $\alpha$  es el ángulo del talud del dique.
- $R_c$  es la cota de coronación de la estructura respecto al nivel medio del mar.
- $\gamma_b$  es el factor de influencia relacionado con el pie del dique.
- $\gamma_f$  es el factor de influencia de la rugosidad superficial.
- $\gamma_\beta$  es el factor de influencia de la incidencia oblicua del oleaje.
- $\gamma_v$  es el factor de influencia por la existencia de una pared vertical en la coronación.

También cabe mencionar que para casos de no rotura ( $\xi_{op} \gamma_b \leq 2$ ), el rebase medio se incrementa conforme lo hace el número de Iribarren hasta alcanzar un valor máximo correspondiente al límite entre la rotura y no rotura del oleaje, es decir, para  $\xi_{op} \gamma_b = 2$ .

Estas fórmulas pueden emplearse para el diseño probabilista o para comparar mediciones, siendo válidas para  $\xi_{op} < 5$ . En caso de tener valores superiores del número de Iribarren, se debe recurrir a otras ecuaciones, algunas de ellas recogidas en el **EurOtop Manual (2007)**. En este manual, se proponen las siguientes fórmulas para llevar a cabo un diseño determinista, cuando se requiere de una aproximación más conservadora:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_o \exp \left( -4.75 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_o \gamma_f \gamma_b \gamma_v \gamma_\beta} \right)$$

Con un máximo valor de:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.2 \exp \left( -2.6 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right)$$

Además, se incluye un coeficiente corrector de Besley para considerar el efecto del ancho de coronación ( $Cr$ ), cuya formulación es:

$$Cr = 3.06 \exp(-1.5 G_c / H_{m0})$$

Con un valor máximo de 1.

En la figura inferior (*Figura 4. 19*), se presenta una relación entre el parámetro de rotura y el rebase adimensional en escala logarítmica para tres francobordos relativos diferentes, estudiados por **Van der Meer**.

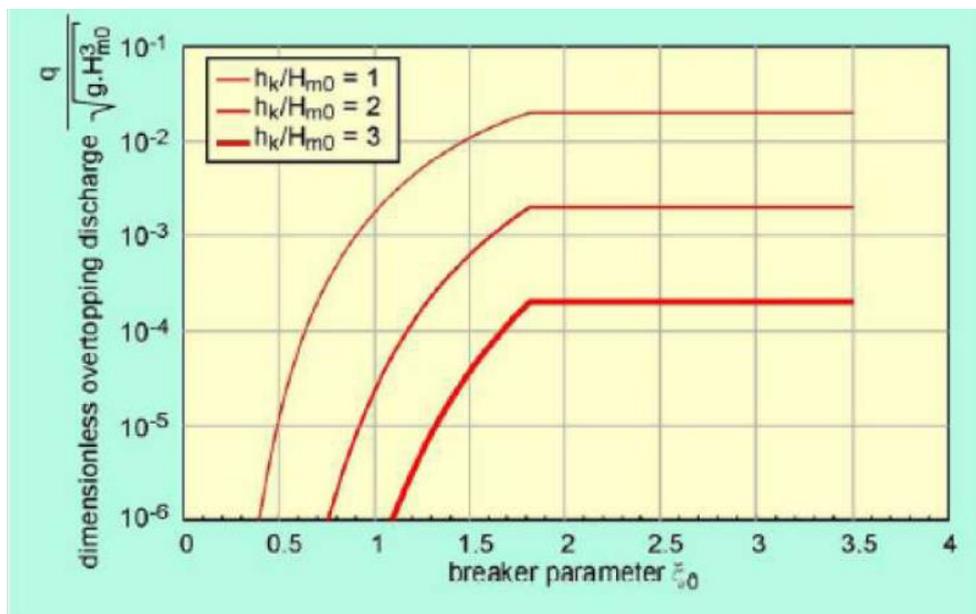


Figura 4. 20. Rebase adimensional en función del parámetro de rotura (Talud 1/3).

En **2002**, **Medina** propuso una fórmula obtenida a partir de análisis realizados con redes neuronales del tipo:

$$\frac{q}{\sqrt{g} H^3} = \Psi\left(\frac{R_c}{H}, Ir, \frac{R_c}{D_n}\right)$$

Siendo:

- $R_c$ , el francobordo del dique en talud.
- $I_r$ , el número adimensional de Iribarren.
- $H$ , la altura de ola asociada al momento espectral de orden 0.
- $D_n$ , el diámetro medio de los bloques que componen el manto principal de la estructura.

Mediante la comparación de los resultados de ensayos de laboratorio con aquellos obtenidos con las redes neuronales, se llegó a la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g H^3}} = -2.8 - 3.4 \left( \frac{R_c}{H_{m0}} \right) + 1.8 (I_r - 4) - 0.9 \left( \frac{R_c}{D_n} - 3 \right)$$

Un año más tarde, **Klabbers (2003)** presentó una formulación específica de rebase en dique en talud para manto principal constituido por el elemento Xbloc a partir de los ensayos llevados a cabo en DHI y WL. El punto de partida de esta fórmula, fue la forma básica:

$$Q = a \exp(-b R)$$

Siendo:

- $Q$ , el parámetro de descarga adimensional [ $Q = q/(g H_s^3)^{0.5}$ ].
- $R$ , el parámetro de francobordo adimensional [ $R = R_c/H_s$ ].
- $a$  y  $b$ , coeficientes.

A partir de los resultados de los ensayos, dedujo que el mejor ajuste era para:

$$Q = 0.531 \exp(-3.58 R)$$

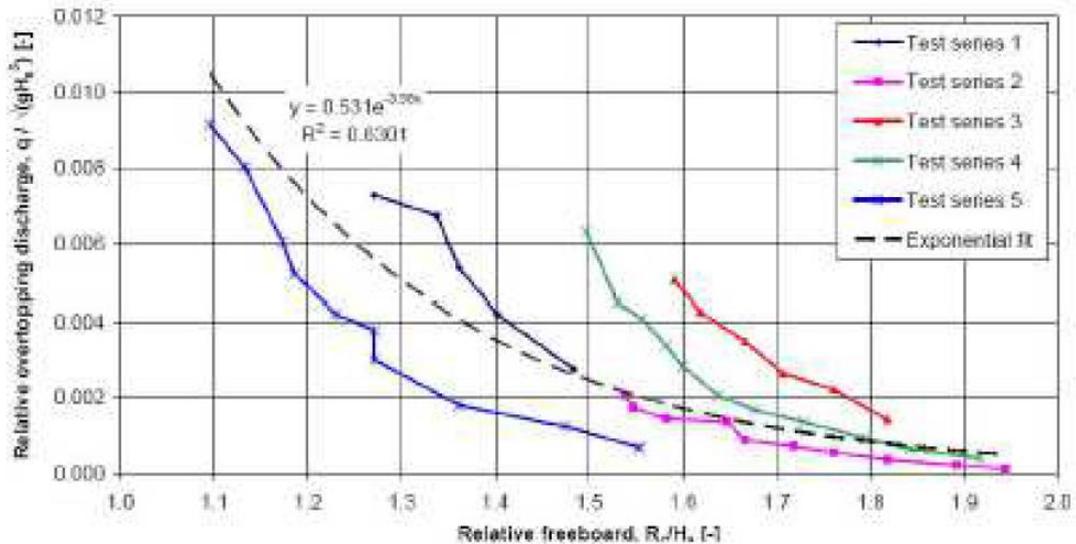


Figura 4. 21. Ajuste de la formulación propuesta con los resultados de los ensayos (Klabbers, 2003).

Para mejorar el ajuste de la ecuación planteada, Klabbers estudio tanto la relación del rebase con el peralte (relación entre la altura de ola significativa y la longitud de onda en aguas profundas) como su relación con el parámetro Ursell, que cuantifica los efectos no lineales de las olas en aguas someras. Mediante este estudio, pudo concluir que el rebase aumentaba cuando el parámetro de Ursell lo hacía y que el peralte no tenía una influencia notable sobre el fenómeno. Con todo ello, llegó a que la fórmula más recomendable para el cálculo de rebase sobre diques en talud constituidos por elementos Xbloc es:

$$Q = \frac{1}{100} U_r \exp(-3.58 R)$$

Donde:

- Q es el rebase adimensional  $[q/(g H_s^3)^{0.5}]$
- R es el francobordo adimensional  $[R_c/H_s]$ .
- $U_r$  es el parámetro de Ursell, que se define como:

$$U_r = \frac{H_s L_t^2}{d^3}$$

Siendo  $H_s$ , la altura de la ola significativa a pie de dique [m];  $L_t$ , la longitud de onda a pie de dique calculada mediante el periodo pico [m]; y  $d$ , la profundidad de agua a pie de dique [m].

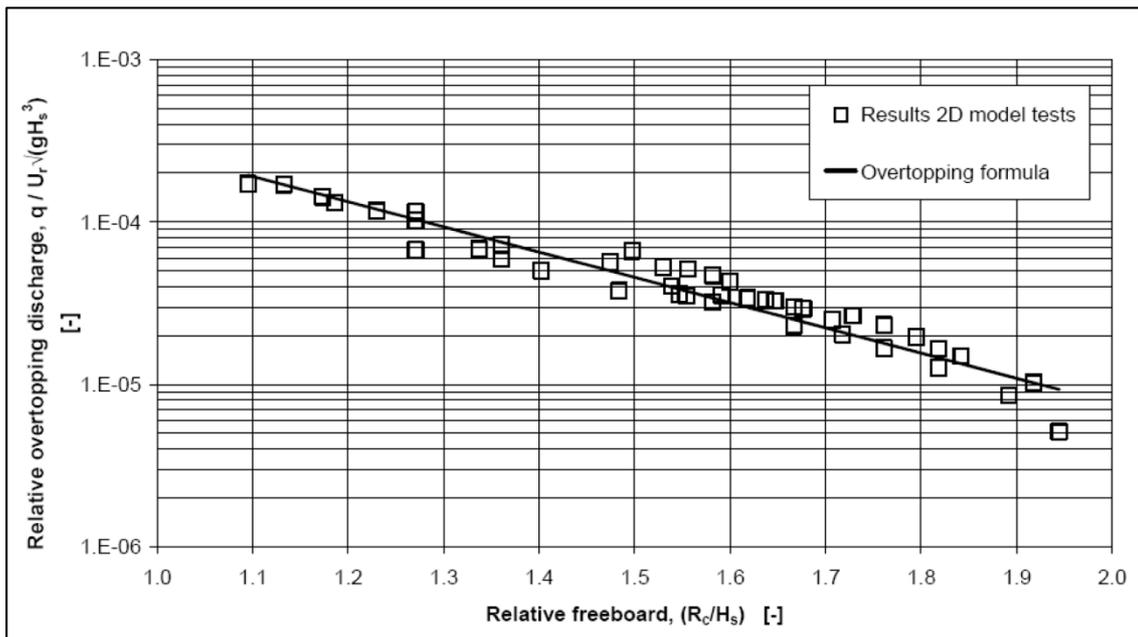


Figura 4. 22. Ajuste de la fórmula propuesta con los datos para Xbloc (Klabbers, 2003).

**Berenguer y Baonza (2006)** proponen una fórmula para calcular el remonte y el rebase, basada en datos de 200 diques reales del litoral español y coronados con un espaldón. Los elementos que componen el manto son, o bien cubos, o bien escollera.

● Bloques masivos:  $Q = g \cdot T_p \cdot H_s \cdot e^{(6,0 \cdot X - 17,5)}$  (B. C. 80%)

● Escollera:  $Q = g \cdot T_p \cdot H_s \cdot e^{(5,2 \cdot X - 17,8)}$  (B. C. 80%)

donde,  $X = R_{u2\%}^{0,95} \cdot A_c^{0,05} / R_c^{0,70} \cdot B^{0,30}$

- y,  $R_{u2\%}$  = Ascenso de la ola por el talud superado por el 2% de las olas, en metros.
- $A_c$  = Cota de la berma de coronación referida al nivel de agua considerado, en metros.
- $R_c$  = Cota de coronación del espaldón referida a nivel de agua considerado, en metros.
- $B$  = Anchura de la berma de coronación, en metros.
- $g$  = Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$ .
- $T_p$  = Periodo de pico, en segundos.
- $H_s$  = Altura de ola significativa, en metros.

Posteriormente, **Smolka et al. (2009)** analizan el rebase para mantos monocapa y bicapa de cubos y Cubípodos. A partir del análisis de redes neuronales podadas, se propone la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.2 \exp \left( 0.53 I_{rp} - 3.275 \frac{A_c}{R_c} - 2.155 \left[ \frac{R_c}{\gamma_f H_{m0}} \right] \right)$$

Ese mismo año, **Bruce et al. (2009)** analizan en profundidad la influencia de distintos elementos del manto sobre el rebase. Para ello, llevan a cabo ensayos a escala reducida con manto de cubos, escollera, Antífer, Haro, tetrápodos, acrópodos, Core-Loc y Xbloc. Así, obtienen los coeficientes de rugosidad para cada uno de ellos empleando la fórmula propuesta en el **EurOtop Manual (2007)**. Estos factores son los que se introducen en la base de datos del proyecto CLASH, explicado a continuación.

El proyecto internacional de investigación de la Unión Europea CLASH ("Crest Level Assessment of Coastal Structures by Full Scale Monitoring, Neural Network Prediction and Hazard Analysis on Permissible Wave Overtopping") que se inició en 2005 y se encuentra enfocado a la modelación y predicción del rebase para una gran variedad de estructuras costeras, tanto en prototipo como en modelos de laboratorio (De Rouck et al., 2002). Los objetivos fundamentales del proyecto son:

- Analizar los efectos de escala sobre el rebase.
- Proporcionar un modelo predictivo fiable para el rebase de las estructuras marítimas y que tenga un amplio rango de aplicación para dichas estructuras.

El método para definir el modelo predictivo se basa en las Redes Neuronales ("Neural Network" o NN). Para obtener este modelo, se utilizaron resultados de más de 10 000 ensayos de gran número de laboratorios. Es por esto que, para homogeneizar los datos acerca de estos ensayos y sus resultados, se llevó a cabo una esquematización de las estructuras empleadas para su realización. Esta esquematización se ha especificado posteriormente en el manual del programa resultante: **NN\_Overtopping 2.0**. El mencionado programa se encuentra disponible de forma gratuita en la página web del proyecto, al igual que el manual (**Coeveld, Van Gent y Pozueta, junio 2005**).

Para el programa NN\_Overtopping 2.9 se recurrió a una estructura de tres capas (capa de entrada, capa de salida y una capa oculta). Mediante la calibración y entrenamiento del modelo se determinó que el número óptimo de neuronas de la capa oculta era 20, pues al incrementar esta cifra no se mejoraba la fiabilidad del modelo. En la *Figura 4.22*, se muestra la estructura de la red neuronal con 15 neuronas de entrada (parámetros de entrada, tres de ellos relacionados con el oleaje incidente y los doce restantes con la estructura) y una neurona de salida (rebase medio por unidad de ancho).

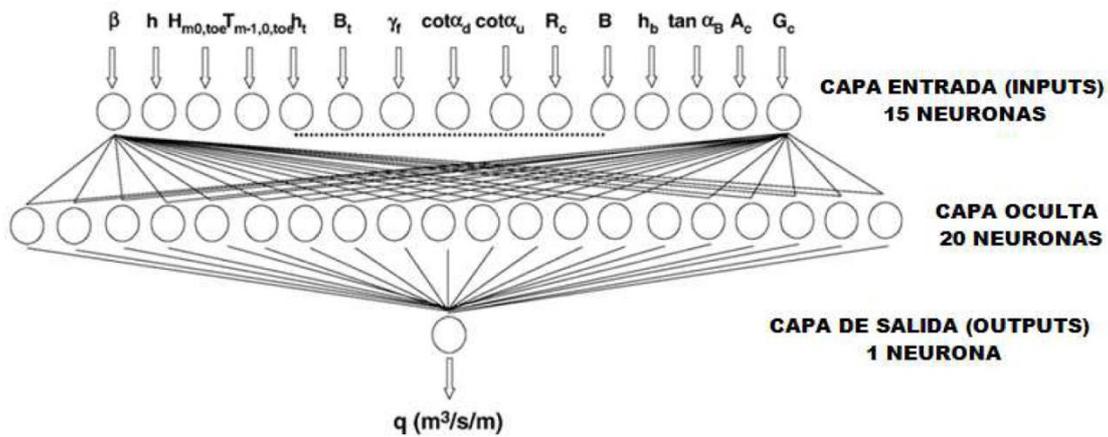


Figura 4. 23. Estructura de la red neuronal CLASH.

**Molines (2015)** propone una nueva fórmula explícita para la estimación del rebase en diques en talud convencionales para condiciones de oleaje no rompiente. Para ello, seleccionan dentro de la base de datos del proyecto CLASH aquellos relativos a diques en talud convencionales en condiciones de oleaje no rompiente y emplean las redes neuronales para analizar la influencia de cada uno de los parámetros. La ecuación propuesta es la que sigue:

$$Q = \left( \frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} \right) = \exp \left[ \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \lambda_5 \lambda_6 \left( -1.6 - 2.6 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right) \right]$$

Donde:

- $R_c$  es el francobordo [m].
- $H_{m0}$  es la altura de ola incidente a pie de dique [m].
- $\gamma_f$  es el factor de rugosidad [-].
- $\gamma_\beta$  es el factor de oblicuidad del oleaje [-]. Toma los siguientes valores:

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 1 - 0.0077 |\beta| & \text{para ondas largas} \\ 1 - 0.0058 |\beta| & \text{para ondas cortas} \end{cases} \quad \text{válido para } \beta \leq 60^\circ$$

- $\lambda_n$  se obtienen mediante las siguientes fórmulas:

$$\lambda_2 = \left[ 1.20 - 0.05 \left( \xi_{0,-1} \sqrt{R_c/H_{m0}} \right) \right]$$

$$\lambda_3 = \left[ 1.0 + 2.0 \exp(-0.35 R_c/h) \right]$$

$$\lambda_4 = \max[0.95; (0.85 + 0.13 G_c/H_{m0})]$$

$$\lambda_5 = (0.85 + 0.15 A_c/R_c)$$

$$\lambda_6 = \begin{cases} \max [1; (1.2 - 0.5 R_c/h)] & \text{si } B_t > 0 \\ 1 & \text{si } B_t = 0 \end{cases}$$

Esta fórmula fue desarrollada a partir de ensayos seleccionados de la base de datos del proyecto CLASH, con los siguientes rangos:

<b>Variable</b>	<b>Rango</b>
$R_c/H_{m0}$	0.52 - 3.75
$Ir = \xi_{0,-1}$	1.65 - 7.21
$R_c/h$	0.09 - 1.34
$G_c/H_{m0}$	0.00 - 3.50
$A_c/R_c$	0.38 - 1.38
$B_t/H_{m0}$	0.00; 0.70 - 15.90
$h_t/H_{m0}$	1.45 - 17.50

Tabla 4. 6. Rango de las variables de los ensayos empleados para la deducción de la fórmula de Molines y Medina (2015).

Finalmente, en 2016 aparece una nueva versión del **EurOtop II Manual (2016)**, en la que se propone una nueva fórmula para el rebase. El motivo de la inclusión de esta nueva fórmula es un mejor ajuste, especialmente para aquellas estructuras de muy bajo francobordo o francobordo a nivel medio del mar. No obstante, para diques en talud con los que el francobordo sea la menos la mitad de la altura de ola, las diferencias con la fórmula de la anterior edición del manual son muy pequeñas.

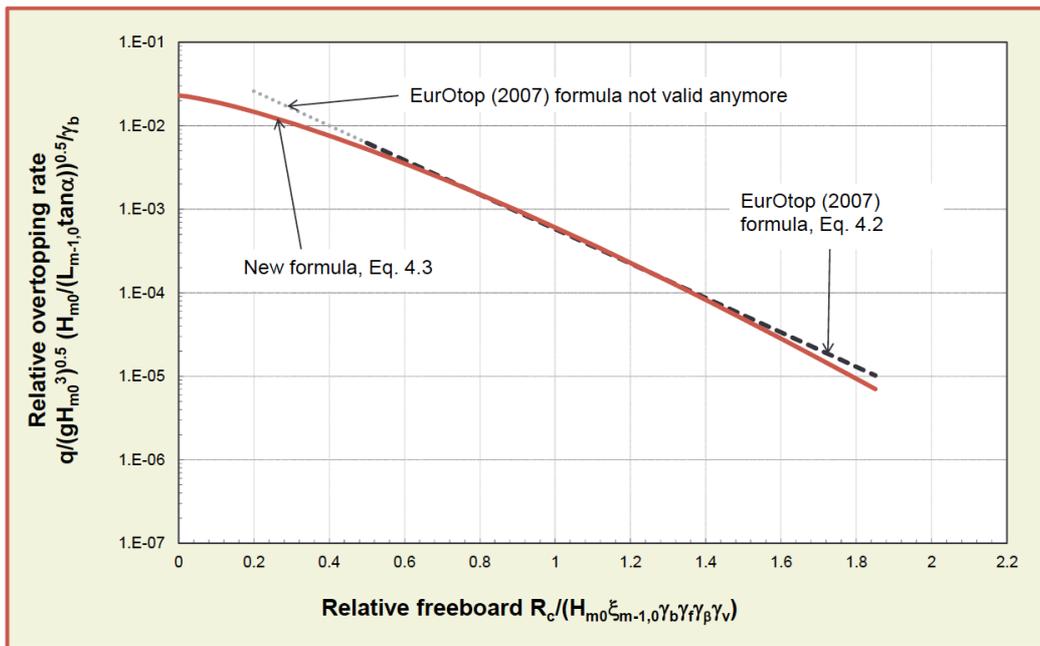


Figura 4. 24. Comparación de las fórmulas entra ambas ediciones del EurOtop Manual (EurOtop II Manual, 2016).

A continuación, se muestra la fórmula propuesta para diseño y evaluación de diques en talud:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.09 \exp \left( - \left[ 1.5 \frac{R_c}{\gamma_f \gamma_\beta H_{m0}} \right]^{1.3} \right) \text{ para taludes desde } 1:2 \text{ hasta } 1:4/3$$

A esta formulación también se le aplica el coeficiente de Besley referido en la anterior edición de este manual. Además, se proporcionan los siguientes valores del coeficiente de rugosidad:

Type of armour layer	$\gamma_f$
Smooth impermeable surface	1.00
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47
Antifers	0.50
HARO's	0.47
Tetrapods	0.38
Dolosse	0.43
Accropode™ I	0.46
Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44
Cubipods one layer	0.49
Cubipods two layers	0.47

Figura 4. 25. Valores del factor de rugosidad propuestos en el EurOtop II Manual (2016).

### 4.3.3. Diseño de diques en talud: influencia del rebase

Uno de los problemas fundamentales a la hora de diseñar un dique en talud es la determinación de su cota de coronación. Para ello, habitualmente se establece un criterio de rebase máximo que puede superar la obra de protección, en función de los usos y condicionantes de la zona.

En este apartado, se trata el problema de fijar esa tasa máxima de rebase admisible y como se emplea para la determinación de la cota de un dique rompeolas.

#### 4.3.3.1. Rebase admisible

Como ya se ha mencionado previamente, es usual fijar una tasa máxima de rebase tolerable que sobrepase la estructura con el fin de determinar su cota de coronación. Por tanto, es primordial establecer una correlación fiable entre el volumen de rebase producido y los daños que este produce en el lado abrigado y trasdós de la estructura. Con esto, será posible establecer la cantidad de rebase admisible en función del daño que se considere tolerable.

La definición de estos límites es una cuestión aún en debate actualmente, pues el rebase es un fenómeno muy irregular y con grandes dificultades para medir tanto su volumen como sus consecuencias.

En primer lugar, para definir la seguridad de los usuarios de un dique en talud se deberán tener en cuenta múltiples factores, más allá de los aspectos técnicos, como la edad de los usuarios que pueda sorprender el rebase, su vestimenta o psicología.

Por otra parte, para definir la seguridad de los usos se considera la tipología de las instalaciones y las operaciones realizadas en la zona protegida. Así, el volumen de rebase permitido será función del valor económico del terreno abrigado, la importancia de la estructura en el hinterland, el fin de la explotación del área y las condiciones de drenaje.

A pesar de que estos límites se fijen de forma determinista, el oleaje, el rebase condicionado por la ola y el daño producido por el fenómeno son aleatorios y se encuentran sometidos a un grado muy elevado de incertidumbre. La probabilidad de que se produzca daño es, por tanto, adición de tres probabilidades que van asociadas a las distintas etapas del fenómeno.

La principal referencia existente que se haya consolidado como una guía (real, conservadora y potente) de unos límites de tolerancia data de 1974 y fue desarrollada por **Fukuda et al. (1974)**. En esta investigación se fijaron los criterios a partir de medidas reales llevadas a cabo sobre prototipos y registros fotográficos. Con estos datos como base, un grupo de expertos evaluó el grado de peligrosidad de los objetos situados tras el revestimiento, según el efecto producido por distintas intensidades de rebase, analizadas mediante observaciones y medidas de campo.

Se seleccionaron tres objetos sobre los que evaluar el efecto del rebase, dividido posteriormente en tres rangos en función de su magnitud. Se muestran a continuación:

- Para una persona andando: "*awful a little*" (un poco molesto), "*awful*" (molesto) y "*dangerous*" (peligroso).
- Para un vehículo o automóvil: "pasable a alta velocidad", "pasable reduciendo la velocidad" e "impasable en orden normal".
- Para una casa: "sin daño", "daño parcial en puertas de cristal" y "daño e inundación".

Esta clasificación se muestra en la siguiente figura (ver *Figura 4.25*).

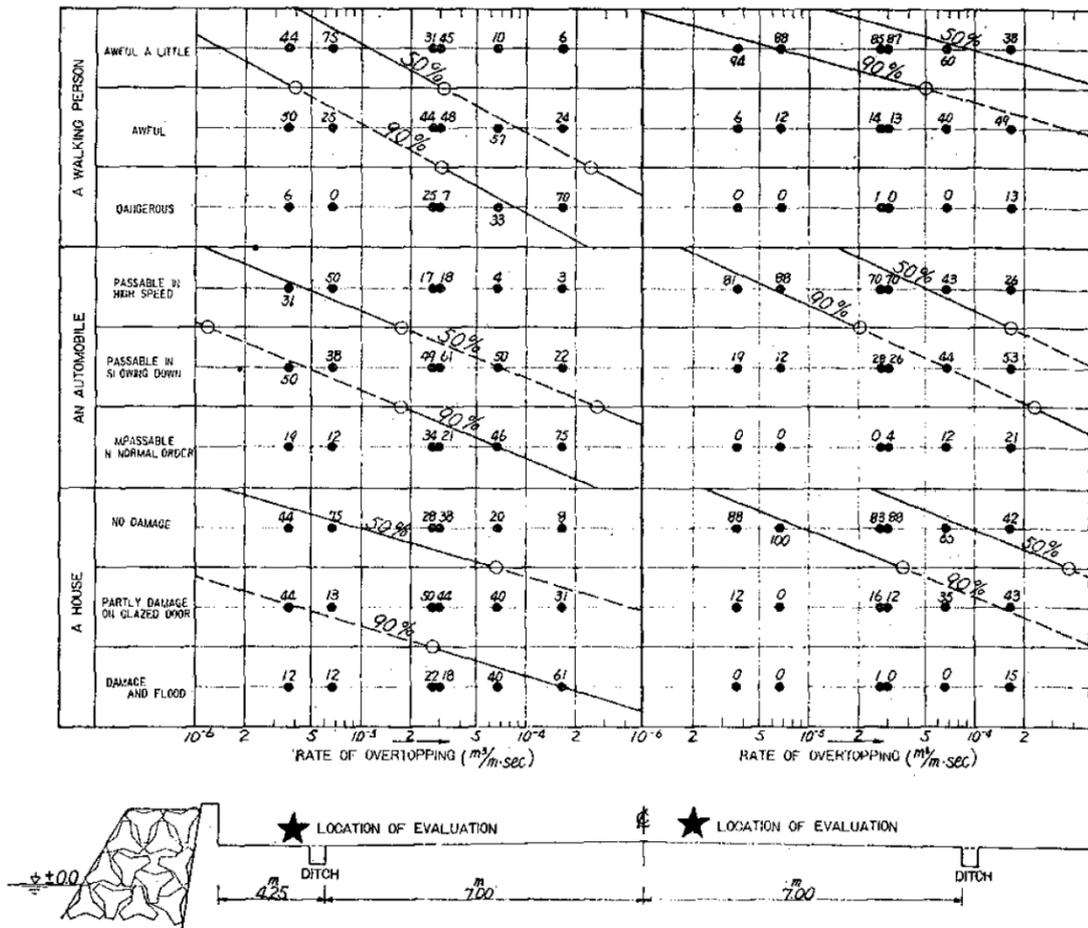


Figura 4. 26. Límites tolerables de rebase, según Fukuda et al (1974).

De la figura previa, se puede deducir que los límites establecidos por Fukuda pueden multiplicarse por diez en caso de situarse a una distancia de 10 metros, con respecto a la línea de la cara del revestimiento. También es posible observar como el ratio de rebase se limita del siguiente modo:

- Para una persona andando justo detrás del revestimiento sin peligro:
  - Con un grado de seguridad del 50%, por debajo de  $2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ .
  - Con un grado de seguridad del 90%, por debajo de  $3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ .
- Para un automóvil circulando justo tras el revestimiento y a gran velocidad:
  - Con un grado de seguridad del 50%, por debajo de  $2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ .
  - Con un grado de seguridad del 90%, por debajo de  $1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ .
- Para una casa situada justo detrás del revestimiento, sin sufrir daños:

- Con un grado de seguridad del 50%, por debajo de  $7 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ .
- Con un grado de seguridad del 90%, por debajo de  $1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ .

A continuación, se recogen otros límites tolerables propuestos por distintos autores en términos de rebase admisible:

▪ **Goda (1985)**

Este autor establece los límites tolerables del ratio de rebase desde el punto de vista de la integridad estructural de la obra.

<i>Tipo de obra</i>	<i>Superficie atacada</i>	<i>Rebase (<math>\text{m}^3/\text{s}/\text{m}</math>)</i>
<i>Dique costero</i>	Hormigón en talud frontal con tierras en coronación y talud trasero	Menos de 0.005
	Hormigón en talud frontal y coronación, con tierras en talud trasero	0.02
	Hormigón tanto en talud frontal como en talud trasero	0.05
<i>Revestimiento</i>	Sin pavimento en el terreno	0.05
	Con pavimento en el terreno	0.20

Tabla 4. 7. Límites tolerables del ratio de rebase propuestos por Goda (1985), desde el punto de vista de la seguridad de la estructura.

▪ **Shiraisi (1968)**

Shiraisi propone ratios tolerables de rebase, según las condiciones de ola.

<i>Condición de rebase</i>	<i>Rebase (<math>\text{m}^3/\text{s}/\text{m}</math>)</i>
<i>Rebasa ligeramente spray</i>	$0 - 10^{-3}$
<i>Considerable spray rebasa o parte sustancial de la ola rebasa ligeramente</i>	$10^{-3} - 5 \cdot 10^{-3}$
<i>El spray rebasa violentamente y una parte sustancial de la ola rebasa considerablemente</i>	$5 \cdot 10^{-3} - 10^{-2}$
<i>Sustancial parte de la ola rebasa considerablemente</i>	$10^{-2} - 10^{-1}$

Tabla 4. 8. Ratio de rebase y sus condiciones de ola, según Shiraisi (1968).

▪ **Nagai (1979)**

Este autor límite y clasifica el rebase en función de su comportamiento.

<i>Clasificación</i>	<i>Respuesta de rebase</i>	<i>q/q<sub>0</sub></i>	<i>Propiedad</i>
<i>I</i>	Solo rebasa el spray (muy buena absorción de ola)	0 - 10 <sup>-4</sup>	Adecuado para un dique
<i>II</i>	Masa de agua rebasando (mayor límite aplicable a diques)	10 <sup>-4</sup> - 5·10 <sup>-3</sup>	
<i>III</i>	Una sustancial parte de la ola rebasa (absorción imperfecta)	5·10 <sup>-3</sup> - 10 <sup>-2</sup>	Inadecuado para un dique
<i>IV</i>	Gran volumen de ola rebasa (pobre absorción)	10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>-1</sup>	

Tabla 4. 9. Clasificación del comportamiento del rebase, según Nagai (1970).

▪ **Franco et al. (1994)**

En 1994, estos autores determinan algunos rangos de valores de rebase medio tolerables para distintos elementos y escenarios de riesgos afectados por el fenómeno. En la Figura 4.26 se recogen los valores propuestos, pudiendo ser establecidos los siguientes rangos de caudales característicos.

- q = 0.004 l/s/m, como límite de confortabilidad para los peatones.
- q = 0.01 l/s/m, como límite de peligrosidad para vehículos circulando a baja velocidad.
- q = 0.03 l/s/m, como límite de peligrosidad para peatones y daños estructurales sobre edificios.
- q = 200 l/s/m, como límite para la seguridad estructural del propio dique.

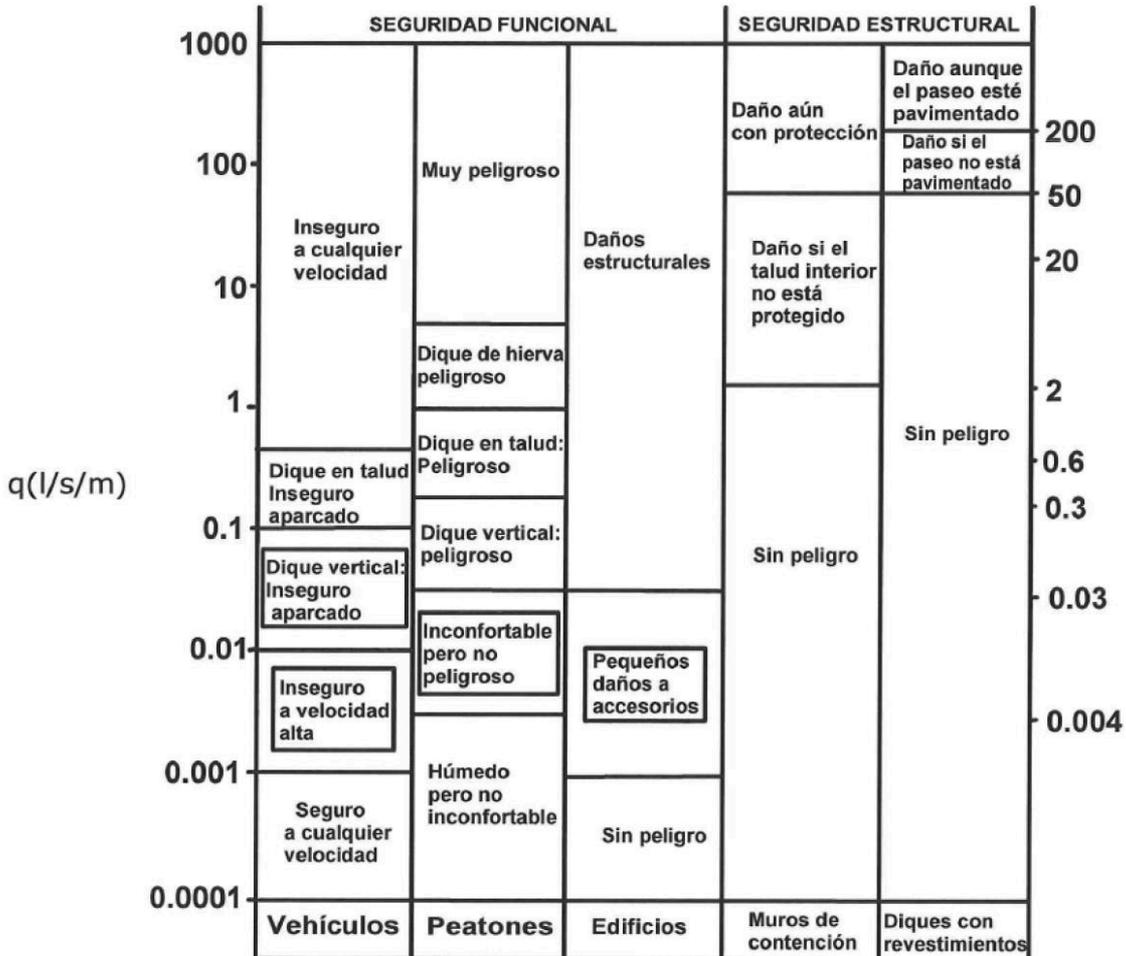


Figura 4. 27. Límites tolerables para caudales de rebase, según Franco et al. (1994).

▪ **Burcharth (1998)**

Posteriormente, Burcharth recopila y condensa información de diferentes estudios (a partir de los trabajos de Franco et al.), para valores críticos de descarga media de rebase (q). En la siguiente figura, se recogen estos valores, siendo una guía, pues la intensidad depende también de la geometría de la estructura y de la distancia desde el eje del espaldón.

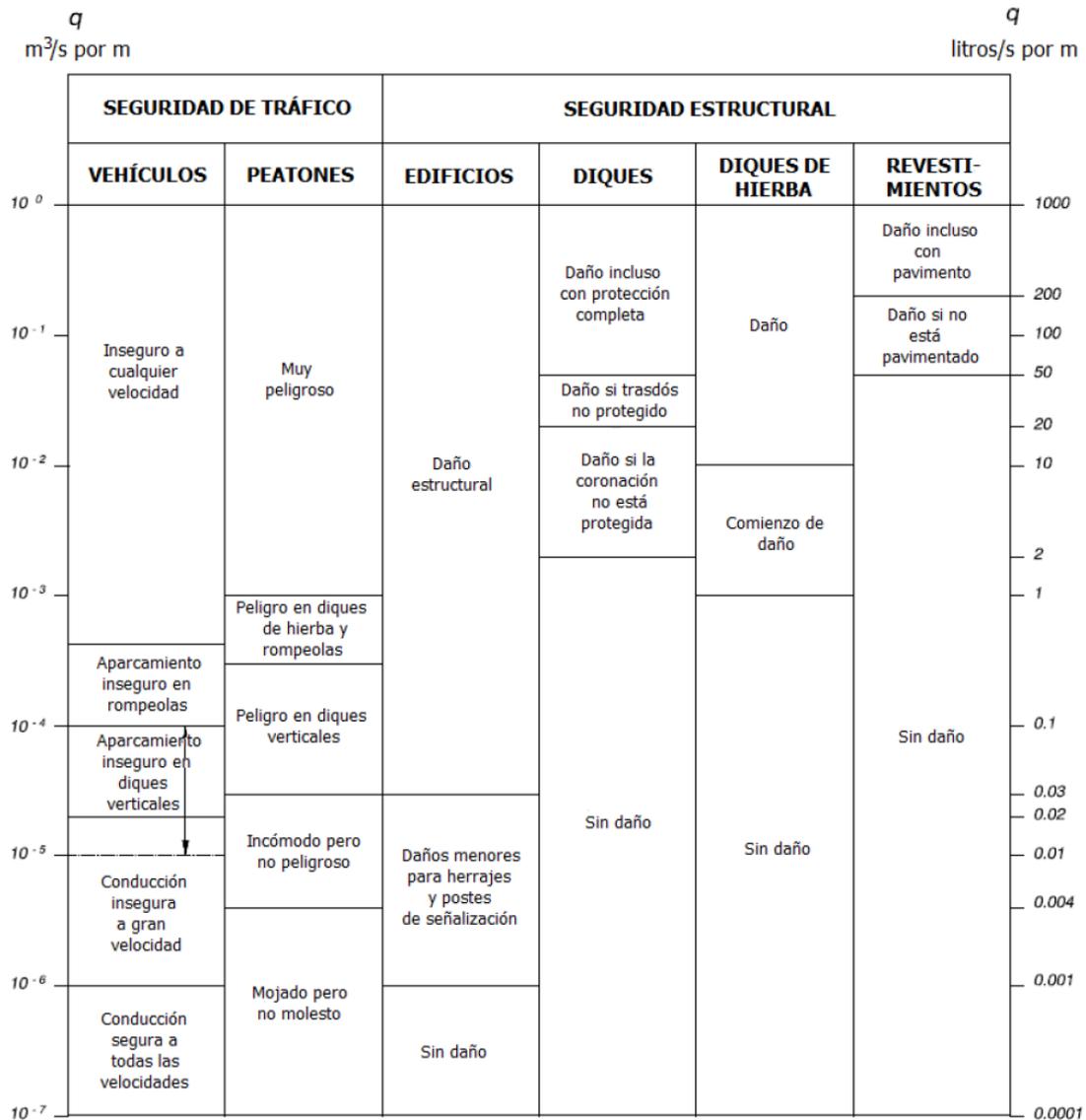


Figura 4. 28. Valores críticos de la descarga media de rebase  $q$ , según Burcharth (1998).

▪ **Allsop et al. (2008)**

En 2008, estos autores recopilan los avances realizados en el campo de los niveles guía y daños directos causados por el rebase, destacando la necesidad de evaluar tanto el riesgo como la probabilidad de ocurrencia de este fenómeno. Justifican esta necesidad en la gravedad y frecuencia de estos daños, estimando entre 2 y 5 pérdidas humanas cada año en el Reino Unido consecuencia directa del impacto del oleaje o por arrastre y ahogo.

Con todo ello, clasifican los daños del rebase en tres categorías:

- Daños directos sobre personas situadas tras la defensa costera.

- Daños sobre la propiedad, infraestructuras y operatividad de las mismas. En esta categoría se incluyen tanto daños medioambientales como económicos.
- Daños sobre la propia infraestructura de protección, tanto a largo como a corto plazo.

Por otra parte, para valorar el riesgo directo por el fenómeno del rebase, emplean cuatro parámetros básicos, pues diversos experimentos muestran como la limitación única de tasa promedio de rebase es insuficiente. Se recogen los parámetros empleados a continuación:

- Ratio promedio de rebase ( $q$ ).
- Volúmenes individuales y máximos de rebase ( $V_i$  y  $V_{m\acute{a}x}$ ).
- Velocidades del flujo sobre coronación del dique, tanto horizontales como verticales ( $v_x$  y  $v_z$ ).
- Espesor de la lámina de agua en coronación y trasdós ( $d_c$  y  $d_p$ ).

Recopilando los datos existentes, recomiendan una serie de límites tolerables para tasas promedio y volúmenes máximos de rebase para peatones, vehículos y edificaciones. En cuanto a los daños sobre las propias estructuras de defensa, únicamente recogen limitaciones basadas en tasas promedio.

Hazard type and reason	Mean discharge $q$ (l/s/m)	Max volume <sup>(1)</sup> $V_{max}$ (l/m)
Trained staff, well shod and protected, expecting to get wet, overtopping flows at lower levels only, no falling jet, low danger of fall from walkway	1 – 10	500 at low level
Aware pedestrian, clear view of the sea, not easily upset or frightened, able to tolerate getting wet, wider walkway <sup>(2)</sup> .	0.1	20 – 50 at high level or velocity

<sup>(1)</sup> Note: These limits relate to overtopping velocities well below  $v_c \leq 10$  m/s. Lower volumes may be required if the overtopping process is violent and/or overtopping velocities are higher.

<sup>(2)</sup> Note: Not all of these conditions are required, nor should failure of one condition on its own require the use of a more severe limit.

Figura 4. 29. Límites tolerables de rebase para peatones, según Allsop et al. (2008).

En cuanto a limitaciones en términos de velocidad, mencionan las recomendaciones del **EurOtop Manual (2007)**. Estas recomendaciones sugieren que, para peatones y vehículos, las velocidades horizontales deben ser inferiores a 2.5 m/s y 5 m/s, respectivamente, según experimentos realizados en condiciones estacionarias.

Finalmente, destacan la falta de datos disponibles en cuanto a velocidades y espesores de lámina de agua y la necesidad de validar las propuestas existentes para estimar tanto estos parámetros como los volúmenes máximos de rebase.

▪ **Bae et al. (2016)**

Posteriormente, **Bae et al. (2016)** llevan a cabo ensayos de estabilidad de peatones sobre diques, con el fin de dotar de información para prevenir caídas al mar a causa de impactos por rebase. A partir de ellos, se propone un criterio de valoración y se concluye que las condiciones (velocidad del flujo y espesor de la lámina de agua) para la estabilidad de peatones por flujo de rebase son menores que aquellas generales para flujo estacionario (ver *Figura 4.29*).

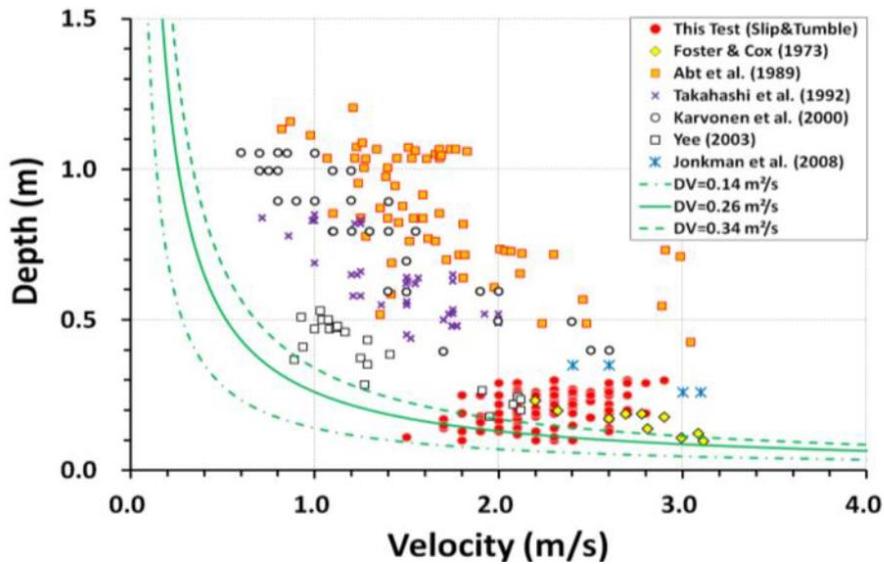


Figura 4. 30. Representación de la relación entre el espesor de la lámina de agua y velocidad del estado límite en los experimentos realizados por Bae et al. (2016). Comparación con estudios previos.

Considerando dos modos de caída, se define el límite D·V (producto del espesor de la lámina de agua y velocidad del flujo) tanto para niños como para adultos.

	Limit State	Instability 1 (Tiptoe lifting)	Instability 2 (Slipping or Tumbling)
<b>Target</b>			
Child (H·M=14~49 m·kgf)		DV=0.14 m <sup>2</sup> /s	DV=0.14 m <sup>2</sup> /s
Adult (H·M=117~159 m·kgf)		DV=0.26 m <sup>2</sup> /s	DV=0.34 m <sup>2</sup> /s

Figura 4. 31. Límites tolerables de estabilidad para peatones sobre diques rompeolas, según Bae et al. (2016).

#### 4.3.3.2. Determinación de la cota de coronación

Como se ha mencionado previamente, la determinación de la cota de coronación de un dique en talud es un problema fundamental a resolver en su diseño, pues tiene repercusión directa sobre el coste de la obra, el riesgo de rebase, el nivel de protección, sus condiciones estéticas y ambientales. Estas últimas han ido adquiriendo mayor importancia en los últimos años, consecuencia de la concienciación y presiones sociales.

Por todo ello, seleccionar e identificar las variables principales y herramientas adecuadas posibilitarán la solución a este problema, siendo una convencional u otras.

Es posible tomar como criterio de diseño de la cota de coronación el remonte, pero resulta necesario definir cuál es el que se toma. Esto es un problema complejo, pues para el cálculo del remonte se pueden emplear distintas alturas características, desde la altura de ola significativa hasta la altura de ola máxima, o bien calcular el remonte característico.

Según **Tsuruta y Goda (1968)** el máximo remonte para oleaje regular puede ser de  $R = 1.2 \cdot H$  a más de  $4 \cdot H$ , y para oleaje irregular desde  $R = 2 \cdot H_{1/3}$  a más de  $10 \cdot H_{1/3}$ . Esto daría lugar a un remonte de 30m de altura, en caso de una altura de ola de 3m y oleaje irregular. Así, se puede concluir que aplicar este criterio de diseño daría lugar a un diseño de dique antieconómico.

Aun así, no se podría garantizar una protección total, dado que la ola de diseño y las condiciones de mareas previstas pueden no ser las condiciones más desfavorables posibles, sino que sólo representan una condición extrema. Por otra parte, este criterio tampoco considera el tipo de daño que puede causar el rebase sobre la zona resguardada por el dique, lo que puede generar un exceso de confianza en el uso, al no esperarlo.

Habitualmente, (**Van der Meer, 1992**) se toma  $R_{2\%}$  (nivel de remonte excedido por el 2% del conjunto de olas) como criterio de diseño de la altura del dique, estando directamente relacionado con el rebase. Para una distribución Rayleigh de alturas de ola se tiene:

$$\frac{R_{2\%}}{R_s} \approx \frac{H_{2\%}}{H_s} = 1.40$$

La ventaja fundamental del empleo de un criterio de rebase, es que el diseñador es consciente de la existencia de la masa de agua que rebasa el dique, pudiendo prepararse para manejarlo (creación de un drenaje suficiente o de una zona de seguridad). No obstante, también presenta un inconveniente: la definición de "rebase máximo permisible" (**Goda, 1970**), lo que resulta difícil de cuantificar y difuso.

Los estudios y análisis de resultados de los ensayos de los distintos investigadores muestran la importancia de distinguir entre situaciones con una gran cantidad de agua

pasando por encima de la coronación del dique en talud ("green water", aguas claras o la masa de la ola), de aquellas con una cantidad pequeña de agua superando la coronación ("spray", rociación, salpicaduras o espuma).

Si se selecciona una cota de coronación tal que no se produzca el spray, el dique resultante es extremadamente alto y antieconómico. Por contra, si la altura es muy baja, permitiendo por tanto el rebase de parte sustancial de la ola, la función de protección no se produciría. Con todo ello, se puede concluir que es excesivamente costoso el diseño de obras de protección que no rebasen para las olas más altas del espectro, siendo necesaria una solución de compromiso.

En caso de dimensionar mediante limitaciones de rebase, además de calcular el volumen de agua que rebasa el dique, es necesario conocer los efectos de dichos volúmenes sobre todo aquello situado en el trasdós del mismo. Así, se fijan los criterios de diseño que relacionen el coste del dique con la seguridad, mediante la probabilidad de ocurrencia de un determinado volumen de rebase, con el daño que causaría y las dimensiones del dique que determinan tal ocurrencia.

En otras palabras, existen dos problemas a resolver:

1. Determinación de la **cantidad de rebase** posible, para cada uno de los temporales asociados a una probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno.
2. Definición de unos **criterios de diseño**, relativos a la cantidad permisible de rebase en función del posible daño a asumir en la parte protegida, con relación al periodo de vida de la estructura y que tendrá asociada una determinada probabilidad.

En estos dos problemas, se deben considerar las siguientes variables:

- **Estructurales:** desde la rugosidad del manto y su geometría (existencia de berma, geometría de la berma o pendiente de fondo en las proximidades de la estructura), hasta la porosidad del manto, entre otras. El factor geométrico de mayor relevancia es el francobordo, que viene definido como la altura existente entre la coronación del dique y el nivel medio del agua.
- **Económicas:** aquellas variables consideradas en el análisis coste/beneficio y que se basan en los niveles de daño producidos por el rebase. Adicionalmente, aquellos diques rompeolas que se construyan en zonas turísticas deberán prestar especial atención a su cota de coronación, pues es un factor estético relevante debido a su impacto visual.
- **Medioambientales:** desde las características del oleaje incidente y reflejado (como la direccionalidad y parámetros espectrales), niveles del agua (como mareas astronómicas y mareas meteorológicas), el campo espacial de vientos, entre otros.

Ya se ha mencionado previamente que la experiencia, considerada como una herramienta a disposición del ingeniero para determinar la cota de coronación óptima de la estructura de protección costera en talud, tiene una aplicación limitada a causa de las características cambiantes (clima marítimo, condiciones estructurales, etc.) para cada estructura y localización. Es por esto que, las fórmulas de diseño disponibles y recogidas en los apartados anteriores, se basan mayoritariamente en experiencias en laboratorio a escala reducida y ajuste a sus resultados.

#### *4.4. Rebase sobre diques en talud con baja cota de coronación*

Tradicionalmente, el diseño de las obras de defensa marítimas se ha centrado en minimizar la tasa de rebase que pasaba su coronación. Es por esto, que pocos autores han estudiado este fenómeno fuera de rangos de francobordos correspondientes a diques irrebables.

##### *4.4.1. EurOtop Manual (2007)*

En el **EurOtop Manual (2007)** se lleva a cabo una revisión del estado del arte hasta la fecha y se proponen dos fórmulas empíricas diferentes, según rangos de aplicación en términos de francobordo adimensional y talud del manto. Se recogen a continuación:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.20 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$$

Para  $1.0 < \cot \alpha < 4.0$  y  $0.5 < R_c/H_{m0} < 3.5$ . Esta primera ecuación está basada en los ensayos físicos a escala reducida llevados a cabo por **Kofoed (2002)**.

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.04 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$$

Para  $1.0 < \cot \alpha < 4.0$  y  $0.1 < R_c/H_{m0} < 3.5$ .

Finalmente, para estructuras de francobordo nulo, se propone una formulación diferente basada en los ensayos realizados por **Schüttrumpf (2001)**.

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \left( 0.136 - \frac{0.226}{\xi_{m-1,0}^3} \right)$$

Para  $3.0 < \cot \alpha < 6.0$ .

#### 4.4.2. Victor y Troch (2012)

Estos autores, estudian el fenómeno del rebase en estructuras impermeables de talud pronunciado con baja cota de coronación, sometidas a oleaje no rompiente. Para ello, en primer lugar, definen las variables descriptoras del fenómeno: altura de ola incidente a pie de dique, periodo del oleaje, talud del dique y francobordo. Por otro lado, se llevan a cabo ensayos con modelo físico a escala reducida con oleaje no rompiente y pendiente de fondo horizontal. Estos ensayos son realizados con oleaje irregular con espectro JONSWAP (parámetro pico 3.3) y cuentan con al menos 1000 olas. Así, se realizan 349 ensayos en total con los siguientes rangos:

Variable	Rango experimental
$\cot \alpha$	0.36 - 2.75
$R_c [m]$	0.07, 0.045, 0.02
$h_s [m]$	0.50, 0.525, 0.55
$H_{m0} [m]$	0.02 - 0.19
$T_p [s]$	1.0 - 2.0

Tabla 4. 10. Rango experimental de ensayos de Victor & Troch (2012).

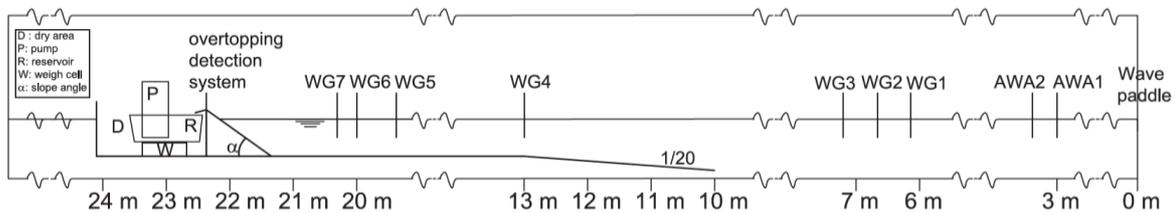


Figura 4. 32. Sección transversal del canal de oleaje y disposición de sensores de oleaje (Victor & Troch, 2012).

Posteriormente estos resultados se comparan con las principales formulaciones existentes. En la siguiente tabla se recogen las ecuaciones seleccionadas junto con sus rangos de aplicación.

Número de ecuación	Referencia	cot $\alpha$	$R_c/H_{m0}$
(1)	EurOtop (2007)	1.0 - 4.0	0.5 - 3.5
(2)	Franco et al. (1994)	0.0	0.8 - 3.0
(3)	EurOtop (2007)	0.0	0.1 - 3.5
(4)	Schüttrumpf (2001)	3.0 - 6.0	0.0
(5)	Goda (2009)	0.0 - 7.0	0.0 - 5.7
(6)	Kofoed (2002)	0.58 - 2.75	0.15 - 2.0
DHNN	EurOtop 2007, Van Gent et al. (2007)	0.0 - 7.0	0.0 - 6.4

Tabla 4. 11. Resumen de fórmulas empíricas y métodos utilizados para la comparación.

Además, estudian la afección del francobordo adimensional, la pendiente de fondo y el peralte del oleaje sobre el rebase de forma independiente (ver Figura 4.32).

Con todo ello, definen cuatro zonas (A, B, C y D) de comportamiento del rebase, en función de la cotangente del talud y el francobordo adimensional, proporcionando una fórmula diferente para cada una de ellas.

- **Zona A: cot  $\alpha < 1.5$  y  $R_c/H_{m0} \leq 0.80$**

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = (0.033 \cot \alpha + 0.062) \exp \left[ (1.08 \cot \alpha - 3.45) \frac{R_c}{H_{m0}} \right]$$

Para  $0.0 \leq \cot \alpha \leq 1.43$  y  $0.0 \leq R_c/H_{m0} \leq 0.8$

- **Zona B: cot  $\alpha < 1.5$  y  $R_c/H_{m0} \geq 0.80$**

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.2 \exp \left[ (1.57 \cot \alpha - 4.88) \frac{R_c}{H_{m0}} \right]$$

Para  $0.0 \leq \cot \alpha \leq 1.43$  y  $0.8 \leq R_c/H_{m0} \leq 2.0$

- **Zona C:  $\cot \alpha > 1.5$  y  $R_c/H_{m0} \leq 0.80$**

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.11 \exp \left[ -1.85 \frac{R_c}{H_{m0}} \right]$$

Para  $1.73 \leq \cot \alpha \leq 2.75$  y  $0.0 \leq R_c/H_{m0} \leq 0.8$

- **Zona D:  $\cot \alpha > 1.5$  y  $R_c/H_{m0} \geq 0.80$**

Se propone la Ec. (1), recogida en **EurOtop (2007)**

Con todo ello, concluyen que el efecto de ángulo del talud resulta insignificante para valores de  $\cot \alpha > 1.5$ , no siendo así un factor considerado en las ecuaciones propuestas para dicho rango. En cuanto al efecto del periodo, este resulta muy inferior al de los restantes factores, destacando el papel del francobordo adimensional. Finalmente, los métodos existentes de predicción no resultan lo suficientemente precisos para las estructuras analizadas.

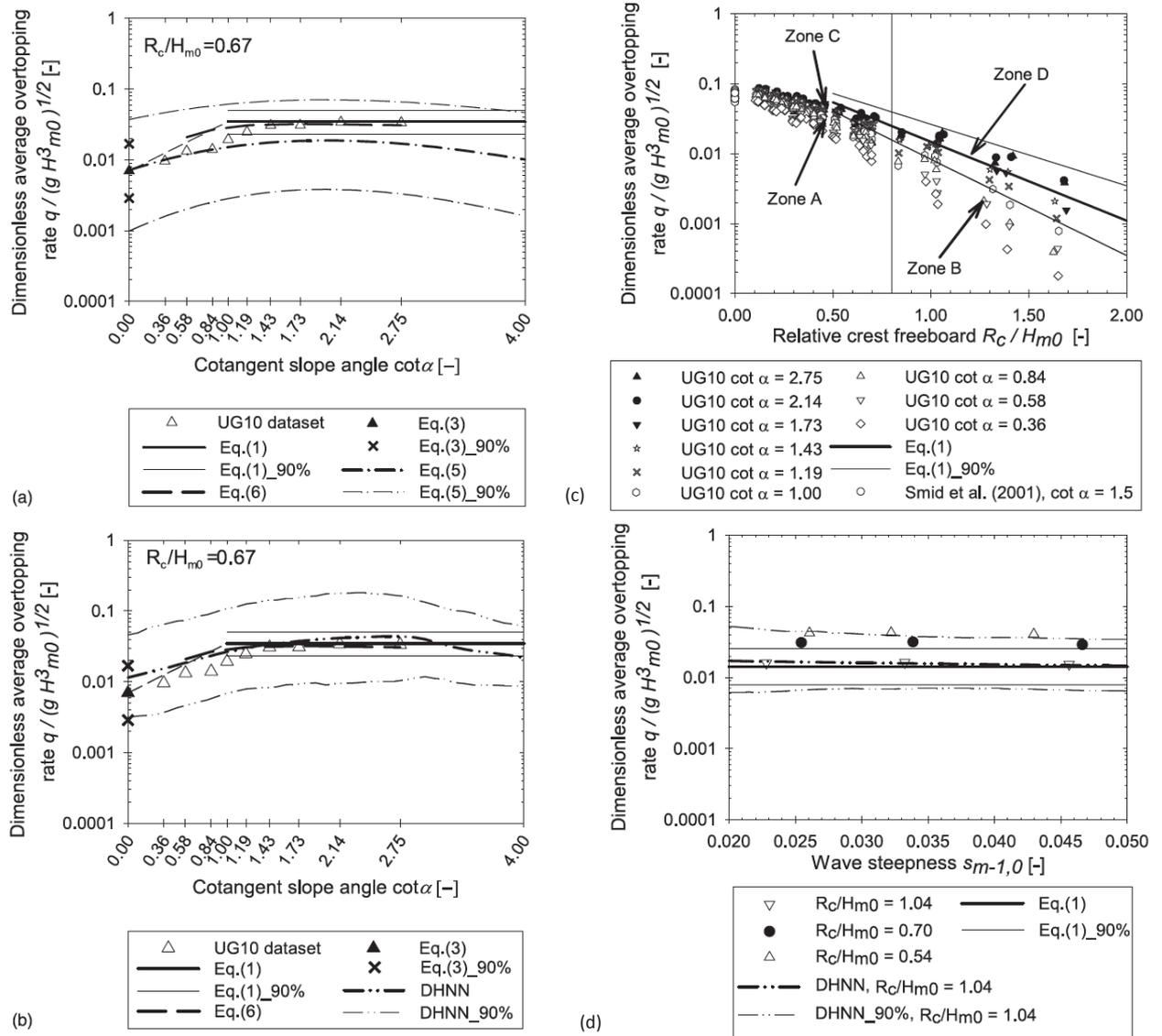


Figura 4. 33. Rebase adimensional en función del ángulo del talud para  $R_c/H_{m0}$  (a) y (b), en función del francobordo relativo para todos los taludes ensayados (c) y en función del peralte del oleaje (d).

#### 4.4.1. Troch et al. (2015)

Troch et al. (2015) continúan la línea de investigación de Victor & Troch (2012), ampliando los ensayos experimentales sobre estructuras de talud muy pronunciado o vertical con cotas de coronación reducidas. Para su estudio, combinan ambas series de datos, cuyos rangos se recogen en la siguiente tabla:

<i>Variable</i>	<i>Victor &amp; Troch (2012)</i>	<i>Troch et al. (2015)</i>
Ángulo del talud ( $\alpha$ )	20 - 70	25 - 90
$R_c$ [m]	0.070, 0.0450, 0.020	0.070, 0.0450, 0.020, 0.010, 0.005, 0.000
$H_{m0}$ [m]	0.02 - 0.19	0.02 - 0.19
$T_p$ [s]	1.0 - 2.0	1.0 - 2.0
$H_{m0, toe}/h$ [-]	0.04 - 0.39	0.03 - 0.39
Pendiente de fondo	Horizontal	Horizontal

Tabla 4. 12. Rango experimental de los ensayos con modelo físico a escala empleados (Troch et al., 2015).

A partir de los resultados de estos ensayos, realizan una comparación con algunas de las fórmulas existentes (**EurOtop (2007)**, **Van der Meer & Bruce (2013)** y **Victor & Troch (2012)**) y analizan la influencia de los diferentes factores sobre el rebase. Alcanzan las siguientes conclusiones:

- El periodo del oleaje y su peralte no tienen un efecto significativo sobre el rebase.
- Para valores del *breaker parameter* ( $\xi_{m-1,0}$ ) > 20, este parámetro no tiene una influencia significativa sobre el fenómeno de estudio.
- En caso de valores del *breaker parameter* ( $\xi_{m-1,0}$ ) < 20, existe un valor máximo de rebase adimensional.
- La fórmula propuesta por **EurOtop (2007)** no proporciona ajustes precisos para taludes pronunciados ( $\cot \alpha \leq 1.5$ ) con pequeños francobordos ( $R_c/H_{m0} \leq 0.5$ ) en condiciones de oleaje no rompiente (ver *Figura 4.33*).
- Las ecuaciones propuestas por **Victor & Troch (2012)** infraestiman la tasa de rebase promedio para los taludes más pronunciados estudiados (ver *Figura 4.34*).

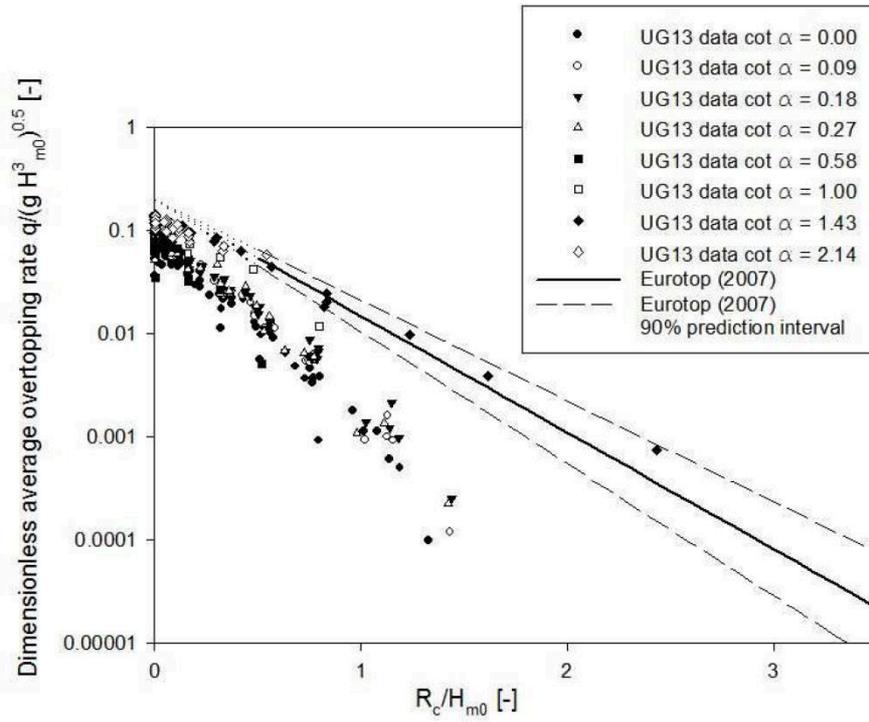


Figura 4. 34. Comparación de los resultados experimentales de Troch et al. (2015) con la fórmula propuesta por el Eurotop (2007).

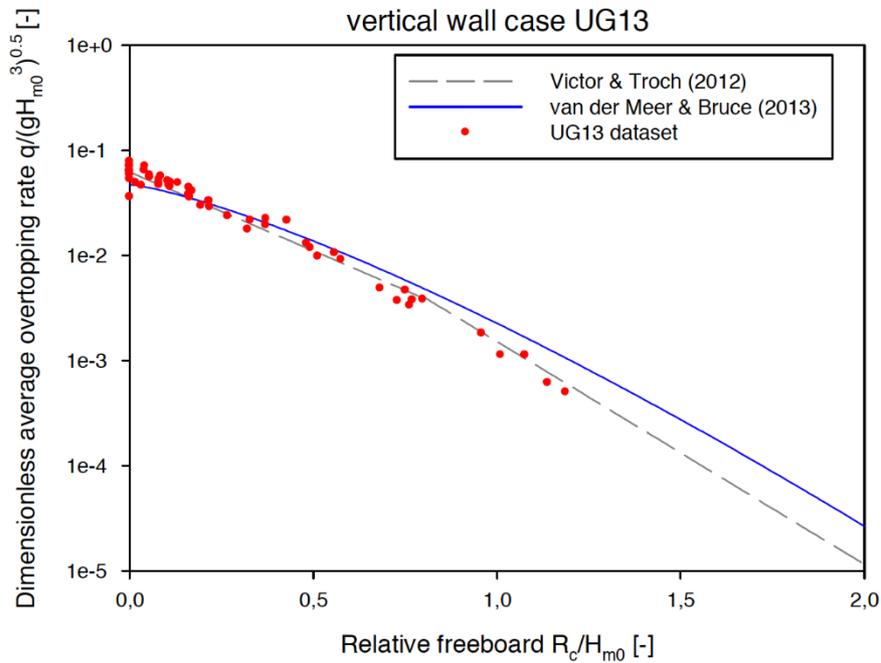


Figura 4. 35. Comparación de los resultados experimentales de Troch et al. (2015) con la fórmula propuesta por Victor & Troch (2012).

#### 4.4.2. Gallach-Sanchez et al. (2016)

**Gallach-Sanchez et al. (2016)** prosiguen con el estudio de estructuras de protección costera de baja cota de coronación y taludes verticales o pronunciados. Para ello, realizan ensayos de laboratorio y recopilan las series de datos de **Victor & Troch (2012)** y **Troch et al. (2015)**. Los rangos de estas tres series de datos se muestran en la siguiente tabla:

Variable	Victor & Troch (2012)	Troch et al. (2015)	Gallach-Sanchez et al. (2016)
Ángulo del talud ( $\alpha$ )	20 - 70	25 - 90	35 - 90
$R_c$ [m]	0.070, 0.0450, 0.020	0.070, 0.0450, 0.020, 0.010, 0.005, 0.000	0.200, 0.120, 0.076, 0.045, 0.020, 0.000
$H_{m0}$ [m]	0.02 - 0.19	0.02 - 0.19	0.061 - 0.225
$T_p$ [s]	1.0 - 2.0	1.0 - 2.0	1.0 - 2.0
$H_{m0, toe}/h$ [-]	0.04 - 0.39	0.03 - 0.39	0.20 - 0.50
Pendiente de fondo	Horizontal	Horizontal	Horizontal

Tabla 4. 13. Rango experimental de los ensayos con modelo físico a escala empleados Gallach-Sanchez et al. (2016).

A partir de los datos de la tabla superior, se puede observar la diferencia entre las series de datos previas y la aportada por **Gallach-Sanchez (2016)**: la nueva serie de datos se centra en condiciones de aguas someras.

Por otro lado, estos autores centran su investigación en validar los resultados de aquellas previamente citadas, así como iniciar el estudio de los volúmenes individuales de rebase (ola a ola) y su distribución.

En cuanto al primer objetivo, comparan los datos experimentales con fuertes taludes ( $\cot \alpha \leq 0.27$ ) tanto con la formulación propuesta por el **EurOtop (2007)** como aquella planteada por **Van der Meer & Bruce (2014)** (ver Figura 4.). Mediante esta comparación, concluyen que la primera ecuación sobreestima los volúmenes de rebase, mientras que la segunda reproduce adecuadamente la tendencia de los datos.

Por otro lado, dentro de este rango, se observa una relación directa entre el rebase y el ángulo del talud, viéndose reducido el volumen de rebase con el incremento de la pendiente del talud. Para valores reducidos o nulos del francobordo adimensional, el rebase promedio se ve incrementado ligeramente al aumentar la cotangente del talud.

Respecto a la condición de aguas someras, para pequeños valores del francobordo adimensional la influencia de calado de agua a pie de dique es despreciable.

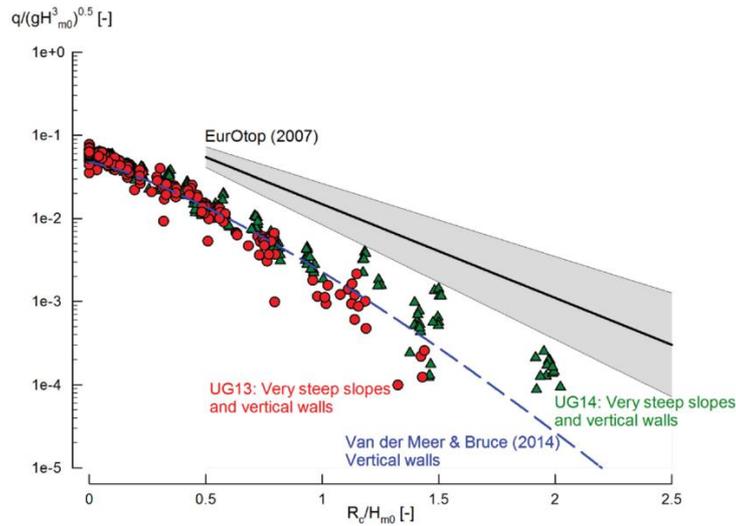


Figura 4. 36. Comparación de los resultados experimentales de rebase relativo promedio frente al francobordo adimensional para taludes muy pronunciados y verticales tanto para aguas profundas (Troch et al., 2015) como para aguas someras (Gallach-Sanchez et al., 2016) con fórmulas del EurOtop (2007) y Van der Meer & Bruce (2014).

Pasando a la distribución de probabilidad de excedencia de volúmenes individuales de rebase, esta sigue una distribución Weibull de dos parámetros, según el manual **EurOtop (2007)**. El factor de escala ( $a$ ) es proporcional al volumen de rebase, mientras que el factor de forma ( $b$ ) es fijado en 0.75 por este manual. Analizando los datos experimentales, Gallach-Sachez et al. concluyen que el factor de forma sigue una distribución asintótica hacia 0.75 para grandes valores del francobordo adimensional (ver Figura 4.36).

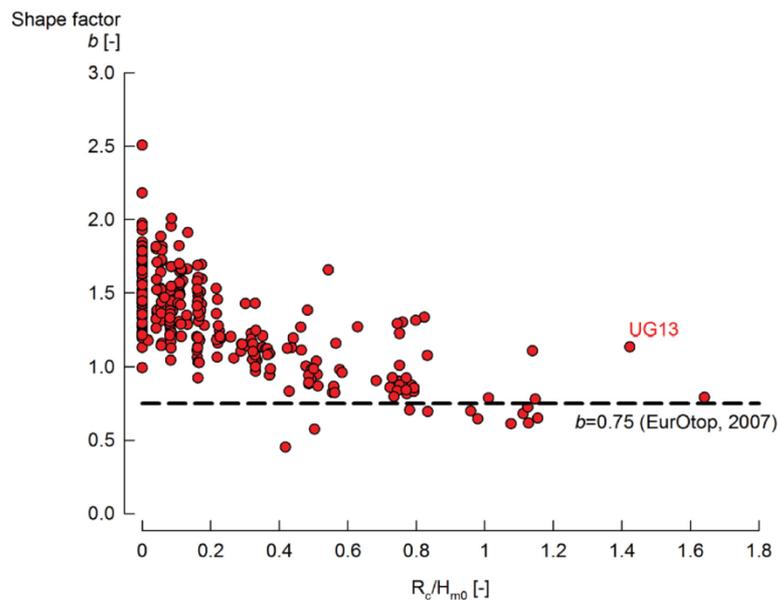


Figura 4. 37. Distribución de los valores de factor de forma ( $b$ ) en función del francobordo adimensional.

## 4.5. Parámetros descriptores del rebase: espesor de la lámina de agua y velocidad

Como ya se ha mencionado en apartados anteriores, uno de los problemas fundamentales a la hora de diseñar un dique en talud es la determinación de su cota de coronación. Para ello, habitualmente se fija una tasa rebase promedio, en función de los usos y condicionantes de la zona. No obstante, el rebase instantáneo puede ser hasta dos órdenes de magnitud superior al rebase promedio, siendo por tanto el verdadero condicionante tanto de la estabilidad hidráulica de su coronación como de los daños sobre las infraestructuras portuarias, su operación y los usuarios.

Es por esto que, diversos autores han centrado sus investigaciones en caracterizar la sollicitación que este rebase instantáneo ejerce y, para ello, emplean dos de sus parámetros: los espesores de la lámina de agua y la velocidad del flujo para el 2% del oleaje incidente. En el presente apartado, se recogen los principales estudios realizados con el fin de describir estos dos parámetros del rebase.

### 4.5.1. Schüttrumpf y Van Gent (2003)

Schüttrumpf y Van Gent (2003) publican de forma conjunta un resumen de las investigaciones que previamente habían realizado por separado (Schüttrumpf, 2001; Schüttrumpf et al., 2002, Van Gent, 2002) y aportan una metodología unificada para la estimación del espesor de la lámina de agua y velocidad a lo largo del talud frontal, coronación y trasdós de un "sea dike". Esta metodología se desarrolla a partir de una deducción teórica que es después calibrada mediante ensayos físicos a escala reducida.

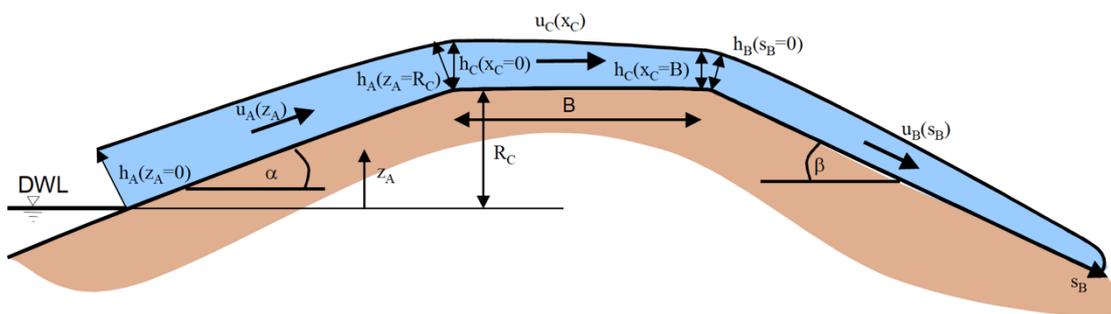


Figura 4. 38. Definición de parámetros (Schüttrumpf y Van Gent, 2003).

El rango experimental de los ensayos realizados por Schüttrumpf et al. (2002), se muestra en el siguiente apartado (Schüttrumpf y Oumeraci, 2005). En cuanto a los

ensayos realizados por **Van Gent (2002)**, en las siguientes tablas se recogen las diferentes configuraciones de dike ensayadas, así como las condiciones de oleaje.

Series	Type of structure	Seaward slope	Inner slope	Crest level	Crest width	Roughness (crest and inner slope)
A	dike	1:4	1:2.5	1.0 m	0.2 m	smooth
B	dike	1:4	1:4	1.0 m	0.2 m	smooth
C	dike	1:4	1:2.5	1.0 m	1.1 m	smooth
D	dike	1:4	1:4	1.0 m	1.1 m	smooth
D'	dike	1:4	1:4	1.0 m	1.1 m	rough
E	low-crested structure	1:4	1:4	0.6 m	0.2 m	smooth
F	low-crested structure	1:4	1:4	0.6 m	1.1 m	smooth

Tabla 4. 14. Configuraciones de dike ensayadas por Van Gent (2002) (Van Gent, 2002b).

No.	Depth at toe $h_{toe}$ (m)	Wave height $H_{m0}$ (m)	Peak wave period $T_{p1}$ (s)	Ratio $T_{p2}/T_{p1}$
1.01	0.30	0.15	2.5	1
1.02	0.30	0.15	2.0	1
1.03	0.35	0.15	2.5	1
1.04	0.35	0.15	2.0	1
1.05	0.40	0.15	2.5	1
1.06	0.40	0.15	2.0	1
1.07	0.40	0.15	1.6	1
1.08	0.45	0.15	2.0	1
1.09	0.45	0.15	1.6	1
1.10	0.50	0.15	1.6	1
2.01	0.40	0.15	2.5	0.8
2.02	0.40	0.15	2.5	0.65
2.03	0.40	0.15	2.5	0.5
2.04	0.40	0.15	2.5	0.4
2.05	0.40	0.15	2.0	0.8
2.06	0.40	0.15	2.0	0.65
2.07	0.40	0.15	1.6	0.8
2.08	0.40	0.15	1.6	0.65

Tabla 4. 15. Condiciones de oleaje ensayadas por Van Gent (2002) para las configuraciones A-D' (Van Gent, 2002b).

No.	Depth at toe $h_{toe}$ (m)	Wave height $H_{m0}$ (m)	Peak wave period $T_{p1}$ (s)	Ratio $T_{p2}/T_{p1}$
1.01	0.10	0.15	2.5	1
1.02	0.10	0.15	2.0	1
1.03	0.10	0.15	1.6	1
1.04	0.125	0.15	2.5	1
1.05	0.125	0.15	2.0	1
1.06	0.125	0.15	1.6	1
2.01	0.125	0.15	2.5	0.8
2.02	0.125	0.15	2.5	0.65
2.03	0.125	0.15	2.5	0.5
2.04	0.125	0.15	2.5	0.4
2.05	0.125	0.15	2.0	0.8
2.06	0.125	0.15	2.0	0.65
2.07	0.125	0.15	1.6	0.8
2.08	0.125	0.15	1.6	0.65

Tabla 4. 16. Condiciones de oleaje ensayadas por Van Gent (2002) para las configuraciones E-F (Van Gent, 2002b).

Cabe mencionar que las configuraciones E-F corresponden con diques de baja cota de coronación. No obstante, las formulaciones deducidas por este autor se basan en las configuraciones A-D', usando estos ensayos para determinar su rango de validez. De esta verificación, Van Gent no obtiene un buen ajuste, especialmente para velocidades y caudales de rebase (obtenidos a partir de los espesores de lámina de agua y velocidades).

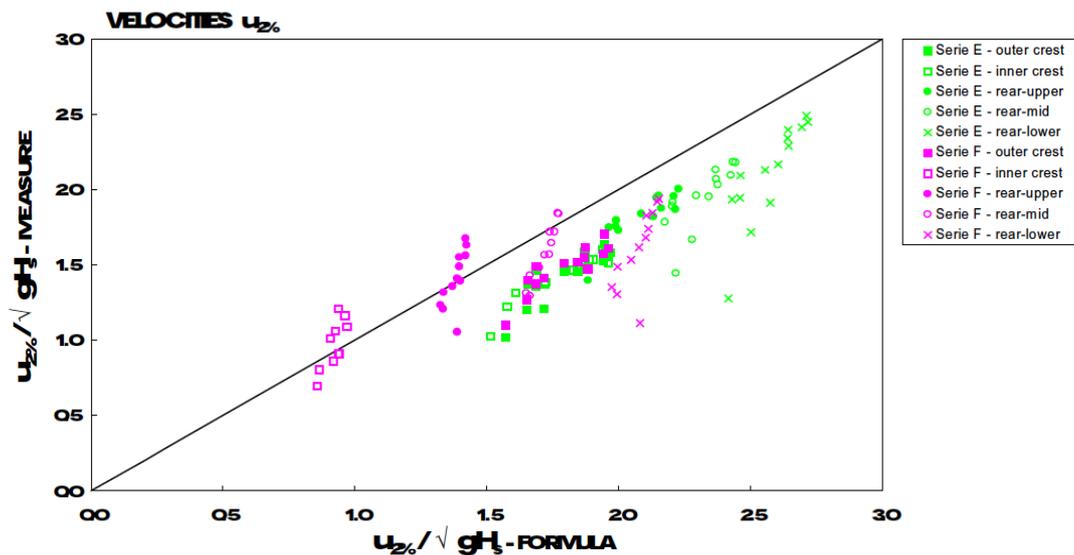


Figura 4. 39. Comparación de resultados experimentales y las fórmulas propuestas para la velocidad en coronación de las configuraciones E-F (Van Gent, 2002b).

La estimación de los mencionados parámetros se basa en la diferencia entre el remonte ficticio y el francobordo de la estructura. El remonte ficticio sería aquel que se produciría sobre un talud infinito en el que, por tanto, no se produciría el fenómeno del rebase. Cabe destacar que esta metodología es únicamente válida para aquellos casos en los que la estimación del remonte, supere el valor del francobordo. Para obtener este estimador, proponen las ecuaciones de **Van Gent (1999, 2001a)**, que considera la transición entre oleaje con rotura plunging y surging.

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_s} = c_0 \xi_{s,-1} \text{ para } \xi_{s,-1} \leq p$$

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_s} = c_1 - \frac{c_2}{\xi_{s,-1}} \text{ para } \xi_{s,-1} \geq p$$

Siendo:

- $R_{u, 2\%}$ , la altura de remonte superado por el 2% del oleaje incidente [m].
- $H_s$ , la altura de ola significativa [m]
- $\xi_{s, -1}$ , "surf similarity parameter", obtenido a partir del ángulo del talud de la estructura ( $\alpha$ ) y el periodo del oleaje ( $T_{m-1,0}$ ).

$$\xi_{s,-1} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2 \pi T_{m-1,0}^2}{g H_s}}}$$

- $c_0$ ,  $c_1$ ,  $c_2$  y  $p$ , coeficientes experimentales. Toman los siguientes valores:

	Schüttrumpf et al. (2002)	Van Gent (2002)
Parámetro $c_0$	1.25	1.35
Parámetro $c_1$	-	4.00

Tabla 4. 17. Valores de los coeficientes experimentales  $c_0$  y  $c_1$  (Schüttrumpf y Van Gent, 2003).

$$c_2 = 0.25 \frac{c_1^2}{c_0}; \quad p = 0.5 \frac{c_1}{c_0}$$

Una vez obtenida la estimación del remonte del 2%, se pueden aplicar las fórmulas propuestas por los autores para las diferentes zonas del dique.

▪ **Talud frontal**

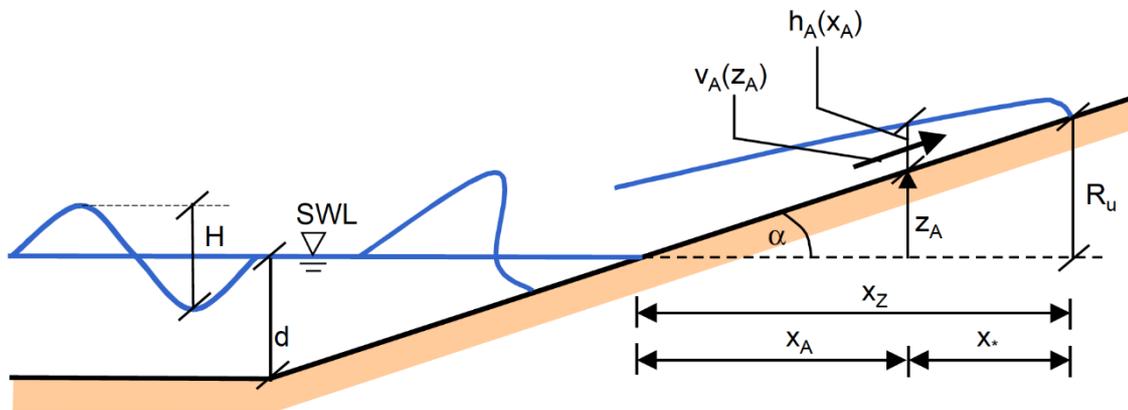


Tabla 4. 18. Definición de parámetros en el talud frontal (Schüttrumpf et al., 2002).

Las velocidades alcanzadas por la lengua de agua sobre esta zona del dique están descritas por la siguiente ecuación:

$$\frac{u_{A,2\%}}{\sqrt{g H_s}} = c_{A,u}^* \sqrt{\frac{R_{u,2\%} - z_A}{H_s}}$$

Donde:

- $u_{A,2\%}$  es la velocidad del remonte superado por el 2% del oleaje incidente [m/s].
- $z_A$  es la posición vertical a lo largo del talud frontal [m].
- $c_{A,u}^*$  es un coeficiente empírico [-].

Mientras que para los espesores de la lámina de agua se propone la siguiente fórmula:

$$\frac{h_{A,2\%}}{H_s} = c_{A,h}^* \left( \frac{R_{u,2\%} - z_A}{H_s} \right)$$

Siendo:

- $h_{A,2\%}$  es el espesor de la lámina de agua del remonte superado por el 2% del oleaje incidente [m].
- $c_{A,h}^*$  es un coeficiente empírico [-].

	Schüttrumpf et al. (2002)	Van Gent (2002)
$c_{A,u}^*$	1.37	1.30
$c_{A,h}^*$	0.33	0.15

Tabla 4. 19. Valor de los coeficientes empíricos para el talud frontal (Schüttrumpf y Van Gent, 2003).

- **Coronación**

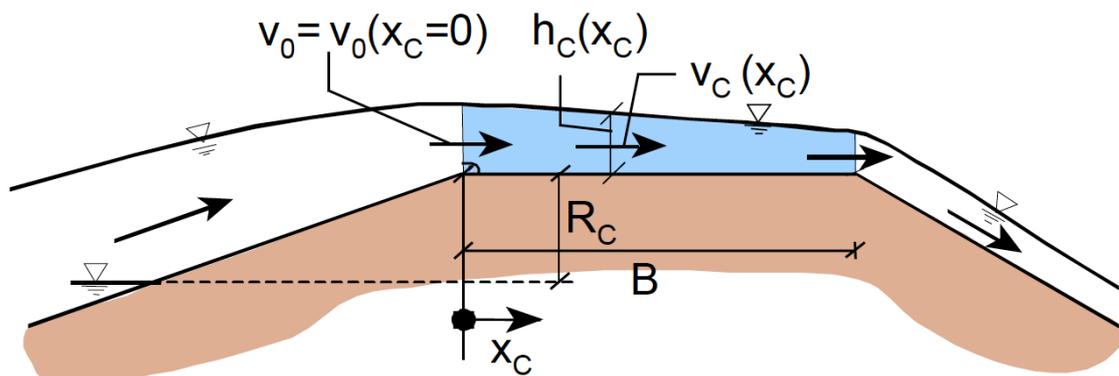


Figura 4. 40. Definición de parámetros en coronación (Schüttrumpf et al., 2002).

Las velocidades alcanzadas en coronación son función de aquellas que aparecen al final del talud frontal ( $u_{A,2\%}(R_c)$ ) y los espesores de la lámina de agua en la coronación ( $h_{c,2\%}$ ). A continuación, se muestra la fórmula propuesta:

$$\frac{u_{c,2\%}}{u_{A,2\%}(R_c)} = \exp\left(c_{c,u}^* \frac{x_c f}{h_{c,2\%}}\right)$$

Siendo:

- $x_c$ , la posición sobre la coronación del “sea dike” respecto a su coronación [m].
- $f$ , un coeficiente de fricción [-].
- $c_{c,u}^*$ , coeficiente empírico [-].

Por otro lado, los espesores de la lámina de agua en coronación son función del espesor de la lámina de agua al final del talud frontal ( $h_{A,2\%}(R_c)$ ). Seguidamente, se recoge la ecuación planteada:

$$\frac{h_{c,2\%}}{h_{A,2\%}(R_c)} = \exp\left(-c_{c,h}^* \frac{x_c}{B}\right)$$

Donde:

- $B$  es el ancho de coronación [m].
- $c_{c,h}^*$  es un coeficiente empírico [-].

	Schüttrumpf et al. (2002)	Van Gent (2002)
$c_{c,u}^*$	0.5	0.5
$c_{c,h}^*$	0.89	0.4

Tabla 4. 20. Valor de los coeficientes empíricos para la coronación (Schüttrumpf y Van Gent, 2003).

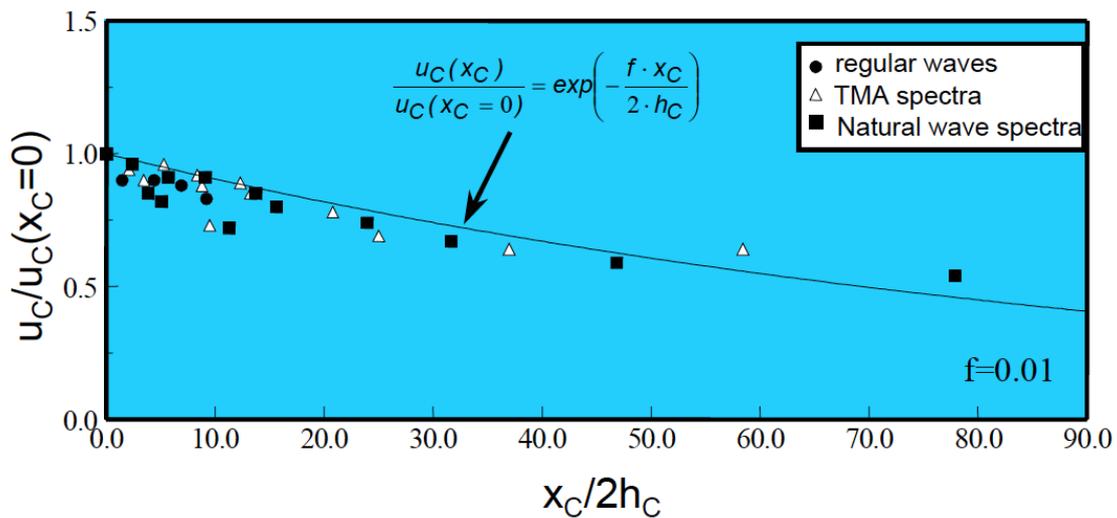


Figura 4. 41. Ejemplo del ajuste entre los resultados experimentales y las formulaciones propuestas (Schüttrumpf et al., 2002).

▪ Trasdós

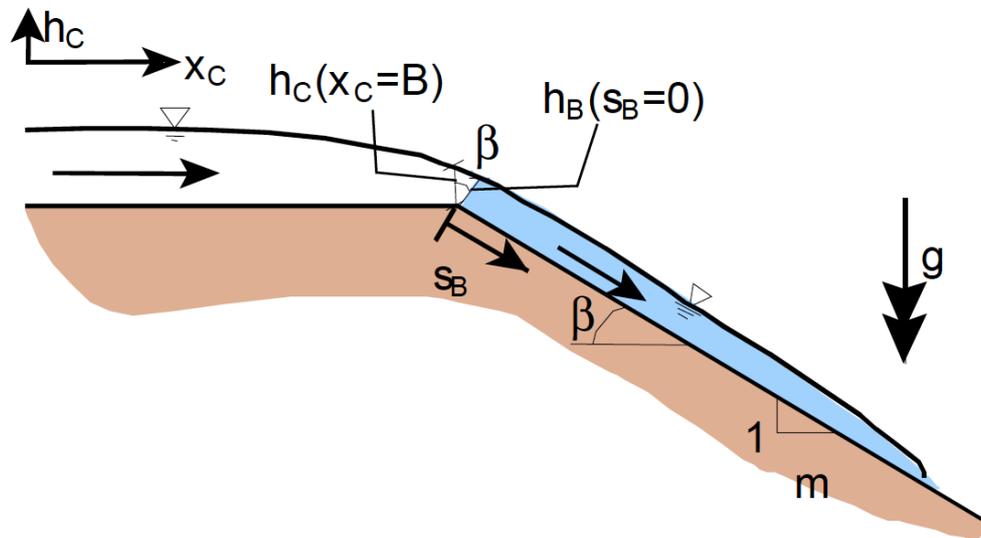


Figura 4. 42. Definición de parámetros a lo largo del trasdós (Schüttrumpf et al., 2002).

Cada autor obtuvo unas fórmulas diferentes, en función de las hipótesis de partida, aunque ambas son muy similares. La solución propuesta por Schüttrumpf (Schüttrumpf, 2001; Schüttrumpf et al., 2002) requiere de una resolución iterativa, por lo que se plantea aquella obtenida por Van Gent (2002), mucho más simple.

$$u_{B,2\%} = \frac{k_2}{k_3} + k_4 \exp(-3 k_2 \cdot k_3^2 \cdot s_B)$$

Con:

$$k_2 = \sqrt[3]{g \sin \beta}$$

$$k_3 = \sqrt[3]{\frac{f}{2 h_{0,2\%} u_{0,2\%}}}$$

$$k_4 = u_{0,2\%} - \frac{k_2}{k_3}$$

#### 4.5.2. Schüttrumpf y Oumeraci (2005)

Estos dos autores desarrollan la metodología ya propuesta por **Schüttrumpf (2001)**, analizando la influencia de diferentes factores sobre sus parámetros y reajustando los valores propuestos para los coeficientes experimentales del método. Para ello, se basan en los resultados obtenidos a través de ensayos en modelo físico reducido, cuyo rango experimental se recoge en la siguiente figura:

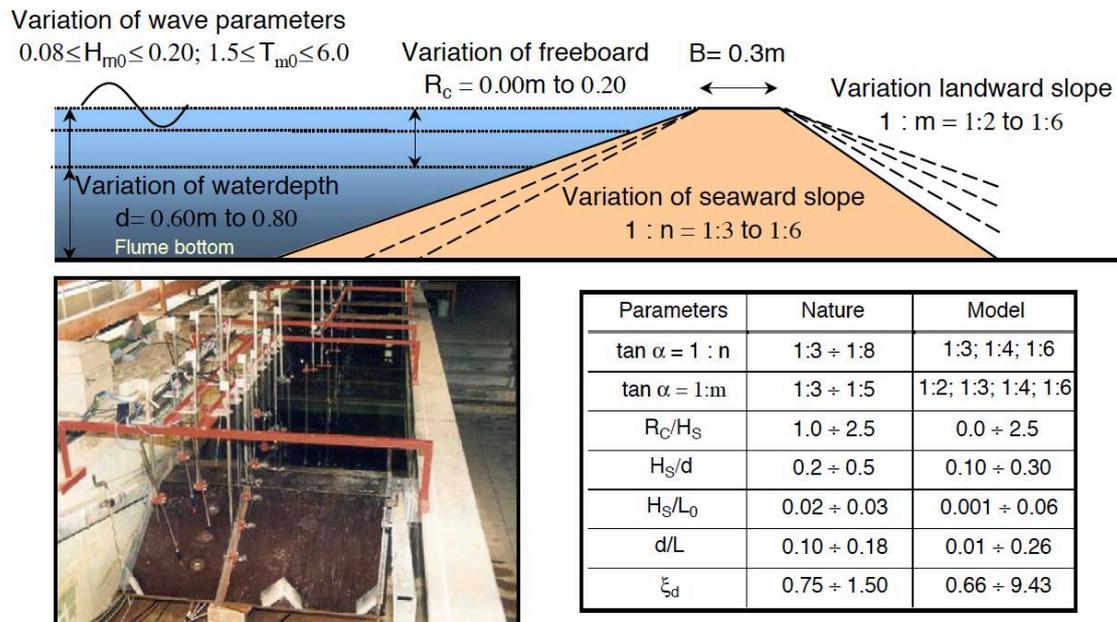


Figura 4. 43. Metodología experimental empleada por Schüttrumpf & Oumeraci (2005).

Mediante este nuevo estudio, se reformula el valor de dos de los coeficientes empíricos asociados a la velocidad y espesor de la lámina de agua en talud frontal y coronación del dique, respectivamente.

#### Schüttrumpf & Oumeraci (2005)

$C_{A,u}^*$	0.94
$C_{c,h}^*$	0.75

Tabla 4. 21. Valores propuestos para el coeficiente de fricción ( $f$ ), por Schüttrumpf & Oumeraci (2005).

#### 4.5.3. Bosman et al. (2008)

Estos autores analizan los resultados obtenidos hasta el momento y, concretamente, las discrepancias entre los resultados obtenidos en relación a los coeficientes empíricos del método propuesto por **Schüttrumpf y Van Gent (2003)**.

En primer lugar, resaltan que los coeficientes obtenidos **por Schüttrumpf et al. (2002)** para las velocidades es excesivamente bajo, pues el equipo experimental no era capaz de registrar velocidades por encima del umbral de 2.5m/s.

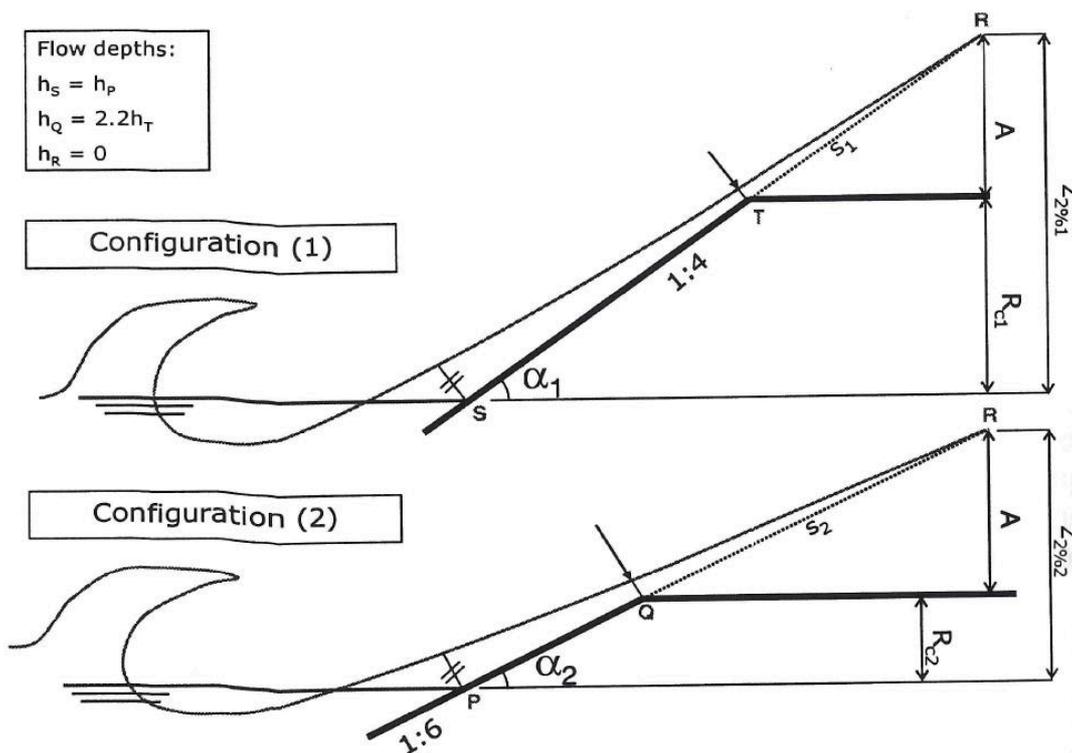


Figura 4. 44. Remonte ficticio sobre dos configuraciones distintas de "sea dike" (Bosman et al., 2008).

Por otro lado, explican las discrepancias entre los coeficientes empíricos mediante las diferencias entre los taludes ensayados. Así, afirman que los coeficientes empíricos a lo largo del talud frontal del "sea dike" deberían obtenerse como función de su pendiente. Con todo ello, proponen las siguientes ecuaciones para los coeficientes empíricos:

$$c_{A,u}^* = \frac{0.30}{\sin \alpha}$$

$$c_{A,h}^* = \frac{9 \cdot 10^{-3}}{\sin^2 \alpha}$$

#### 4.5.4. EurOtop II Manual (2016)

El EurOtop II Manual (2016) recoge las nuevas investigaciones, fundamentalmente aquellas llevadas a cabo por **Lorke et al (2012)**, **Van der Meer (2011)** y **Van der Meer et al. (2012)** y propone algunas modificaciones sobre la metodología expuesta.

- **Talud frontal**

La modificación sobre la metodología para la estimación de los espesores de la lámina de agua y velocidades en esta parte del “sea dike” consisten fundamentalmente en la propuesta de unos nuevos coeficientes empíricos. Es decir, se mantienen las fórmulas propuestas por **Schüttrumpf y Van Gent (2003)**, con la siguiente propuesta de coeficientes:

	Talud 1:3 - 1:4	Talud 1:6
$C_{A,h}^*$	0.20	0.30
$C_{A,u}^*$	1.4 - 1.5	1.4 - 1.5

Tabla 4. 22. Coeficientes empíricos propuestos por EurOtop II Manual (2016).

Para valores intermedios de talud, se propone la interpolación entre los valores expuestos en la tabla superior.

- **Coronación**

Las modificaciones propuestas son mayores para la zona de coronación. En primer lugar, en cuanto a los espesores de la lámina de coronación, ésta se describe en diferentes fases: al alcanzar la lengua de agua la coronación del dique, se ve forzada a un cambio de dirección brusco, provocando una primera zona de gran turbulencia llena de burbujas y aire (“white water flow”). Además, el flujo de rebase se separa ligeramente de la superficie del “sea dike” al entrar en esta zona, elevándose. Este fenómeno que ya no aparece en el centro y parte final de la coronación. Tras esta primera fase, aparece una segunda en la que el flujo se mantiene turbulento, pero esta sobre elevación ha desaparecido y hay una menor inclusión de aire.

Con todo ello, se describen los espesores de la lámina de agua en coronación como una primera zona de longitud limitada pero indeterminada, en la que el espesor de la lámina incidente del talud frontal desciende de forma turbulenta. Posteriormente, este se estabiliza manteniéndose aproximadamente constante a lo largo de toda la coronación (**Van der Meer et al., 2012**). Se estima este espesor constante en aproximadamente:

$$\frac{h_{c,2\%}}{h_{A,2\%}(R_c)} = 2/3$$

En cuanto a las velocidades se proponen modificaciones mayores. No obstante, dado que el objeto de este estudio son los espesores de la lámina de agua, se dejan como consulta en el **EurOtop II Manual (2016)**.

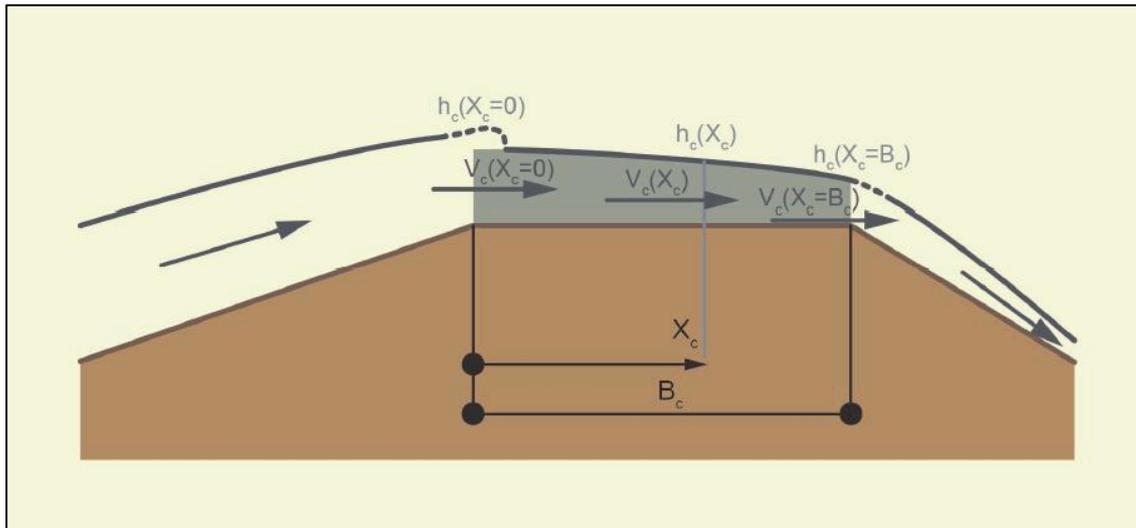


Tabla 4. 23. Definición de parámetros según EurOtop II Manual (2016).

## Capítulo 5. Metodología experimental

### 5.1. Descripción de las instalaciones y equipos

#### 5.1.1. Descripción del canal de oleaje y viento para ensayos 2D

El canal de ensayos de oleaje y viento en el que se realizan los ensayos es aquel ubicado en el Laboratorio de Puertos y Costas (LPC) en la Universitat Politècnica de València (UPV). Este canal tiene 30m de longitud y una sección de 1.2m de anchura y altura. Además, cuenta con un falso fondo de 25cm para la recirculación del agua y paredes transparentes para poder ver el interior.

En uno de los extremos del canal se sitúa el sistema generador de oleaje de traslación con pistón accionado por un motor eléctrico y sistema AWACS de absorción activa de reflexiones, mientras que en el extremo opuesto se encuentra un sistema de disipación de energía. Delante de este último, se ubica el modelo monocapa de Cubípodos.

Dado que se considera la rotura del oleaje, se disponen dos rampas de fondo a lo largo del canal. En primer lugar, una rampa con un 4% de pendiente que se inicia a aproximadamente 545cm de la pala y se prolonga durante 615cm de longitud. Esta primera rampa supone el paso de aguas profundas, en zona de pala, a aguas someras. Seguidamente, generando una zona de aguas poco profundas, se dispone una rampa de 1100cm de longitud con un 2% de pendiente.

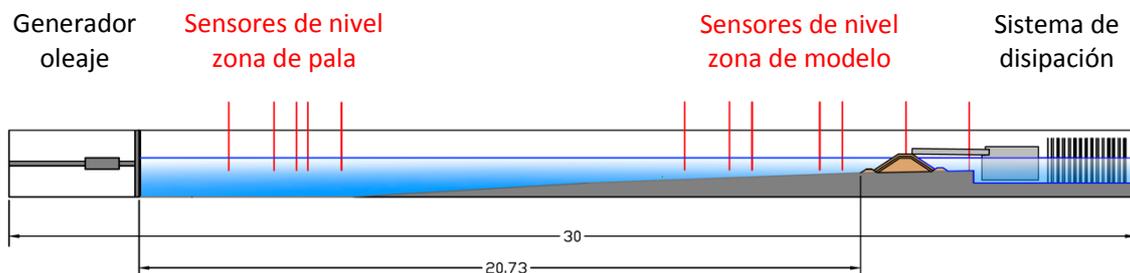


Figura 5. 1. Canal de ensayos de oleaje y viento 2D del LPC-UPV.

La profundidad de agua varía según el ensayo, siendo bien 20cm o 25cm en la zona de modelo y aproximadamente 62cm o 67cm en la zona de generación del oleaje, respectivamente.

Este canal tiene como finalidad realizar ensayos en los que los fenómenos predominantes tengan carácter bidimensional. Se cuenta con diferentes equipos de medida para conocer el nivel de la lámina de agua y el rebase (caudal de agua que sobrepasa la coronación del dique).

### 5.1.2. Sistema generador de oleaje

El sistema de generación de oleaje del canal 2D consiste en una pala de acero galvanizado que se mueve por unas guías de acero pulido cilíndricas sobre unos rodamientos lineales de bolas de alta precisión. Así, con su movimiento de traslación, genera el oleaje.

Tiene un servomotor eléctrico como actuador, que está controlado por un variador de frecuencia acoplado a un husillo, que transforma en movimiento lineal su movimiento rotativo.



Figura 5. 2. Vista trasera y delantera del sistema generador de oleaje.

Como ya se ha mencionado previamente, este sistema de generación se encuentra controlado en un lazo cerrado por el DHI AWACS (Active Absorption Control System), que es un dispositivo electrónico interfaz entre el actuador y el ordenador sobre el que se ejecuta el software de DHI Wave Synthesizer.

Este controlador se encarga de mover la pala (velocidad y posición) que genera el oleaje indicado por el DHI Wave Synthesizer. Además, gracias a los sensores de oleaje que se encuentran sobre la pala, este software es capaz de realizar las correcciones pertinentes a tiempo real, evitando las re-reflexiones que aparecen en el canal.

Ofrece tres posibilidades de generación:

- Reproducción de un oleaje previamente grabado
- Oleaje regular
- Oleaje irregular

Para este último, se escoge un espectro, y la serie temporal de elevación de superficie y las posiciones de la pala se envían a cada componente individual. Los datos a introducir en el software (en función del tipo de oleaje a generar) son:

- Escala de trabajo, para convertir los parámetros introducidos en prototipo a modelo.
- Profundidad en la pala de generación.
- Altura y periodo del oleaje.
- Espectro del oleaje, en caso de tratarse de un ensayo irregular.
- $f_{\text{máx}}$  y  $f_{\text{mín}}$ , sólo para oleaje irregular.
- Apuntamiento, de nuevo, únicamente para irregular.
- Duración del ensayo.

Tras introducir los datos, el sistema comprueba el desplazamiento y velocidad necesarias y en caso de resultar excesivos, no permite la realización del ensayo para prevenir daños sobre los equipos.

Por otro lado, diariamente es necesario calibrar los sensores de la pala con el DSC Digital Servo Controller, dentro del paquete DHI Wave Synthesizer, para una adecuada estimación de los coeficientes de absorción dinámica. Esta calibración es semiautomática: primero se indica el nivel en reposo en la pala y se fija el offset, para después generar tres periodos completos de una amplitud conocida para calibrar la ganancia.

### *5.1.3. Sistema disipador de energía*

En el extremo opuesto a la pala del canal, se dispone un sistema de disipación de energía, que consiste en 5 grupos de 3 paneles ranurados o rejas de metal con perfiles angulares de 5cm de lado. Estas rejas presentan distintas porosidades: 70%, 50% y 30%, de modo que contra más cerca del oleaje incidente, mayor porosidad de los elementos.



Figura 5. 3. Sistema de disipación de energía (parcialmente tapado).

#### 5.1.4. Instrumentación

##### 5.1.4.1. Sensores de nivel

Para el registro de la altura de ola se emplean **sensores capacitivos (DHI)** (capacitance wave gauges), también denominados sondas de nivel. Estas sondas están formadas por dos varillas verticales y paralelas que utilizan el agua como dieléctrico para registrar las variaciones de capacidad que se producen en el agua al variar su nivel. La separación entre los sensores permite evaluar la reflexión del oleaje.



Figura 5. 4. Sensores de nivel.

Estos sensores se conectan con los equipos electrónicos previamente mencionados, permitiendo su calibración y el envío de datos al ordenador. Esto los transforma en una medida de altura de ola en centímetros, tomando como referencia el nivel medio establecido en el ensayo mediante una tarjeta de adquisición de datos PCLab.

La calibración de los sensores se realiza diariamente antes del inicio de los ensayos, ya que los cambios en las condiciones ambientales o en el nivel de agua en el canal influyen de forma significativa sobre las medidas tomadas. Cabe mencionar que este sistema de medida es el más empleado en los laboratorios de ingeniería marítima, ya que su calibración es muy fiable y la conversión de valores en lineal.

Para realizar la separación del oleaje incidente y reflejado se colocan dos grupos de sensores de nivel (DHI) a lo largo del eje longitudinal del canal (ver *Figura 5.1*). Un primer grupo compuesto por 5 sensores se ubica en la zona de generación del oleaje, en las inmediaciones de la pala, mientras que un segundo grupo de 7 sensores se coloca en las proximidades del modelo. Adicionalmente, se ubica un sensor en el trasdós del dique, para analizar el oleaje que atraviesa el dique, y otro sobre el centro de su coronación, con el fin de medir el espesor de la lámina de agua que rebasa sobre la coronación del dique. En el *Anejo D*, se muestra una sección completa del canal con la distribución de sensores.



*Figura 5. 5. Colocación del sensor de nivel en coronación.*

En cuanto a las distancias entre sensores de un mismo grupo, se calcula considerando la longitud de onda de los ensayos a realizar, en función de los criterios definidos por **Mansard y Funke (1980)**.

$$d_1 \approx \frac{L}{10}$$
$$\frac{L}{6} < d_1 + d_2 < \frac{L}{3}$$
$$d_1 + d_2 \neq \frac{L}{5}$$
$$d_1 + d_2 \neq 3\frac{L}{10}$$

Como regla práctica, se puede decir que las distancias entre sensores deben ser tales que permitan registrar simultáneamente en al menos dos puntos una longitud onda, preferiblemente en tres. Una buena separación sería, por tanto, la mitad, la cuarta parte o la octava parte.

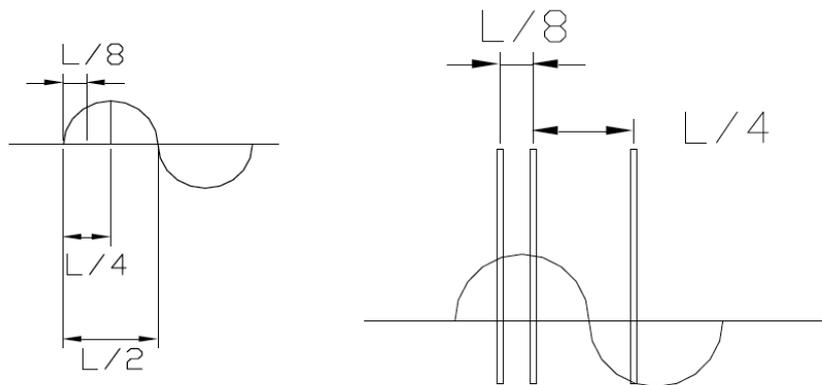


Figura 5. 6. Disposición de sensores, en función de la longitud de onda.

De este modo, se establecen las distancias óptimas para abarcar todos los periodos de ola a ensayar, sin necesidad de modificar la colocación de los mismos, evitando grandes pérdidas de tiempo.

Finalmente, se debe considerar una limitación a la separación de los sensores en la zona de modelo, pues deben estar situados al menos a un metro de distancia del cambio de pendiente del fondo del canal, para así evitar que los registros de los sensores se vean influenciados por esta modificación del fondo.

#### 5.1.4.2. Captación y medida del rebase

Como dispositivo de captación y medida del rebase se han situado en la parte posterior del dique los siguientes elementos:

- **Canaleta de recepción y conducción del rebase.**

Esta canaleta está compuesta por metacrilato y tiene 5cm de ancho, 10cm de altura y 150cm de longitud. Su función es captar el agua que sobrepasa la estructura y reconducirla hasta la cubeta receptora.

- **Cubeta receptora.**

Se dispone una cubeta en la parte trasera sobre una báscula para almacenar el agua, cuya capacidad es de aproximadamente 0.06m<sup>3</sup>.

- **Balanza de pesaje.**

La balanza empleada es de la marca comercial Epelsa y tiene una capacidad de 250kg, con una precisión de 0.02kg.

Los valores de pesos de agua que sobrepasan la coronación del dique son visualizados y almacenados de forma continua por el ordenador cada 0.2 segundos, mediante un programa informático que controla el proceso de medida y toma de datos.

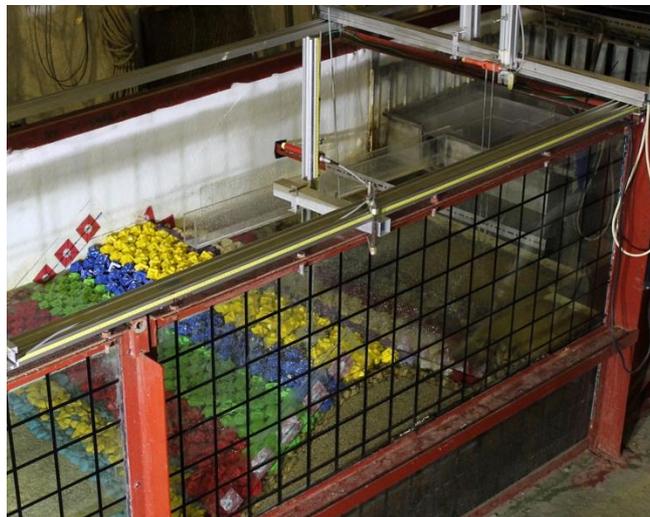
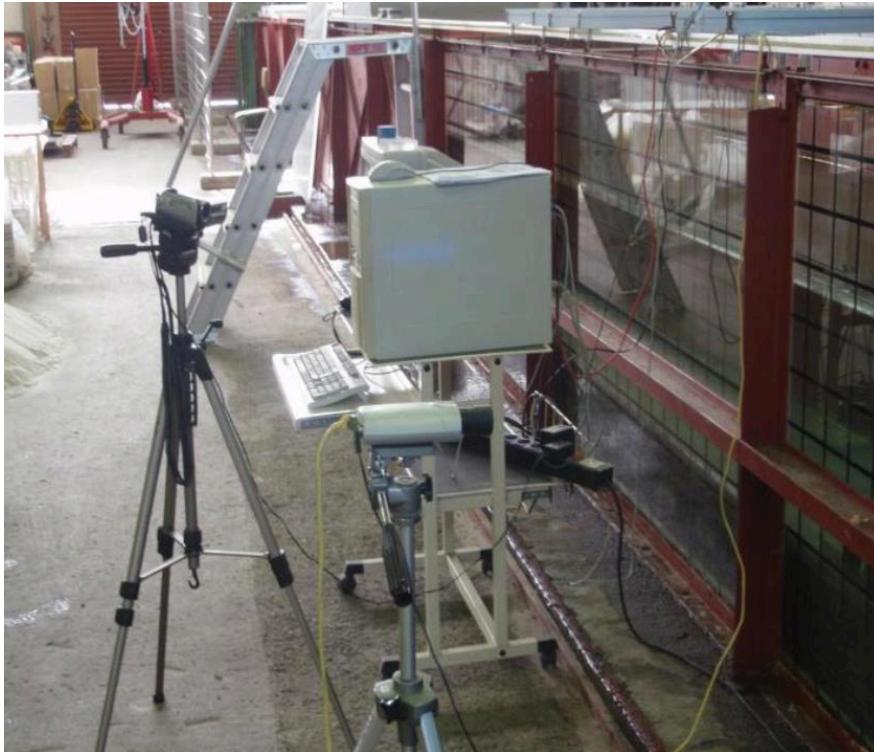


Figura 5. 7. Sistema de captación y medida del rebase.

#### 5.1.4.3. Soporte audiovisual

En el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València se dispone de diverso hardware para la captación y almacenaje de material audio visual: desde cámaras de vídeo digitales hasta web cams y cámaras de fotografía digitales. Con todo

material, se graba y almacenan los ensayos, para permitir su análisis posterior y/o la detección de datos anómalos.



*Figura 5. 8. Ejemplo del equipo audiovisual empleado.*

## ***5.2. Modelización a escala del dique en talud***

La sección a ensayar se corresponde con una sección tipo de dique en talud rebasable con manto principal de Cubípodos monocapa, cuya porosidad es aproximadamente del 41%. El dique rompeolas presenta un talud de 3/2 en ambas caras y una berma de pie de escollera. En la *Figura 5.9*, se esquematiza la sección ensayada, mientras que la sección completa se encuentra en el *Anejo E*.

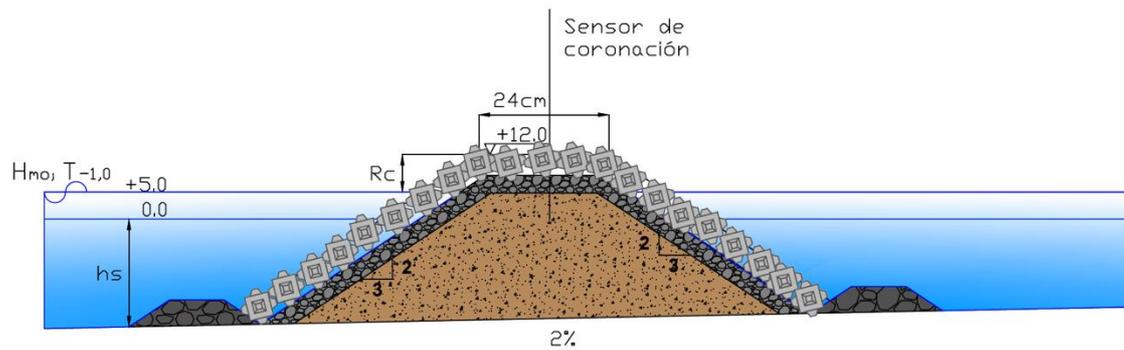


Figura 5. 9. Esquema de la sección ensayada con manto de Cubípodos monocapa.

### 5.2.1. Materiales

Los distintos materiales que conforman la sección del modelo construido presentan las siguientes características:

#### MATERIALES

Núcleo	Todo uno
Filtro	Escollera 21 gr
Manto	Cubípodos de 118 gr
Berma	Escollera 40 gr

Tabla 5. 1. Elementos de la sección del modelo.

El diámetro nominal de los elementos ensayados se recoge en las siguientes tablas:

#### Diámetro nominal

Filtro [m]	2.00
Manto [m]	3.80
Berma [m]	2.50

Tabla 5. 2. Diámetro nominal de los elementos de la sección del modelo.

### 5.2.1.1. Núcleo

Para el núcleo se toma un material o estructura de soporte con una granulometría inferior a G2.

Escollera	$W_{50}$ [g]	$D_{n50}$ [cm]	$r_r$ [g/cm <sup>3</sup> ]
G2	0.86	0.68	2.72

Tabla 5. 3. Características del material del núcleo.

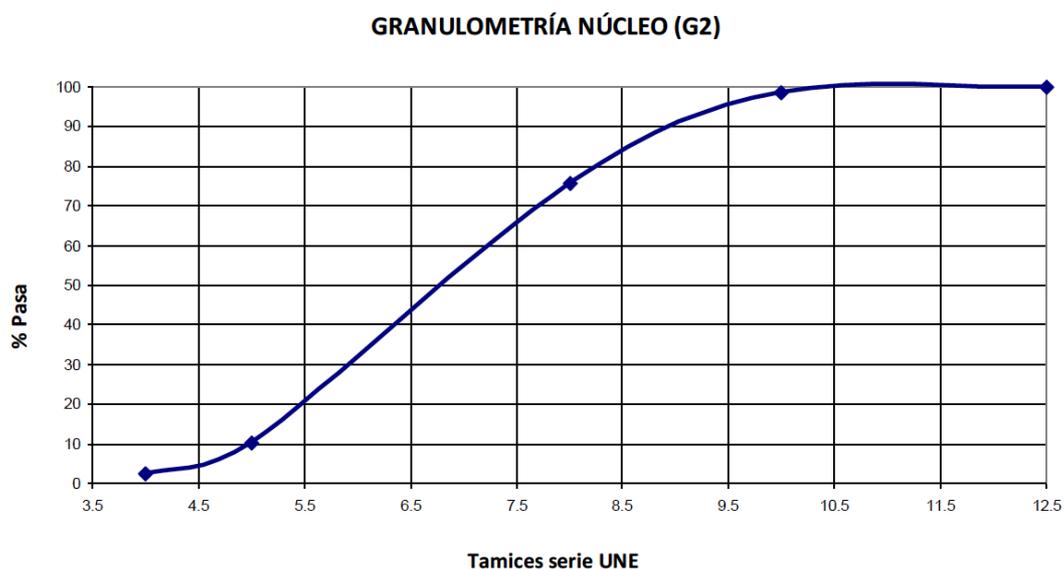


Figura 5. 10. Granulometría del núcleo.

### 5.2.1.2. Filtro

El tamaño de la escollera del filtro dispuesto en la sección del modelo de dique en talud se caracteriza por un diámetro nominal de 2cm, a partir de una muestra de 20 elementos. Se adjunta la distribución de diámetros en la siguiente figura:

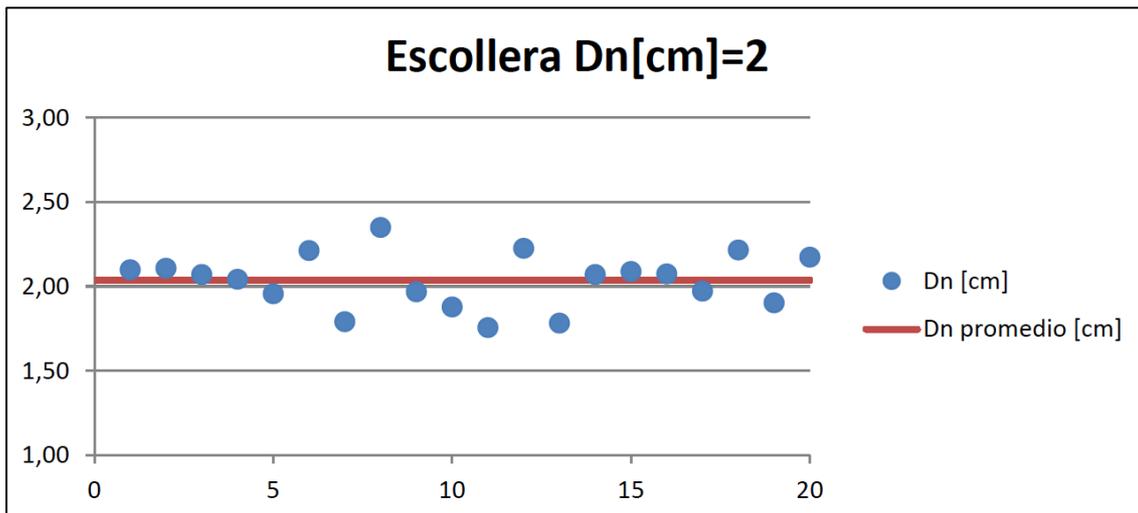


Figura 5. 11. Características de la escollera empleada en el LPC-UPV. Diámetro nominal medio [cm].

### 5.2.1.3. Manto principal

Para llevar a cabo los ensayos se han empleado Cubípodos de extrusión. Para conseguir una adecuada caracterización de los mismos, se obtiene su peso ( $W$ ), su diámetro nominal ( $D_n$ ) y su densidad con muestras de 10 elementos. Se muestran tres ejemplos a continuación:

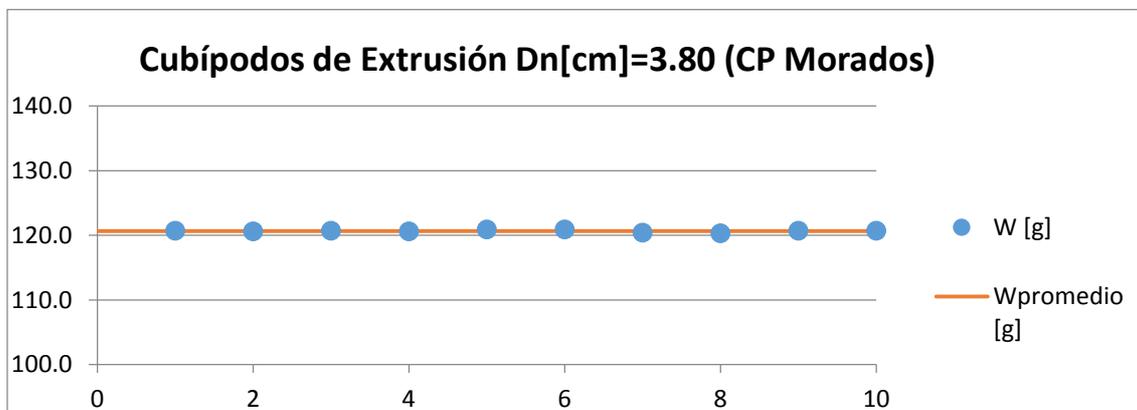


Figura 5. 12. Caracterización de los Cubípodos de extrusión empleados en el LPC-UPV. Peso medio [g].

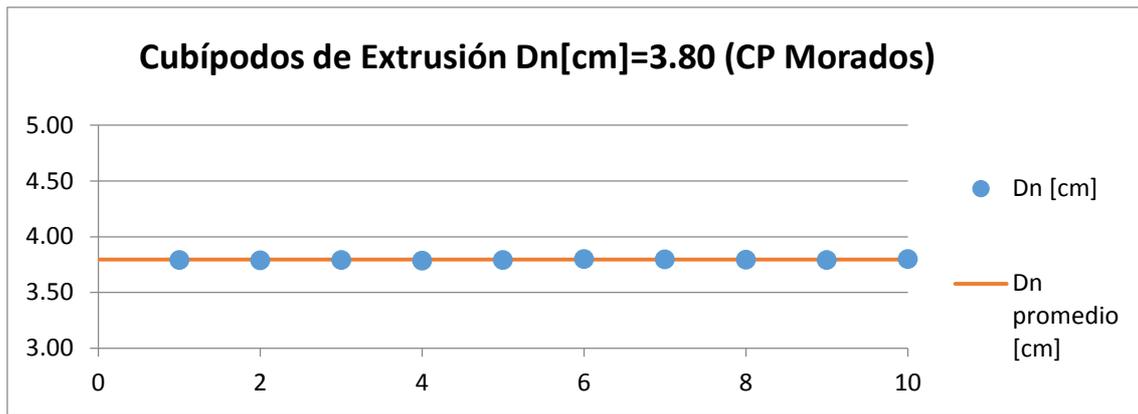


Figura 5. 13. Caracterización de los Cubípodos de extrusión empleados en el LPC-UPV. Diámetro nominal medio [cm].

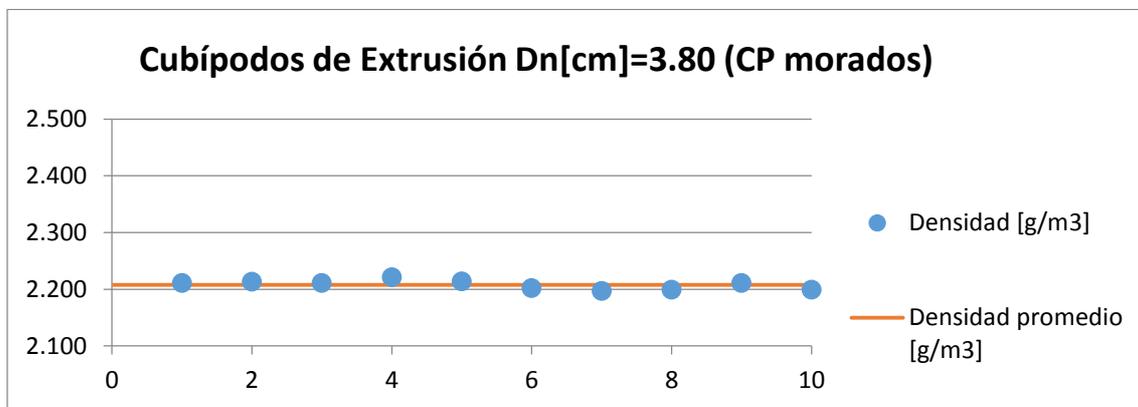


Figura 5. 14. Caracterización de los Cubípodos de extrusión empleados en el LPC-UPV. Densidad media [g/m³].

En su mayoría son de color blanco, aunque se han dispuesto de otros colores para facilitar la identificación de los desplazamientos entre piezas y el cálculo de las porosidades.

Las dimensiones de estos elementos se muestran en la siguiente figura:

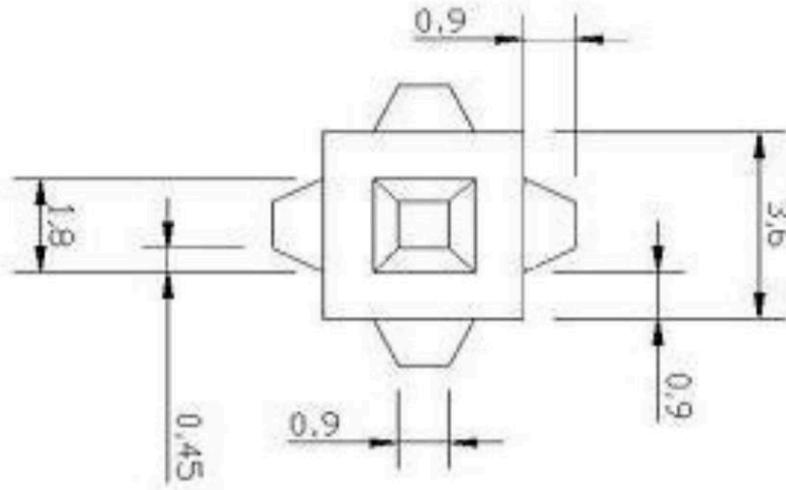


Figura 5. 15. Dimensiones de las piezas [cotas en cm].

#### 5.2.1.4. Berma de pie

El tamaño de la escollera dispuesto en la sección del dique en talud se caracteriza por un diámetro nominal de 2.5cm y presenta una densidad de 2.60 g/cm<sup>3</sup>.

#### 5.2.2. Porosidades

La porosidad objetivo es un concepto que se aplica con el fin de calcular el número de piezas que se requieren para la construcción del manto. Para los ensayos llevados a cabo, el manto de Cubípodos se construye con una porosidad aproximada del 41%, valor habitual en prototipo.

Una vez obtenida esta porosidad en la sección a ensayar, se obtendrán aquellas de las diferentes bandas y cuadrículas, con el fin de estudiar su evolución.

También se debe considerar que sólo son fiables los datos de las cuadrículas centrales, ya que aquellas filas y columnas cercanas a los bordes tienen varias fuentes de error y sesgo, pudiendo distorsionar con ello las medidas de la porosidad. Por otra parte, cabe tener en cuenta que el error de la medida de porosidad de la cuadrícula será función de la superficie de la cuadrícula, viendo su valor aumentado a menor tamaño de la cuadrícula.

La variación de la porosidad de las cuadrículas es una característica de mayor relevancia que los valores absolutos, ya que señala el comportamiento del manto frente al oleaje.

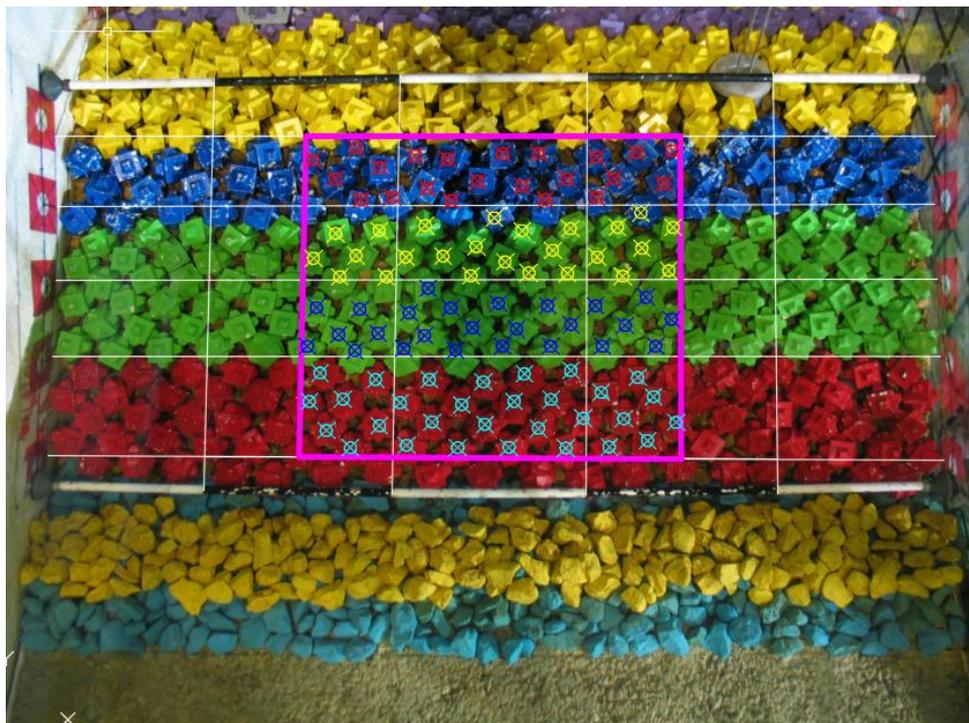


Figura 5. 16. Ejemplo de definición de las cuadrículas para el cálculo de la porosidad.

### 5.3. Proceso constructivo

A continuación, se incluye un reportaje fotográfico del procedimiento seguido para la ejecución de la sección ensayada.



Figura 5. 17. Colocación del sistema disipador de energía.

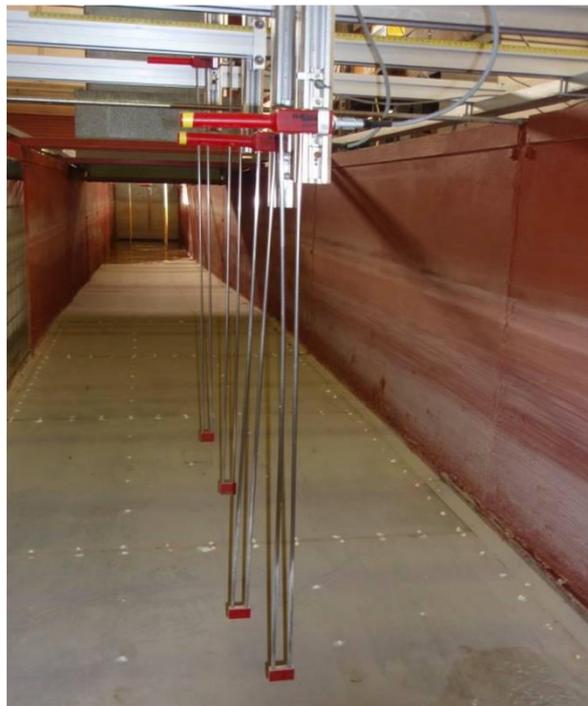


Figura 5. 18. Colocación de los sensores de nivel DHI.



Figura 5. 19. Trazado de la sección.



Figura 5. 20. Construcción del núcleo.



Figura 5. 21. Construcción del núcleo.

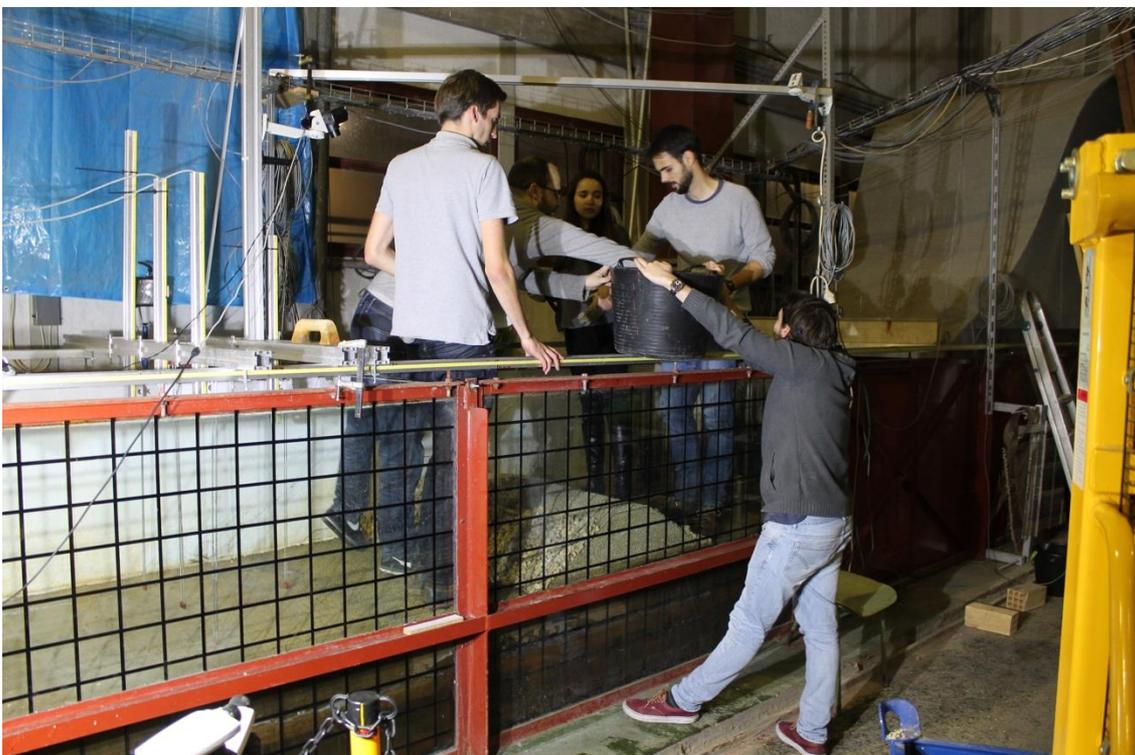


Figura 5. 22. Construcción filtro.



*Figura 5. 23. Construcción filtro.*



*Figura 5. 24. Colocación de la berma.*



Figura 5. 25. Resultado final tras colocación del manto.

#### 5.4. Ensayos realizados

La finalidad de estos ensayos es estudiar el fenómeno de rebase y estabilidad de la coronación para diques en talud rebasables en condiciones de oleaje con rotura por fondo. Para ello, se han llevado a cabo ensayos con un modelo de dique rompeolas rebasable, así como ensayos en vacío para definir las características del oleaje incidente y reflejado.

En estos ensayos, se lanzan trenes de mil olas irregulares, generadas con un espectro JONSWAP con parámetro pico de 3.3. Se emplean dos calados a pie de dique, 20 y 25cm, y para cada uno de ellos se consideran dos números de Iribarren (3 y 5). Se va incrementando la altura de ola en escalones de 1cm desde 8cm hasta que el oleaje rompa en generación o el dique se encuentra en estado de destrucción. En pantalla se recogen con más detalle los rangos de estos ensayos.

Profundidad en modelo [cm]	Número de Iribarren	Periodo pico [s]	Altura de ola significativa [cm]
20	3	1.02	8
		1.08	9
		1.14	10
		1.19	11
		1.25	12
		1.30	13
		1.35	14
		1.39	15
		1.44	16
		1.48	17
		1.53	18
		1.57	19
		1.61	20
		1.65	21
		1.69	22
1.73	23		
1.76	24		

Tabla 5. 4. Datos de los ensayos:  $h_s=20\text{cm}$ ,  $I_r=3$ .

Profundidad en modelo [cm]	Número de Iribarren	de	Periodo pico [s]	Altura de ola significativa [cm]
20	5		1.70	8
			1.80	9
			1.90	10
			1.99	11
			2.08	12
			2.16	13
			2.25	14
			2.32	15
			2.40	16
			2.47	17
			2.55	18
			2.62	19
			2.68	20
			2.75	21
			2.82	22
	2.88	23		
	2.94	24		

Tabla 5. 5. Datos de ensayos:  $h_s=20\text{cm}$ ,  $I_r=5$ .

Profundidad en modelo [cm]	Número de Iribarren	Periodo pico [s]	Altura de ola significativa [cm]
25	3	1.02	8
		1.08	9
		1.14	10
		1.19	11
		1.25	12
		1.30	13
		1.35	14
		1.39	15
		1.44	16
		1.48	17
		1.53	18
		1.57	19
		1.61	20
		1.65	21
		1.69	22
		1.73	23
1.76	24		

Tabla 5. 6. Datos de ensayos:  $h_s=25\text{cm}$ ,  $I_r=3$ .

Profundidad en modelo [cm]	Número de Iribarren	de	Periodo pico [s]	Altura de ola significativa [cm]
25	5		1.70	8
			1.80	9
			1.90	10
			1.99	11
			2.08	12
			2.16	13
			2.25	14
			2.32	15
			2.40	16
			2.47	17
			2.55	18
			2.62	19
			2.68	20
			2.75	21
			2.82	22
			2.88	23
	2.94	24		

Tabla 5. 7. Datos de ensayos:  $h_s=25\text{cm}$ ,  $I_r=5$ .

## 5.5. *Análisis de datos*

En el presente apartado, se detallan los diferentes métodos para analizar los resultados obtenidos a partir de los ensayos. Por un lado, se expone la metodología aplicada para el análisis del oleaje y el tratamiento dado a los registros brutos proporcionados por los sensores capacitivos. Por otro, se muestra el método empleado para caracterizar la evolución del daño que sufre la estructura de estudio y cuantificar el rebase sobre la estructura. Finalmente, se comenta el tratamiento de los datos del sensor ubicado sobre la coronación del dique, con el fin de obtener una adecuada estimación de los espesores de la lámina de agua sobre la misma.

### 5.5.1. *Análisis del oleaje*

Es general, es necesario separar el oleaje incidente y reflejado para poder proceder a su análisis. En el LPC-UPV, se emplea el método LASA-V (Local Approximation using Simulated Annealing), desarrollado por el profesor **Medina (2000)** y mejorado por **Figueres & Medina (2004)**, pudiendo trabajar con oleaje no estacionario y no lineal.

Este método se basa en un modelo local de onda lineal y de Stokes II (no lineal) y emplea la cristalización simulada para la optimización de los parámetros del modelo en cada ventana temporal.

Figueres & Medina optimizan el método LASA, basado en componentes tanto lineales como no lineales Stokes-II, dando lugar al LASA-V, que emplea el modelo de onda no lineal aproximado Stokes-V. Esto permite el análisis de experimentos con olas marcadamente no lineales.

Dicho método puede aplicarse de forma directa a oleaje tanto regular como irregular 2D, no excesivamente peraltado y con cualquier número de sensores de nivel. Se caracteriza por su posible aplicación a experimentos físicos con olas irregulares y no estacionarias, que es el estado en el que el oleaje se presenta en la naturaleza.

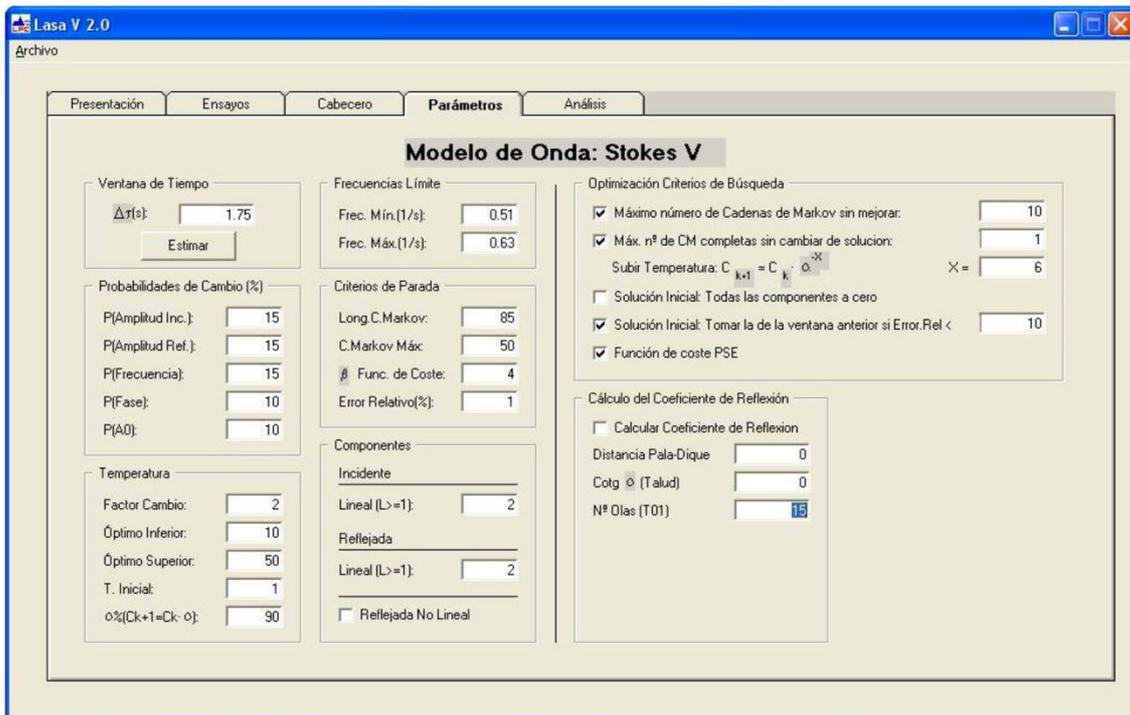


Figura 5. 26. Ventana de parámetros del programa LASA-V, empleado para separar el oleaje incidente y reflejado.

No obstante, este método también presenta una limitación: no es aplicable al caso de rotura del oleaje. Es por esto que, únicamente es posible su aplicación sobre los sensores ubicados en la zona de generación, donde las olas no alcanzan la rotura. De este modo, en el primer grupo de sensores conocemos el oleaje incidente y reflejado, mientras que en los restantes únicamente contamos con el oleaje registrado total.

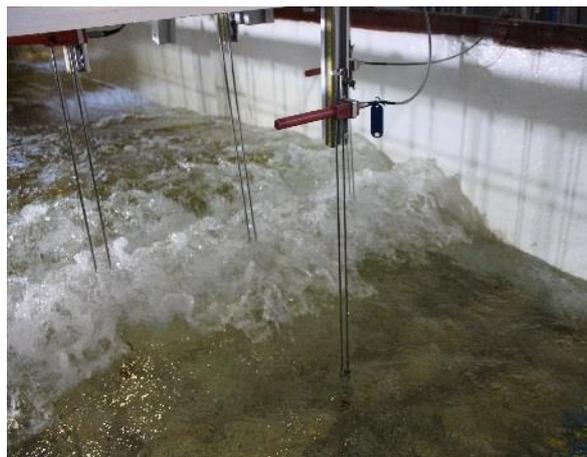


Figura 5. 27. Rotura del oleaje en la zona de modelo.

Para salvar esta limitación, se realizan ensayos en vacío sin la estructura. Esta metodología fue validada por **Herrera (2017)**, comparando los resultados de los ensayos en vacío con los resultados del modelo numérico SwanOne y con una metodología basada en el coeficiente de reflexión.

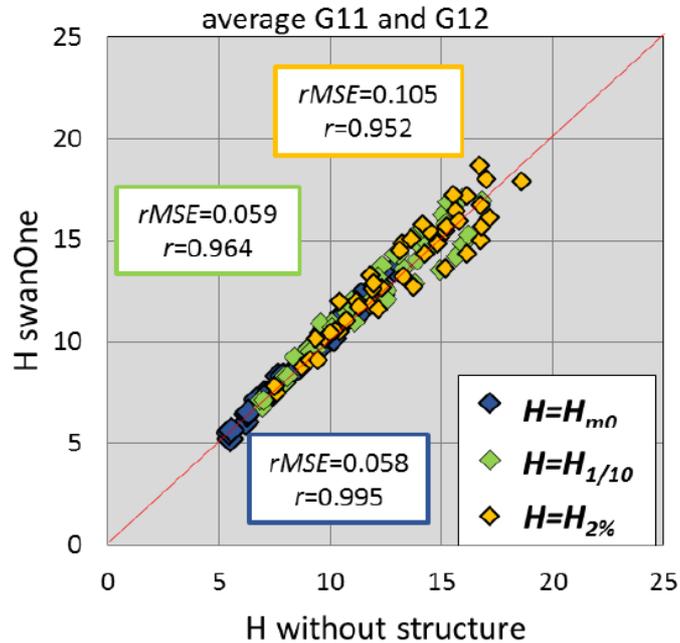


Figura 5. 28. Comparación del oleaje incidente sin estructura (en vacío) y con SwanOne (Herrera, 2017).

Repitiendo esta metodología, se comprueba el buen ajuste entre los ensayos sin modelo y los resultados del SwanOne para los datos empleados en este estudio.

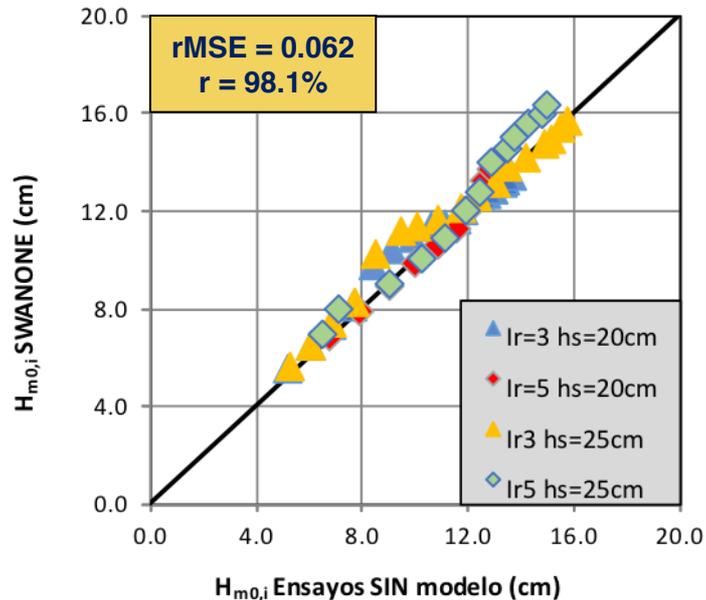


Figura 5. 29. Comparación de oleaje incidente sin estructura (en vacío) y con SwanOne.

Para la obtención de los estadísticos del oleaje y finalizar con su análisis se recurre a la aplicación LPCLab. Esta herramienta informática permite el análisis tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo.

Respecto al dominio de la frecuencia, se obtiene el espectro del oleaje mediante la Transformada de Fourier Directa de la superficie de agua discretizada. Además, se puede dividir el oleaje total registrado en ventanas diferenciadas, cuyo ancho y porcentaje de solape puede ser definida por el usuario. La Transformada Rápida de Fourier (FFT) actúa de forma separada en cada una de las ventanas, sumando los resultados parciales al final.

En el dominio del tiempo, se contabilizan las alturas de ola incidentes y reflejadas mediante los diferentes pasos sucesivos descendentes por el cero. Entonces, la altura media se calcula a partir de estas series de olas individuales, tanto para el oleaje incidente como para el oleaje reflejado.

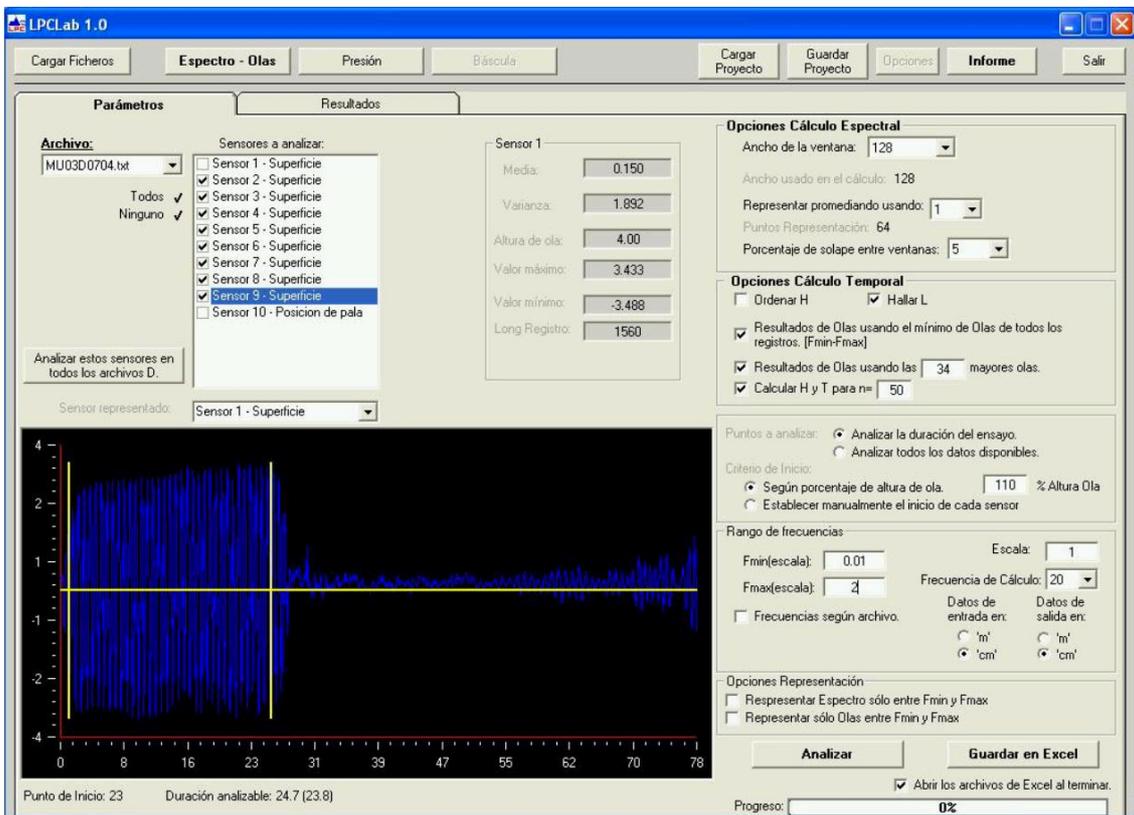


Figura 5. 30. Ventana de parámetros de la aplicación informática LPCLab 2.0.

### 5.5.2. Avería del manto principal

Antes del inicio de cada tanda de ensayos, definida por un calado a pie de dique y número de Iribarren, se realizan fotografías perpendiculares al talud frontal, coronación y trasdós del dique, para su posterior comparación con el estado del dique después de la acción del oleaje.

Tras cada ensayo, se realiza nuevamente una fotografía de las diferentes partes del manto principal del dique, de modo que es posible evaluar la avería del modelo y analizar su evolución. Para ello, se emplea el Método de la Malla Virtual (**Gómez-Martín y Medina, 2006**). Este método consiste en considerar una malla virtual sobre el manto, dividida en diferentes bandas horizontales cuyo ancho es un número entero de veces el lado del cubo equivalente de las piezas que constituyen el manto. De este modo, el daño adimensional de cada una de las bandas ( $D_i$ ) se obtiene considerando la porosidad de la banda tras la acción del oleaje y la porosidad inicial, así como el ancho de banda, mediante la siguiente fórmula:

$$D_i = n \left[ 1 - \frac{1 - P_i}{1 - P_0} \right]$$

Donde:

- $n$  es el número de filas de bloques que caben en la banda.
- $P_i$  es la porosidad tras la acción del oleaje.
- $P_0$  es la porosidad inicial o de proyecto.

El valor de la porosidad tras la acción del oleaje, se obtiene para cada banda considerada, teniendo en cuenta el número de piezas real en cada una. Para ello, se emplea la siguiente ecuación, basada en la fórmula propuesta en la ROM 1.1:

$$P_i = 1 - \frac{N_e \cdot D_{n50}^2}{a \cdot b}$$

Siendo:

- $N_e$ , el número de elementos de cada banda.
- $D_{n50}$ , el lado del cubo equivalente.
- $a$  y  $b$ , las dimensiones de cada una de las bandas.

El daño adimensional total, se obtendrá por integración del daño de cada una de las bandas.

La ventaja fundamental de este método es que considera el cambio de porosidad sufrida por el manto, que puede ser causado tanto por compactación heterogénea como por extracción de piezas.

Para los ensayos con manto monocapa de Cubípodos, se han establecido cuatro bandas de ancho tres veces el diámetro nominal de los Cubípodos ensayados en el talud frontal y trasdós, mientras que, en coronación se ha definido una única banda de seis veces el diámetro nominal de las piezas.

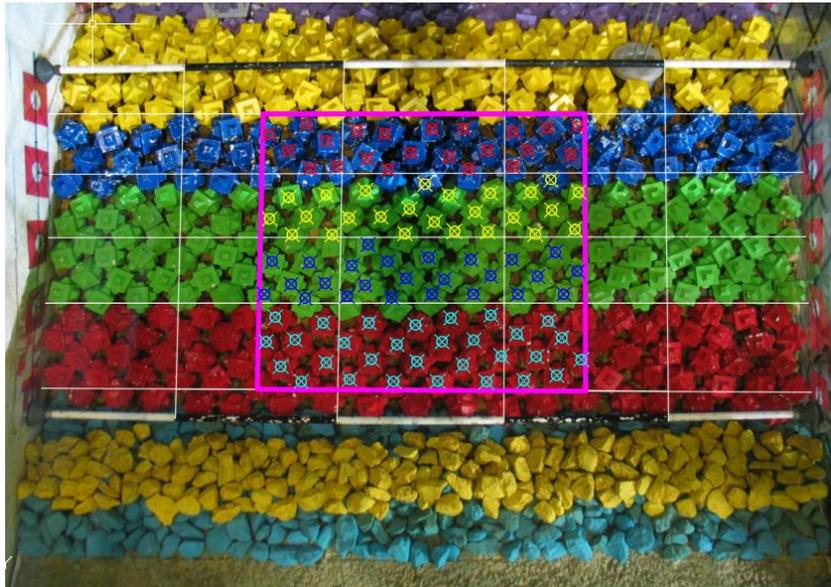


Figura 5. 31. Malla virtual sobre el talud frontal del manto principal del modelo y conteo de las piezas en AutoCAD para el cálculo del daño adimensional equivalente.



Figura 5. 32. Malla virtual sobre el trasdós del manto principal del modelo y conteo de las piezas en AutoCAD para el cálculo del daño adimensional equivalente.

### 5.5.3. Rebase

Una vez registradas las mediciones de la báscula durante el ensayo, se procede a su análisis. La salida de datos tiene dos columnas: tiempo [s] y peso [kg]. Los resultados son representados en un gráfico para determinar si ha sido necesario vaciar el recipiente de almacenaje y acumular el volumen completo. Para esto último, se programa una Macro de Excel, con el fin de automatizar y acelerar el procesamiento de datos. El detalle de programación se muestra en el *Anejo F*.

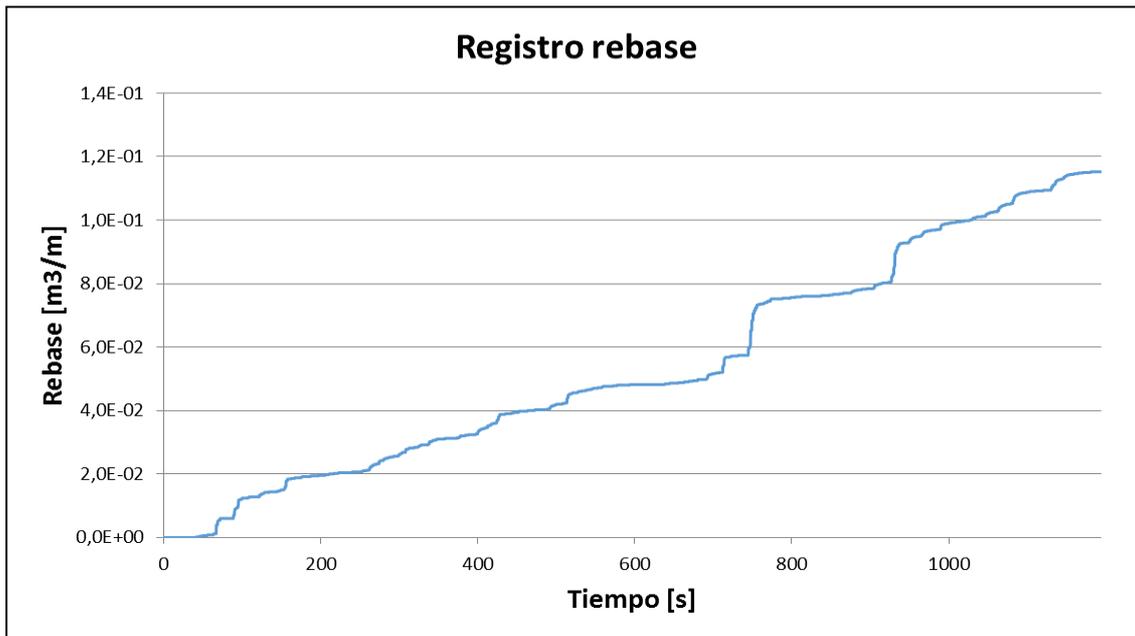


Figura 5. 33. Ejemplo de salida de datos del registro continuo de rebase tras su procesamiento.

Una vez determinada la cantidad total de agua que ha sido registrado a lo largo de todo el ensayo, se calcula el rebase medio del siguiente modo:

$$q = \frac{W_{agua} \cdot 10^{-3}}{t \cdot b}$$

Donde:

- $q$  es el caudal medio rebasado [ $m^3/s/m$ ]
- $W_{agua}$  es el peso de agua [kg].
- $t$  es la duración del ensayo [s].
- $b$  es el ancho de la canaleta, igual a 0.05m.

#### 5.5.4. Espesor de la lámina de agua en coronación

Mediante el registro del sensor de nivel ubicado en el centro de la coronación del modelo ensayado, es posible obtener los espesores de la lámina de agua en esta parte del modelo. Para ello, en primer lugar, es necesario filtrar los datos, eliminando las oscilaciones en las mediciones del sensor y manteniendo el nivel de referencia de la medición fijo en 0. A este fin, se programa una Macro de Excel que permita esta operación, corrigiendo el registro y dejándolo listo para el análisis estadístico. Su programación completa se muestra en el *Anejo G*.

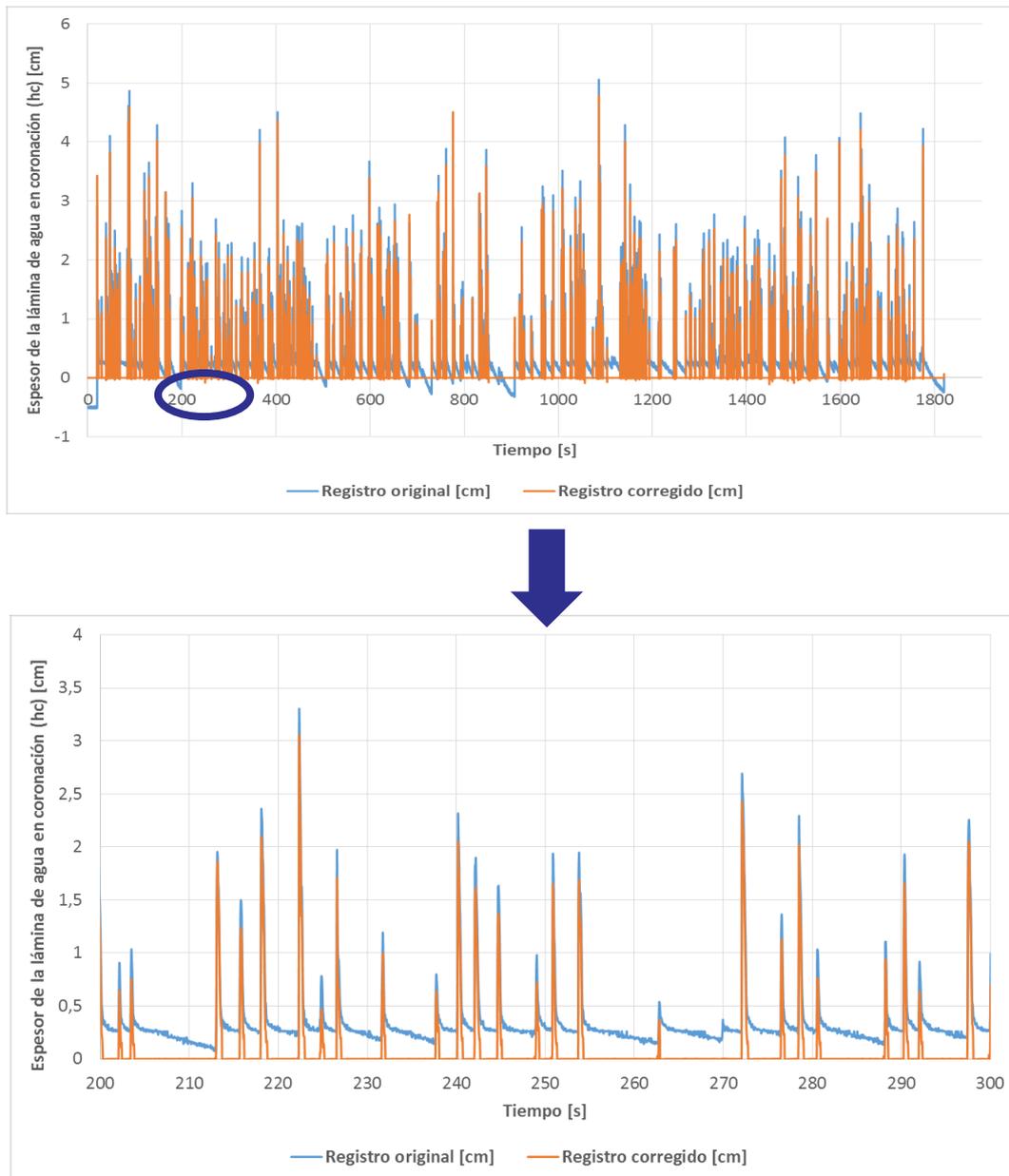


Figura 5. 34. Corrección del registro de datos del sensor de nivel ubicado en coronación del dique.

Una vez corregido el registro bruto, se obtienen los estadísticos en función del número de olas incidentes. De nuevo, se recurre a la programación de una Macro de Excel para agilizar el análisis. Se puede consultar en el *Anejo H*.

Mediante esta aplicación, se obtienen el espesor de la lámina de agua en coronación promedio, del 10%, del 5%, del 2% y del 1% del oleaje incidente. En este estudio se analizará el espesor asociado al 2% del oleaje incidente.

## Capítulo 6. Análisis de resultados

### 6.1. Introducción

En este capítulo se exponen los resultados obtenidos tras el análisis de los ensayos realizados en el LPC-UPV. Cabe destacar que se han empleado en todo momento ensayos irregulares, pues son la mejor representación del oleaje en la naturaleza y, por tanto, la situación real de diseño para un dique en talud.

El objetivo de este trabajo es proporcionar un método de estimación de los espesores de la lámina de agua en coronación, con el fin de caracterizar la sollicitación de la coronación de un dique en talud durante un temporal, así como proporcionar una herramienta a la hora de determinar la cota de coronación de estas estructuras mediante propuestas como la de **Bae et al. (2016)**.

Los métodos propuestos hasta el momento se basan exclusivamente en ensayos empíricos sobre “sea dikes”. Los dikes son estructuras de protección costera artificiales constituidas por materiales sueltos, pudiendo estar o no revestidas, típicas de países como Holanda. Sus taludes son, por tanto, mucho más tendidos que los de los diques en talud, además de presentar rugosidades mucho menores y modos de fallo diferentes. En otras palabras, las metodologías existentes son de aplicación a una tipología de protección costera distinta a aquella objeto de estudio y, en consecuencia, habrá que verificar su validez.

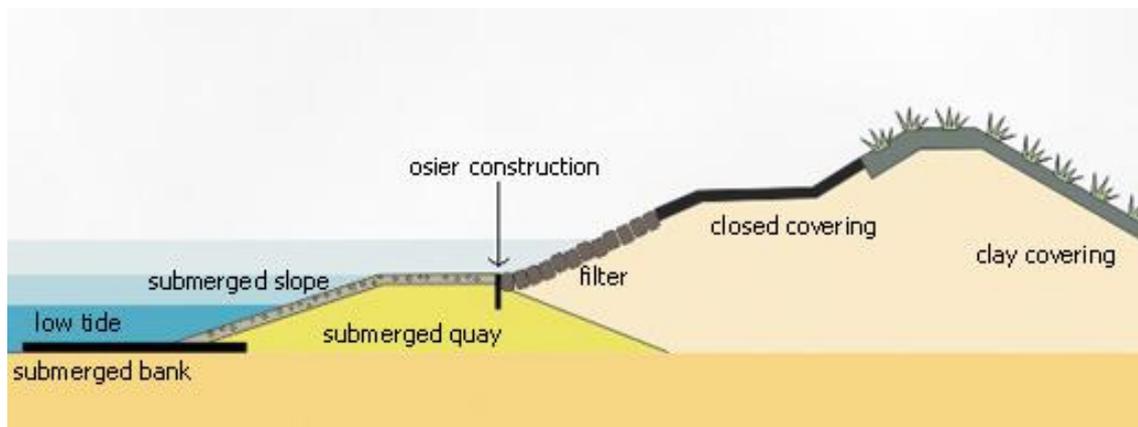


Figura 6. 1. Sea dike.

En los siguientes apartados se realizará la verificación de los métodos existentes para la obtención del espesor de la lámina de agua en coronación asociada al 2% del oleaje incidente. Posteriormente, se propondrá una nueva metodología, basada en la existente, para estimar los espesores de la lámina de agua en coronación de un dique en talud con manto monocapa de Cubípodos.

## 6.2. Verificación de las metodologías existentes

Para llevar a cabo la verificación de las metodologías propuestas para diques, se aplican dichos métodos en primer lugar, para después comparar sus resultados con aquellos obtenidos del análisis experimental.

Para comprobar la bondad del ajuste, se calcula el error cuadrático medio (Mean Square Error, MSE) y, con él, el error cuadrático medio relativo (Relative Mean Square Error, rMSE). Este segundo coeficiente es un indicador del porcentaje de varianza de los resultados que no es explicado por el modelo y presenta la siguiente formulación:

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (e_i)^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (t_i - a_i)^2$$

$$rMSE = \frac{MSE}{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (t_i - \bar{t})^2} = \frac{MSE}{\sigma^2(t)}$$

Donde:

- $N$  es el número de datos.
- $e_i$  es el error en cada dato, calculado como diferencia entre el valor objetivo o target ( $t_i$ ) y el valor estimado mediante la fórmula ( $a_i$ ).

Por tanto, a menor valor de este indicador, mejor ajuste habrá entre los resultados experimentales y aquellos obtenidos mediante la metodología analizada.

### 6.2.1. Schüttrumpf y Van Gent (2003)

Como se ha mencionado en el apartado 4.5.1, este método se basa en la diferencia entre el francobordo y el remonte ficticio (aquel que aparecería sobre un talud infinito), por lo que habrá que estimar en primer lugar remonte, para después entrar en las ecuaciones del espesor de la lámina de agua. Cabe destacar que la fórmula propuesta para la estimación del remonte es para sea diques y, en consecuencia, no contempla la rugosidad del manto.

Con todo ello, se obtiene el ajuste presentado en la siguiente figura.



Figura 6. 2. Comparación de espesores de la lámina en coronación ( $hc, 2\%$ ) entre datos experimentales y la estimación con metodología de Schüttrumpf y Van Gen (2003).

Analizando la gráfica superior, así como los valores obtenidos para el rMSE, se puede concluir que las aproximaciones al problema propuestas por **Schüttrumpf y Van Gent (2003)** no proporcionan una buena estimación de los espesores de la lámina de coronación sobre diques. Mencionar que la estimación proporcionada por los coeficientes de Van Gent es notablemente mejor que aquella realizada con los coeficientes de Schüttrumpf.

### 6.2.2. EurOtop II Manual (2016)

A continuación, se aplican las formulaciones propuestas en el **EurOtop II Manual (2016)** para la estimación de los espesores de la lámina de agua en coronación del 2%, empleando como estimador del rebase aquel propuesto por **Schüttrumpf y Van Gent (2003)**.

Se presenta el ajuste a continuación:

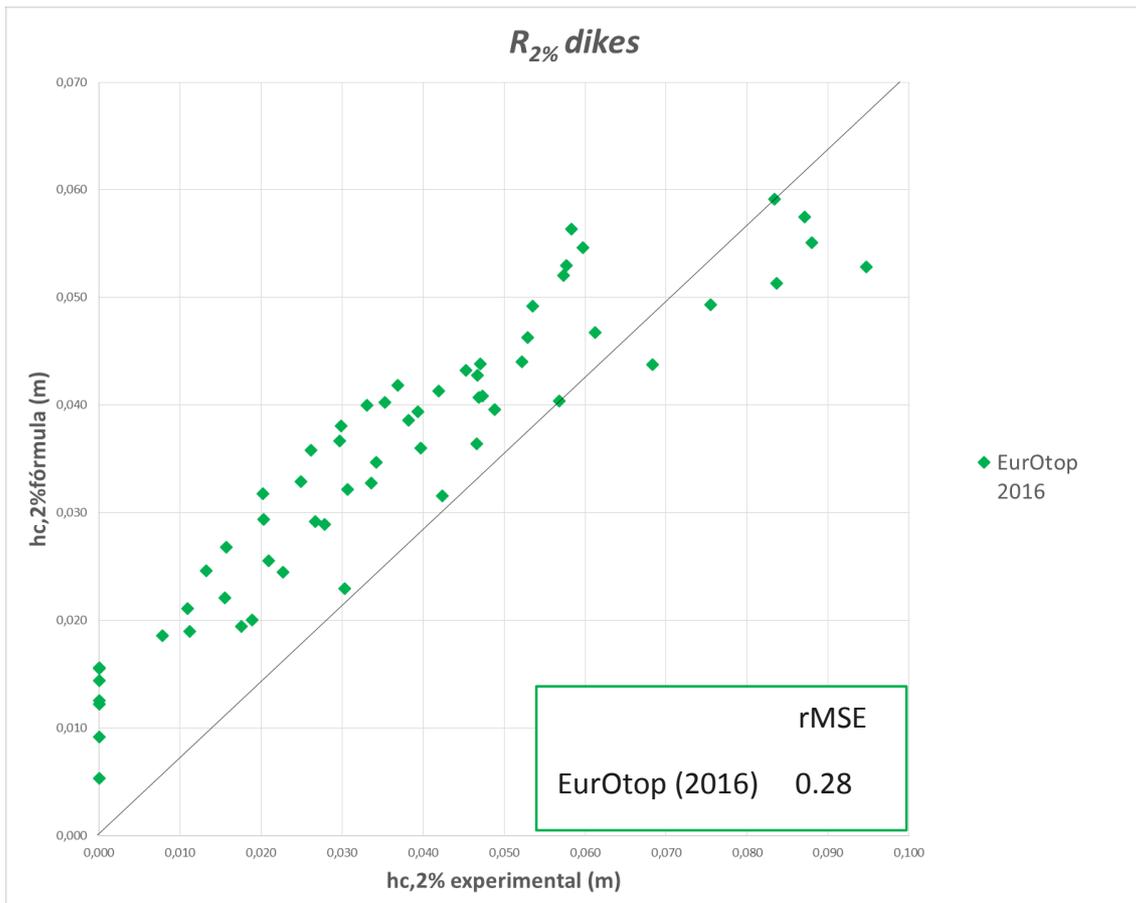


Figura 6. 3. Comparación de espesores de la lámina en coronación ( $h_c, 2\%$ ) entre datos experimentales y la estimación con metodología del EurOtop II Manual (2016).

Nuevamente, la estimación proporcionada por el método propuesto por el **EurOtop II Manual (2016)** no resulta satisfactoria, proporcionando resultados algo mejores a aquellos obtenidos mediante los coeficientes de Van Gent.

### 6.2.3. Conclusiones

A la vista de los resultados obtenidos, es posible afirmar que los métodos existentes no estiman de forma en absoluto precisa los espesores de la lámina de agua en coronación de diques en talud. Por tanto, es necesaria una nueva propuesta que mejore este ajuste y permita la predicción de esta variable.

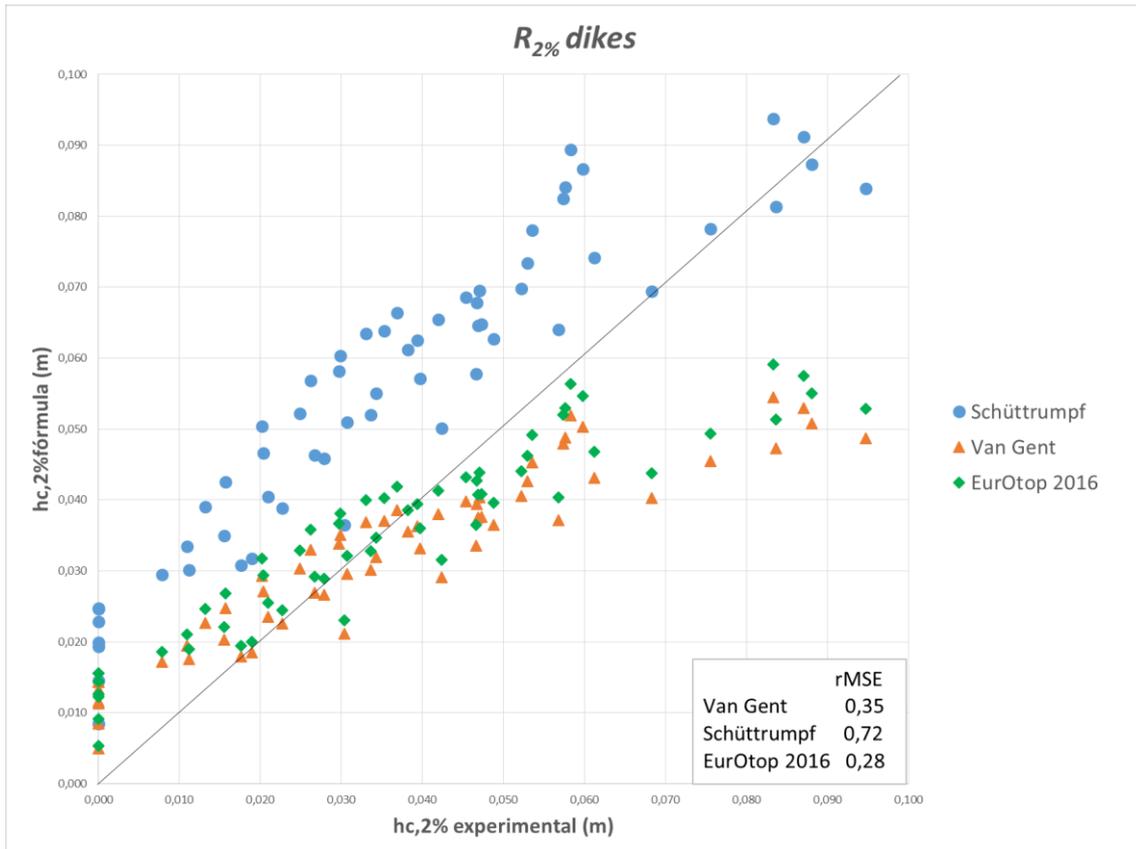


Figura 6. 4. Comparación de espesores de la lámina en coronación ( $h_{c,2\%}$ ) entre datos experimentales y la estimación con coeficientes existentes y estimador de remonte para diques.

### 6.3. Nueva metodología para la estimación del espesor de la lámina de agua en coronación

La metodología existente valora la energía del agua de rebase mediante la diferencia entre su remonte ficticio y el francobordo. No obstante, se proponen estimadores del remonte no adecuados para un dique en talud. Así, se decide partir de un estimador más adecuado y se selecciona la fórmula de remonte propuesta por el **EurOtop II Manual (2016)** para diques en talud convencionales, mostrada a continuación:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.65 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$$

Con un valor máximo:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.00 \gamma_{f,surging} \gamma_\beta \left( 4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \xi_{m-1,0}}} \right)$$

Donde:

- $R_{u2\%}$  es el remonte asociado al 2% del oleaje incidente [m].
- $H_{m0}$  es la altura de ola espectral [m].
- $\gamma_b$  es el factor de berma. En este caso, toma un valor igual a la unidad [-].
- $\gamma_f$  es el factor de rugosidad. Es función del manto y de la fórmula empleada y, para un manto monocapa de Cubípodos, se toma un valor de 0.61 (**Molines, 2015**). Cabe destacar que este valor del factor de rugosidad fue obtenido para la fórmula de rebase propuesta en este manual y se escoge por resultar aquel disponible más similar [-].
- $\gamma_\beta$  es el factor de incidencia oblicua del oleaje. Para este caso, es igual a la unidad [-].
- $\xi_{m-1,0}$  es el número de Iribarren, obtenido mediante el periodo  $T_{m-1,0}$  y el talud de la estructura.
- $\gamma_{f, surging}$  es un coeficiente que crece linealmente a partir de un valor de 1.8 para  $\xi_{m-1,0}$ , según la siguiente ecuación:

$$\gamma_{f, surging} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1.8) \cdot \frac{1 - \gamma_f}{8.2}$$

Cabe mencionar que el valor máximo de  $R_{u2\%}/H_{m0}$  para estructuras permeables es de 2.0.

### 6.3.1. Coeficientes existentes

Aplicando esta nueva estimación del remonte, más adecuada para diques en talud, se obtiene el siguiente ajuste para los coeficientes propuestos en las metodologías existentes (ver *Figura 6.5*).

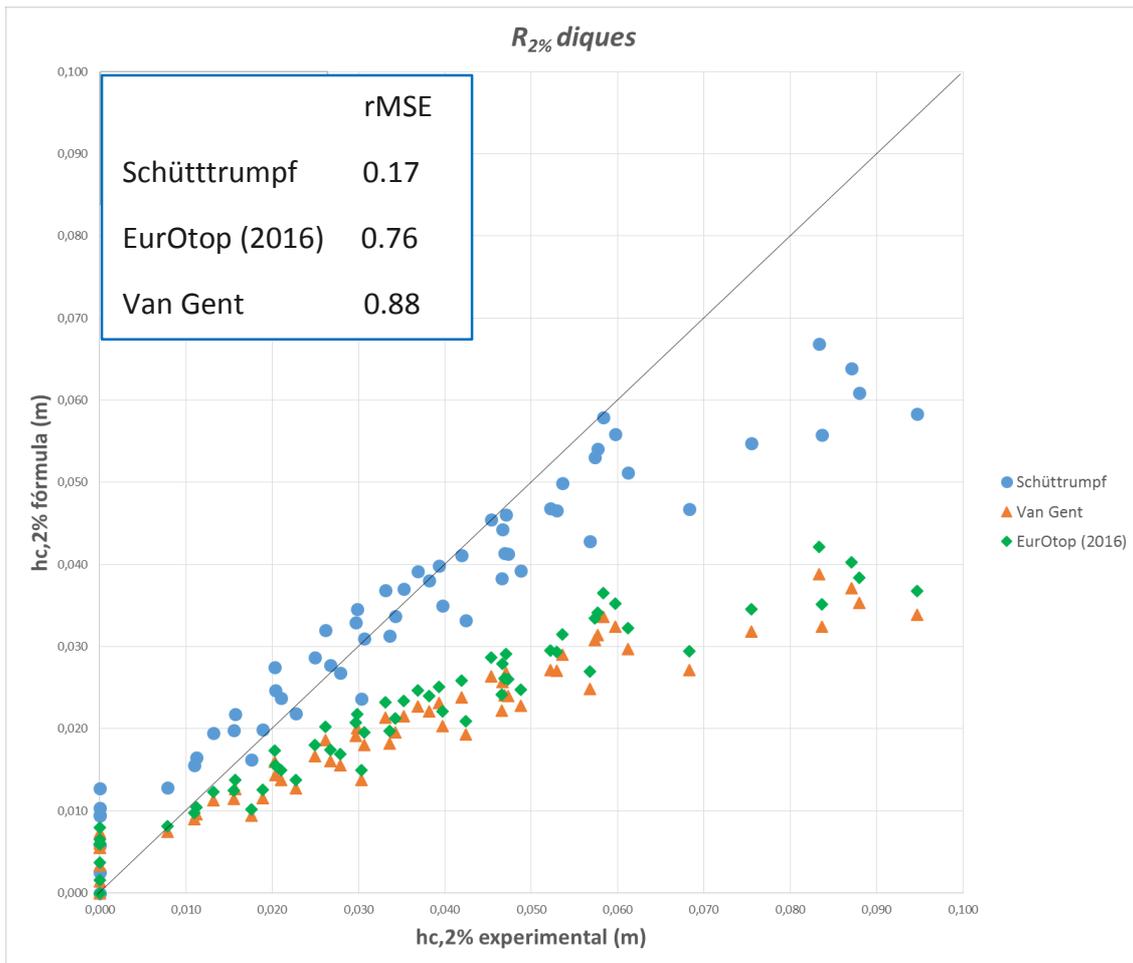


Figura 6. 5. Comparación de espesores de la lámina en coronación ( $h_{c, 2\%}$ ) entre datos experimentales y la estimación con coeficientes existentes y estimador de remonte para diques.

Analizando la figura superior, se puede concluir que al aplicar el nuevo estimador del remonte, los resultados obtenidos mediante los coeficientes propuestos por Schüttrumpf, mejoran notablemente. Por contra, las estimaciones realizadas mediante los coeficientes del EurOtop II Manual y Van Gent, se ven fuertemente penalizados. Finalmente, mencionar que el rango experimental de **Schüttrumpf (2002)** es mucho más amplio, con taludes más próximos al de estudio.

### 6.3.2. Nueva propuesta

Una vez propuesto un nuevo estimador del remonte, se procede a optimizar tanto el valor de los coeficientes empíricos como el coeficiente de rugosidad para Cubípodos monocapa ( $\gamma$ ). Se decide optimizar el coeficiente de rugosidad, ya que depende de la fórmula a aplicar y aquel empleado previamente (0.61, **Molines (2015)**), a pesar de ser la mejor estimación disponible, es bastante alto y está calibrado para otra ecuación distinta (aunque similar).

Con todo ello, se obtiene:

PROPUESTA		
$\gamma_f$	$C_{A,h}^*$	$C_{c,h}^*$
0.37	0.60	0.75

Tabla 6. 1. Coeficiente de rugosidad y coeficientes empíricos propuestos.

Con el siguiente ajuste:

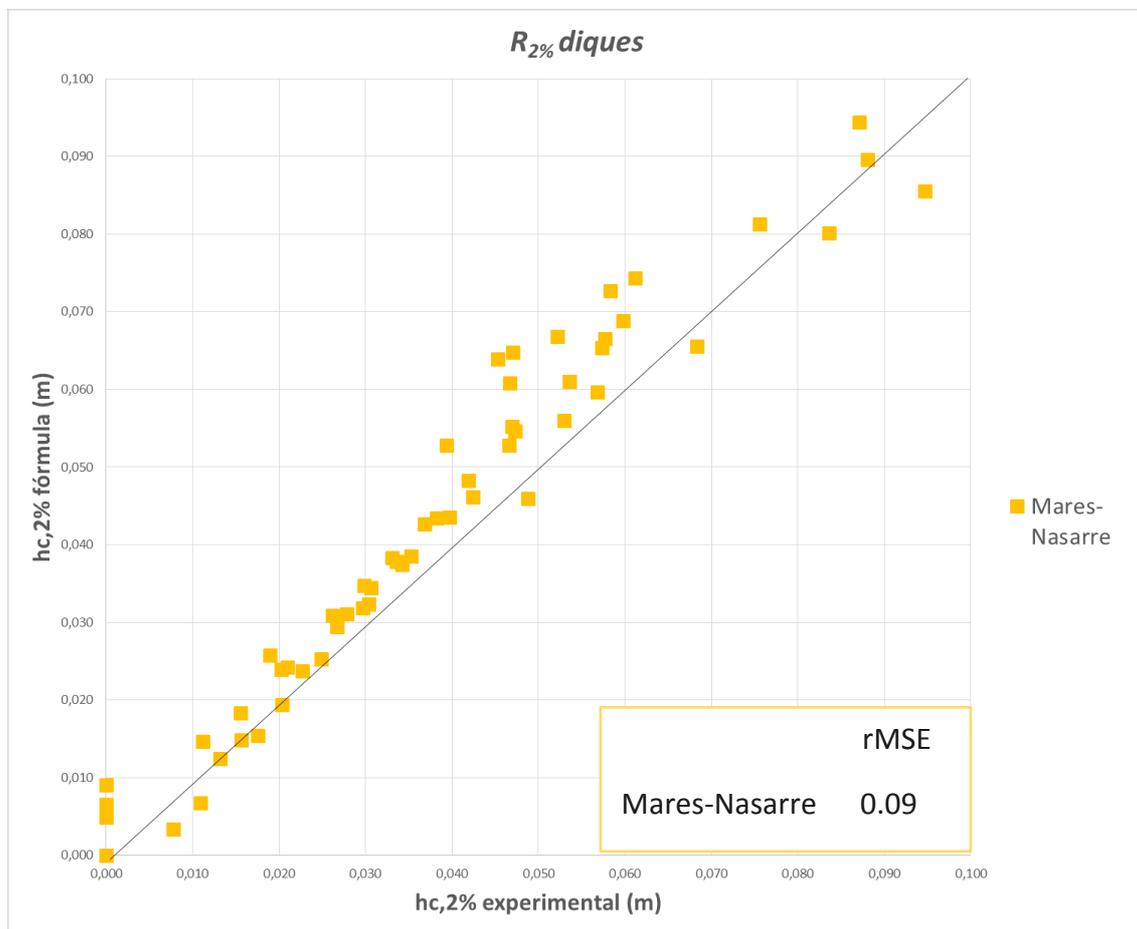


Figura 6. 6. Comparación de espesores de la lámina en coronación ( $h_{c, 2\%}$ ) entre datos experimentales y la metodología propuesta.

## ***Capítulo 7. Aplicación al diseño del dique en talud para la ampliación del Puerto pesquero de Blanes (Gerona)***

### ***7.1. Introducción***

El puerto pesquero de Blanes se encuentra en la provincia de Girona y alberga tres actividades náuticas: deportiva, pesca y turística. Este puerto presenta diversos problemas que impiden que la operación portuaria se lleve a cabo con normalidad. Entre estos, destacan:

- Excesivo rebase por encima del dique de abrigo, provocando la inestabilidad del dique.
- Agitación interior, especialmente en el muelle pesquero.
- Espacio insuficiente, tanto en mar como en tierra.
- Necesidad de modernización y mejora de sus instalaciones relativas a los servicios del sector pesquero y turístico, como lonja y urbanización exterior.

A la vista de estas deficiencias, se plantea la ampliación del puerto. En el presente capítulo se analiza el "Proyecto Constructivo de Ampliación del Puerto de Blanes", redactado en 2009.

En primer lugar, se describe la situación del puerto de Blanes previa a la actuación y se detallan las instalaciones existentes. También se analiza tanto su historia como su relación con la ciudad y sus actividades y se desarrolla la problemática mencionada, que es justificación de la ampliación realizada.

Posteriormente, se realiza un resumen de los estudios llevados a cabo y los aspectos más relevantes de la solución adoptada en el "Proyecto Constructivo de Ampliación del Puerto de Blanes". Además, se repasan las diferentes alternativas valoradas y se recogen las características del terreno en el área de la actuación, incluyendo un resumen de los estudios batimétricos, geotécnicos y de clima marítimo, previos a la redacción del mismo.



Para terminar, se propone una nueva solución alternativa a aquella planteada en el proyecto original. Para ello, se diseña un nuevo dique de abrigo principal para el puerto, dimensionando las nuevas secciones transversales mediante el Cubípodo como pieza del manto principal. Con ello, se consigue una mejora del comportamiento estructural y garantizar unos niveles de seguridad adecuados para la operatividad del puerto. Además, se realiza una aplicación de la metodología propuesta para la estimación del espesor de la lámina de agua en coronación y, con ello, estimar la cota de coronación.

## 7.2. Situación previa a la ampliación

### 7.2.1. Situación geográfica y accesos

El puerto de Blanes se encuentra situado al Noreste de la ciudad de Blanes, un municipio de la costa Sur de la provincia de Girona (Cataluña), en el Noreste de España. Este puerto se encuentra, por tanto, bañado por las aguas del Mar Mediterráneo y se sitúa en la Costa Brava. Las coordenadas geográficas del puerto son: 2º 47.8' E (Longitud) y 41º 40.3' N (Latitud).

Este puerto limita al Sur con la playa de Blanes, situada antes de la Punta de Sa Palomera. Al Noreste, lo hace con la cala Punta de Santa Anna.



Figura 7. 1. Localización geográfica del puerto de Blanes.

En cuanto a las comunicaciones de las que dispone Blanes, adicionalmente de la vía marítima, cabe mencionar que se encuentra bien conectada tanto por vía terrestre como por vía aérea. En primer lugar, por carretera, se comunica mediante la AP-7 dirección Girona hasta Blanes con Tarragona y Barcelona; por la N-II se une Blanes con Girona y con Lleida se puede conectar mediante la A-2 hasta Villafranca del Penedés, para después tomar la AP-7 en dirección Girona. Respecto al ferrocarril, Blanes cuenta con una estación de pasajeros de RENFE que forma parte de la línea R1 de Cercanías de Cataluña.

Respecto a la vía aérea, Blanes se localiza a 32km del aeropuerto de Girona y a 84km del aeropuerto de Barcelona, por lo que es posible afirmar que la comunicación por esta vía es buena.

Un aspecto a considerar en la ampliación del puerto de Blanes, son sus accesos por carretera, pues al ampliar el puerto se incrementará su tráfico rodado. Es por esto que, al encontrarse el puerto inmerso dentro del casco urbano de la ciudad de Blanes, deben estudiarse adecuadamente los colapsos que puedan producirse en estas vías.

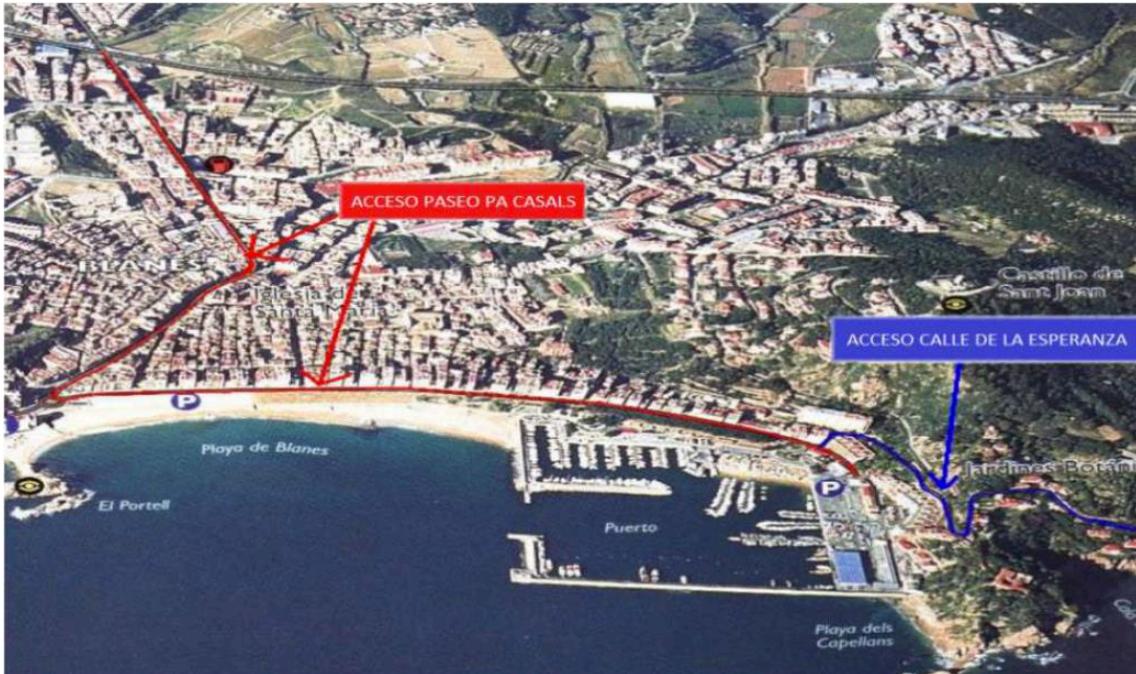


Figura 7. 2. Representación de los accesos al Puerto de Blanes.

## 7.2.2. Historia del Puerto

### 7.2.2.1. Origen del puerto

El puerto de Blanes tiene como origen el siglo XV, periodo de fuerte actividad marítima, en el que se creó el gremio de los pescadores y marineros y aparecieron algunas atarazanas. No obstante, el puerto actual se construyó entre las décadas de 1920 y 1930.

Desde el principio de la década de los setenta hasta la actualidad, no se desarrollan actividades comerciales, es decir, únicamente conviven usos recreativos y deportivos y actividades pesqueras. El crecimiento de la ciudad de Blanes se ha visto claramente relacionado con el puerto y su actividad, especialmente con la pesca y el comercio.

Además, este puerto cuenta con buenos astilleros que permitieron que, hasta el siglo XX, el puerto de Blanes fuera un importante centro de navegación de cabotaje y, anteriormente, un centro de comercio activo con América. A partir de finales del siglo XIX, Blanes se convierte en un centro de veraneo, pero no es hasta finales de la década de los 50 cuando pasa a ser un gran motor del turismo (al igual que sucede en el resto de la Costa Brava).

El turismo ha sido una causa significativa de la explosión demográfica que ha sufrido la ciudad, pasando desde 4 943 habitantes en 1920, hasta 39 660 en 2014. Además, durante el periodo estival la población aumenta hasta alrededor de 60 000 habitantes, consecuencia de las segundas residencias y los turistas.

Este turismo se ve fuertemente fomentado por sus buenas líneas de comunicación, como son las líneas de autobuses que lo conectan con Lloret de Mar, Malgrat de Mar, Tossa de Mar, Calella, Barcelona, Girona y el Aeropuerto de Gerona-Costa Brava. También se encuentra conectado a Barcelona mediante una estación de tren, con una frecuencia de paso de 30 minutos. Adicionalmente, en verano funciona una línea de cruceros que viaja desde Playa de Aro hasta Arenys de Munt.

Blanes es la primera villa de su comarca y la tercera en la provincia de Girona en número de habitantes. Por ello, Blanes es capital de servicios, aunque no de su comarca, contando con el Hospital Comarcal de Selva y Alt Maresme, la Biblioteca Comarcal o los Juzgados, entre otros servicios.

#### 7.2.2.2. Sector económico

Tradicionalmente, el sector primario era la base de la economía de la ciudad. Sin embargo, a lo largo de su historia ha ido evolucionando hacia una dependencia del sector secundario (industria) y terciario (turismo).

Aunque actualmente la agricultura y pesca no tengan una gran importancia en la economía de Blanes, sí lo tuvo en otra época. Esto es, se considera una zona privilegiada para el cultivo agrícola (especialmente de regadío), destacando las hortalizas, las patatas y los árboles fruteros.

En cuanto a la ganadería, ésta nunca tuvo una presencia destacada: únicamente se desarrolló cría de ganado bovino para producir leche y derivados y alguna explotación avícola.

Pasando ahora a la pesca, cabe mencionar que el puerto de Blanes es el único con actividad pesquera de la comarca. Aún ahora, se lleva a cabo pesca de arrastre de importancia, en comparación con las actividades de otras poblaciones costeras cercanas en las que el turismo lo ha desplazado por completo. Sus pescadores se agrupan en la Cofradía de Pescadores, cuya sede está ubicada en el mismo puerto. Antes de su ampliación, se pescaban 3 250 toneladas de pescado, alrededor del 8.5% del volumen total de Cataluña. También hay subasta diaria de pescado.

**2001-2004**

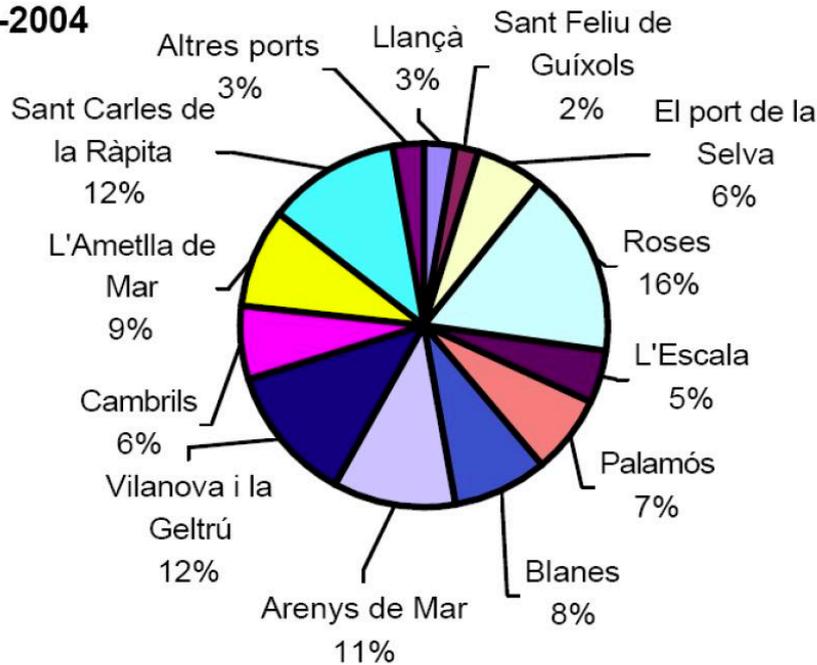


Figura 7. 3. Porcentajes de volumen de pesca de los diferentes Ports de la Generalitat de Catalunya, en los años anteriores a la ampliación del Puerto de Blanes.

Entre los siglos XVIII y XIX, se llegaron a exportar gran número de productos manufacturados a América, como alpargatas, productos textiles o tapones de corcho. Sin embargo, la industria más destacada de Blanes fue la construcción de barcas de pescas, fragatas y bergantines para la navegación de cabotaje y veleros que viajaban hasta las costas americanas. Todo ello, se desarrollaba en las dársenas del puerto.

El comercio por vía marítima tuvo una época de gran esplendor en el siglo XVIII, para empezar después a decaer durante el siguiente siglo. A día de hoy, el sector industrial de Blanes está fundamentado en la industria textil (empresa Nylstar) y, hasta hace unos años, en el sector de la construcción.

Otro sector significativo en la ciudad de Blanes es el comercial, pues cuenta con gran número de establecimientos de todos los tamaños y ocupaciones, que se ve incrementado con la llegada del periodo estival.

Finalmente, destacar el amplio sector servicios que abarca desde la sanidad y la educación, hasta el turismo. Este último ha provocado profundos cambios en la fisonomía y economía de la ciudad, aumentando la oferta de alojamiento y la urbanización.

### 7.2.2.3. *Evolución y proyectos del puerto de Blanes*

Con la conquista de los romanos en 195 a.C., se produce una mezcla de la población autóctona e itálica. La ubicación de la villa entre la desembocadura de la Tordera y la bahía natural, la convertían en un punto estratégico para la llegada de mercancías por vía marítima, que después se debían redistribuir por el interior. Así, los primeros restos de zona portuaria con talleres y almacenes datan de esta época.

No obstante, con la crisis del imperio romano y el advenimiento del visigodo, la ciudad vivió varias incursiones árabes hasta finales del siglo VIII, frenando la economía y actividad portuaria. No fue hasta el siglo XIII cuando los señores feudales concedieron al puerto y villa de Blanes algunas libertades y privilegios, favoreciendo el crecimiento económico del municipio y de la población.

Gracias a sus características naturales y situación, el puerto de Blanes fue adquiriendo relevancia, incluso acogiendo parte de la flota cristiana en 1113 para la primera expedición pisanocatalana de conquista de las islas baleares. Así, el puerto fue refugio de grandes personalidades y grupos, como la armada de Felipe II (1585) o de las galeras papales de Benedicto XIII (1415). Con todo ello, durante el siglo XVI, el puerto era visitado por naves mallorquinas, castellanas y vizcaínas, desarrollando una actividad marítima creciente que fomentó la construcción de astilleros y la creación de un gremio de pescadoras y marineros.

A pesar de que la guerra civil catalana no afectó al esplendor de la villa de Blanes en el siglo XV, los años posteriores, con sus guerras y la inestabilidad económica, sí que frenaron su desarrollo económico hasta el siglo XVIII. A partir de este momento y gracias al periodo de paz, se incrementó el comercio marítimo y, con ello, la economía experimentó un gran crecimiento, con el auge de la pesca, agricultura e industria.

El siglo XIX, vino marcado por grandes innovaciones técnicas, pero esto no impidió que el final de siglo viniera marcado por la recesión general y la bajada de los astilleros. Así, la población fue descendiendo hasta bien entrado el siglo XX.

En 1908, se redactó el primer Proyecto del puerto de Blanes para la realización del dique principal. A causa de la situación de recesión, no se inician las obras de este dique hasta 1915, prolongándose este primer periodo de construcción hasta 1924.

En los años 20, la situación económica se fue enderezando gracias al resurgimiento de la industria, modernización de la agricultura y la aparición del gran motor económico de Blanes: el turismo. Así, en 1930 se redactó el Proyecto de acabado de las obras, abarcando el segundo periodo de construcción del dique principal desde 1932 hasta 1945.



*Figura 7. 4. Obras del puerto de Blanes (1932).*

Durante este periodo hubo dos hitos a destacar: el Proyecto de defensa de la playa de Blanes, en 1942, y un temporal en 1943 que arranca 256 bloques de hormigón (30 T) del dique en construcción. De estos 256 bloques, 121 fueron únicamente desplazados, mientras que los 135 restantes desaparecieron en el mar y fueron posteriormente recuperados para su reutilización.

En la década de los 50, empieza el turismo extranjero en masa y entre los años 1955 y 1970, se produce un gran movimiento migratorio de población desde el resto del territorio peninsular.

En 1966, se recrece el muro de coronación del dique principal. Dos años más tarde, se redacta el Proyecto de la dársena deportiva del puerto de Blanes, para después construirse entre los años 1971 y 1973.

En 1976, se desarrolla el Proyecto del espigón de cerramiento de la bocana, que dos años más tarde sufre un modificación. Este espigón no se llega a ejecutar hasta 1980, durante las obras alrededor de un año.

Una sentencia del Tribunal Supremo en 1979, anula la concesión realizada en 1968 para la gestión de la dársena deportiva, lo que obliga a llevar a cabo el Proyecto de legalización y últimas obras de la dársena deportiva.

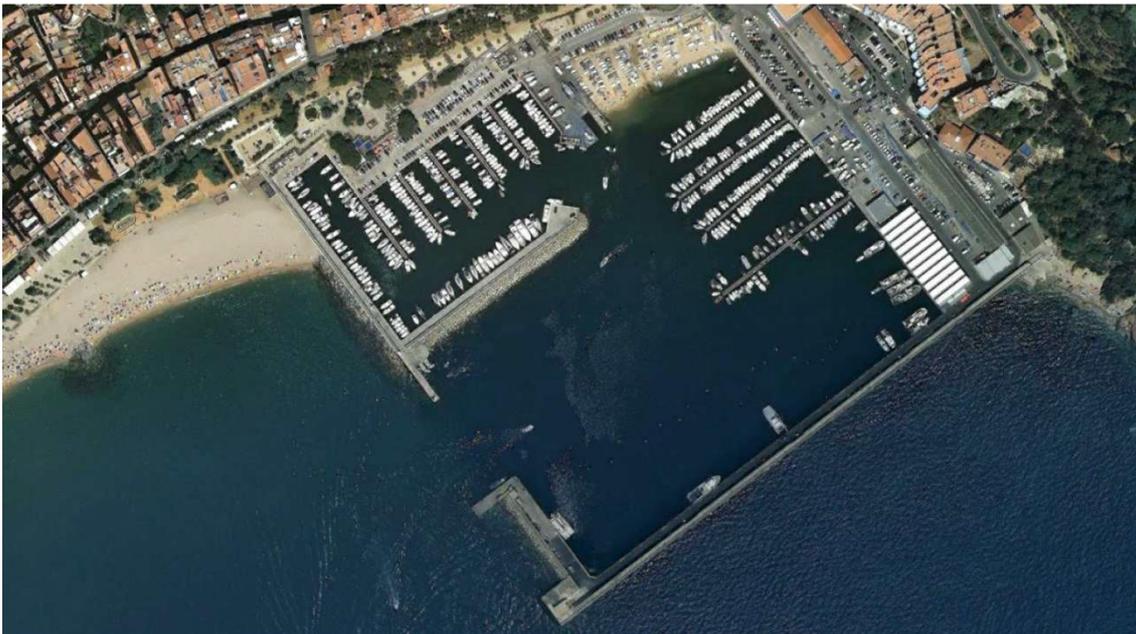
Durante la década de los 80, se produce una gran inversión en la mejora del puerto con diferentes proyectos: el Proyecto de renovación de las instalaciones de agua y luz (1982), el Proyecto de cerramiento oeste de la bocana del Puerto de Blanes (1983) y su construcción (1984-1985) y finalmente, la Zona de varada (1989).

En 1993, se realiza la Mejora de la bocana del puerto de Blanes y, en 2006, el Plan Especial del Sistema General Portuario del municipio de Blanes. En este último, se plantea la ampliación del puerto con la construcción de una nueva dársena exterior.

Finalmente, en 2008, se redacta el Proyecto Básico de ampliación del puerto pesquero de Blanes, ya contemplado en el mencionado Plan. Ese mismo año, tiene lugar el "Temporal de Sant Esteve", arrancando gran número de amarres y dejando numerosos barcos a la deriva, además de los daños materiales que sufre el puerto.

### *7.2.3. Instalaciones previas a la ampliación*

El puerto de Blanes tiene una superficie total de 170 784 m<sup>2</sup>, distribuidos como 114 498 m<sup>2</sup> en extensión de agua y 56 286 m<sup>2</sup> de superficie en tierra. Las infraestructuras existentes en el puerto de Blanes antes de la ampliación son dos diques exteriores que abrigan las distintas dársenas. La bocana, ubicada al Sur del Puerto, tiene un ancho de 70m y un calado de 8m.



*Figura 7. 5. Vista general en planta del puerto de Blanes.*

El dique principal de abrigo está situado al Sureste y, en planta, está conformado por dos tramos rectos que forman un ángulo de 90°. El primer tramo, de 400m en planta, es un dique vertical que parte de la playa de los Capellanes. Por su parte, el segundo abarca desde el final del primer tramo hasta el morro, con una longitud de 100 en planta. Es un dique en talud convencional con manto de escollera.

El contradique protege la dársena de recreo o deportiva y también consta de dos alineaciones rectas en planta, perpendiculares entre sí. El primer tramo de este contradique parte desde la playa de Blanes y se prolonga por una longitud de 160m, mientras que el segundo tramo consta de 200m de longitud. Todo el desarrollo del contradique está construido con tipología de dique en talud para así reducir las reflexiones del oleaje de entrada y salida de la bocana.

Dentro del puerto, es posible diferencias distintas dársenas, en función de sus usos. Detrás del dique de abrigo principal, se adosa un muelle para las embarcaciones de pesca de mayor tamaño, pues en esa zona el calado alcanza los 6.5m de profundidad. El resto de embarcaciones de pesca se alojan en el muelle de Ribera (*ver Figura 7.4*), en cuya explanada se encuentra la lonja, con una superficie de 991 m<sup>2</sup>; casetas de la industria pesquera, con una extensión de 1 104 m<sup>2</sup>; secadores de redes, de 7 605 m<sup>2</sup>, almacenes y otros servicios, fundamentalmente para los usuarios.



*Figura 7. 6. En blanco, ubicación de la dársena pesquera. En rojo, muelle de Ribera.*

En el extremo opuesto del puerto (parte poniente), se encuentra la ya mencionada dársena deportiva. Esta dársena tiene una capacidad de 306 amarres, siendo la mitad de los mismos para embarcaciones tipo 0, con longitud de eslora por debajo de los 6m. No obstante, también hay amarres con longitudes máximas de hasta 15m de eslora. Además, presenta un calado de 2.5m de profundidad en su interior.

Esta dársena está gestionada por el Club de Vela de Blanes, a través de una concesión otorgada por el organismo titular, Ports de la Generalitat. Cuenta con diversas instalaciones, entre las que destacan edificios sociales y comerciales, servicios para el

amarre de embarcaciones, talleres para la reparación de motores, escuela náutica y aparcamientos para vehículos terrestres. Adicionalmente, se dispone de un área de vara de 1 994 m<sup>2</sup> junto a la playa, en la que se ubica un pórtico elevador. En cuanto al Club de Vela, este cuenta con rampas móviles para entrar en el puerto dispuestas en perpendicular al dique Sur.



Figura 7. 7. Ubicación de la dársena náutica-recreativa.

Fuera de la dársena náutico-deportiva, también se dispone de tres pasarelas destinadas a la náutica popular. Estas instalaciones ligeras no están gestionadas por el Club de Vela, sino por *Ports de la Generalitat*. Cuentan con 1 072 m<sup>2</sup> de varada para embarcaciones de tamaño reducido gestionadas directamente por *Ports de la Generalitat*, mediante la Asociación Verge del Vilar y un particular (Manach).



Figura 7. 8. Ubicación de náutica popular.

Finalmente, *Ports de la Generalitat* dispone en una zona de servicios adscrita al puerto de Blanes de un almacén, una edificación de dos plantas y embarcaciones para dragados de tipo industrial.

### 7.3. Ampliación del puerto pesquero de Blanes

#### 7.3.1. Motivación

Existen diversos problemas operativos en el puerto de Blanes con afección directa tanto sobre las actividades de la náutica recreativa y la pesquera como sobre los usuarios. Por un lado, las limitaciones existentes impiden el correcto funcionamiento de las instalaciones, mientras que, por otro, restringen el incremento en las actividades del puerto y su desarrollo económico.

Entre los problemas detectados en el puerto de estudio, destacan dos fundamentales:

- Agitación interior, especialmente en el muelle pesquero.
- Rebase excesivo, provocando problemas de inestabilidad en el dique principal



*Figura 7. 9. Rebase excesivo sobre el dique principal de Blanes.*

Estas dos deficiencias se ven acentuadas durante los grandes temporales de levante, originando agitaciones excesivas en la zona abrigada y poniendo en riesgo a los usuarios, a las estructuras de protección y a las embarcaciones resguardadas. Cabe destacar los daños sobre las embarcaciones amarradas en el puerto pesquero adosado al dique principal, donde el problema es incluso más notable.

Entre estos temporales, se puede citar como ejemplo de este peligro el "Temporal de Sant Esteve". Este temporal afectó a varias villas durante el mes de diciembre de 2008 y concretamente en Blanes, provocó importantes desperfectos materiales en el paseo marítimo y destrozó algunos barcos de cruceros de la zona, que se resguardaban en el puerto, y otros barcos pesqueros.



*Figura 7. 10. Inundación del paseo marítimo de Blanes durante el "Temporal de Sant Esteve".*



*Figura 7. 11. Restos de un crucero dañado durante el "Temporal de Sant Esteve".*

Este temporal también provocó grandes volúmenes de rebase sobre el dique principal de abrigo, que agitaron la dársena adosada al mismo. Esto llevó a la rotura de los amarres de algunos barcos, quedando estos a la deriva. Todos estos incidentes, pusieron de manifiesto la urgente necesidad de la ampliación del puerto y de la mejora de las infraestructuras de protección frente a los temporales de levante.



*Figura 7. 12. Rebases sobre el dique principal durante el "Temporal de Sant Esteve" (diciembre, 2008).*



*Figura 7. 13. Daños sobre las embarcaciones consecuencia de los rebases durante el "Temporal de Sant Esteve" (diciembre, 2008).*

Adicionalmente a estos problemas relativos a las infraestructuras de protección, existen otros obstáculos al desarrollo del puerto, como la falta de espacio para instalaciones terrestres o amarres y la obsolescencia de los edificios que albergan los servicios portuarios. Por todos estos motivos, se requiere de una adaptación del puerto a las necesidades de crecimiento y demanda de la zona. Concretamente:

- Falta de espacio en agua para la dársena pesquera.
- Falta de espacio en tierra para ampliar las instalaciones terrestres ya existentes.
- Necesidad de mejora de las infraestructuras para los servicios del sector pesquero y turístico.
- Necesidad de mejora de la urbanización exterior y la lonja del puerto.

Todos los problemas mencionados obstaculizan el crecimiento económico de la ciudad de Blanes y el desarrollo de su puerto. En primer lugar, aunque la actividad pesquera no representa el principal sector económico del municipio, sí supone un porcentaje importante del volumen de capturas de Cataluña y es el principal puerto de la zona. Por ello, la ampliación del puerto y las instalaciones pesqueras permitirá mejorar las condiciones de desarrollo de esta actividad.

En cuanto al sector industrial, apenas tiene importancia en el puerto Blanes. No obstante, una mejora de las instalaciones de este puerto es necesaria para recuperar las actividades comerciales.

Para terminar, el sector terciario y concretamente el turismo, son el principal motor económico de la zona. Blanes es una de las poblaciones más importantes de la Costa Brava y dispone de prestigio en calidad turística con una marca de "Turismo Familiar". Es también el centro de ocio y actividades comerciales de la zona, por lo que el puerto debe poder adaptarse a las demandas de la población estival. En resumen, aumentar los servicios turísticos del puerto es un objetivo fundamental del puerto, siendo necesaria su ampliación para facilitar la entrada de cruceros turísticos y propiciar la creación de instalaciones específicas.

### *7.3.2. Proyecto Constructivo de la Ampliación del Puerto pesquero de Blanes*

El Proyecto Constructivo de la ampliación del puerto pesquero de Blanes propone la construcción de un nuevo dique de abrigo, entre otros aspectos. Este apartado se encuentra dedicado a analizar los aspectos fundamentales de esta propuesta.

En primer lugar, se analizarán los antecedentes y estudios previos realizados, para después pasar a analizar las alternativas planteadas y la justificación de aquella escogida. Posteriormente, se describirá la solución adoptada, mostrando las secciones transversales del nuevo dique de abrigo y su trazado en planta.

#### *7.3.2.1. Antecedentes*

La Ley de Puertos de Cataluña determina que el sistema general portuario se debe desarrollar a través de un Plan especial que pueden redactar la corporación municipal, con acuerdo previo, o la Administración portuaria. Este plan debe especificar las medidas y previsiones que sean necesarias para garantizar una operación eficaz de la zona de servicios portuarios, el crecimiento y desarrollo futuro de la zona, una apertura adecuada de servicios medioambientales y portuarios y una conexión eficiente con las redes de transporte terrestre existentes.

Ante los problemas existentes en el puerto de Blanes, se creó una comisión ciudadana constituida por diferentes asociaciones y organismos, como *Ports de la Generalitat* o la Cofradía de Pescadores de Blanes. Las diferentes partes de esta comisión llegaron a un consenso, tras un prolongado proceso de diálogo, acerca de la propuesta para el desarrollo del "Plan Especial del Sistema General Portuario del municipio de Blanes", aprobado en diciembre de 2006. Este plan se modificó en abril de 2007, con el fin de incluir una ampliación de la lonja.

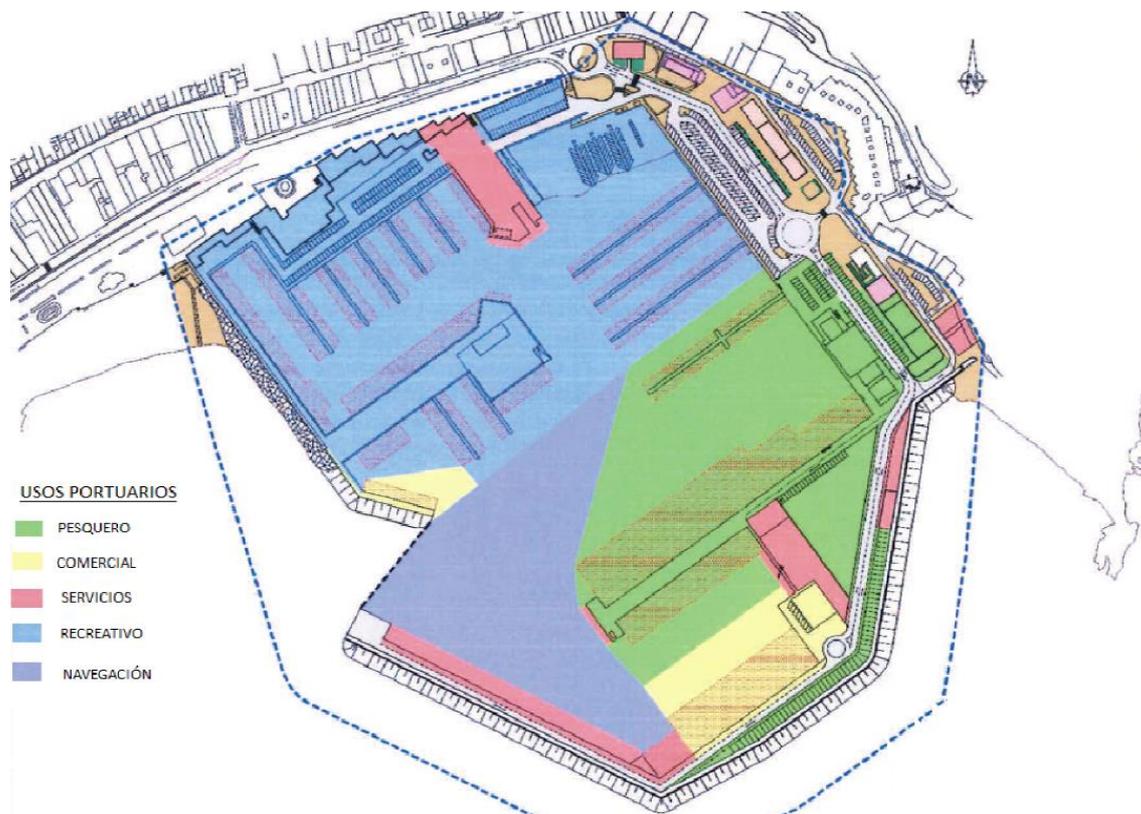


Figura 7. 14. Plan Especial del Sistema General Portuario del municipio de Blanes: Planta de la ampliación del puerto.

Entre las actuaciones recogidas en el Plan, destacaba la ampliación del puerto a través de la construcción de una nueva dársena en el exterior, con nuevos muelles y explanadas. Esta dársena iría asociada a cubrir las nuevas demandas del sector pesquero y turístico, pues sufrían problemas de inestabilidad de la infraestructura a causa de los temporales levantinos, problemas de operatividad y limitaciones de espacio.

En el mes de abril de 2008, se redactó el "Proyecto Básico de ampliación del puerto pesquero de Blanes", que desarrollaba no sólo la actuación mencionada, sino también las obras de demolición parcial del dique existente, la ampliación del contradique, la construcción de un nuevo dique de abrigo y de los nuevos muelles y explanadas y la urbanización de los nuevos espacios terrestres requeridos. Además, también incluye un estudio de dinámica litoral en el que se muestra la necesidad de aportar arenas para prevenir el desplazamiento de la playa de Blanes hacia el puerto. Esto habría provocado erosiones en el extremo occidental de la misma, como ya se habría reflejado en el Plan Especial. Se incluyeron, por tanto, todas aquellas obras necesarias para realizar la aportación dentro del Proyecto Básico, como un pequeño espigón en el extremo oriental.

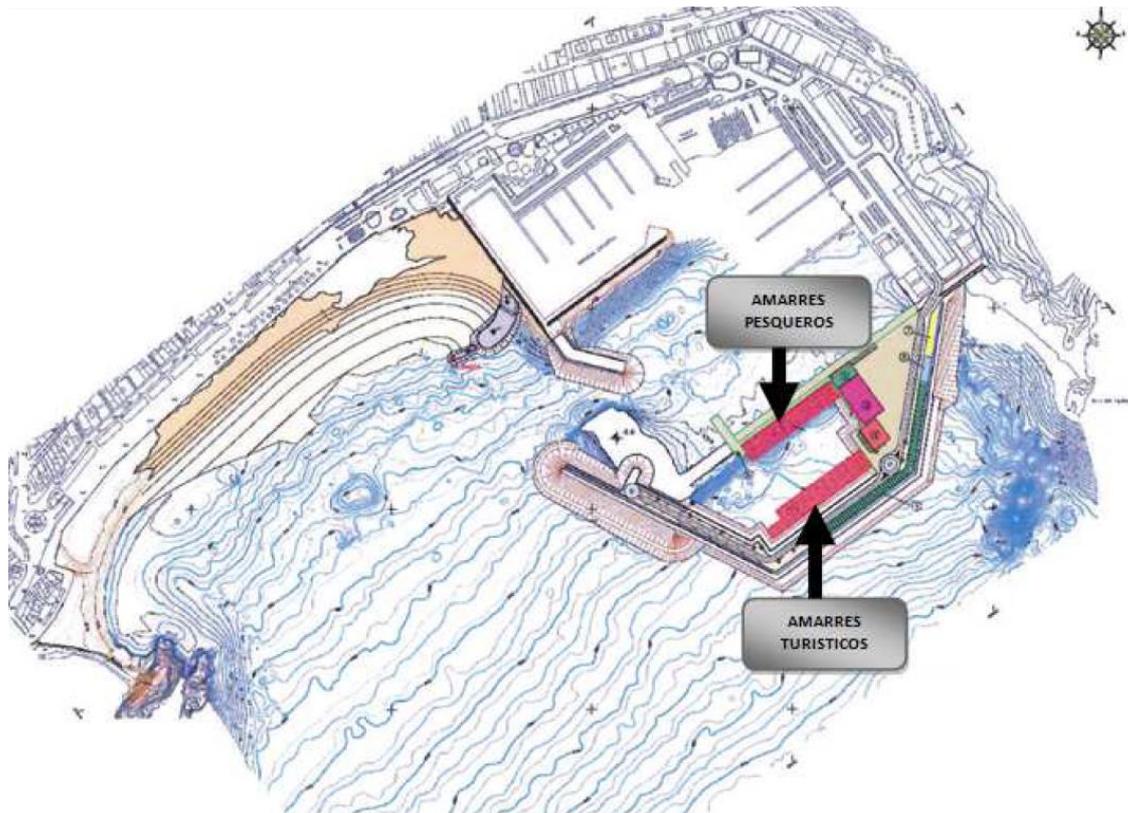


Figura 7. 15. Proyecto Básico de ampliación del puerto pesquero de Blanes: obras de ampliación.

En marzo de 2008, se redactó el "Documento inicial de evaluación de Impacto Ambiental del Proyecto Básico de la ampliación del puerto pesquero de Blanes", sometido posteriormente a procedimiento de evaluación ambiental. En noviembre de 2008, el Departamento de Medio Ambiente emitió su respuesta, con la que pudo redactarse el siguiente año el "Estudio de Impacto Ambiental del Proyecto Básico de ampliación del puerto pesquero de Blanes". Finalmente, la Dirección General de Calidad Ambiental de la Generalitat de Catalunya aprobó, en julio de 2009, la "Declaración de Impacto Ambiental del proyecto de ampliación del puerto pesquero de Blanes".

Ports de la Generalitat se encargó de redactar el "Proyecto Constructivo de la ampliación del puerto pesquero de Blanes" en septiembre de 2009, para así poder proceder a la licitación y adjudicación de las obras. En este proyecto se incluyen las medidas preventivas y correctivas de la fase de construcción previamente incluidas en el Estudio de Impacto Ambiental y aquellas establecidas por la Declaración de Impacto Ambiental.

Finalmente, las obras de ampliación del puerto pesquero de Blanes se iniciaron en 2010, de la mano de una unión temporal de empresas (UTE) formada por Sacyr, Tau Icesa y Scrinser.



Figura 7. 16. Fotografías de la construcción del dique de ampliación del puerto pesquero de Blanes.

### 7.3.2.2. Criterios de diseño

El objeto del presente apartado es mostrar los criterios fundamentales empleados para la definición y cálculo de las alternativas planteadas y la solución final. Además, también se recogerán los estudios previos necesarios para recopilar la información empleada en el diseño de la ampliación del puerto pesquero de Blanes. Con esta información, es posible comprobar de modo más fiable la funcionalidad de las obras diseñadas y su adecuación a la zona, desde el punto de vista operativo y medioambiental.

Entre estos estudios técnicos destacan: estudio de clima marítimo y de propagación de oleaje, estudio de agitación interior, estudio batimétrico y geofísico, estudio topográfico, ensayos en modelo físico a escala reducida, estudio geotécnico y estudio de dimensionamiento de las obras.

▪ **Criterios generales de proyecto**

Siguiendo las prescripciones de la ROM 0.0 - Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de las obras marítimas y portuarias, se establecen las Bases de Partida. Esto es, se determinan los parámetros fundamentales relacionados con su carácter operativo y general de la obra.

En cuanto al carácter general de la obra, cabe mencionar que la obra de protección exterior de un puerto es aquella que marca el riesgo de las instalaciones portuarias resguardadas, pues es aquella que se encuentra sometida a la acción predominante: el oleaje. Es por esto que resulta necesario cuantificar tanto su vida útil como su periodo de retorno o recurrencia temporal de cálculo. A este fin, se emplean dos índices:

- Índice de repercusión económica (IRE), por parada o daño sobre las actividades económicas relacionadas con la estructura o por reconstrucción de la misma.
- Índice de repercusión social y ambiental (ISA), por pérdida de operatividad completa de la obra o por su destrucción.

Para determinar el índice de repercusión económica (IRE) se emplea la siguiente definición:

$$IRE = \frac{(C_{RD} + C_{RI})}{C_0}$$

Siendo:

- $C_{RD}$ , el coste consecuencia de las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra. De forma simplificada, se determina como el valor de la inversión inicial pero actualizada. En este caso:  $C_{RD} = 24\ 000\ 000\ €$
- $C_{RI}$ , el coste a causa de la afección o parada de las actividades económicas con relación con la obra. Se aproxima por:

$$C_{RI} = [C \cdot (A + B)] \cdot C_0$$

Donde:

- $A$ , valora el ámbito del sistema productivo y económico.
- $B$ , valora la importancia estratégica del sistema productivo y económico.
- $C$ , valora la relevancia de la obra para el sistema productivo y económico.
- $C_0$ , es un parámetro de dimensionalización. En el caso de España, toma un valor de *3 millones de euros*.

Los valores de estos coeficientes se recogen en la siguiente tabla:

Ámbito	A	Grado de importancia	B	Grado de importancia	C
Local	1	Irrelevante	0	Irrelevante	0
Regional	2	Relevante	2	Relevante	1
Nacional o internacional	5	Esencial	5	Esencial	2

Tabla 7. 1. Valores de los coeficientes A, B y C (ROM 0.0).

A partir de esta tabla, se pueden determinar los valores necesarios para el IRE de la obra objeto de estudio. Así, se obtiene un  $C_{RI} = 9\,000\,000$  € y, con ello, un  $IRE = 11$ . Con este valor del índice de repercusión económica, es posible determinar la vida útil de la obra y la escala cualitativa de esta repercusión (ver Tabla 7.2).

IRE	Vida útil (años)	Repercusión económica
$\leq 5$	15	Baja
6 - 20	25	Media
$> 20$	50	Alta

Tabla 7. 2. Valor de la vida útil y calificación cualitativa de la repercusión de la obra, en función del índice de repercusión económica (IRE).

Además, la ROM 1.0 propone unas recomendaciones acerca del valor del IRE y la vida útil, según la tipología de puerto a diseñar (ver Tabla 7.3).

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE IRE <sup>7</sup>		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V <sub>m</sub> ) <sup>7</sup> (años)	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráficos	r <sub>3</sub>	Alto	50
		Puertos para tráficos especializados	r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>1</sup>	Medio (alto) <sup>1</sup>	25 (50) <sup>1</sup>
	PUERTO PESQUERO		r <sub>2</sub>	Medio	25
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO		r <sub>2</sub>	Medio	25
	INDUSTRIAL		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>1</sup>	Medio (alto) <sup>1</sup>	25 (50) <sup>1</sup>
	MILITAR		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>2</sup>	Medio (alto) <sup>2</sup>	25 (50) <sup>2</sup>
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>3</sup>	Medio (alto) <sup>3</sup>	25 (50) <sup>3</sup>
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES <sup>4</sup>		r <sub>3</sub>	Alto	50
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>5</sup>	Medio (alto) <sup>5</sup>	25 (50) <sup>5</sup>
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		r <sub>1</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>6</sup>	Bajo (alto) <sup>5</sup>	15 (50) <sup>7</sup>
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r <sub>1</sub>	Bajo	15

<sup>1</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>3</sub> cuando el tráfico esté asociado con el suministro energético o con materias primas minerales estratégicas y no se disponga de instalaciones alternativas adecuadas para su manipulación y/o almacenamiento.

<sup>2</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>3</sub> cuando la instalación militar se considere esencial para la defensa nacional.

<sup>3</sup> En obras de protección de rellenos o de defensa de márgenes se tomará un índice IRE igual al señalado para el área portuaria en que se localiza.

<sup>4</sup> Se entienden como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquéllos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.

<sup>5</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>3</sub> cuando la toma de agua o el punto de vertido esté asociado con el abastecimiento de agua para uso urbano o con la producción energética.

<sup>6</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>2</sub> cuando en su zona de afección se localicen edificaciones o instalaciones industriales.

<sup>7</sup> Los índices inferiores a r<sub>3</sub> de la tabla se elevarán un grado por cada 30 M€ de coste de inversión inicial de la obra de abrigo.

Tabla 7. 3. Valores del índice de repercusión económica (IRE) y vida útil para obras de defensa y abrigo recomendados por el ROM 1.0.

De nuevo, para el puerto pesquero de Blanes se obtiene una repercusión económica media y una vida útil de 25 años.

Pasando ahora al índice de repercusión social y ambiental (ISA), este índice se emplea para requerir una seguridad mínima a la estructura en función de las consecuencias ambientales y sociales que se derivarían de su fallo o rotura. Esto es, la seguridad exigida

a una obra de abrigo será mayor cuanto mayores sean las consecuencias sociales o ambientales que se derivarían de la pérdida de su operatividad o su destrucción.

Su valor se obtiene como un sumatorio de otros tres términos  $ISA_i$  (ver *Tabla 7. 4*).

Posibilidad pérdida de vidas	$ISA_1$	Daños medio ambiente y patrimonio	$ISA_2$	Alarma social	$ISA_3$
Remota	0	Remoto	0	Bajo	0
Baja	3	Bajo	2		
Alto	10	Medio	4	Medio	5
		Alto	8	Alto	10
Catastrófico	20	Catastrófico	15	Máxima	15

*Tabla 7. 4. Valores de los términos  $ISA_1$ ,  $ISA_2$  e  $ISA_3$ , según las repercusiones sociales y medioambientales (ROM 0.0).*

Como se puede observar en la tabla anterior, para el cálculo del ISA se ha una posibilidad y alcance remota de pérdida de vidas humanas y daños sobre el medio ambiente y el patrimonio histórico-artístico. En cuanto a la alarma social, se toma un valor medio. Con estos valores, se aplica el sumatorio para obtener el valor global del ISA:

$$ISA = \sum ISA_i = 0 + 0 + 5 = 5$$

A partir de este valor del índice de repercusiones sociales y ambientales, en la ROM 0.0, se recomienda una probabilidad máximo de fallo admisible tanto para el conjunto de modos de fallo adscritos a los estados límite últimos ( $P_{f,ELU}$ ) como para el conjunto de modos de fallo adscritos a los estado límite de servicio ( $P_{f,ELS}$ ) (ver *Tabla 7.5*).

Tipo	ISA	Probabilidad conjunta de fallo	Índice de fiabilidad	Probabilidad conjunta de fallo	Índice de fiabilidad	Repercusión ambiental
		$P_{f,ELU}$	$\beta_{ELU}$	$P_{f,ELS}$	$\beta_{ELS}$	
$s_1$	< 5	0.20	0.84	0.20	0.84	No significativa
$s_2$	5 - 19	0.10	1.28	0.10	1.28	Baja
$s_3$	20 - 29	0.01	2.32	0.07	1.50	Alta
$s_4$	$\geq 30$	0.0001	3.71	0.07	1.50	Muy alta

*Tabla 7. 5. Valores de probabilidades conjuntas de fallo y valor cualitativo de la repercusión ambiental en función del valor del ISA (ROM 0.0).*

De nuevo, la ROM 1.0 propone un valor recomendado para el ISA según la tipología del puerto objeto de estudio. Además, en función de este ISA, se recomienda una probabilidad de fallo para estado límite último y estado límite de servicio (ver *Tabla 7.6*).

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA	$P_{f,ELU}$	$P_{f,ELS}$	
COMER- CIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique <sup>1</sup>	Mercancías peligrosas <sup>2</sup>	$s_3$	Alto	0.01	0.07
		Pasajeros y Mercancías no peligrosas <sup>1</sup>	$s_2$	Bajo	0.10	0.10
	Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		$s_1$	No significativo	0.20	0.20
PESQUERO	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		$s_2$	Bajo	0.10	0.10
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		$s_1$	No signif.	0.20	0.20
NÁUTICO- DEPORT.	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		$s_2$	Bajo	0.10	0.10
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		$s_1$	No signif.	0.20	0.20
INDUS- TRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique <sup>1</sup>	Mercancías peligrosas <sup>2</sup>	$s_3$	Alto	0.01	0.07
		Mercancías no peligrosas	$s_2$	Bajo	0.10	0.10
	Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		$s_1$	No significativo	0.20	0.20
MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique <sup>1</sup>		$s_3$	Alto	0.01	0.07
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		$s_1$	No signif.	0.20	0.20
PROTEC- CIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique <sup>1</sup>	Mercancías peligrosas <sup>2</sup>	$s_3$	Alto	0.01	0.07
		Mercancías no peligrosas	$s_2$	Bajo	0.10	0.10
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES <sup>3</sup>		$s_4$	Muy alto	0.0001	0.07
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		$s_2$ ( $s_3$ ) <sup>4</sup>	Bajo (alto) <sup>4</sup>	0.10 0.0001	0.10 0.07
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		$s_2$ ( $s_4$ ) <sup>5</sup>	Bajo (muy alto) <sup>5</sup>	0.10 0.0001	0.10 0.07
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		$s_1$	No signif.	0.20	0.20
	* PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES.					
<sup>1</sup> En el caso de que en la superficie adosada al dique esté previsto que se ubiquen edificaciones (p.e. estaciones marítimas, lonjas...), depósitos o silos que pudieran resultar afectados en el caso de fallo de la obra de abrigo, se considerará un índice ISA muy alto ( $s_4$ ) ( $P_{f,ELU}=0.0001$ ; $P_{f,ELS}=0.007$ ).						
<sup>2</sup> Se consideran mercancías peligrosas los grupos de sustancias prioritarias incluidas en el anexo X de la Directiva Marco del Agua (Decisión 2455/2001/CE), en el inventario europeo de emisiones contaminantes (EPER: Decisión 2004/479/CE), y en el Reglamento Nacional de Admisión, Manipulación y Almacenamiento de Mercancías Peligrosas (Real Decreto 145/1989). (Ver ROM 5.1-05).						
<sup>3</sup> Se entiende como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquéllos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.						
<sup>4</sup> El índice ISA se elevará a $s_3$ cuando la toma de agua o el punto de vertido estén asociados con el abastecimiento de agua para uso urbano o industrial o con la producción energética.						
<sup>5</sup> El índice ISA se elevará a $s_4$ cuando en caso de fallo pudieran resultar afectadas edificaciones u otras instalaciones industriales.						

Tabla 7. 6. Valores del índice de repercusión social y ambiental (ISA) y probabilidades de fallo para obras de defensa y abrigo recomendados por al ROM 1.0.

Para el puerto pesquero de Blanes se obtiene un ISA tipo  $S_2$ , es decir, un puerto pesquero con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique. Así, la repercusión ambiental se considera baja y la probabilidad de fallo tanto para estado límite último como para estado límite de servicio es de 0.10.

En cuanto al carácter operativo de la obra, debe ser determinado por el promotor, independientemente de que este sea público o privado. Se contemplan dos parámetros relativos a este carácter operativo representados por los dos siguientes índices:

- El índice de repercusión económica operativo (IREO), por parada operativa de la obra.
- El índice de repercusión social y ambiental operativo (ISAO), por parada operativa de la obra.

Para la definición de la operatividad de la obra, se recomienda un intervalo de tiempo de un año. En caso de no contar con estudios específicos, se recomienda considerar la operatividad mínima, el número medio de paradas operativas y la duración máxima de una parada operativa.

Por tanto, con el fin de valorar cuantitativamente los costes provocados por una parafa operativa de una estructura o un tramo de la mismo, se emplea el índice de repercusión económica operativo (IREO). Este índice se define del siguiente modo:

$$IREO = [F \cdot (D + E)]$$

Los coeficientes  $F$ ,  $D$  y  $E$  son función de la simultaneidad de la demanda y el agente, la intensidad del uso de la demanda y adaptabilidad de la demanda frente a una situación de cese de operatividad. Sus valores se recogen en la *Tabla 7.7*.

Simultaneidad	D	Intensidad	E	Adaptabilidad	F
No simultáneos	0	Poco intenso	0	Alta	0
		Intensivo	3	Media	1
Simultáneos	5	Muy intenso	5	Baja	3

Tabla 7. 7. Valores de los coeficientes  $D$ ,  $E$  y  $F$  (ROM 0.0).

Con estos valores de los coeficientes, se obtiene un  $IREO = 0$ . A partir de este valor, se puede determinar el grado de repercusión económica operativa cualitativo, así como el valor de la operatividad mínima frente a todos los posibles modos de parada operativa ( $R_{f,ELO}$ ). Así, en el intervalo de tiempo especificado (habitualmente un año medio de la

vida útil establecida), la operatividad mínima admisible de la zona abrigada por la obra de protección y sus accesos debe ser superior al valor mencionado (ver *Tabla 7.8*).

Tipo	IREO	Repercusión económica operativa	Operatividad	
			R <sub>f, ELO</sub>	β <sub>f, ELO</sub>
R <sub>0,1</sub>	≤ 5	Baja	0.85	1.04
R <sub>0,2</sub>	6 - 20	Media	0.95	1.65
R <sub>0,3</sub>	> 20	Alta	0.99	2.32

Tabla 7. 8. Valores de operatividad mínima de una obra de abrigo en fase de servicio (ROM 0.0).

Finalmente, el índice de repercusión social y ambiental operativo (ISAO) representa de forma cualitativa la repercusión ambiental y social esperable si se produjera algún modo de cese de operaciones de la obra de protección estudiada. Dentro de este índice se valora tanto la posibilidad como el alcance de pérdidas humanas, daños sobre el medio ambiente o patrimonio histórico-artístico y la alarma social producida. Este indicador se divide en tres subíndices, siendo así el resultado de su suma:

$$ISAO = \sum ISAO_i = ISAO_1 + ISAO_2 + ISAO_3$$

Los valores de cada uno de los términos de este sumatorio quedan definidos en la *Tabla 7.9*.

Posibilidad pérdida de vidas	ISAO <sub>1</sub>	Daños medio ambiente y patrimonio	ISAO <sub>2</sub>	Alarma social	ISAO <sub>3</sub>
Remota	0	Remoto	0	Bajo	0
Baja	3	Bajo	2		
Alto	10	Medio	4	Medio	5
		Alto	8	Alto	10
Catastrófico	20	Catastrófico	15	Máxima	15

Tabla 7. 9. Valores de los términos ISAO<sub>1</sub>, ISAO<sub>2</sub> e ISAO<sub>3</sub>, según las repercusiones sociales y medioambientales (ROM 0.0).

En el caso de la ampliación del puerto de Blanes, se toma una posibilidad y alcance remoto de pérdida de vidas humanas y daños sobre el patrimonio histórico-artístico, anulando las dos primeras componentes del ISAO. También se toma un valor de alarma

social bajo, por lo que resulta  $ISAO = 0$ . Entrando con este valor en la tabla propuesta por la ROM, se concluye que la repercusión social y ambiental no es significativa (ver *Tabla 7.10*).

<b>Tipo</b>	<b>IREO</b>	<b>Repercusión económica operativa</b>	<b>Número medio de paradas</b>
$S_{0,1}$	< 5	Baja	10
$S_{0,2}$	5 - 20	Media	5
$S_{0,3}$	20 - 30	Alta	2
$S_{0,4}$	$\geq 30$	Muy alta	0

*Tabla 7. 10. Repercusión social y número medio de paradas operativas en función del índice de repercusión social y ambiental operativa (ROM 0.0).*

Por otro lado, la ROM 1.0 propone una duración máxima probable de cada cese de operaciones, según el valor de los índices operativos calculados (IREO e ISAO) (ver *Tabla 7.11*).

<b>IREO</b>	<b>ISAO</b>			
	No significativo	Bajo	Alto	Muy alto
<i>Bajo</i>	24 horas	12 horas	6 horas	0
<i>Medio</i>	12 horas	6 horas	3 horas	0
<i>Alto</i>	6 horas	3 horas	1 hora	0

*Tabla 7. 11. Valores de duración máximo probable de cada parada operacional en función del valor del IREO e ISAO (ROM 1.0).*

Para el puerto de estudio, con un IREO bajo e ISAO no significativo, se obtiene una duración máxima de parada operativa de 24 horas.

En resumen, aplicando las prescripciones de la ROM 0.0, se pueden obtener los siguientes valores según los resultados de los índices de repercusión económica operativa y repercusión social y ambiental operativa:

- Operatividad ( $R_{f,ELO}$ ) = 0.85
- Número medio de paradas operativas = 10 paradas
- Duración máxima probable = 24 horas

### ▪ Buque de proyecto

El buque de cálculo se define con el fin de dimensionar adecuadamente las diferentes zonas e instalaciones del puerto a proyectar, considerando las necesidades reales de espacio. Este barco se determina según los buques que hacen uso del puerto en la actualidad y las previsiones de aquellos que se espera que lo hagan en el futuro.

En el caso del puerto pesquero de Blanes, se ha tomado como referencia un barco, bien pesquero o bien deportivo, con una eslora de 40 metros. Tras el análisis de ambos tipos de embarcaciones, se determina que los desplazamientos y dimensiones de los buques pesqueros resultan más desfavorables. Aplicando la "Tabla 3.4.2.3.5.1: Dimensiones medias de buques a plena carga" de la ROM 0.2-90, se fijan las dimensiones del buque de proyecto:

- Eslora:  $L = 40\text{m}$
- Puntal:  $T = 4\text{m}$
- Manga:  $B = 7\text{m}$
- Calado máximo:  $D = 3.5\text{m}$
- TRB = 200

Estos valores tienen relación directa con la superficie de agua necesaria, la superficie de atraques y la superficie de tierra, ya que de ellos depende los índices dimensionales empleados para su determinación. Es por esto que el buque de diseño tiene gran relevancia en el diseño de la actuación.

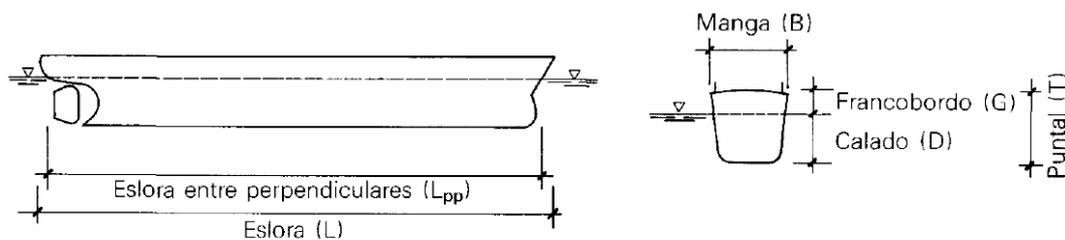


Figura 7. 17. Esquema de las dimensiones del buque (Tabla 3.4.2.3.5.1, ROM 0.2 - 90).

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

TIPO		Tonelaje	Eslora total (m)	Manga (m)	Puntal (m)	Calado máximo (m)	TIPO		Tonelaje	Eslora total (m)	Manga (m)	Puntal (m)	Calado máximo (m)	
DE PASAJEROS	TRASATLÁNTICOS	TRB					MILITARES (*)	TPM						
		50.000	291	31,2	18,0	10,5		a	16.000	172	23,0	-	8,2	
		40.000	260	29,7	17,5	10,2		b	15.000	195	24,0	-	9,0	
		30.000	223	28,2	17,0	10,0		c	6.000	117	16,8	-	3,7	
		20.000	197	25,1	15,1	9,2		d	4.000	134	14,3	-	7,9	
		15.000	181	23,1	13,9	8,8		e	3.500	120	12,5	-	5,5	
		10.000	160	20,6	12,3	8,2		f	1.500	90	9,3	-	5,2	
		9.000	155	20,0	12,0	8,0		g	1.500	68	6,8	-	5,4	
		8.000	150	19,3	11,6	7,8		h	1.400	89	10,5	-	3,5	
		7.000	144	18,6	11,1	7,7		i	750	52,3	10,4	-	4,2	
		6.000	138	17,8	10,6	7,4		j	400	58	7,6	-	2,6	
		5.000	135	17,2	8,4	6,0			130	36	5,8	-	2,5	
		4.000	123	16,3	7,8	5,6			85	30	5,3	-	1,5	
	3.000	109	15,3	7,1	5,1									
	2.000	92	13,9	6,2	4,5									
	1.000	68	11,9	5,0	3,6									
	500	51	10,2	4,0	2,9									
		TRANSBORDADORES	TRB					EMBARCACIONES DEPORTIVAS	A MOTOR	t				
	13.000		195	24,0	16,1	6,7	t		50,0	24,0	5,5	-	3,3	
	10.000		168	24,0	14,7	6,5			35,0	21,0	5,0	-	3,0	
8.000	155		21,8	13,2	6,1		27,0		18,0	4,4	-	2,7		
6.000	138		21,4	12,7	5,9		16,5		15,0	4,0	-	2,3		
4.000	122		20,0	11,2	5,3		6,5		12,0	3,4	-	1,8		
3.000	105		17,7	10,5	5,0		4,0		9,0	2,7	-	1,5		
2.000	90	16,2	9,8	4,3		1,3	6,0	2,1	-	1,0				
1.000	75	13,4	5,0	4,0										
	PESQUEROS	TRB					A VELA	t						
2.500		90	14,0	6,8	5,9	t		60,0	24,0	4,6	-	3,6		
2.000		85	13,0	6,4	5,6			40,0	21,0	4,3	-	3,0		
1.500		80	12,0	6,0	5,3			22,0	18,0	4,0	-	2,7		
1.000		75	11,0	5,7	5,0			13,0	15,0	3,7	-	2,4		
800		70	10,5	5,4	4,8			10,0	12,0	3,5	-	2,1		
600		65	10,0	5,1	4,5			3,5	9,0	3,3	-	1,8		
400	55	8,5	4,5	4,0		1,5	6,0	2,4	-	1,5				
		200	40	7,0	4,0	3,5								

NOTAS:

(\*)

- |                          |                    |
|--------------------------|--------------------|
| a : Transporte de ataque | f : Fragata rápida |
| b : Portaeronaes         | g : Submarino      |
| c : Buque de desembarco  | h : Corbeta        |
| d : Fragata lanzamisiles | i : Dragaminas     |
| e : Destructor           | j : Patrulleros    |

(1) Las dimensiones usuales de los buques dadas en tablas podrán variar dependiendo del país de origen y del astillero. Dichas dimensiones variarán a lo sumo en  $\pm 10\%$  como caso extremo.

(2) Podrá aproximarse la eslora entre perpendiculares al 95% de la eslora total.

(3) A falta de otros datos el desplazamiento de un buque podrá calcularse como el producto de la eslora entre perpendiculares, la manga, el calado máximo, el peso específico del agua y el coeficiente de bloque. Dicho coeficiente variará de 0,8 a 0,6 para mercantes de carga general y graneleros; 0,85 para petroleros; de 0,55 a 0,65 para buques ro-ro y transbordadores; de 0,3 a 0,5 para buques de guerra; y de 0,3 a 0,4 para pesqueros.

Tabla 7. 12. "Tabla 3.4.2.3.5.1: Dimensiones medias de buques a plena carga" de la ROM 0.2-90.

### 7.3.2.3. Estudio de clima marítimo

El oleaje es la solicitación externa que condiciona en mayor medida las instalaciones portuarias. Durante los temporales, se producen situaciones extremas en las que las alturas de ola alcanzan valores inusuales e intensos, pudiendo dañar las obras de abrigo y protección portuaria. Es por esto que, para reducir el riesgo al que se somete la estructura portuaria a diseñar, se analiza la frecuencia con la que estos temporales se presentan, así como su intensidad en términos de altura de ola significativa. Con todo ello, se puede realizar estimaciones de altura de ola significativa, dando como valor de entrada una cierta probabilidad de excedencia.

En otras palabras, en la zona de la obra a diseñar es necesario realizar un estudio tanto del clima medio esperable, para poder evaluar la operatividad de la misma, como del régimen extremal del oleaje, para garantizar la seguridad de la estructura. Así, dentro del diseño de la obra de abrigo, para garantizar un adecuado nivel de seguridad frente a estas acciones extremas del oleaje, se fija una cota superior de esta probabilidad de excedencia durante un determinado espacio temporal. Para ello, se emplean los siguientes conceptos:

- Vida útil. Periodo de tiempo durante el cual es necesario garantizar que la obra se encontrará en servicio. Este periodo se define para cada proyecto y, en caso de tratarse de una obra de ejecución, su vida útil coincidirá con el tiempo planificado para su desarrollo.
- Altura de diseño. Altura de ola empleada para diseñar la obra de protección portuaria. Es decir, la obra en cuestión se dimensionará de modo que sea capaz de soportar la acción de un temporal cuya altura de ola sea menor o igual a la de diseño.
- Probabilidad de excedencia. Probabilidad de que al menos un temporal supere la altura de diseño dentro de la vida útil de la estructura.
- Periodo de retorno. Intervalo de tiempo medio (en años) en el que se supera un valor extremal de una variable una sola vez. Este término suele asociarse a la solicitación y, en el caso de una obra de abrigo, a la altura de ola. La ROM 0.2 - 90 propone calcular el periodo de retorno asociado a un temporal, considerando tanto la vida útil como la probabilidad conjunta de fallo de los Estados Límite Últimos mediante la siguiente fórmula:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{f,ELU})^{\frac{1}{V_m}}}$$

Donde:

- $P_{f, ELU}$  es la probabilidad de fallo conjunta de los Estados Límite Últimos. Esta probabilidad se obtiene a partir del índice de repercusión social y ambiental (ISA), calculado en el apartado anterior. Así, se debe considerar un valor de 0.10.
- $V_m$  es la vida media útil de la instalación portuaria. Este valor se ha obtenido a partir del índice de repercusión económica (IRE), siendo de 25 años.

Sustituyendo:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{\frac{1}{25}}} = 237.78 \text{ años}$$

Este periodo de retorno de 237.78 años se empleará en los apartados sucesivos para calcular el régimen extremal del oleaje.

Los datos de este estudio de clima marítimo han sido obtenidos del Proyecto Constructivo de la Ampliación del Puerto de Blanes, concretamente de los siguientes anejos:

- Anejo 4. Estudio de clima marítimo. En este anejo se analiza el clima marítimo litoral en la zona costera de Blanes. Para ello, se centra en determinar sus condiciones de oleaje, tanto en términos de regímenes medios como extremales, con sus respectivos regímenes de mareas.
  - Anejo 5. Estudio de propagación de oleaje. Este anejo expone los resultados de la propagación del oleaje desde la zona de generación hasta la ubicación de las obras de la ampliación propuesta. Para ello, emplea un modelo numérico.
- 
- **Niveles del mar**

Los niveles del mar se estudiaron a partir de los registros de datos del mareógrafo del Puerto de Barcelona, aquel más cercano al Puerto de Blanes, con coordenadas 41º 21' 01" N; 2º 9' 41" E y con datos desde el mes de agosto del 1992.



Figura 7. 18. Ubicación del mareógrafo dentro del puerto de Barcelona.

Con estos datos, se estudiaron tanto las mareas astronómicas, provocadas por la influencia del Sol, la luna y otros planetas, como las mareas meteorológicas, causadas por las fluctuaciones en la presión barométrica. Cabe mencionar que ambas variaciones de nivel pueden ser simultáneas, pues su origen es diferente.

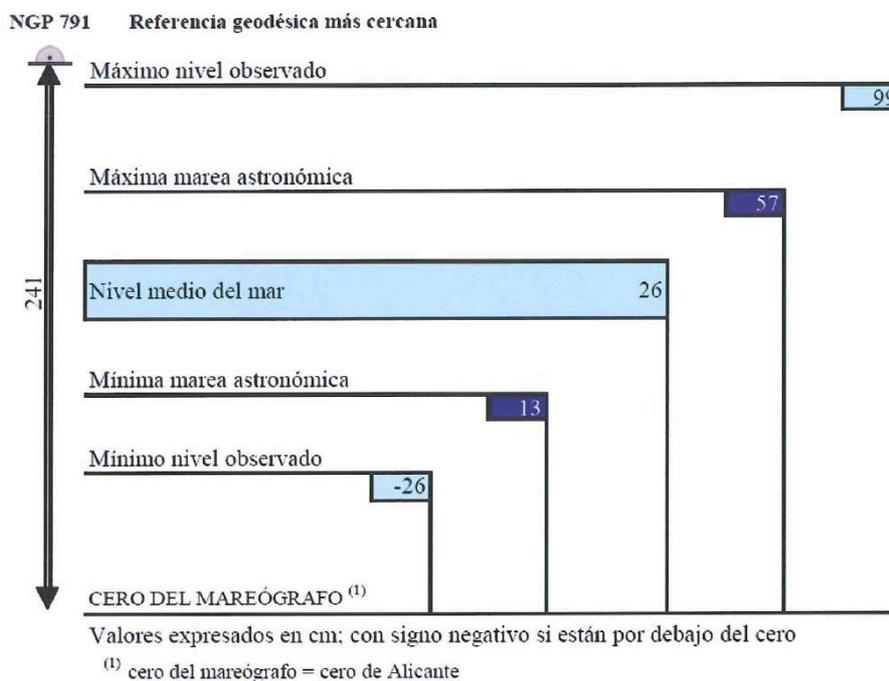


Figura 7. 19. Niveles de marea característicos de la zona de estudio.

Por otra parte, se plantea la alternativa del estudio conjunto de ambos fenómenos, utilizando los registros del mareógrafo de forma directa. Con esto, se realiza un análisis de extremos y se obtiene una función de distribución extremal del nivel máximo.

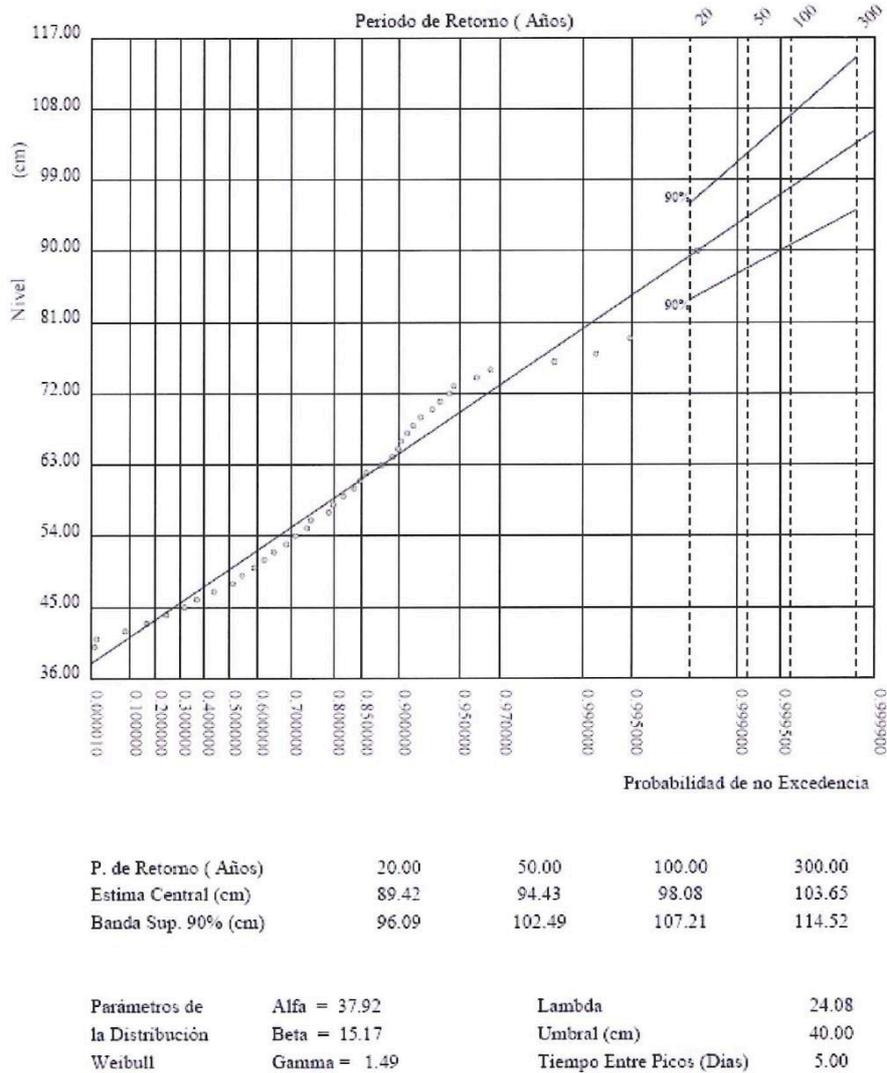


Figura 7. 20. Análisis de extremos del nivel del mar, a partir de los datos del mareógrafo del puerto de Barcelona.

Así, entrando con un periodo de retorno de 236.35 años, se obtienen los siguientes niveles máximos:

- $N_{\text{máx, Tr=236.35años}}$  (estimación central) = + 1.02 metros (Z.A.)
- $N_{\text{máx, Tr=236.35años}}$  (Banda superior 90%) = + 1.13 metros (Z.A.)

Se decide tomar como valor de diseño aquel referido a la banda superior del 90%. En cuanto al nivel mínimo, dado que en el mar Mediterráneo es improbable que un frente de altas presiones lleve a sobreelevaciones negativas de la superficie del mar, se toma el mar mínimo por marea astronómica, BMVE = - 0.13 metros (Z.A.). Este valor ha sido obtenido a partir de los armónicos de marea.

Por tanto, se fijaron los siguientes niveles de cálculo, referidos al nivel cero de Alicante:

- $N_{\text{máximo}} = + 1.13$  metros
- $N_{\text{medio}} = + 0.26$  metros
- $N_{\text{mínimo}} = - 0.13$  metros
  
- **Fuentes de datos de oleaje**

En las inmediaciones de la zona de estudio, existen tres boyas que registran el oleaje:

- Boya de Palamós. Con coordenadas 41º 49.8' N; 3º 11.2' E y fondeada a una profundidad de 90m, en aguas intermedias. Se trata de una boya escalar cuyos primeros registros datan de 1988, por lo que resultan suficientes para caracterizar el régimen extremal. No proporciona datos direccionales del oleaje.
- Boya de Cap Begur. Con una profundidad de 1 200 metros (aguas profundas para todos los periodos de oleaje), se encuentra ubicada en las coordenadas 41º 54.9' N; 3º 38.7' E. Se trata de una boya que proporciona datos direccionales del oleaje en aguas profundas. No obstante, únicamente dispone registros desde 2001, lo que no se considera de suficiente longitud a fecha de redacción del proyecto para caracterizar el régimen extremal.
- Boya del delta de la Tordera. Fondeada a 74 metros de profundidad en las coordenadas 41º 38.81' N; 2º 48.93' E. Su registro es escalar entre los años 1984 y 1997 y entre 2000 y 2004.



Figura 7. 21. Localización de las boyas del Palamós y Cap de Begur.

Por otra parte, también se dispone de las series de datos del SIMAR, relativas a parámetros atmosféricos y oceánicos. Estos modelos son obtenidos mediante modelos numéricos, es decir, son datos simulados por un ordenador. La ventaja de estos registros artificiales es que disponen de series de datos de gran longitud, desde 1958 hasta 2001, cada 3 horas. Entre los diferentes puntos de esta red, se toma el punto SIMAR 2073053, con coordenadas  $41.625^{\circ}$  N;  $3.125^{\circ}$  E.

Por tanto, se emplean tres fuentes de datos diferentes para el estudio del oleaje:

- Datos de la boya direccional de Palamós (Red oceanográfica y meteorológica de Puertos del Estado).
- Datos de la boya direccional del delta de Tordera (Red XIOM de la Generalitat ed Catalunya).
- Datos obtenidos a partir de la información meteorológica con modelos de generación de oleaje (Red oceanográfica y meteorológica de Puertos del Estado).

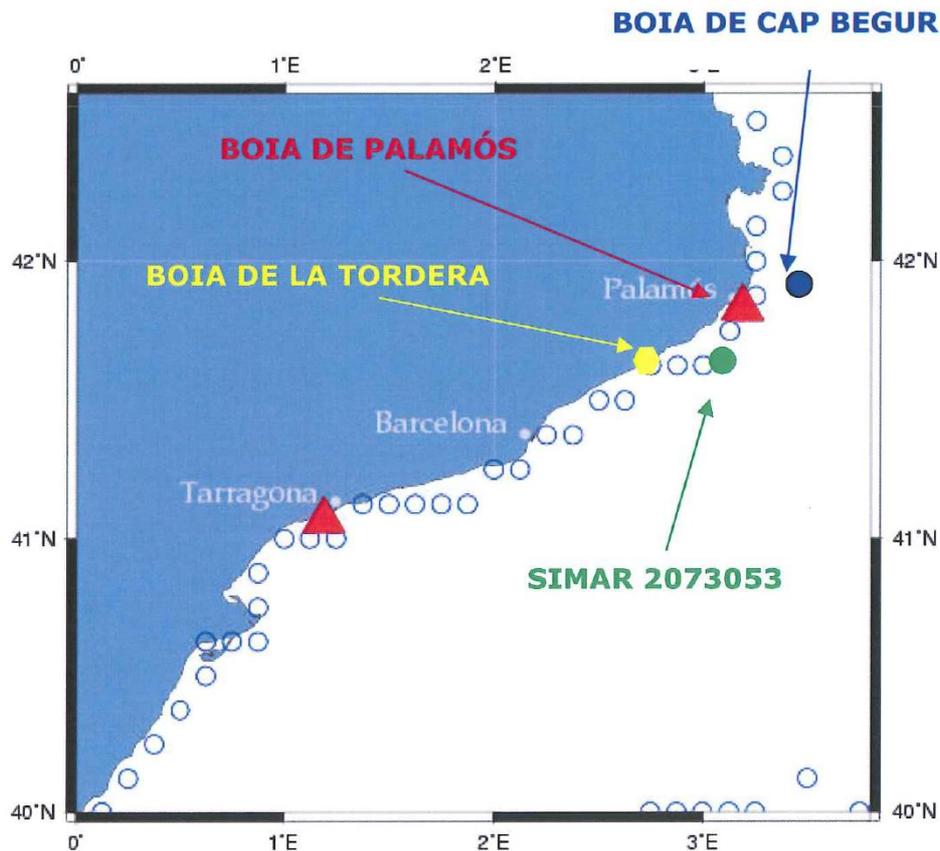


Figura 7. 22. Ubicación de las boyas y el punto SIMAR en las inmediaciones de la zona de estudio.

#### ▪ Régimen medio de oleaje

El régimen medio del oleaje es la distribución estadística definida por el porcentaje de tiempo que, durante un año medio, la altura de ola o el periodo no supera un determinado valor.

Para su elaboración, se puede partir de observaciones de buques, de datos de boyas instrumentadas o de puntos de información del SIMAR. Cabe mencionar, que a veces la información disponible no se encuentra en condiciones de aguas profundas, por lo que es necesaria transferir estos datos a profundidades indefinidas, donde no hay interferencia por fenómenos como la refracción o asomeramiento.

En cuanto a la direccionalidad del oleaje, no todas las direcciones de la rosa de vientos pueden incidir sobre la zona de estudio, a causa de la configuración geométrica de la costa. En el caso del puerto pesquero de Blanes, el oleaje incidente puede provenir de las siguientes direcciones: NE, ENE, E, ESE, SE, SSE, S y SSW.

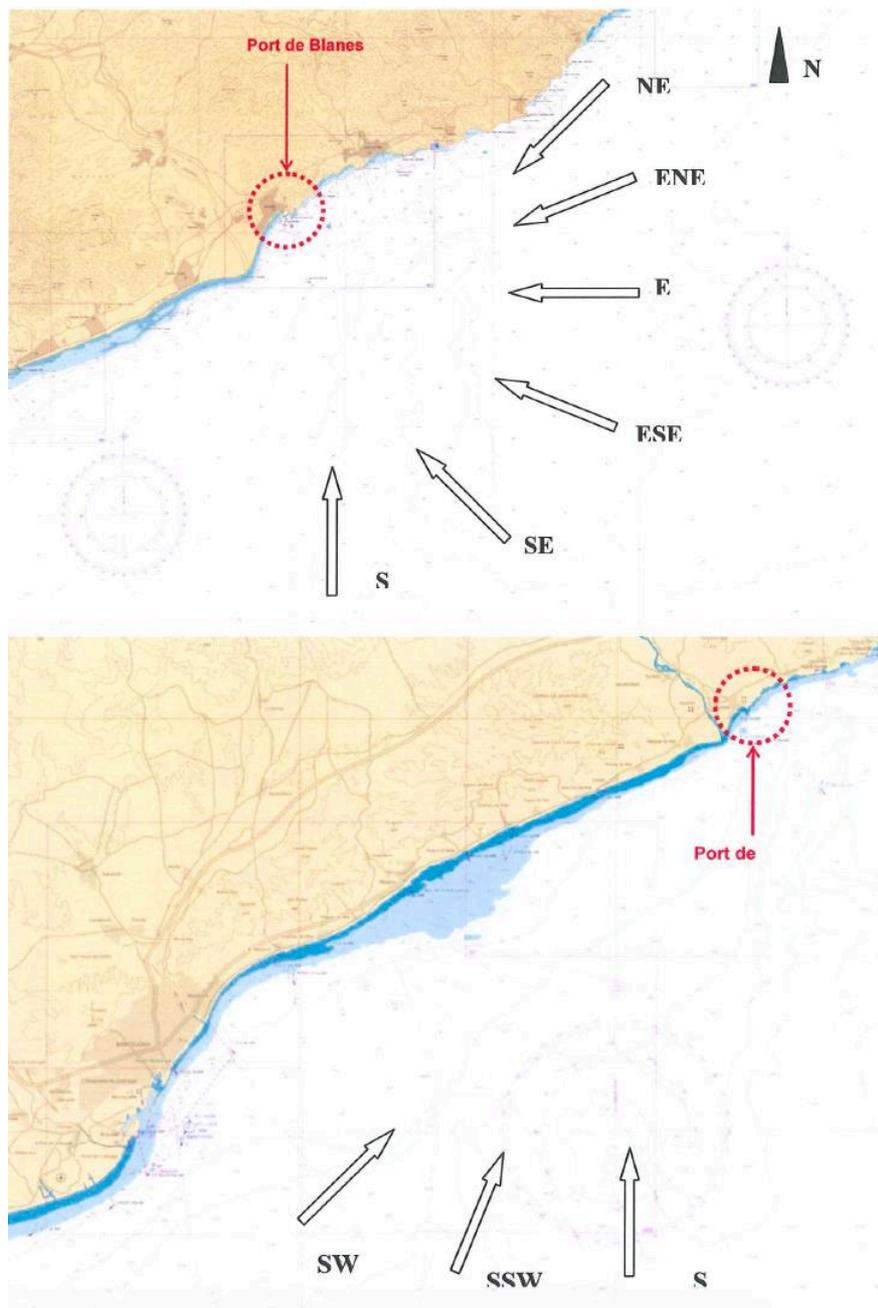


Figura 7. 23. Sectores de oleaje incidentes en el puerto de Blanes.

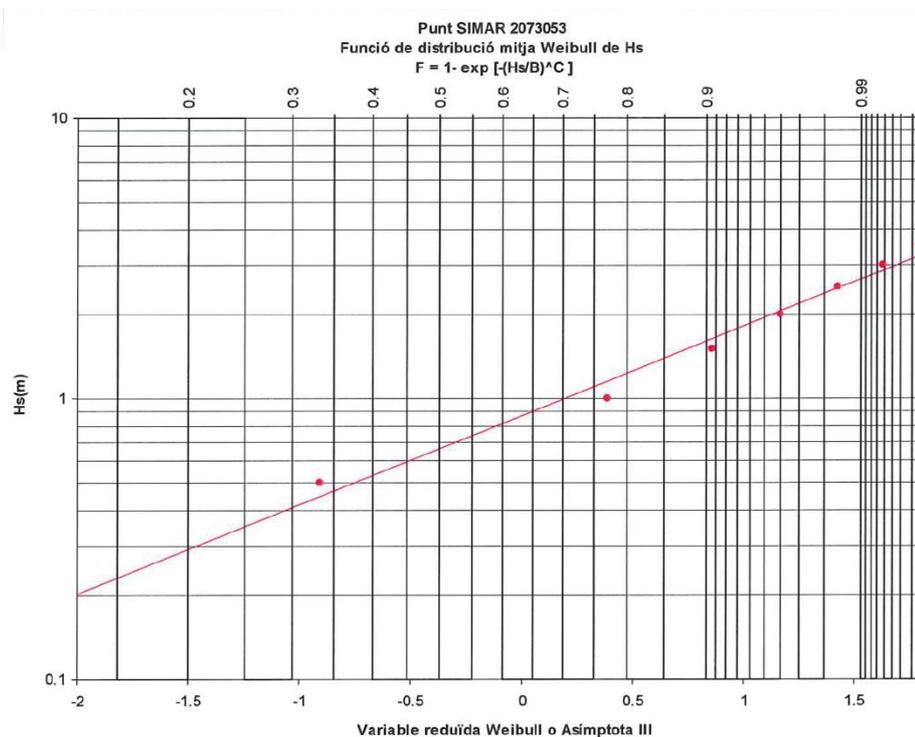
La metodología seguida para caracterizar este régimen es, en primer lugar, procesar los datos y diferenciar las diferentes alturas de ola de cada dirección para cada fuente de datos. Estos datos se recogen en tablas cruzadas, en las que en ordenadas se encuentra la altura de ola y en abscisas las diferentes direcciones incidentes y la suma total (datos escalares). A partir de estas tablas, se obtienen tanto los porcentajes de presentación como las funciones de distribución asociadas.

La probabilidad de no excedencia de una determinada altura de ola se obtendrá como el cociente entre el número de observaciones que existen bajo ese valor de altura de ola y el total de observaciones (régimen escalar) o las observaciones de la dirección considerada (régimen direccional). Estas últimas serán, por tanto, probabilidades condicionadas a que el oleaje presente una determinada dirección. Así, las probabilidades obtenidas a partir de cada función de distribución direccional condicional tendrán que ser multiplicadas por la probabilidad de que el oleaje presente una determinada dirección.

Como función de distribución se emplea una Weibull de dos parámetros, ajustada por mínimos cuadrados, que posteriormente se representa en papel probabilístico. A continuación, se presenta su expresión:

$$F(H) = P(H \leq H_s) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{H}{B} \right)^C \right]$$

De este modo, se obtienen las gráficas de ajuste del régimen escalar. A modo de ejemplo, se presenta aquella obtenida a partir del punto del SIMAR (ver *Figura 7.24*).



*Figura 7. 24. Régimen escalar medio del oleaje en el punto SIMAR 2073053.*

Presentando los siguientes valores de ajuste:

	Boya de Palamós	Boya de Tordera	SIMAR 2073053
<i>Coefficiente de correlación</i>	0.995	0.988	0.991
<i>B</i>	1.040	0.732	0.871
<i>C</i>	1.598	1.279	1.369

Tabla 7. 13. Datos de ajuste del régimen medio escalar del oleaje.

Comparando los resultados obtenidos, se puede observar una diferencia con la Boya de Palamós, a causa de su ubicación a unos 17' al Norte de las otras dos fuentes de datos (ver Figura 7.25). La boya de Tordera y el punto SIMAR presentan unos resultados muy similares, ya que se encuentran prácticamente en la misma latitud y longitud que el puerto. Mencionar finalmente que, a efectos de régimen medio, se puede considerar que la boya de Tordera se encuentra en aguas indefinidas.

Con todo ello, se decide emplear como fuente de datos el punto SIMAR 2073053.

Comparació entre el règim mig escalar de les boies de Palamós, Tordera y del punt SIMAR

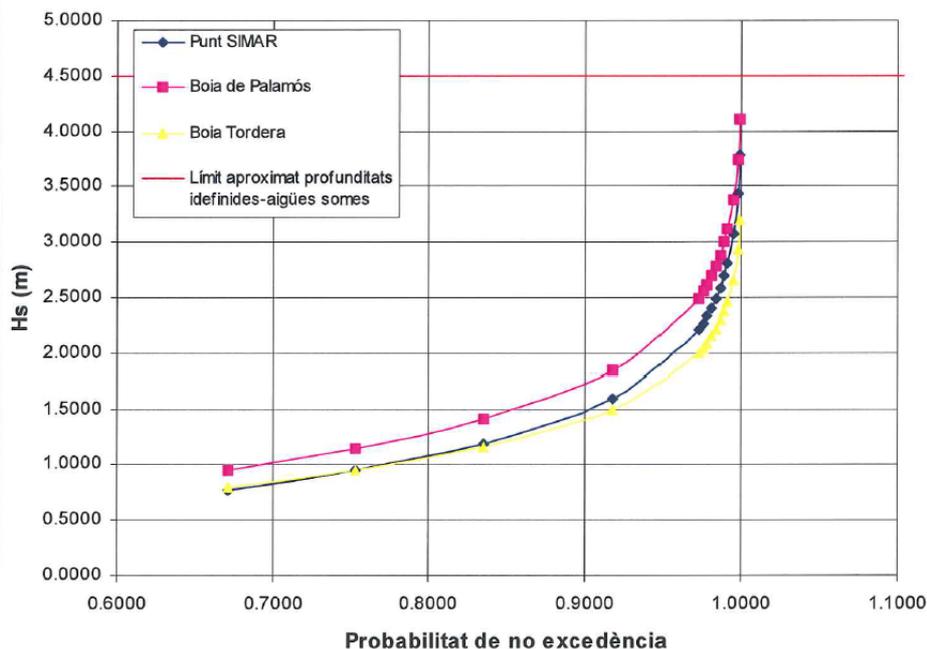


Figura 7. 25. Comparación de las alturas de ola obtenidas para el régimen escalar medio, a partir de la boya de Palamós, la boya de Tordera y el punto del SIMAR.

### ▪ Régimen extremal del oleaje

Para el diseño de una obra marítima se emplean estados de mar extremos, cuya intensidad presenta una pequeña probabilidad de excedencia durante la vida útil de la estructura.

Habitualmente, los datos disponibles tienen una duración mucho menor a la vida útil de la obra a proyectar, por lo que se realizan extrapolaciones a partir de las funciones de distribución estimadas.

Con todo ello, se debe recurrir a técnicas estadísticas especialmente diseñadas para el análisis de condiciones extremas de oleaje. El método aplicado en este estudio, es uno de los métodos más empleados y uno de los recomendados por el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, el método POT (*Peak Over Threshold*).

Este método requiere de una mayor longitud de registro, ya que únicamente analiza los valores máximos que se registran durante un periodo de tiempo y que exceden un determinado valor umbral.

Por tanto, para aplicar el método POT, en primer lugar, se buscan las alturas de ola máximas de "N" estados de mar que superan un determinado valor de altura de ola significativa ( $H_s$ ) durante el intervalo de tiempo considerado. A continuación, se ordenan estos valores en sentido creciente y se le asigna a cada altura de ola el número de su orden "m". En este estudio se considera un umbral de altura de ola entre 2 y 2.5 metros y una duración de cada estado independiente de mar de 72 horas.

Posteriormente, se ajusta una función de distribución tipo Gumbel y Weibull por el método de mínimos cuadrados. Para cada ajuste también se obtiene el intervalo de confianza del 90% y se representa en papel probabilístico.

Este análisis permite comparar los resultados entre las diferentes fuentes de datos, para posteriormente elegir aquella más adecuada. Dado que los resultados obtenidos mediante el punto del SIMAR se ubican entre los de ambas boyas y presenta un registro dirección de 44 años de longitud, se decide tomar éste como referencia.

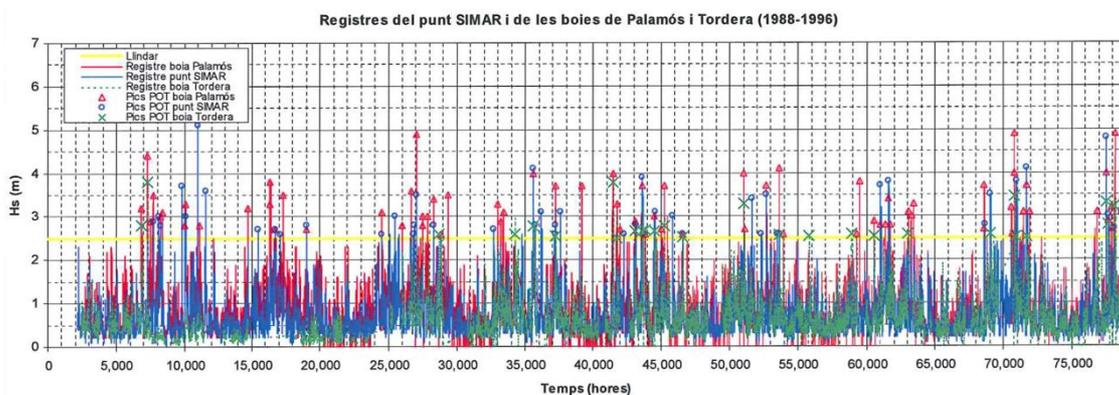


Figura 7. 26. Comparación de los registros de las boyas de Palamós y Tordera y el punto del SIMAR.

Una vez se ha escogido la fuente de datos de referencia, se seleccionan las direcciones que caracterizan el oleaje. Para ello, se consideran sólo aquellas que pueden afectar significativamente la zona del puerto de Blanes, para posteriormente descargar aquellas que no presentan suficientes temporales de relevancia. Finalmente, se consideran los sectores NE, ENE, E, ESE, SE y SSW. Los resultados de funciones de distribución escalares y direccionales del oleaje se recogen en el *Anejo I*.

Una vez definidas las alturas de ola significantes, se pasa a determinar la relación entre esta variable y el periodo pico. Tras analizar detalladamente un ajuste utilizando la función raíz cuadrada de la altura de ola, se opta por emplear una correlación lineal, pues presenta una mejor correlación, especialmente para valores elevados de la altura de ola (ver *Figura 7.27*). Concretamente, se aplica la siguiente expresión:

$$T_p [s] = 0.8354 \cdot H_s [m] + 6.2725$$

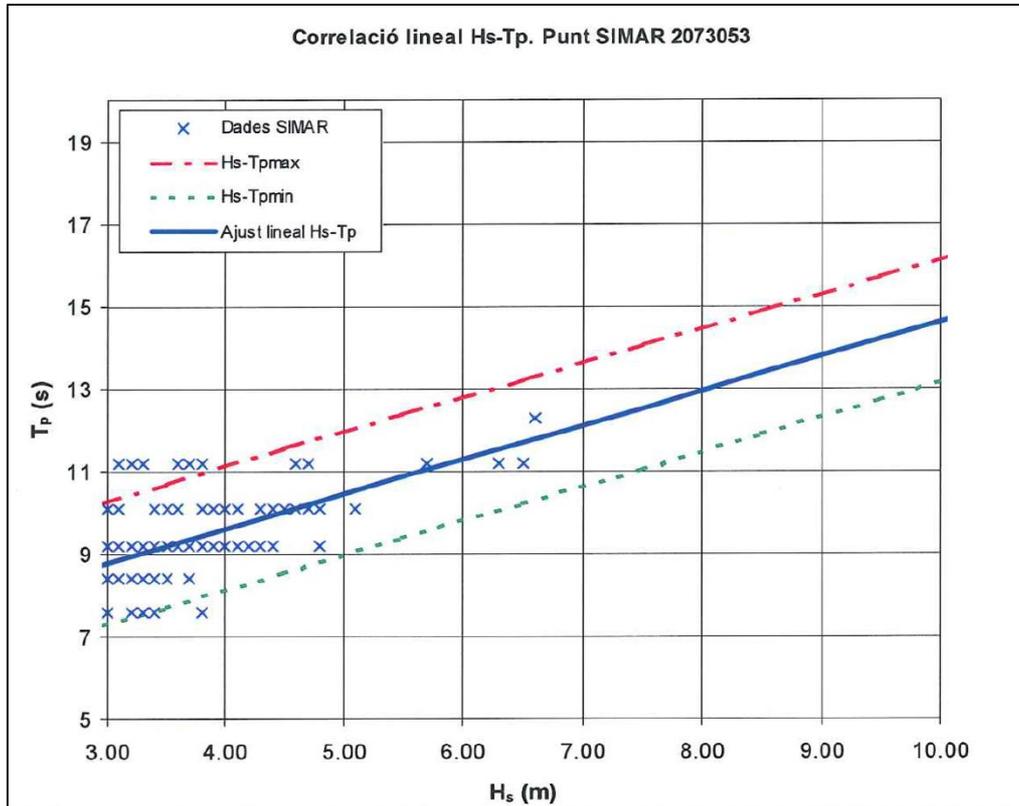


Figura 7. 27. Correlación lineal entre  $H_s$  y  $T_p$ , para el régimen extremal del punto SIMAR 2073053.

Finalmente, para considerar la variabilidad del periodo pico no sólo se considera el valor obtenido a partir del ajuste lineal, sino también un periodo máximo y un periodo mínimo calculados sumando o restando 1.5 segundos al periodo del ajuste.

Se resumen las características del régimen extremal del oleaje en aguas profundas en la siguiente tabla:

<i>Dirección</i>	$H_s$ [m]	$T_p$ [s] ajuste	$T_{p,máx}$ [s]	$T_{p,mín}$ [s]
<i>NE</i>	7.97	12.93	14.43	11.43
<i>ENE</i>	8.87	13.68	15.18	12.18
<i>E</i>	5.33	10.73	12.23	9.23
<i>ESE</i>	4.46	10.00	11.50	8.50
<i>SE</i>	6.76	11.92	13.42	10.42
<i>SSW</i>	6.12	11.39	12.89	9.89
<i>Escalar</i>	8.62	13.47	14.97	11.97

Tabla 7. 14. Periodos pico y alturas de ola significantes asociadas al régimen extremal en aguas profundas ( $T_r = 236.35$  años).

- **Actualización del clima extremal**

Una vez calculado el clima extremal, el Proyecto Constructivo plantea una actualización del mismo a partir de los últimos temporales acontecidos. Concretamente, decide incorporar el "temporal de Sant Esteve" de 2008, que causó graves daños a lo largo del litoral y en las instalaciones portuarias. En esta actualización, ya no sólo se emplean los datos del punto SIMAR, sino también aquellos de la boya de Palamós.

Analizando los datos ampliados de la boya de Palamós, se estima una altura de ola significativa para el periodo de retorno de 236.35 años de 8.67 metros (ver *Figura 7.28*).

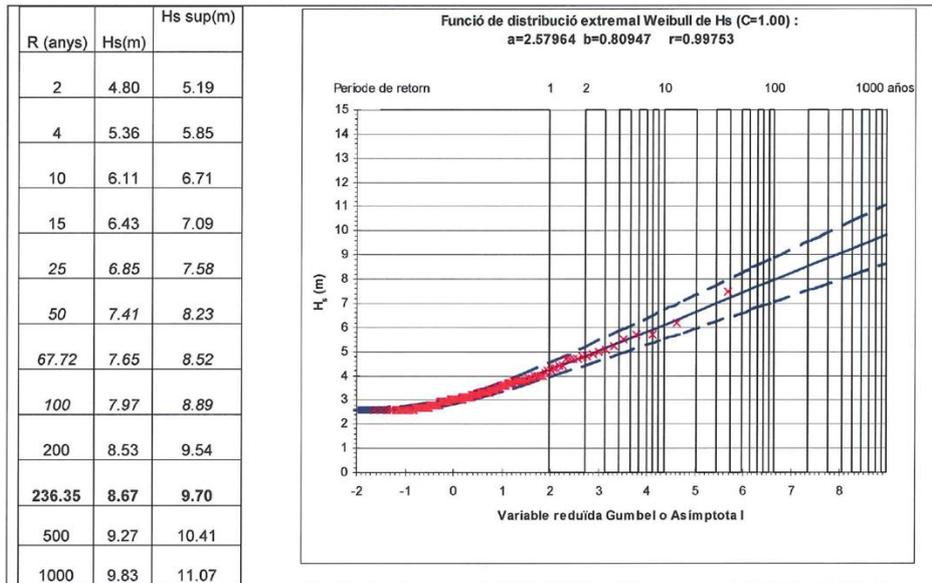


Figura 7. 28. Régimen extremal de la Boya de Palamós, ampliada hasta finales del año 2009.

Pasando ahora al punto SIMAR, éste no dispone de datos simulados más allá de 2001, por lo que no es posible ampliar la serie y es necesario recurrir a un nuevo registro (boyas, otros puntos SIMAR o WANA) para poder completarla.

Entre las fuentes de datos disponibles, la más próxima al punto SIMAR analizado es el punto WANA 2072053 (ver Figura 7.29).

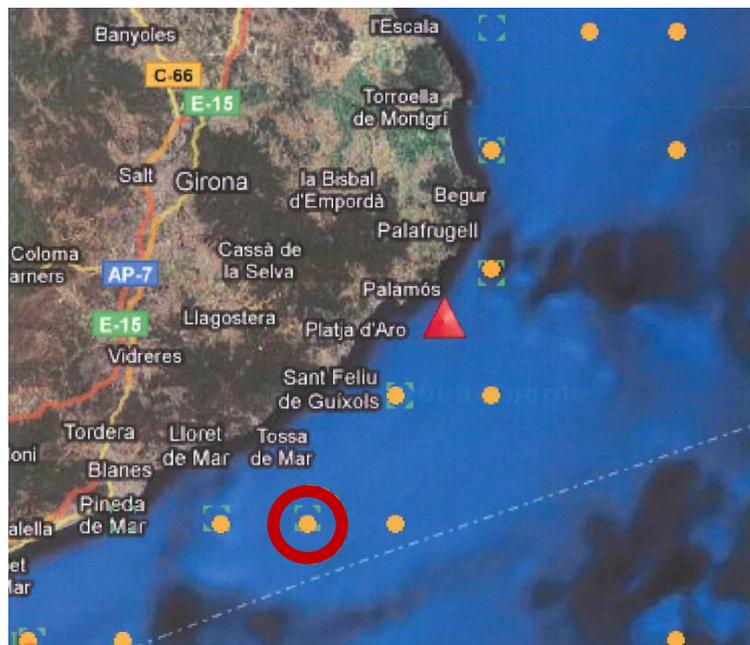


Figura 7. 29. Localización del punto SIMAR y punto WANA estudiados (dentro del círculo rojo, el círculo naranja y cuadrado azul, respectivamente).

Tras elegir esta fuente de datos, se comparan los picos temporales obtenidos con el método POT de ambos registros en el periodo de tiempo que abarcan (ver *Figura 7.30*). De esta comparación se deduce que ambos registros son similares, por lo que se puede completar el registro del SIMAR mediante el WANA.

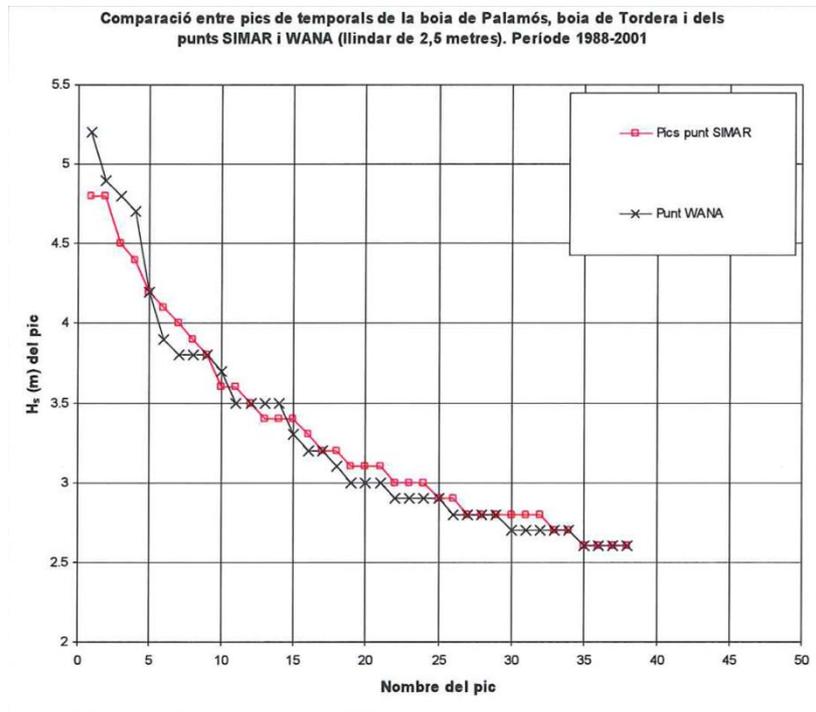


Figura 7. 30. Comparació entre los picos del registro SIMAR y WANA analizados.

Completado el registro, se aplica la metodología del apartado previo, obteniendo las funciones de distribución de probabilidad escalar y direccional de la componente ENE (la del temporal de 2008).

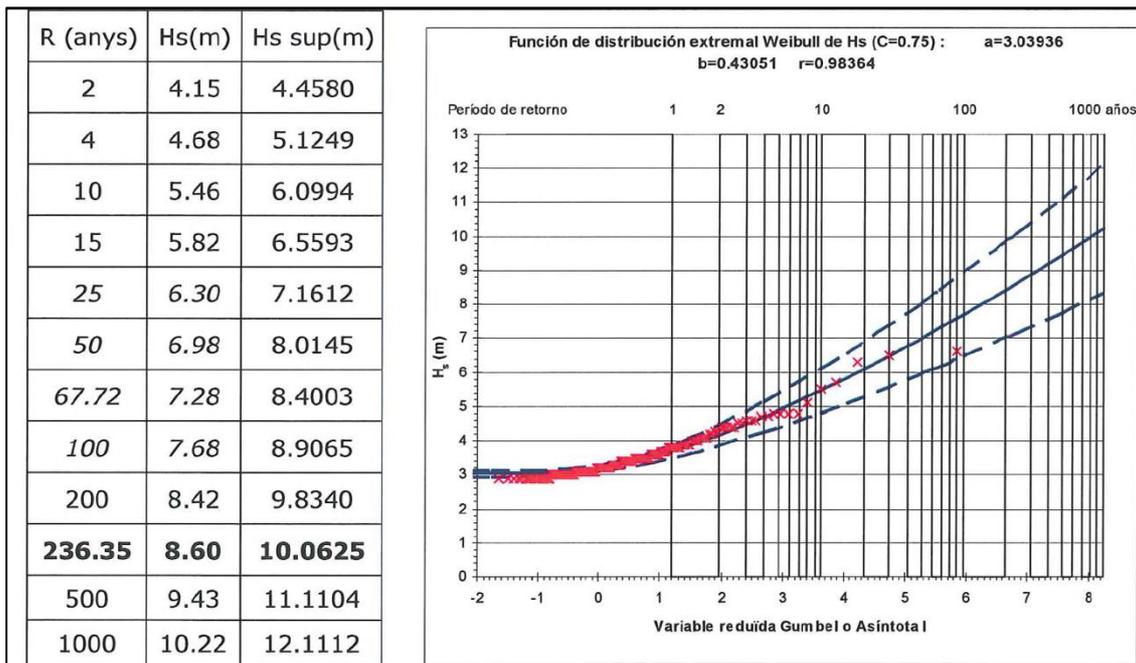


Figura 7. 31. Régimen extremal escalar. Registro del punto SIMAR 2073053 completado con el registro del punto WANA 2072053.

Si se compara este resultado con los del apartado previo, la variación de la altura de ola significativa es despreciable.

#### 7.3.2.4. Estudio de propagación del oleaje

Para llevar a cabo el diseño de la ampliación del puerto pesquero de Blanes se necesita el oleaje a pie del dique. Para ello, el oleaje obtenido en aguas profundas se propagará hasta la profundidad deseada. La batimetría de la zona de estudio no es perfectamente recta y paralela, por lo que no se puede propagar empleando ábacos y coeficientes de refracción y asomeramiento, como proporciona la ROM 0.3 - 91.

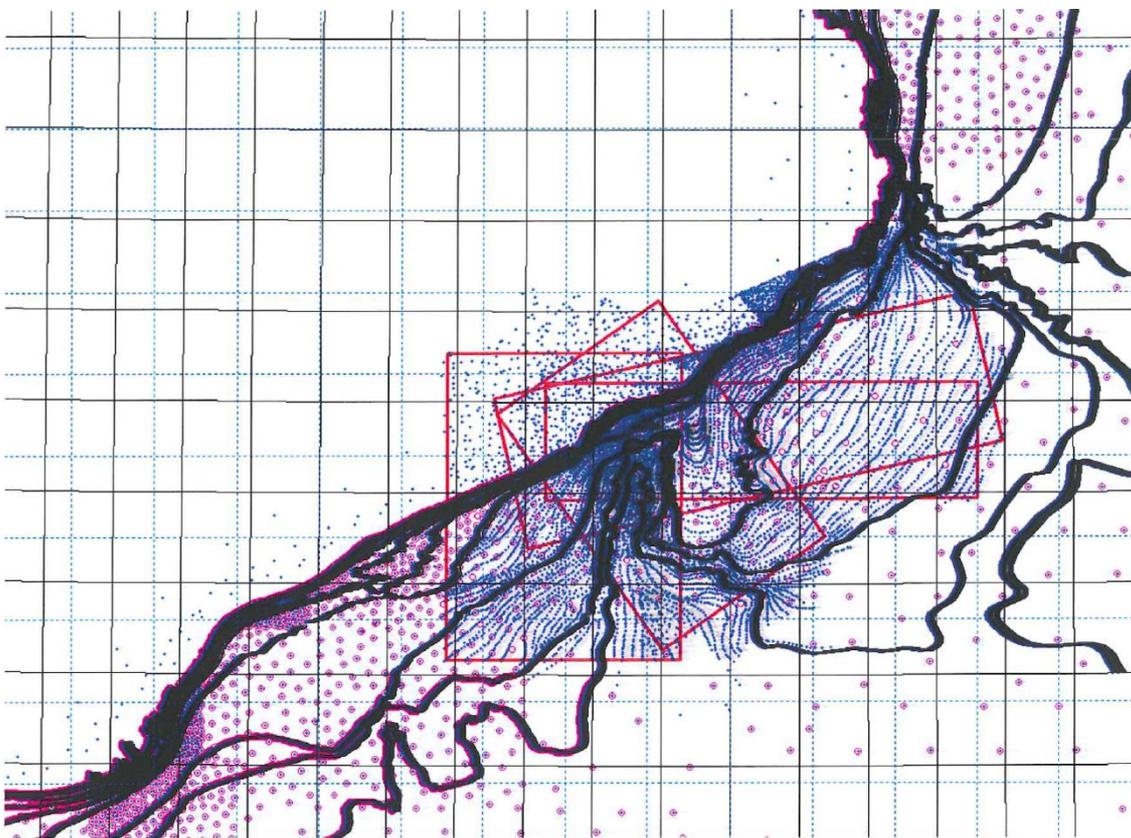
Habitualmente, se propagan los oleajes de diseño desde aguas profundas hasta las profundidades del emplazamiento de la obra, simulando todos los procesos posibles para que se cuantifiquen de la forma más precisa posible las características del oleaje. Se pueden aplicar dos técnicas para simular esta propagación: modelos físicos y modelos numéricos.

Los modelos físicos se basan en las leyes de semejanza, mientras que los modelos numéricos aproximan el comportamiento de los fenómenos naturales por resolución numérica de ecuaciones matemáticas. La ventaja fundamental de los segundos es que pueden aplicarse a cualquier problema dentro de su ámbito, variando las condiciones de contorno y las condiciones iniciales.

En el caso del Proyecto Constructivo, se ha empleado un modelo numérico de propagación: MIKE 21-pms. Este modelo incluye los efectos de la rotura del oleaje, la fricción de fondo, la difracción y la refracción, resolviendo la aproximación parabólica en pendientes suaves (Berkhoff, 1972). Dicha aproximación tiene una gran estabilidad numérica y supone un notable ahorro en tiempo de cálculo, además de presentar una gran compacidad y facilidad para la propagación.

Para su manejo se definen mallas en cada una de las direcciones, cubriendo todo el dominio de aplicación del modelo. Estas mallas se orientan de modo que se eviten algunas restricciones del modelo empleado, en relación con la ortogonalidad de las batimétricas respecto a los contornos laterales de los domingos y la incidencia oblicua del oleaje respecto a la dirección de avance.

En las siguientes figuras, se representan las mallas empleadas:



*Figura 7. 32. Esquema de las distintas mallas de propagación empleadas.*

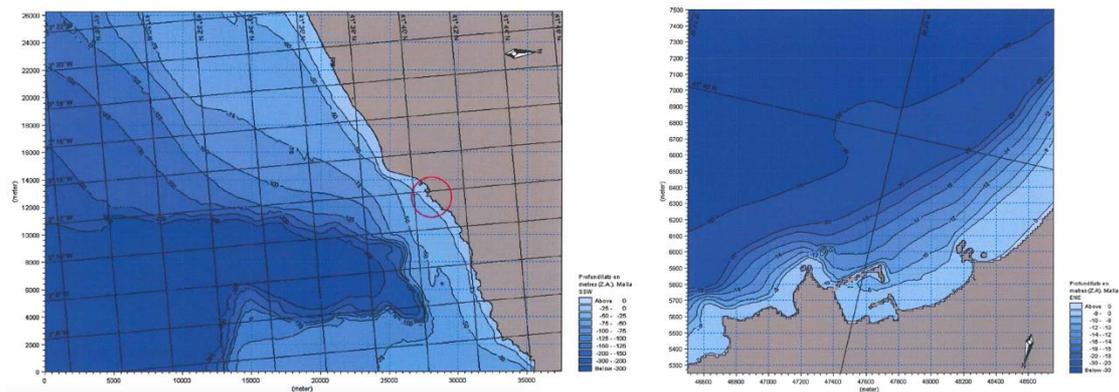


Figura 7. 33. Ejemplos de malla de cálculo: direcciones SSW y ENE.

Aplicando estas mallas en el modelo, se lleva a cabo la propagación del oleaje para las distintas direcciones y alturas de ola desde aguas profundas ( $H_{s,0}$ ), en los casos de niveles del mar extremos ( $N_{máximo}$  y  $N_{mínimo}$ ) y periodos pico extremos ( $T_{p,máx}$  y  $T_{p,mín}$ ) para considerar la dispersión de la relación altura de ola - periodo pico.

Para visualizar los datos, se genera una panorámica de los resultados por colores, representando cada uno de ellos un rango de alturas de ola significativa. Además, se superponen los campos vectoriales del oleaje, representando tanto el módulo como las direcciones locales de propagación. En las siguientes figuras se muestran los resultados correspondientes a la dirección ENE, a modo de ejemplo.

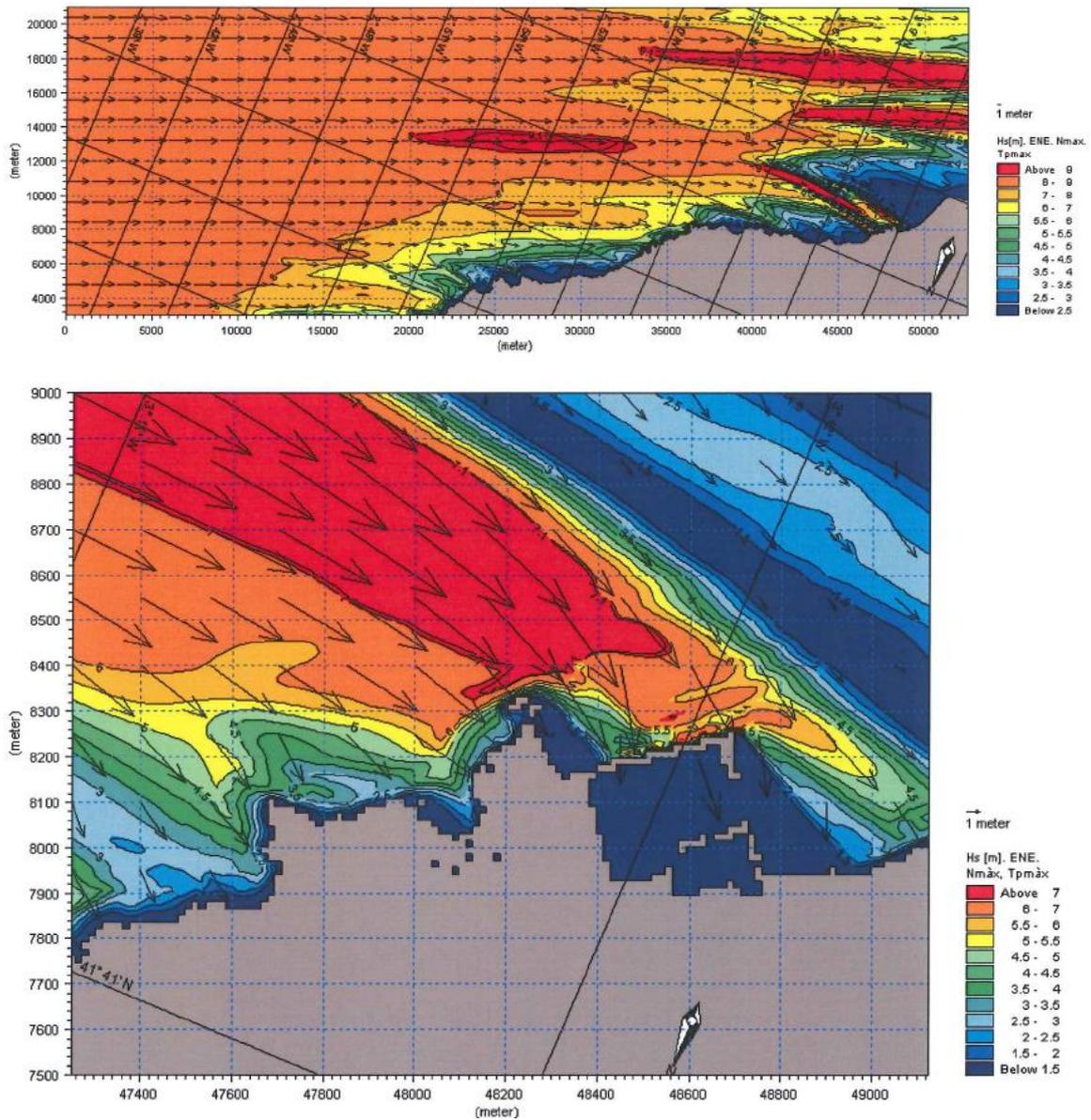


Figura 7. 34. Resultados de propagación del oleaje extremo con dirección ENE en aguas profundas, para el periodo pico máximo y nivel de Pleamar.

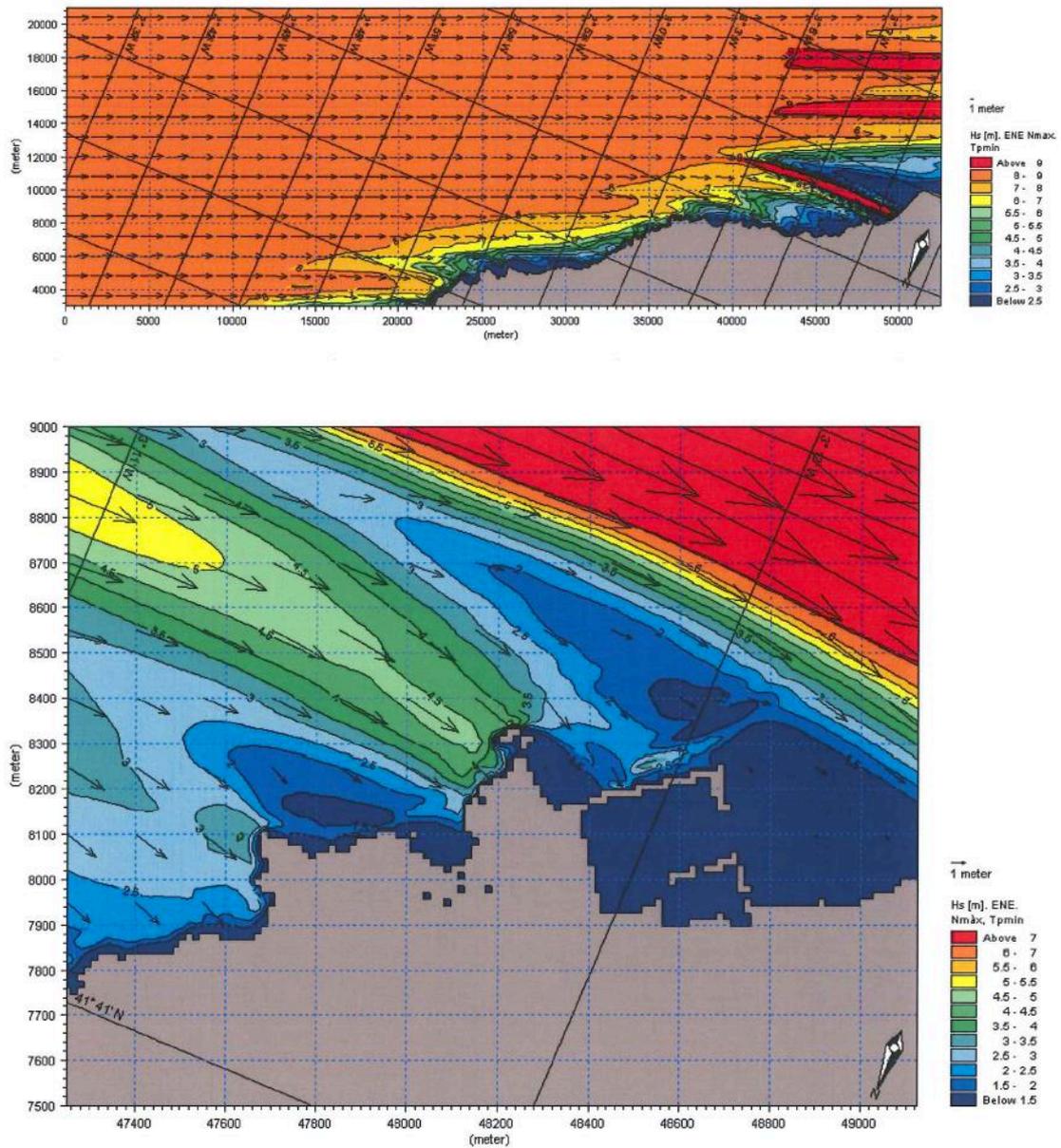


Figura 7. 35. Resultados de propagación del oleaje extremo con dirección ENE en aguas profundas, para el periodo pico mínimo y nivel de Pleamar.

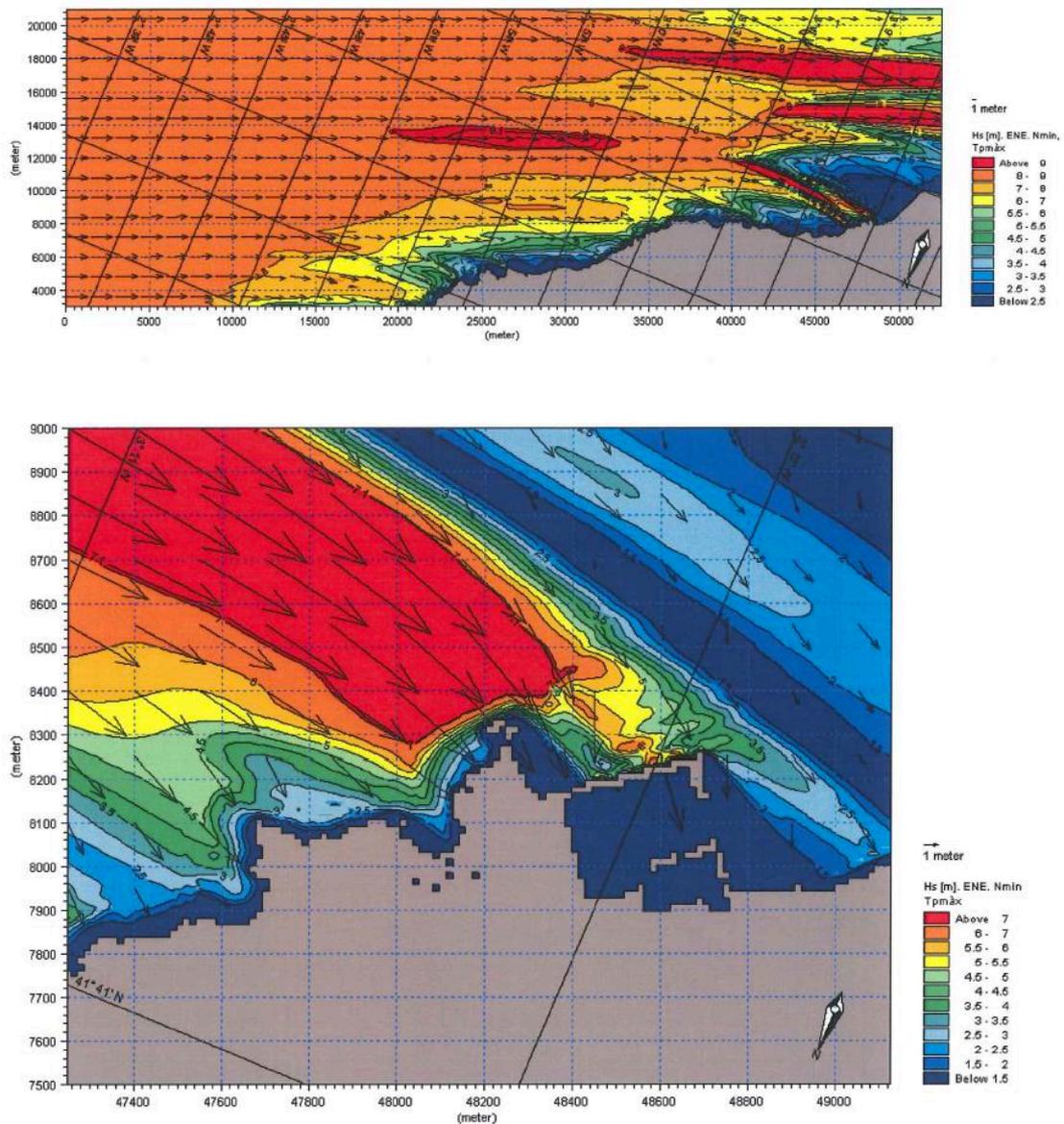


Figura 7. 36. Resultados de propagación del oleaje extremo con dirección ENE en aguas profundas, para el periodo pico máximo y nivel de Bajamar.

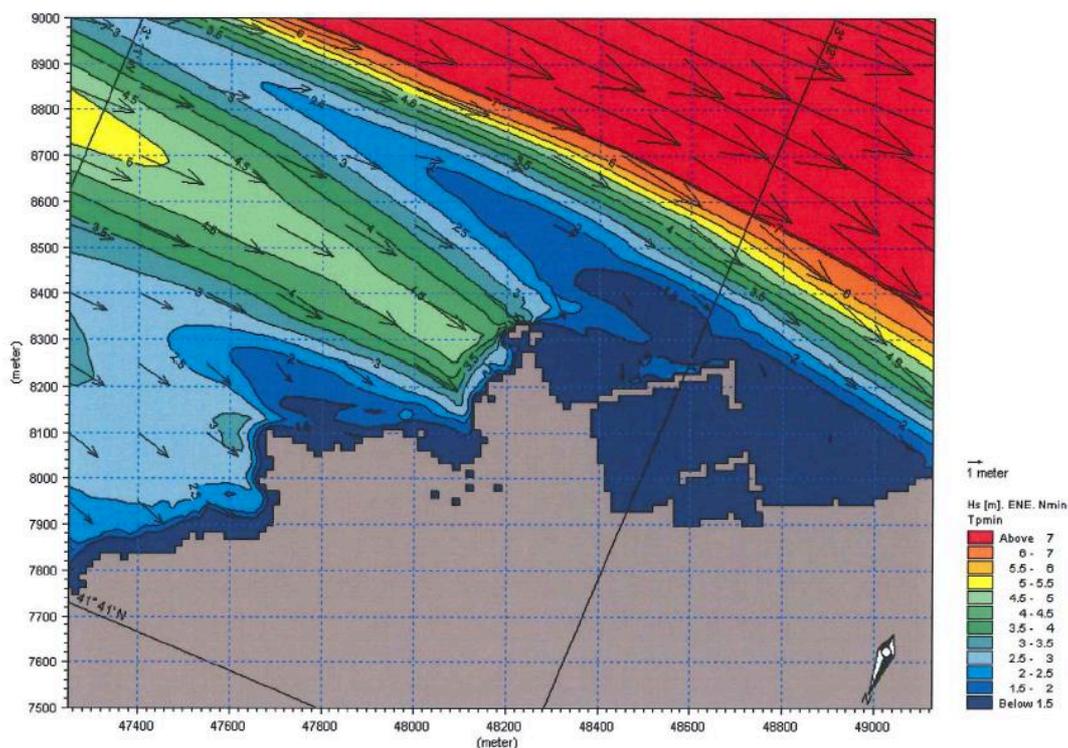
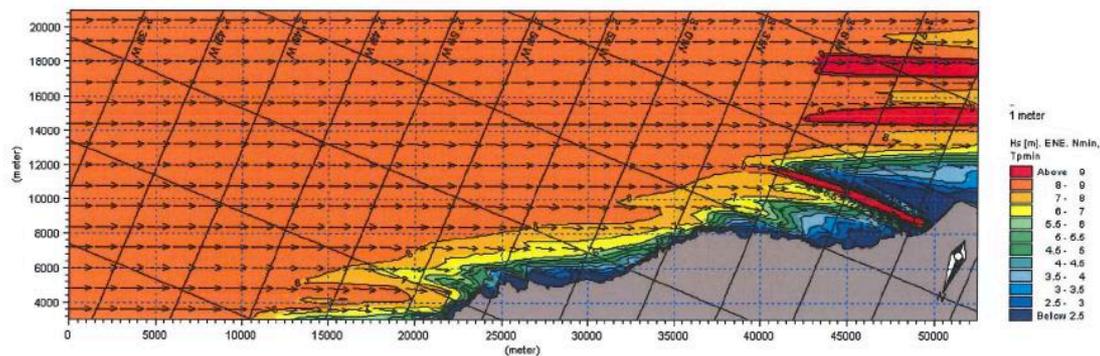


Figura 7. 37. Resultados de propagación del oleaje extremal con dirección ENE en aguas profundas, para el periodo pico mínimo y nivel de Bajamar.

Tras este análisis, se obtiene el valor de la altura de ola y la dirección del oleaje en cada uno de los puntos característicos cercanos al nuevo dique de protección. Se han considerado diferentes puntos, con el fin de garantizar un diseño seguro de este dique de abrigo (ver Figura 7.38).

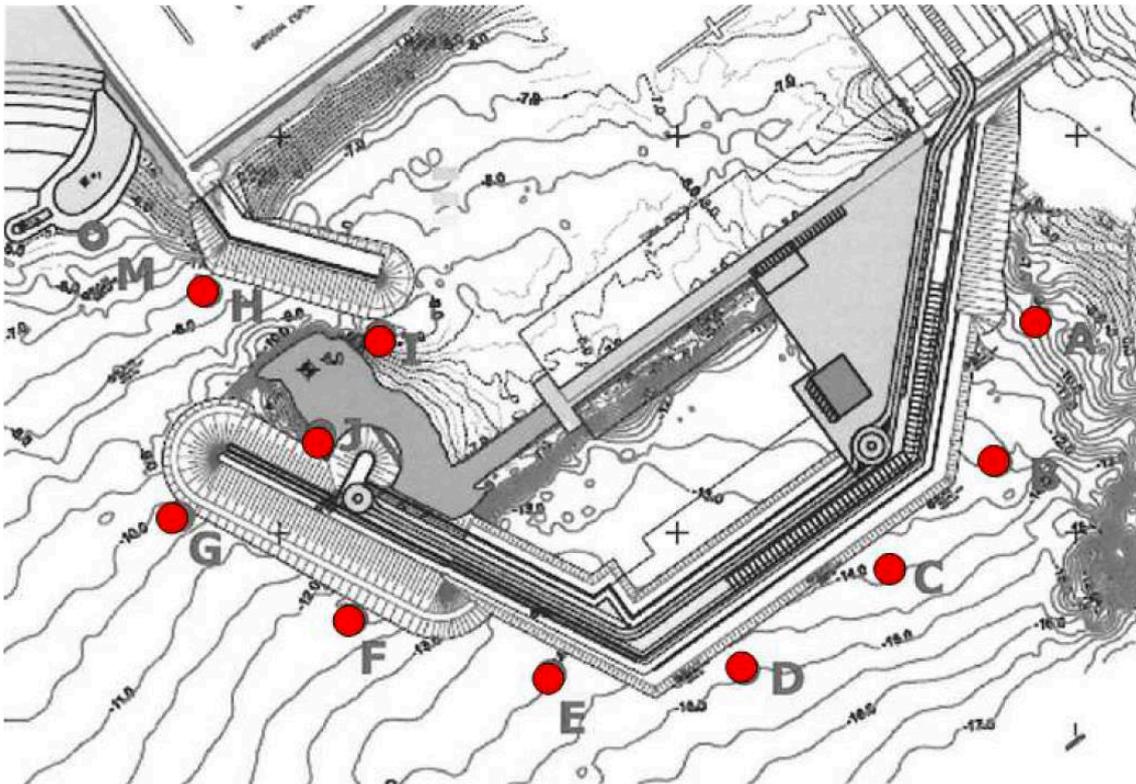


Figura 7. 38. Puntos característicos de obtención del oleaje a pie de dique.

Para cada uno de los puntos característicos seleccionados, se recoge el valor de altura de ola significativa más desfavorable entre todas las direcciones del oleaje estudiadas y su periodo pico asociado.

Para los puntos E, F y G se ha considerado que el trazado en planta de la propia obra de abrigo impide que el oleaje de las direcciones ENE - ESE incida de forma directa, mientras que aquellos de la dirección SE lo hacen prácticamente a 90º, por lo que no se han incluido en la obtención del oleaje a pie de dique.

En cuanto a los puntos H, I, J y M, la tercera alineación del nuevo dique impide que el oleaje de los sectores ENE - SE alcancen el pie del dique.

Punto	Profundidad (h) [m]	Altura de ola significativa ( $H_s$ ) [m]	Periodo pico ( $T_p$ ) [s]	Dirección
A	-10	4.15	11.92	SE
B	-13	5.62	11.92	SE
C	-14	6.75	13.68	ENE
D	-15	7.10	13.68	ENE
E	-14	5.20	11.39	SSW

Punto	Profundidad (h) [m]	Altura de ola significativa ( $H_s$ ) [m]	Periodo pico ( $T_p$ ) [s]	Dirección
F	-12.5	4.60	11.39	SSW
G	-10	4.60	11.39	SSW
H	-8	1.96	11.39	SSW
I	-9	1.52	11.39	SSW
J	-6	1.38	11.39	SSW

Tabla 7. 15. Características del oleaje extremal en los puntos característicos próximos al pie del dique.

### 7.3.2.5. Estudio de agitación interior

Tras determinar las características del oleaje en las cercanías del puerto pesquero de Blanes, se realiza un estudio de la penetración del oleaje en dicho puerto, para así conocer los niveles actuaciones de agitación actual y valorar las diferentes alternativas planteadas.

Se emplea el modelo MANOLO, desarrollado por la Universidad de Cantabria, junto con un consorcio de empresas, entre las que se encuentra Prointec y Ports de la Generalitat.

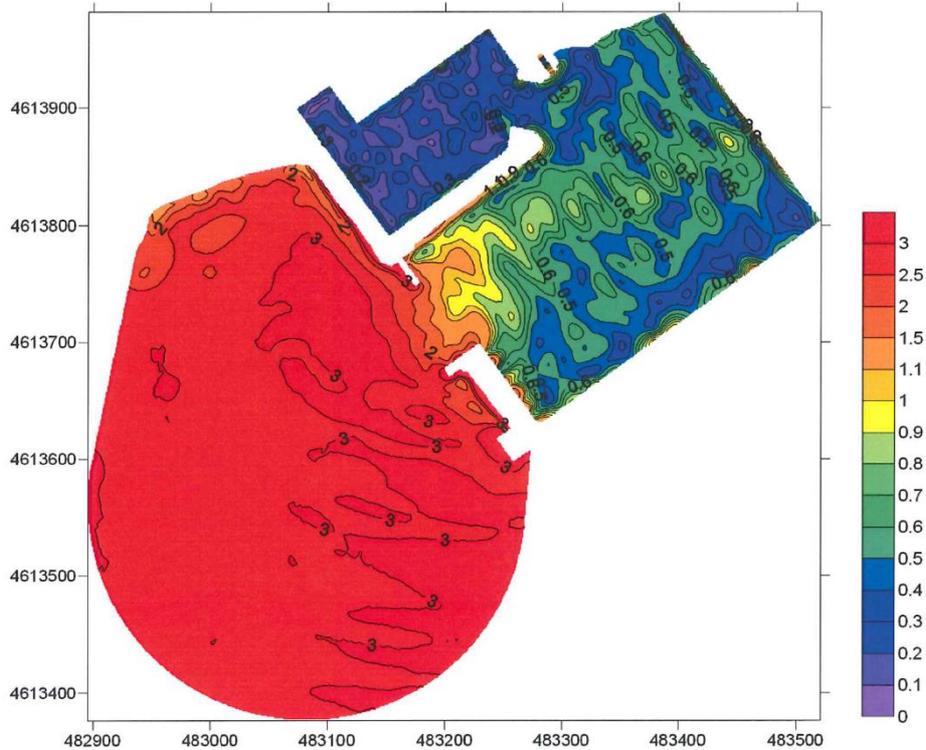


Figura 7. 39. Resultados de la simulación del estado actual con el oleaje de dirección SSW.

En este estudio se comparan las diferentes alternativas propuestas en planta, con el fin de optimizar la operatividad del puerto, tanto entre ellas como con la situación actual. Para poder caracterizar su comportamiento, se zonifican las zonas interiores del puerto y para cada una de las regiones se calcula su coeficiente de atenuación (relación entre la altura de ola exterior y local). De este modo, se obtienen los periodos temporales en los que la dársena se encuentra fuera de operación, a causa de alturas de ola excesivas. La ROM recomienda una altura de ola máxima de 0.60 metros para la carga y descarga de embarcaciones pesqueras, por acciones longitudinales al muelle, y de 0.40 metros para transversales. Además, también se fija una duración máxima de los tiempos de inoperatividad de 20 horas/año.

Con los resultados de este estudio, se consigue optimizar la disposición en planta de la solución adoptada, así como confirmar la necesidad de emplear un dique mixto para evitar las reflexiones de un dique completamente vertical. Finalmente, sobre la planta inicial se realizan dos modificaciones:

- Inclusión de un pequeño martillo al nuevo dique.
- Modificación de la prolongación del contradique.

#### *7.3.2.6. Estudio topográfico, batimétrico y geofísico*

En abril de 2007, *Ports de la Generalitat* encargó un estudio topográfico, batimétrico y geofísico, cuyos resultados se recogen en el Proyecto Constructivo de la ampliación del puerto de Blanes dentro de sus dos primeros anejos: *Anejo 1. Topografía y Batimetría* y *Anejo 2. Geología y geotecnia*. Para llevarlos a cabo, esta entidad facilitó la base cartográfica con escala 1: 5 000, que posteriormente se completó con el levantamiento topográfico y batimétrico.

El levantamiento topográfico se realizó a escala 1: 1 000 y su objetivo fue obtener una base topográfica en planta y alzado tanto del puerto de Blanes como de la playa. Así, abarca un área de 4.5 Ha de extensión entre la playa y la zona afectada directamente por la actuación.

Mientras que en la zona de playa este levantamiento topográfico se llevó a cabo con perfiles perpendiculares a la línea de playa cada 50 metros en base a poligonales, en la zona portuaria se realizó con radiaciones.

Por otra parte, el estudio batimétrico abarca una extensión de 30 Ha, incluyendo la playa de Blanes, así como la zona afectada por las actuaciones proyectadas en el puerto. Con todo ello, se analizaron 78 perfiles en total, perpendiculares y paralelos al dique portuario existente y a la línea de playa. Estos perfiles se separaron 25 metros en la zona del puerto, 100 metros en la zona oriental de la playa y 50 metros en las restantes áreas. Dichos perfiles alcanzaron una profundidad máxima de -16.39 metros y una profundidad mínima de -1.90 metros.

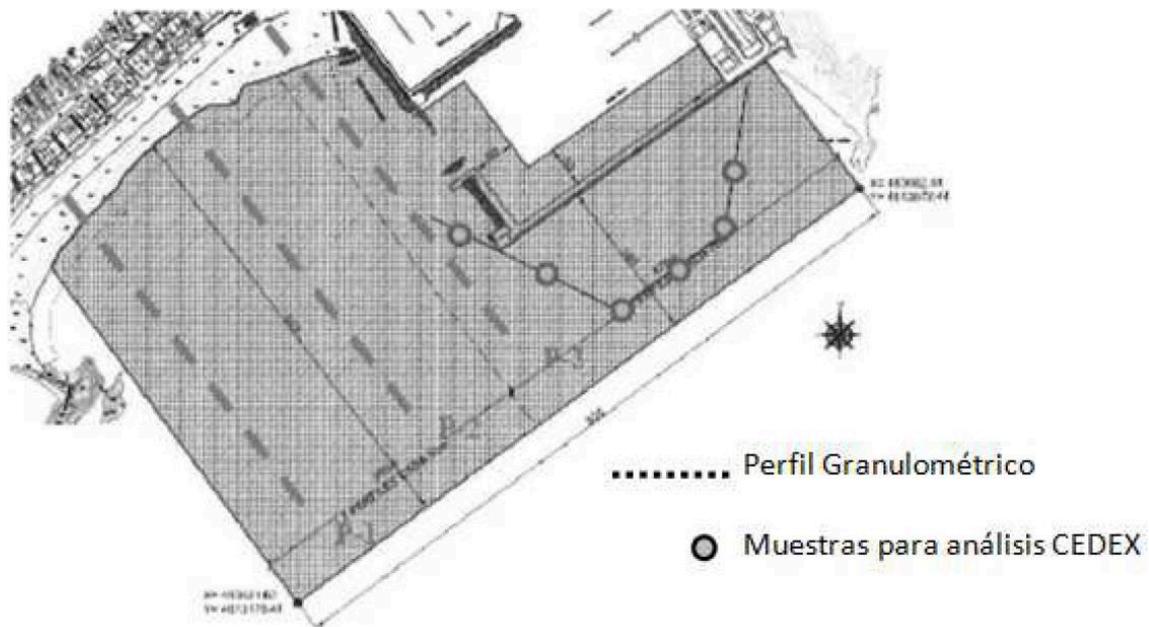


Figura 7. 40. Zona de alcance del levantamiento batimétrico.

Este levantamiento se realizó utilizando una ecosonda MARIMATECH E-SEA SOUND 206, con un sensor de movimiento TSS. Esta sonda cuenta además con un sistema de posicionamiento que permite emplear en tiempo real la red de satélites y antenas en tierra con precisión submétrica.

Como resultado de este estudio batimétrico, se obtiene un plano cuya referencia es el cero de Alicante (C.A.). Esta referencia se ubica a -2.10 metros del cantil del muelle exterior actual del puerto de Blanes, donde se fija el mareógrafo.

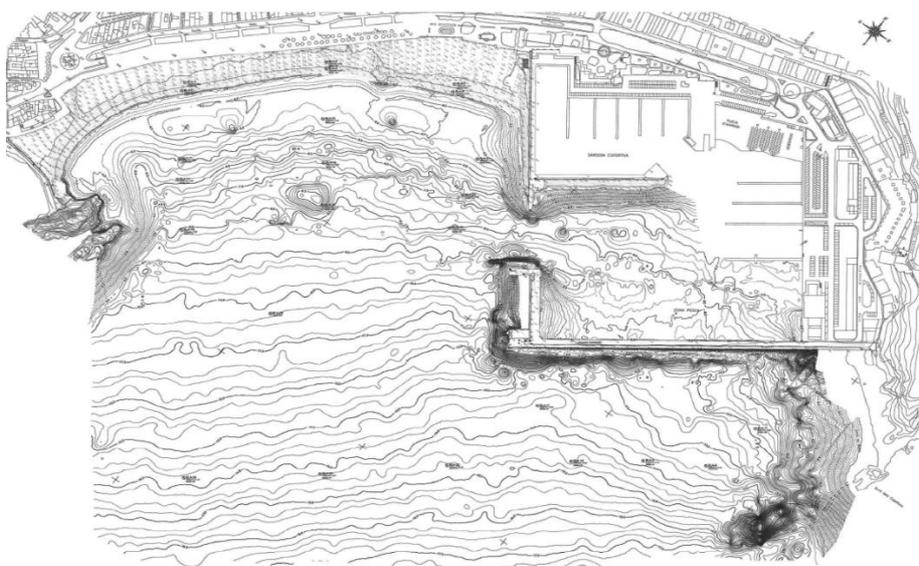


Figura 7. 41. Plano batimétrico.

Además, se extraen las siguientes conclusiones:

- A profundidades de 6 -7 metros en dirección al centro de la playa, se encuentra un punto bajo
- La pendiente de fondo presenta valores medios alrededor de 1:30 desde la línea de costa hasta calados de 6 -7 metros. En el resto de la extensión del estudio, esta pendiente asciende a 1:60.
- En general, los fondos son planos, aunque aparecen rocas en ambos extremos NE y SO. También se encuentran bloques sueltos en las proximidades de la playa.

Finalmente, en cuanto al estudio geofísico, caracteriza la superficie del fondo marino en el área de actuación, además de establecer las capas de material no consolidado en esta zona.

Gracias a estos resultados, es posible definir con precisión la campaña geotécnica marítima necesaria a realizar en la segunda etapa. Este estudio geofísico se lleva a cabo de forma simultánea a la batimetría en la zona exterior del puerto existente. Así, en ambas campañas se identificaron 1984 fixes o puntos de sonda en planta, con un espaciamiento de 13.2 metros de media a lo largo de 26.27 kilómetros.

El sistema Boomer se emplea para perfilar el subsuelo marino, con un equipo Geopulse con 300 J de potencia. Dicho equipo genera impulsos acústicos que lanza contra los materiales del lecho marino. Estos materiales, al tener distintas impedancias acústicas, reflejan los pulsos, que se recogen mediante hidrófonos, y según el tiempo transcurrido se determina la profundidad a la que se encuentran.

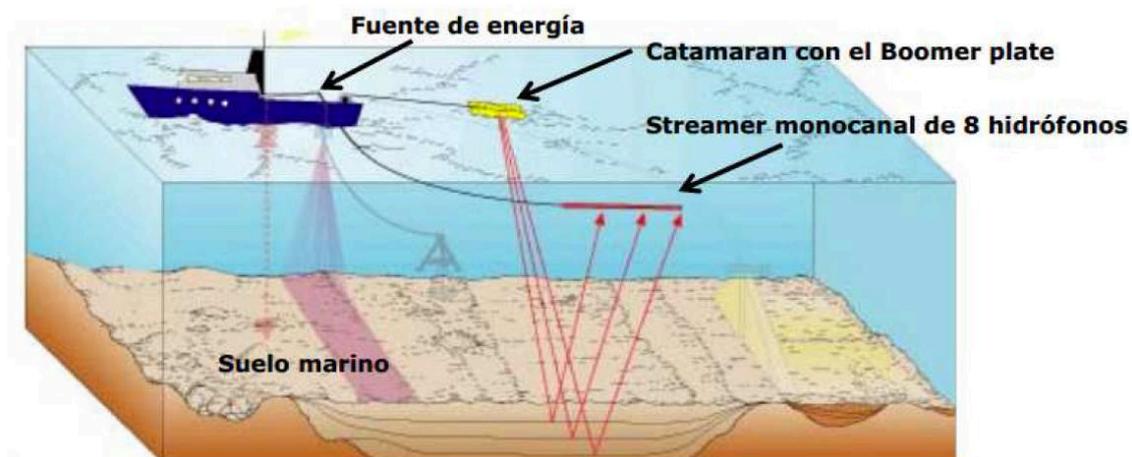


Figura 7. 42. Esquema del equipo empleado para el estudio geofísico.

Además, se diferencian 5 grados de reflectividad relacionados a 5 tipos de fondos. Aquellos fondos que presentan una reflectividad muy alta, se tratan de fondos rocosos

o compuestos por material de escollera, mientras que aquellos con reflectividad baja, se asocian a fondos constituidos por sedimentos finos o muy finos. En la zona de estudio abundan los fondos de segundo tipo.

Analizando los resultados obtenidos de los diferentes estudios, se alcanzan las siguientes conclusiones:

- Prácticamente la totalidad del trazado de la ampliación, a excepción de los primeros metros del arranque del dique, tiene material no consolidado como cimentación. Este material está compuesto por áreas de 0 a 7 metros de espesor.
- Visto que el material de superficie eran arenas finas y su espesor, se determina la necesidad de complementar el estudio geofísico con una campaña geotécnica.

También se genera un plano morfológico y un plano de isopacas de sedimentos no consolidados.

#### *7.3.2.7. Estudio geotécnico*

Tras las conclusiones del estudio geofísico, se realiza un estudio geotécnico para caracterizar y describir la geología y geotecnia de los materiales de la zona afectada por las obras de ampliación. Es por esto que, en primer lugar, se realiza un breve estudio geológico para identificar las unidades geotécnicas previamente detectadas y así relacionarlas con las características obtenidas a partir de las prospecciones geotécnicas.

- **Análisis geológico**

El área en la que se sitúan las obras de ampliación se enmarca en el medio litoral de bahía, por lo que se encuentra fundamentalmente compuesta por rocas de origen plutónico, granitos alcalinos y granodiorita. El zócalo está constituido por un sustrato rocoso ígneo que desarrolla un perfil característico en superficie, pasando a un suelo arenoso llamado localmente "sauló". Sobre este, se depositan materiales terrígenos alóctonos tanto de la propia playa como de origen continental.

Las unidades geotécnicas (UG) de techo a muro son:

- Cuaternario, UG1. Estrato formado por rellenos antrópicos. Son los más recientes, ya que son aquellos materiales de relleno empleados en la construcción del antiguo puerto pesquero.
- Cuaternario, Holoceno Superior, UG2. Estrato formado por depósitos litorales (Shoreface) compuestos por arenas finas e intercalaciones limosas.
- Carbonífero - pérmico alterado, UG3. Conformado por un sustrato alterado con arenas y gravas arcillosas marrones o "sauló".

- Carbonífero - pérmico, UG4. Compuesto por granodioritas, granófidios, granitos alcalinos, microgranitos y felsófidos.
- **Ensayos geotécnicos**

Tras conocer el marco geológico de la zona de las obras, se realizan los ensayos geotécnicos recogidos en el Pliego de Prescripciones Técnicas del Proyecto. Se exponen a continuación:

- 5 sondeos por extracción continua de testigos, bien en suelo o en roca. Tres de ellos se llevan a cabo desde una plataforma física (SM-1, SM-2 y SM-3), mientras que los dos restantes se hacen sobre el dique actual (ST-1 y ST-2). Con esto, se obtuvieron 3 muestras inalteradas y 12 testigos parafinados para analizar en laboratorio, con una longitud total de 129.7 metros.
- 24 ensayos por penetración estática (SPT) a lo largo de toda la longitud de los sondeos, con muestras bipartido y recuperación de las muestras, para después poder correlacionar los parámetros resistentes del suelo.
- 2 estaciones geomecánicas ubicadas sobre el arranque del dique a construir.

- **Resultados**

En la siguiente figura, se recogen las localizaciones de los sondeos y ensayos, así como los perfiles estratigráficos más característicos para la definición de la planta de la alineación del nuevo dique de abrigo.

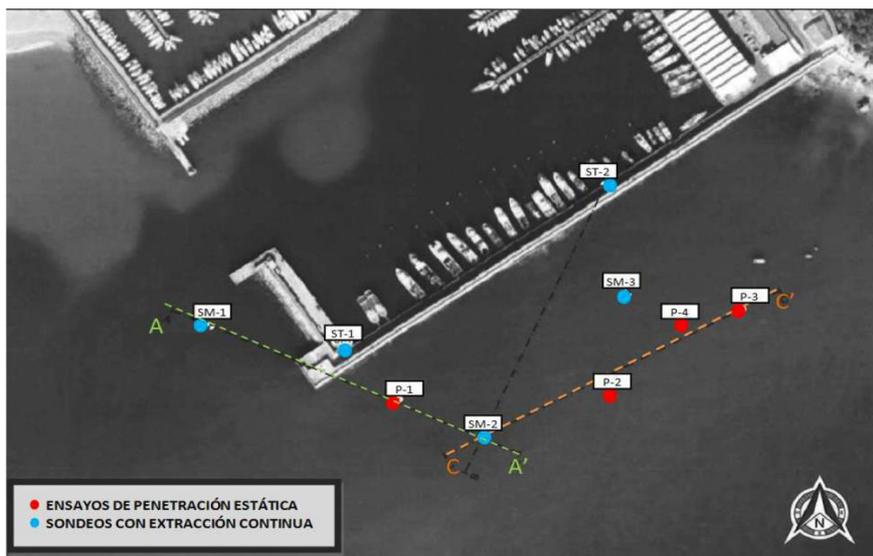


Figura 7. 43. Localización de los sondeos y ensayos geotécnicos realizados.

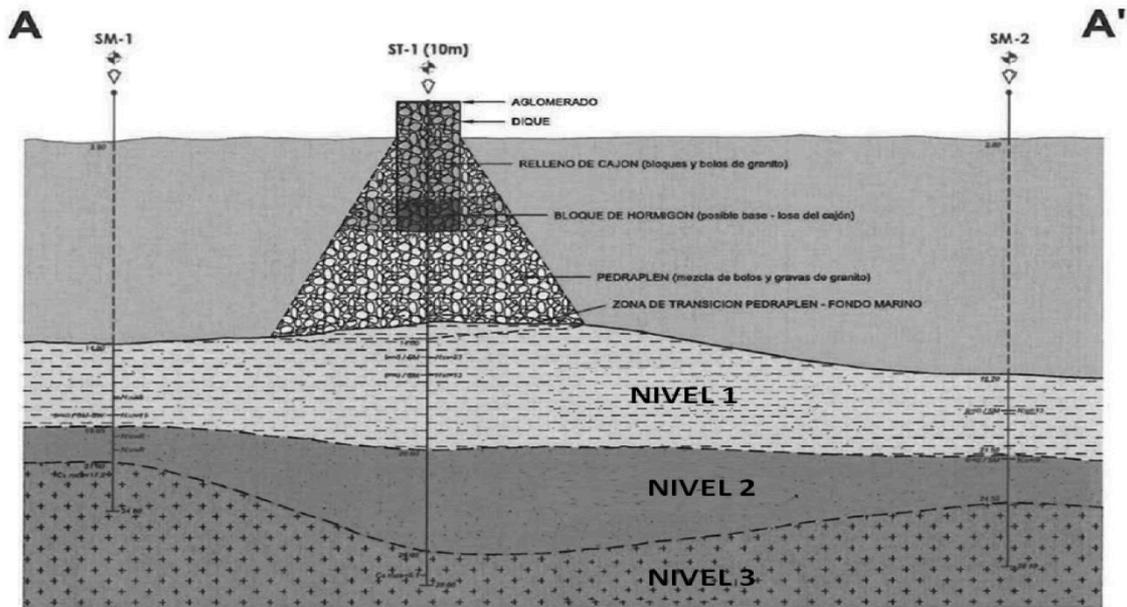


Figura 7. 44. Perfil estratigráfico A-A'.

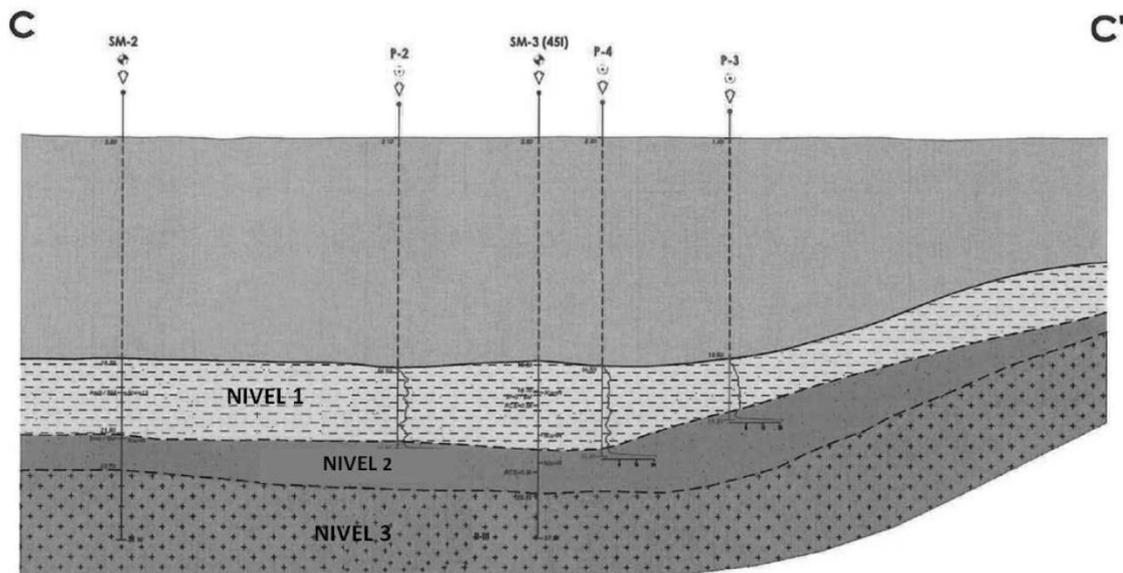


Figura 7. 45. Perfil estratigráfico C-C'.

Las propiedades de los estratos se describen a continuación.

- Nivel 0. En los dos primeros sondeos (ST-1 y ST-2), se detectó la presencia de rellenos antrópicos. Estos rellenos están constituidos por el material empleado en la construcción del dique pesquero existente en el puerto de Blanes. En el ST-1, ubicado en la sección A-A', también se observan otros materiales como pedraplén, bloques de hormigón y rellenos de escollera.

- **Nivel 1.** Este nivel es el superior del lecho marino y está formado por arenas de color gris, que presentan además intercalaciones areno-limosas o limo-arenosas con espesores variables en función de la zona. También hay indicios de bioclastos y clastos redondeados silíceos y milimétricos.

Por otra parte, la compacidad de este nivel se clasifica como suelta-media, con valores punta entre 2 y 4 MPa. Su espesor oscila entre 2.05 y 6.6 metros, según el punto ensayado, localizándose el espesor máximo en el sondeo ST-1. Tras realizar 13 identificaciones de materiales de este nivel, se concluye que el 92% son arenas limosas, mientras que el 8% restante se corresponde con arenas bien graduadas.

- **Nivel 2.** Este segundo nivel tiene un suelo de alteración o residual, con arenas medias y gruesas de tamaño grava, con relictos de roca con tonalidad mayoritariamente marrón. Está constituido por arenas arcillosas de alta compacidad, cuyo espesor no llega a los 0.5 metros en ninguno de los ensayos.

En cuanto a los ensayos de penetración, han tenido que ser detenidos siempre por rechazo a causa de la resistencia por punta, siendo por tanto  $q_c > 25 \text{ MPa}$ . En general, los espesores de esta capa son muy variables, desde 5.6 metros en el sondeo ST-1, hasta 2 metros en los puntos SM-1 y SM-2.

- **Nivel 3.** Este nivel es rocoso y de origen granítico, con un contenido de aproximadamente el 30% en cuarzo, feldespato y plagioclasas. La mayoría de estas rocas son granodioritas con una resistencia a martillo de 4 y 5 y con un grado de meteorización II-III. Dado que no se ha podido determinar el muro del nivel, considerando las características y tipo de roca, se asume un espesor superior a 500 metros.

Por tanto, se pueden alcanzar las siguientes conclusiones:

- En el primer nivel de arenas grises (nivel 1), se ha detectado una zona de menor consistencia, más limosa, por lo que **se aconseja dragar previamente a la construcción esta zona**. La zona que se encuentra más afectada por una menor consistencia se corresponde con el perfil C-C'. En este perfil estratigráfico se han realizado ensayos de penetración estática, a la vista de los espesores del nivel de suelo residual, entre 0.5 y 2 metros. Es recomendable, por tanto, dragar los dos primeros metros de este material (UG-2), en caso de que se contemple un relleno de escollera para el apoyo de la cimentación para la ampliación del dique.
- La compacidad de los restantes niveles de arenas es media y los asientos se prevé que sean moderados y que estén acotados en el tiempo, ya que se trata de un nivel muy permeable. Es por esto que, tras rellenar con escollera el nivel saneado, se considera suficiente la actuación para permitir la cimentación de la ampliación del puerto.

- En caso de que las cargas de proyecto resulten elevadas o se quiera incrementar el nivel de seguridad, se aconseja apoyar la cimentación directamente sobre el estrato rocoso.

Tras las conclusiones de este estudio, se decide dragar el fondo marino en la zona de cimentación del tramo de dique proyectado con tipología vertical (coincidente con el perfil estratigráfico C-C'). El motivo de esta decisión es que un dique vertical requiere de una buena superficie de cimentación al comportarse como un sólido rígido y repartir en una menor superficie las cargas.

#### 7.3.2.8. Alternativas contempladas

En el proyecto se plantean como alternativas aquellas definidas y desarrolladas en el Plan Especial urbanístico del sistema portuario de Blanes, según los requerimientos de espacio en tierra y agua para los diferentes sectores presentes en este puerto (pesquero, turístico y deportivo). Estas alternativas pueden ser descritas como tres configuraciones en **planta** (1, 2 y 3), dentro de las cuales, las dos primeras presentan variaciones en términos de la distribución de las estructuras y los espacios (1A, 1B, 2A, 2B y 2C). A continuación, se exponen sus principales características:

- **Alternativa 0.** No actuación en la zona.
- **Alternativa 1.** Mantiene la planta existente del puerto y únicamente considera el refuerzo del dique principal. También plantea la pavimentación de la playa interior y algunas modificaciones sobre las estructuras interiores de pequeña magnitud.

Como ya se ha mencionado, esta primera alternativa presenta dos variantes (1A y 1B), cuya diferencia radica en que la segunda propone una actuación adicional sobre el dique principal: una banqueta en su interior.

- **Alternativa 2.** Esta alternativa plantea la construcción de un nuevo dique exterior que amplíe el puerto hacia el Sur-Este, hasta caso de proyección de la Punta de Santa Anna, generando una nueva dársena entre el dique existente y el nuevo.

Dentro de esta segunda alternativa, se contemplan tres variantes (2A, 2B y 2C), en función de la configuración de la nueva dársena. La primera, 2A, propone que la nueva dársena se mantenga separada de la existente y se generen espacios de tierra nuevas en el lado este. La segunda alternativa, 2B, plantea dejar una única bocana con un único dique, manteniendo las dársenas comunicadas. Finalmente, la tercera alternativa, propone una única bocana nueva, pero manteniendo la mayor parte del dique y contradique existentes. Con ello, plantea el cierre de la bocana actual, con las múltiples demoliciones asociadas.

- **Alternativa 3.** Propone la construcción de un nuevo dique externo que sobrepase la Punta de Santa Ana y genere una nueva dársena exterior en el dique de abrigo actual. Esta alternativa supone la mayor superficie de ocupación y mayor volumen estructural de construcción.

La Alternativa 0 es descartada, pues se han justificado previamente las necesidades del puerto por satisfacer la demanda pesquera y turística y la falta de protección frente a los temporales de levante.

Una vez planteadas las alternativas, se valora de forma cuantitativa el grado de cumplimiento de cada una de ellas (ver *Tabla 7.16*).

	Necesidad demandada	ALTERNATIVAS			
		1A	1B	2A, 2B y 2C	3
<b>Superficie de agua (metros de atraque)</b>					
<b>Actividad pesquera</b>	93,9	60 (64%)	60 (64%)	95 (100%)	95 (100%)
<b>Actividad deportiva</b>	710,1	189,5 (27%)	189,5 (27%)	277,5 (39%)	720 (100%)
<b>Actividad recreativa</b>	85,8	117,5 (34%)	117,5 (34%)	85,8 (100%)	85,8 (100%)
<b>Aparcamientos</b>	-	-	-	-	-
<b>Otras</b>	25	10 (40%)	10 (40%)	25 (100%)	25 (100%)
<b>Superficie de tierra (metros<sup>2</sup>)</b>					
<b>Actividad pesquera</b>	1.147	0 (0%)	1.497 (100%)	2.802 (>100%)	3.078 (>100%)
<b>Actividad deportiva</b>	3.810	832 (22%)	832 (22%)	832 (22%)	3.610 (95%)
<b>Actividad recreativa</b>	500	0 (0%)	0 (0%)	>600 (100%)	600 (100%)
<b>Aparcamientos</b>	4.400	0 (0%)	0 (0%)	1.920 (44%)	4.018 (91%)
<b>Otras</b>	REFUERZO DIQUE	SI	SI	SI	SI
	MEJORA EN PROTECCION	SI	SI	SI	SI

*Tabla 7. 16. Valoración cuantitativa del grado de cumplimiento de los criterios de las diferentes alternativas.*

La alternativa 1 es aquella con un menor cumplimiento de las necesidades de los diferentes sectores, por lo que no es viable su elección, a pesar de ser la más económica y aquella que conlleva un menor volumen de obra exterior.

En cuanto a grado de satisfacción de los requerimientos de los sectores involucrados, se destacan como las mejores las alternativas 2. Esto es, cubren las necesidades tanto del sector pesquero y deportivo como del turístico.

A raíz de esta evaluación, se propone ejecutar una solución combinada de ambas alternativas, dando lugar a la solución "planta proyecto". En esta solución final, se plantea un nuevo dique de abrigo al Sud-Oeste del existente que aproveche parte del mismo. También se plantea la demolición del martillo y la construcción de un nuevo contradique en dirección Sud-Oeste, para formar un canal de navegación. Finalmente, la protección de la playa de Blanes adyacente se garantizará mediante un dique de apoyo que evite los procesos erosivos.

Pasando ahora a la tipología del dique, se proponen tres alternativas: dique en talud, dique vertical y dique mixto. Tras un estudio detallado, se escoge la tipología mixta, con dos tramos de dique en talud de escollera en arranque y zona de bocana y una zona central de dique vertical con cajones de hormigón armado. Este diseño se justifica en la necesidad de evitar reflexiones en la zona de bocana y el deseo de una mínima ocupación del fondo marino.

Respecto a la evaluación ambiental de la solución final, tras la pertinente evaluación de impacto ambiental, es calificada como la cuarta alternativa con un menor impacto, tras la 1A y 1B (sin obra exterior) y la 2B. No obstante, dado el grado de satisfacción de los requerimientos para la operación eficaz del puerto de Blanes, se justifica la alternativa "planta proyecto" como la mejor solución de compromiso.

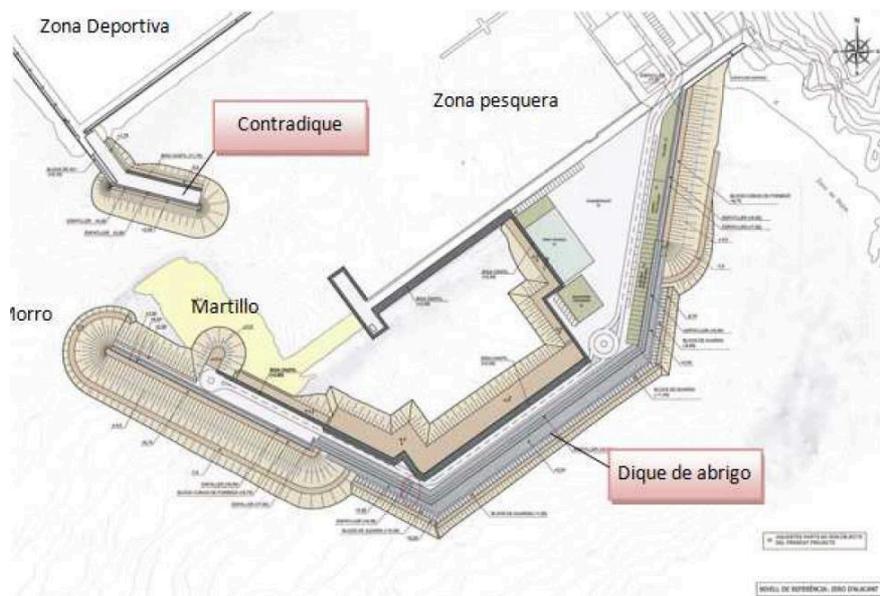
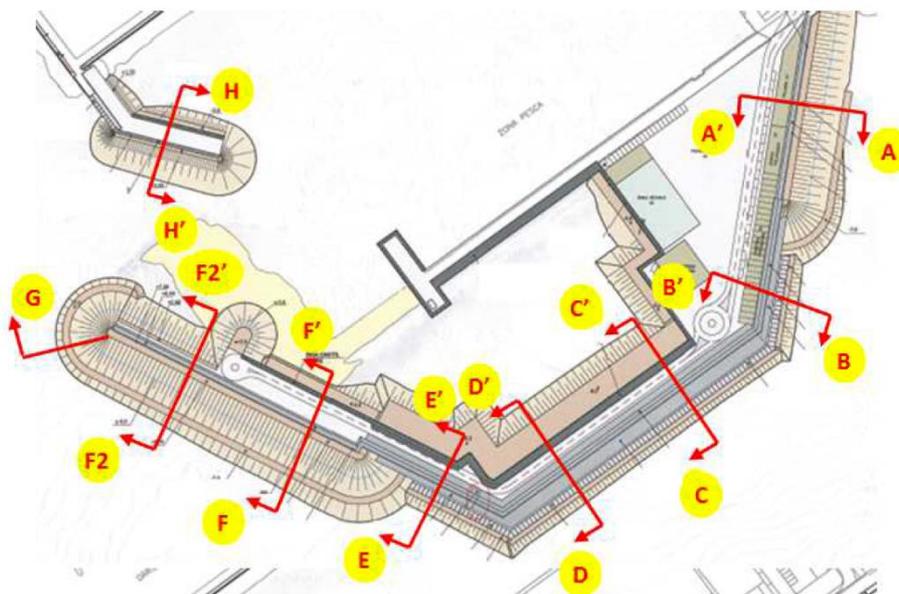


Figura 7. 46. Planta proyecto.

### 7.3.2.9. Descripción de la solución adoptada

Dentro del "Proyecto Constructivo de la Ampliación del Puerto de Blanes" se definen todas las nuevas instalaciones portuarias, incluso las obras de recarga de la playa adyacente. Dentro de este apartado, únicamente se recogerán aquellas actuaciones relativas al dique de abrigo y contradique.

En la propuesta de dicho proyecto, el nuevo dique de protección combina dos tipologías según la alineación (ver *Figura 7.47*), mientras que el contradique mantiene su tipología y se prolonga, con el fin de evitar problemas de agitación en las inmediaciones de la bocana.



*Figura 7. 47. Planta del dique de abrigo con ubicaciones de las secciones transversales tipo.*

Para ello, se diferencian las siguientes operaciones: demolición parcial del dique existente y dragados del fondo marino, alargamiento del contradique, construcción del nuevo dique de abrigo, construcción de los muelles y las explanadas asociadas.

#### ▪ Demolición y dragado

Dado que el trazado del nuevo dique y el nuevo canal de navegación interfieren con el dique de abrigo existente, es necesario demoler parte de este. Con el fin de garantizar una navegación segura de las embarcaciones en la nueva dársena, se retirarán los materiales del dique actual hasta la cota -6.0 metros. Por otra parte, para permitir la comunicación entre el actual muelle pesquero y la nueva dársena, se demolerá el

espaldón existente hasta alcanzar el punto de conexión con el espaldón del nuevo dique. Con todo ello, se estima un volumen de excavación de 16 734.9 m<sup>3</sup>.

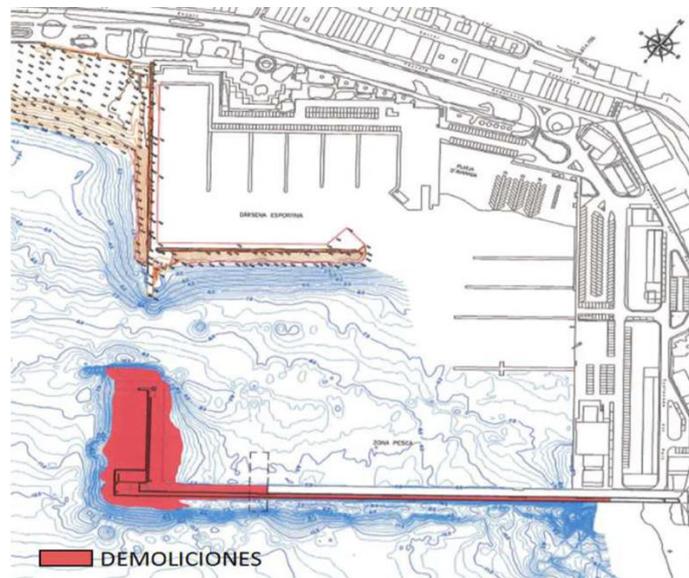


Figura 7. 48. Demolición parcial del dique de abrigo existente y su espaldón.

Dado que la solución adoptada en uno de los tramos del nuevo dique de abrigo se trata de un dique vertical y a la vista de los resultados del estudio geotécnico, se requiere de un dragado del fondo marino, para después rellenar con escollera la cimentación de este tramo. Así, a lo largo de la alineación diseñada con dique vertical, se realizará un dragado de los dos primeros metros, ya que la consistencia del material es muy pobre. Se estima que el volumen a dragar es de aproximadamente 27 588.33 m<sup>3</sup>.

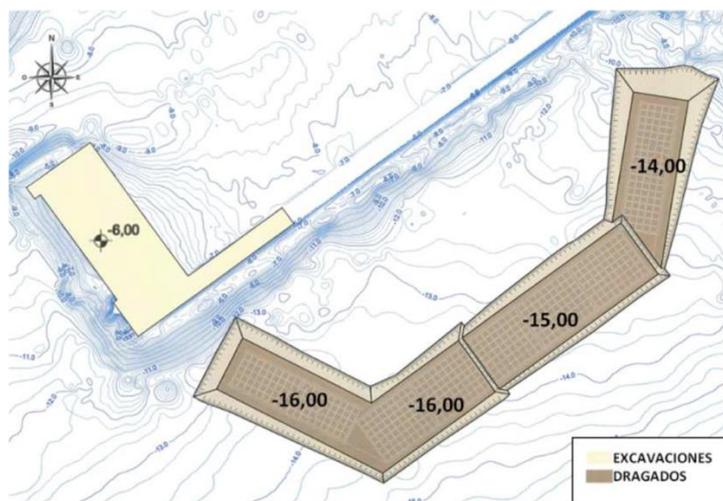


Figura 7. 49. Excavaciones y dragados previstos.

- **Prolongación del contradique**

Como ya se ha mencionado, para prevenir los problemas de agitación portuaria en la zona de la bocana, resulta necesario prolongar el contradique existente. Se considera mantener una tipología en talud, pues se quieren evitar las reflexiones en la entrada de la bocana.

El diseño resultante es un dique en talud con manto principal de escollera de 2 T con una pendiente 2V:3H, cuya cota de coronación es +3.55 metros. Su filtro está compuesto por una capa doble de escollera de 0.15 T, mientras que su núcleo está constituido por material todo uno. Este núcleo corona a +1.00 metros, cota a la que presenta una anchura de 4 metros. Sobre el mismo, comenta un espaldón de hormigón en masa, gracias al que se alcanza la cota +5.25 metros. El morro presenta las mismas características geométricas que el tronco.

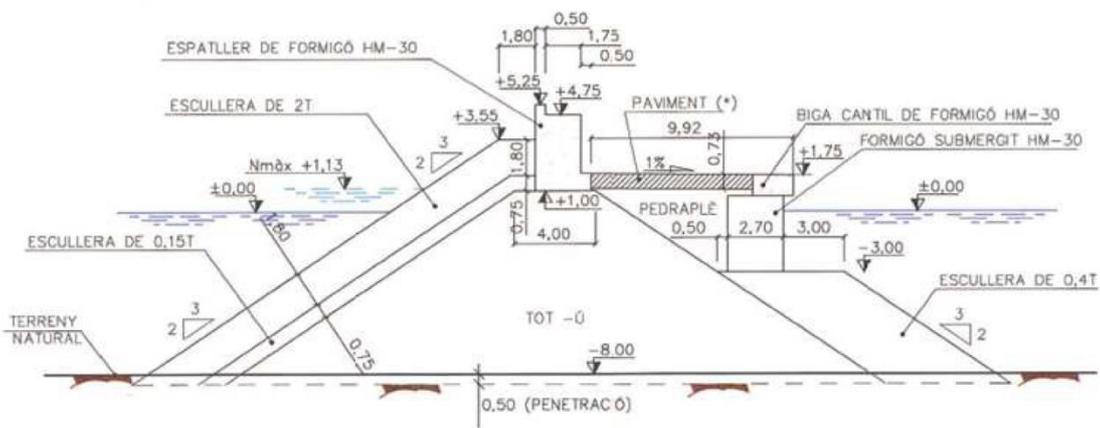


Figura 7. 50. Sección tipo del contradique (H-H').

En el lado interior de este contradique, se instala un muelle de gravedad de hormigón en masa con una anchura de 2.70 metros y que corona a +1.75 metros mediante una viga cantil de 2.00 x 1.00 metros. Esta viga se encuentra cimentada a la cota -3.00 metros, sobre una banqueta compuesta por escollera de 0.40 T y pendiente 2V:3H. En el espacio existente entre el muelle y el dique, se ubica material de pedraplén.

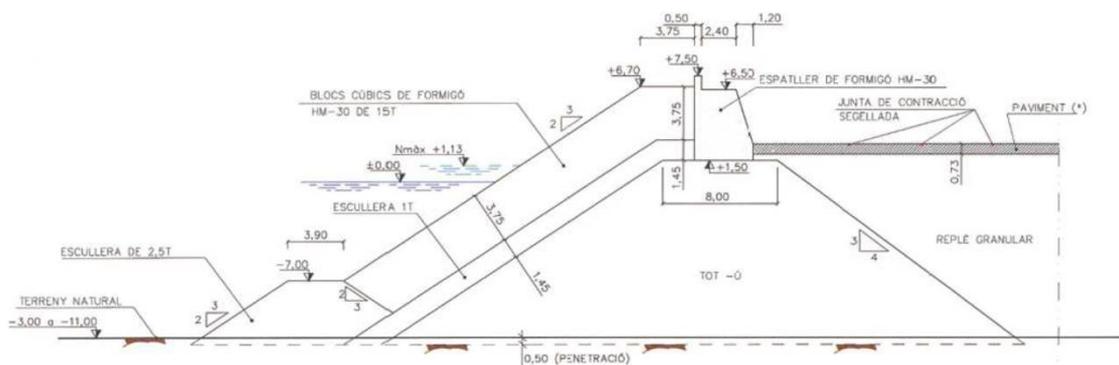
- **Nuevo dique de abrigo**

El nuevo dique de abrigo tiene como función proteger de las acciones externas tanto a la nueva dársena pesquera como al resto del puerto existente. Este dique tiene una longitud de 595 metros, a lo largo del eje del espaldón hasta la cota +0.00 metros del morro. Se puede dividir en tres tramos, según su alineación:

- Primer tramo: 175 metros de longitud, orientación norte es 9º E. Combina tipología en talud (primeros 102 metros) con tipología vertical (73 últimos metros).
- Segundo tramo: 173 metros de longitud, orientación norte es 54º E. Está totalmente integrado por un dique de tipología vertical.
- Tercer tramo: 247 metros de longitud, orientación este 27º S. Vuelve a presentar tramos en tipología vertical (primeros 86 metros) y en talud (últimos 161 metros).

En estos tres tramos se irán alternando secciones en talud y verticales (ver *Figura 7.47*), con un total de 8 secciones tipo más una novena para el contradique (ver *Figura 7.50*). A continuación, se describen las principales secciones tipo.

El primer tramo se inicia con 102 metros de dique en talud (sección A-A', solución adoptada a causa de la poca profundidad del fondo en la zona de la roca dels Capellans (arranque).



*Figura 7. 51. Sección transversal tipo A-A'.*

La sección en talud diseñada consta de un manto principal bicapa de cubos de 15 T de hormigón en masa HM-30. Este tramo corona a la cota +6.70 metros y presenta una pendiente de 2V:3H. Además, su bermilla de pie está compuesta por escollera de 2.50 T, coronando a la cota -7.00 metros. Su filtro está compuesto por dos capas de escollera de 1 T, mientras que el núcleo se compone de todo uno. Dicho núcleo corona a +1.50 metros, con un ancho de 8 metros, sobre el que se apoya un espaldón de hormigón en masa HM-30 que alcanza la cota +7.50 metros. Detrás de este núcleo, se ubicará la explanada, por lo que se plantea un relleno granular.

La primera sección de tipología vertical, B-B', está formada por cajones de hormigón armado HA-35 celulares con un ancho de 19.10 metros en fuste y 21.20 metros en base. Estos cajones se encuentran cimentados a la cota -10.00 y se apoyan sobre una banqueta de 4.00 metros de altura. Dicha banqueta está constituida por un núcleo de

todo uno y un manto de tres capas de escollera de 0.40 T, en cuyo lado externo se dispone un manto bicapa de escollera de 6 T y pendiente 2V:3H, con cota de coronación -8.70. Entre la banqueteta y el pie del cajón, se colocan bloques de guarda de hormigón en masa HM-30, con dimensiones 4.00 x 2.50 x 1.20 m<sup>3</sup>. Como ya se ha mencionado, es necesario dragar los dos primeros metros del material del fondo marino, dada su baja compacidad, hasta la cota -14.00.

Los cajones coronan a la cota +2.00, sobre la que se ubica una superestructura de hormigón armado HA-30 en la parte exterior. Esta superestructura presenta una forma de "T" invertida en las tres primeras celdas, penetrando su base 1 metro dentro de las celdas del cajón. Su base tiene una anchura de 4.10 metros y corona a +9.50, con un botaolas de dimensiones 0.50 x 0.50 metros. Tras los cajones, se dispone un pedraplén con una anchura de 1.50 metros en coronación y tras este, un relleno granular que hará de explanada.

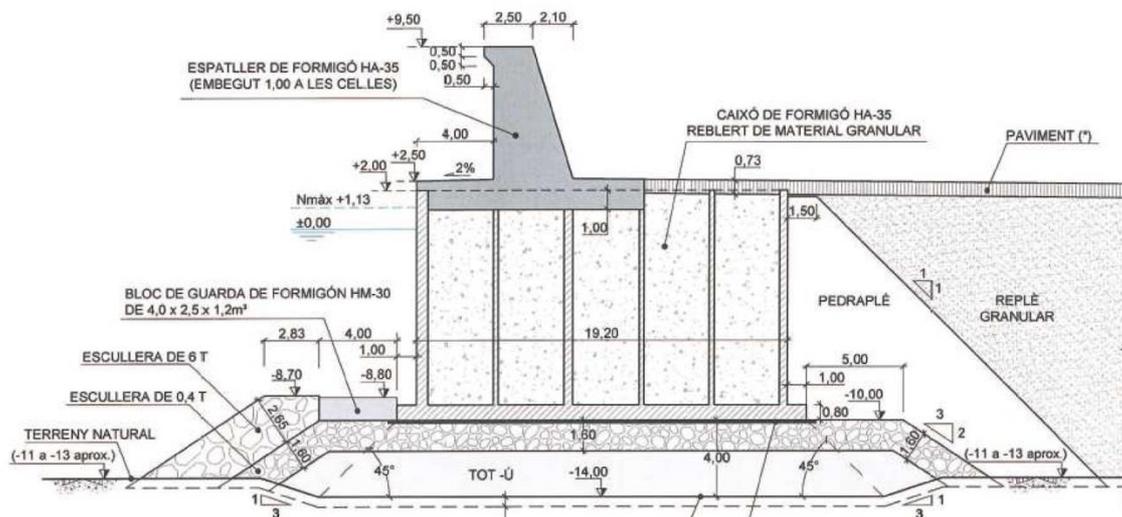


Figura 7. 52. Sección transversal tipo B-B'.

El segundo tramo del dique se encuentra totalmente compuesto por tipología vertical. La longitud total de esta tipología es de 332 metros entre las tres alineaciones y dentro de la misma, se diferencian cuatro secciones tipo en función de los diferentes oleajes incidentes y profundidades: B-B', dentro de la primera alineación; C-C' y D-D', dentro de la segunda; y E-E', en la tercera.

La segunda sección de tipología vertical, C-C', está constituida por unos cajones celulares de hormigón armado HA-35, con un ancho en fuste de 26.50 metro y 28.50 metros en base. Estas mayores dimensiones se deben a que el cajón se ubica a mayor profundidad. Se encuentran cimentados a cota -12.50, apoyados en una banqueteta de 2.50 metros de altura. Esta banqueteta está formada por escollera de 0.40 T y en su parte exterior, se coloca un manto bicapa de escollera de 6 T y pendiente 2V:3H, coronada a cota -11.20.

Entre el pie de los cajones y el manto de la banquetta, se disponen unos bloques de guarda de hormigón en masa HM-30 y dimensiones  $4.00 \times 2.50 \times 1.20 \text{ m}^3$ . Igual que en el caso de la sección previa, se requiere de un dragado del fondo marino hasta la cota -15.00 con el fin de eliminar el material de peores características resistentes.

En las dos primeras filas de los cajones se prevé demoler parcialmente las paredes de las celdas entre las cotas +1.40 y -4.50, para así amortiguar el oleaje incidente y reducir los rebases. La coronación de los cajones se encuentra a cota +2.00 y sus dos primeras celdas se coronan con un tapón de hormigón en masa a cota -4.50 de 1 metro de espesor. Sobre la tercera y cuarta celda se cimienta una superestructura de hormigón armado HA-30 con forma de "L" invertida y sobre la última celda, se dispone una viga cantil, también de hormigón armado HA-30. Su base presenta una forma en "L" invertida y penetra en 1 metro en las celdas de los cajones inferiores. La superestructura de la parte delantera se trata de un espaldón cuya base tiene 4.10 metros de ancho y corona a +9.50, con un botaoalas de  $0.50 \times 0.50$  metros. En la parte posterior de los cajones, se dispone una banquetta que corona a cota -6.00 con un ancho de 14.00 metros y que se encuentra formada por un manto exterior bicapa de escollera de 1 T, pendiente 2V:3H y núcleo de todo uno.

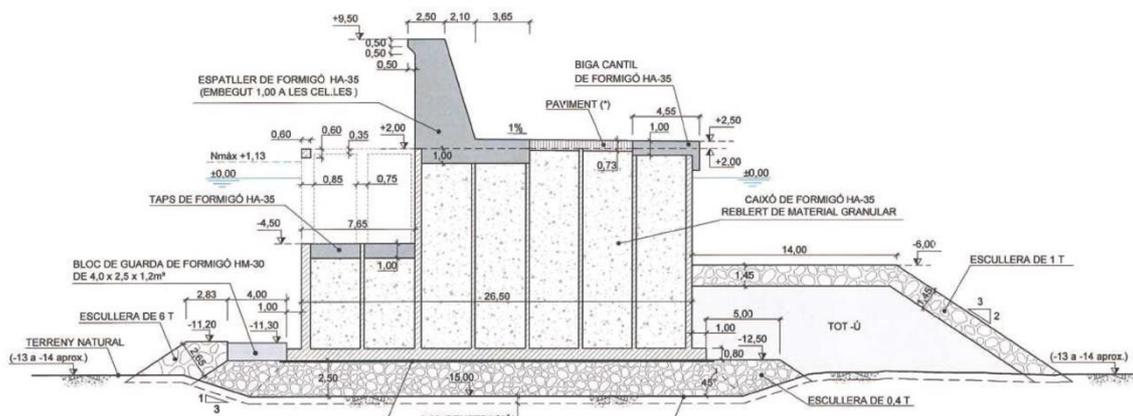


Figura 7.53. Sección transversal tipo C-C'.

La sección D-D' es muy similar a la anterior, con la única diferencia de que el dragado alcanza la cota -16.00 y, por tanto, la banquetta tiene una altura de 4.50 metros. Esta banquetta tiene un núcleo de todo uno y un manto de tres capas de escollera de 0.40 T. Además, en la parte exterior, se recubre con un manto de escollera bicapa de 6 T y pendiente 2V:3H, coronada a la cota -11.20.

La última sección de tipología de dique vertical, E-E', forma parte ya de la tercera alineación y es similar a la B-B'. Se diferencia en que la cota de dragado se encuentra a la -16.00, la cimentación de los cajones se encuentra a la -11.50 y el espaldón a la +8.50. Además, la celda trasera está coronada por una viga cantil de hormigón armado HA-30,

igual que las secciones C-C' y D-D', y tras el cajón, se dispone la misma banqueteta de cota de coronación -6.00 que en dichas secciones.

Para terminar, en los últimos 86 metros del nuevo dique de abrigo se recupera la tipología en talud, para así evitar reflexiones del oleaje en la bocana. Dentro de este tramo, se distinguen dos secciones transversales de tronco, F-F' y F2-F2', y la sección de morro G-G'.

La sección F-F' es similar a la sección A-A', con diferencias en la parte posterior. En lugar del relleno de explanada, se instala un muelle de gravedad de hormigón en masa, con una anchura de 4.50 metros y que corona a la +2.50 con una viga cantil de 2.00 x 1.50 metros. Este muelle está cimentado a la cota -5.00, apoyado sobre una banqueteta de escollera de 0.4 T y pendiente 3V:4H. Entre el núcleo del dique y el muelle se coloca un pedraplén.

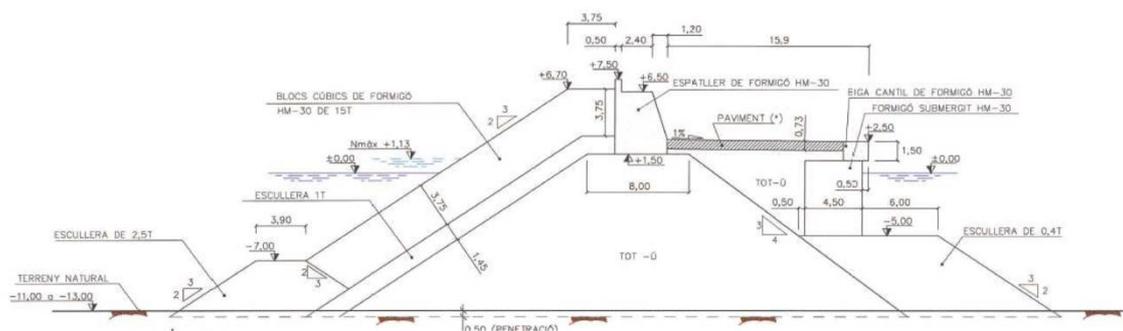


Figura 7. 54. Sección transversal tipo F-F'.

La última sección de tronco, la F2-F2', resulta de nuevo similar a la sección en talud del arranque, A-A'. En este caso, la diferencia radica en la parte posterior, donde el núcleo de escollera pasa a estar protegido por un manto de escollera de 2 T y pendiente 2V:3H.

Para terminar, la sección de morro, G-G', está formada por un manto principal bicapa de cubos de hormigón HM-30 de 22.5 T, cuya cota de coronación es de +6.70. Su pendiente es 2V:3H y se apoya sobre una berma de pie de escollera de 2.5 T y cota de coronación -7.0. Bajo el manto principal, se encuentra un filtro formado por dos capas de escollera de 1 T y un núcleo todo uno y cota de coronación +1.00.

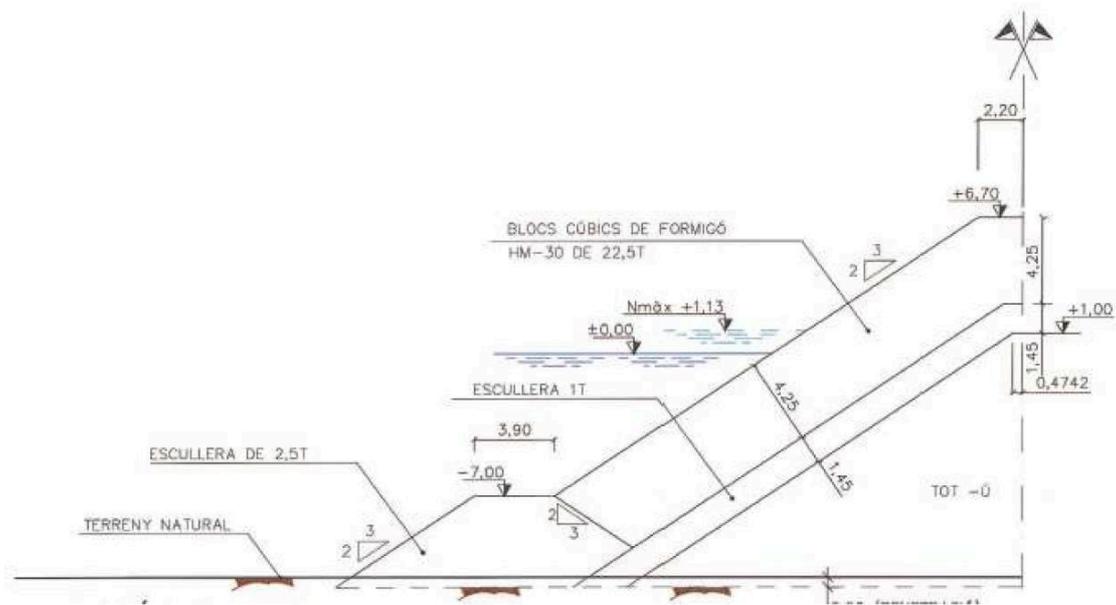


Figura 7.55. Sección transversal tipo G-G'.

- **Construcción de muelles y sus explanadas**

Adicionalmente a los muelles adosados al nuevo dique (sección F-F') y a la prolongación del contradique (H-H'), se disponen muelles de gravedad en la nueva dársena (sección K-K'). Estos muelles, conjuntamente con el dique existente y la primera alineación del nuevo dique de abrigo, limitan la nueva explanada de forma triangular en planta.

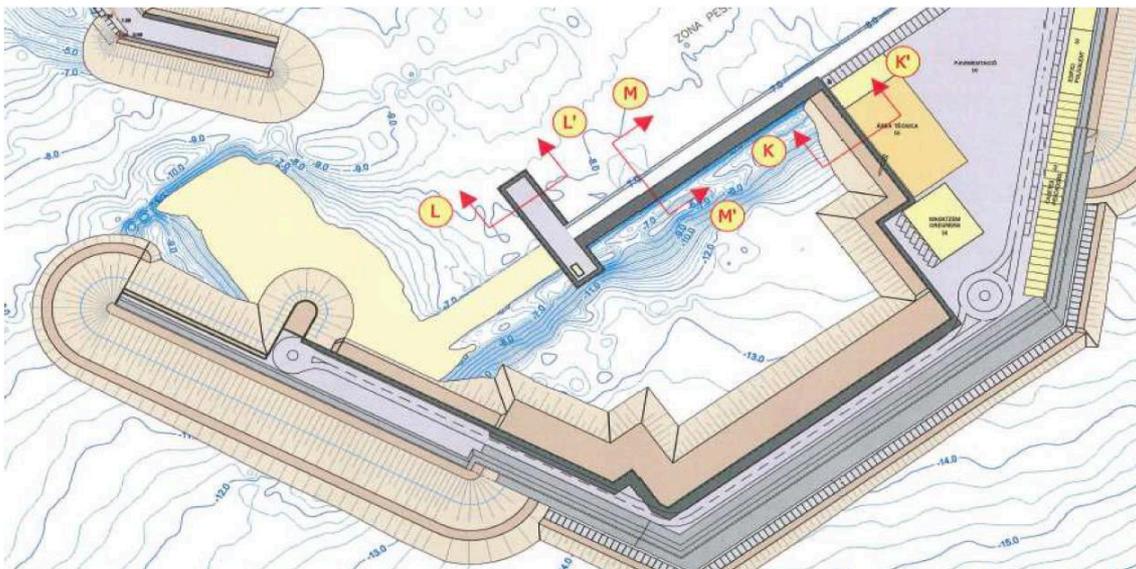


Figura 7.56. Ubicación en planta de los muelles y explanadas previstas.

Los muelles están constituidos por hormigón en masa y cuentan con un ancho de 4.50 metros, coronado a la cota +2.5 con una viga cantil de 2.00 x 1.50 m. Están cimentados sobre una banqueta de escollera de 0.40 T a cota -5.00, cuya pendiente es 2V:3H. Detrás del mismo, se dispone un pedraplén.

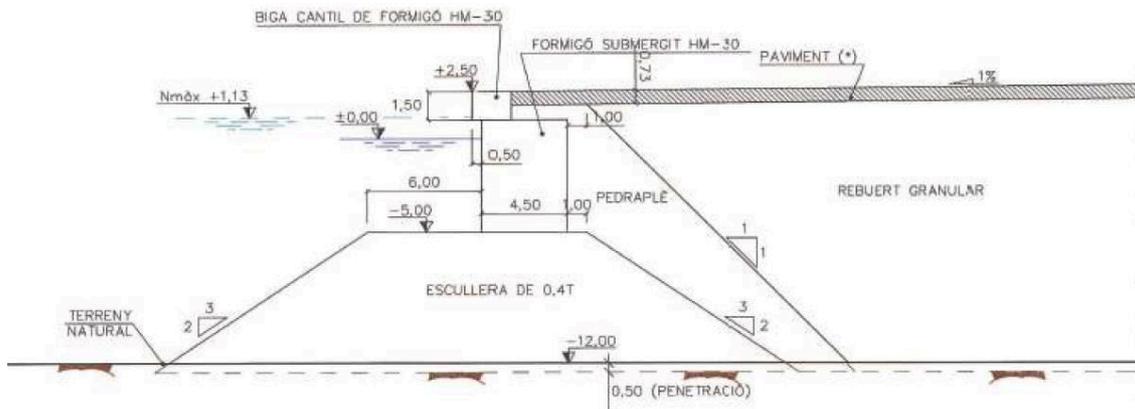


Figura 7. 57. Sección de muelle de gravedad K-K'.

De nuevo, en el extremo oriental de acceso a la nueva dársena, se dispone un muelle de gravedad de hormigón en masa, cuyas dimensiones en planta son 50 x 10 metros, y que tiene como finalidad proteger a los amarradores que hay a ambos lados del dique existente (sección L-L'). Este muelle corona a la cota +2.50 con una viga cantil de 2.00 x 1.50 metros y vuelve a estar cimentado a la cota -5.00 sobre una banqueta igual a la descrita previamente.

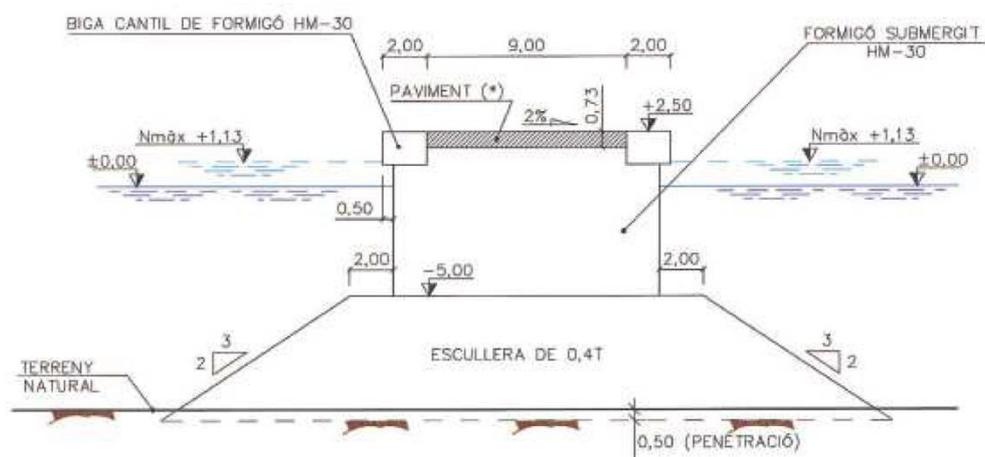


Figura 7. 58. Sección de muelle de gravedad L-L'.

Finalmente, se adosa un muelle al dique de protección existente en su parte exterior (nueva dársena). Se mantiene la sección tipo existente añadiéndole una viga-impоста que corona a la cota +2.5 con una estructura de hormigón HA-30 (sección M-M'). Esta solución se adopta a causa de la inclinación del dique por encima de la cota 0.00 metros.

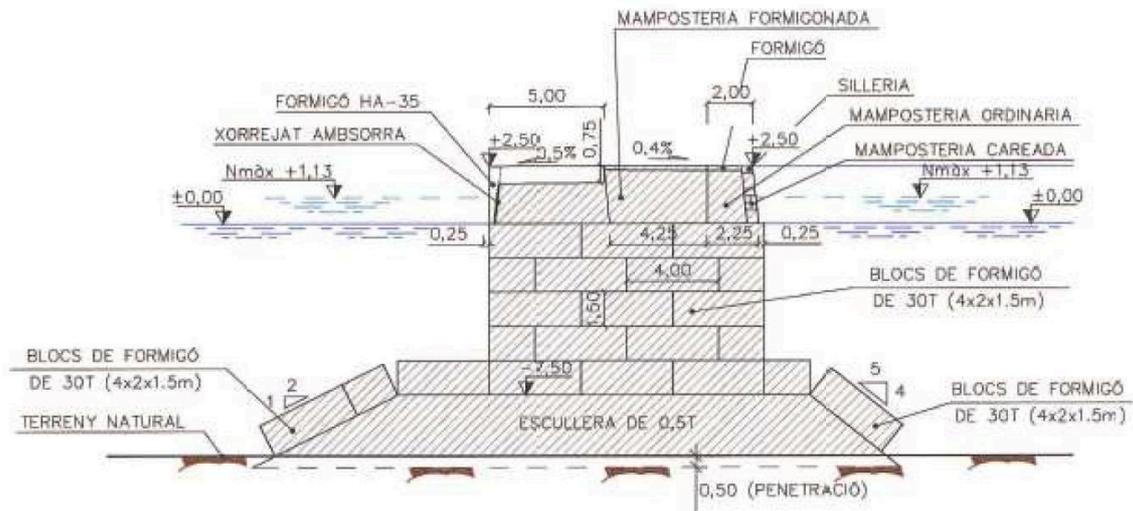


Figura 7. 59. Sección de muelle de gravedad M-M'.

## 7.4. Nueva propuesta de ampliación del dique de abrigo del puerto de Blanes

En el presente capítulo, se plantea una nueva solución para el dique de abrigo de la ampliación del puerto pesquero de Blanes. En primer lugar, se recopilan los datos necesarios para su dimensionamiento, como el oleaje a pie de dique o las profundidades de los puntos característicos.

Posteriormente, se plantean las diferentes alternativas que pueden dar solución a la problemática del puerto de estudio, se analizan y se lleva a cabo un análisis multicriterio con el fin de elegir aquella más adecuada de un modo justificado.

Finalmente, se desarrollará la solución adoptada y se aplicarán sobre la misma los resultados de la investigación previa.

### 7.4.1. Criterios generales

El primer aspecto a considerar en el diseño de una nueva solución es el grado de riesgo admisible de la instalación a lo largo de su vida útil, determinando con ello el periodo de retorno de cálculo. En este caso, se tomarán los valores empleados en el dique de abrigo

del Proyecto Constructivo de Ampliación del Puerto de Blanes, ya que en su *Anejo 3. Bases de Diseño y Criterios de Proyecto*, todo ello se calcula según la ROM 0.0, normativa del Ministerio de Fomento.

Sus resultados fundamentales se muestran en la siguiente tabla:

<b>IRE</b>	11.00
<b>ISA</b>	5.00
<b>IRES</b>	0.00
<b>ISAO</b>	0.00
<b>Duración máxima probable de parada operativa</b>	24 horas
<b>Vida útil</b>	25 años
<b>Probabilidad de fallo</b>	0.10
<b>Periodo de retorno (<math>T_r</math>)</b>	237.78 años

Tabla 7. 17. Criterios generales de diseño.

#### 7.4.2. Clima marítimo

Siguiendo los criterios generales previos, en el Proyecto Constructivo de Ampliación del Puerto de Blanes se obtuvo un temporal de diseño y se propagó hasta el pie del dique empleando el modelo numérico MIKE 21 - pms. Todo ello se ha resumido en los apartados 7.3.2.3 y 7.3.2.4 del presente trabajo, y se ha considerado fiable y robusto, por lo que se decide tomar sus resultados para la nueva propuesta.

Los resultados relativos al oleaje del régimen extremal ( $T_r = 237.78$  años) en los diferentes puntos característicos, se recoge en la siguiente tabla:

<b>Punto</b>	<b>Alineación</b>	<b><math>H_s</math> [m]</b>	<b><math>T_p</math> [s]</b>	<b>h [m]</b>
A	Primera: arranque.	4.15	11.92	10
B	Primera: arranque.	5.62	11.92	13
C	Segunda: tronco	6.75	13.68	14
D	Segunda: tronco	7.10	13.68	15
E	Tercera: tronco	5.20	11.69	14
F	Tercera: tronco	4.60	11.69	12.5
G	Morro	4.60	11.69	10

Tabla 7. 18. Características del oleaje de diseño (régimen extremal) en los puntos característicos a pie de dique.

En cuanto a las características del oleaje para otros periodos de retorno necesarios para el diseño, se tienen:

<b>Periodo de retorno (<math>T_r</math>)</b>	<b>Sección</b>	<b>Dirección</b>	<b><math>H_{s,0}</math> [m]</b>	<b><math>T_p</math> [s]</b>
$T_r = 1$ año	Arranque	SSW	1.79	8.10
	Tronco	SSW	2.24	8.35
$T_r = 75$ años	Arranque	SSW	4.80	11.12
	Tronco	SSW	5.51	11.12

Tabla 7. 19. Características del oleaje a pie de dique para periodos de retorno de 1 y 75 años.

Dada la similitud de las características de algunos de estos puntos y con el objetivo de simplificar el diseño del nuevo dique y homogeneizar sus características, se definen tres zonas o secciones tipo. En cada una de ellas, se consideran las condiciones más desfavorables de los puntos característicos que incluye, en términos de altura de ola significativa. Con todo ello, las características del oleaje y los tramos de dique quedan como sigue:

<b>Tramo</b>	<b>Puntos característicos</b>	<b><math>H_s</math> [m]</b>	<b><math>T_p</math> [s]</b>	<b><math>h</math> [m]</b>
Arranque	A y B	5.62	11.92	13
Tronco	C, D, E y F	7.10	13.68	15
Morro	G	4.60	11.69	10

Tabla 7. 20. Características de oleaje de diseño (régimen extremal) a pie de dique para cada uno de los tramos.

### 7.4.3. Estudio de soluciones

En este apartado, se plantean y describen de forma detallada las diferentes alternativas propuestas para la ampliación del dique de abrigo del puerto de Blanes. Por otra parte, se detallan los criterios empleados para la realización posterior de un análisis multicriterio que permita escoger de forma justificada la solución más ventajosa. Mencionar que también se seleccionarán una serie de criterios límite para descartar aquellas alternativas que no resulten viables.

#### 7.4.3.1. Planteamiento de alternativas

Las alternativas expuestas a continuación, parten del trazado en planta ya definido en el Proyecto Constructivo de la Ampliación del puerto pesquero de Blanes (ver Figura 7.61), aunque modifican la tipología de dique planteada en dicho proyecto.

Uno de los problemas a resolver con la ampliación de este puerto era la agitación de la dársena interior, que impedía una operación eficiente de las instalaciones portuarias. Es por esto que, resultaría más conveniente el empleo de un dique en talud que previniera los problemas derivados de la reflexión del oleaje.

Por otra parte, en el estudio geotécnico (*apartado 7.3.2.7*) se detecta un primer nivel del lecho marino formado por arenas con intercalaciones limosas de baja compacidad. A causa de la baja capacidad portante de este nivel superior, en caso de emplear un dique vertical, se requeriría de un dragado de 2 metros de profundidad y banquetas de cimentación de los cajones de hasta más de 4 metros de espesor. Sin embargo, en caso de emplear un dique en talud, se podrían ahorrar los costes derivados de las operaciones de dragado y las banquetas, pues esta tipología necesita cimentaciones menos exigentes, ya que permite asientos diferenciales al no actuar como un sólido rígido.

Por todos estos motivos, se decide proponer alternativas únicamente de dique en talud. Con el fin de comparar equitativamente las diferentes propuestas, se estandarizan algunas medidas de la geometría del dique: se toma como ancho de berma de coronación tres veces el diámetro nominal de las piezas del manto.



Figura 7. 60. Trazado en planta de la solución propuesta en el Proyecto constructivo de la ampliación del puerto Pesquero de Blanes.

- **Alternativa 1. Manto de escollera.**

Esta primera alternativa plantea la solución más tradicional: un dique convencional de escollera con talud 2V:3H. No obstante, se requieren pesos de escollera de hasta 37 T,

no existiendo este tamaño de roca en la naturaleza. Así, se descarta esta primera propuesta.

- **Alternativa 2. Manto de cubos bicapa.**

La segunda alternativa consta de un manto bicapa de cubos de 20 T en arranque y morro y de 40 T en tronco, con un talud 2V:3H. Los francobordos necesarios para este tipo de manto son 5.9 m en arranque y 10.2 m en tronco, llevando así a cotas de coronación muy elevadas, de 7.03 m en arranque y 11.33 m en tronco.

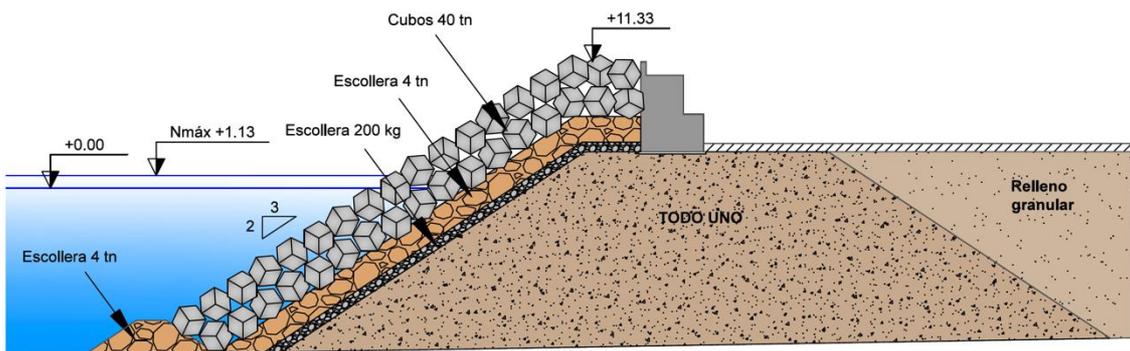


Figura 7. 61. Esquema de la sección de tronco de la Alternativa 2: Manto de cubos bicapa (Cotas en metros).

- **Alternativa 3. Manto de acrópodos.**

La alternativa 3 consiste en un dique en talud con manto monocapa de acrópodos de pendiente 3V:4H. Estas piezas tendrán un peso de 8 T en arranque y morro y 16 T en el tronco. Con este elemento en el manto, se requiere de un francobordo de 5.7 metros en arranque y 9.6 metros en tronco, resultando en cotas de coronación inferiores a las de la alternativa anterior, de 6.83 y 10.63 metros, respectivamente.

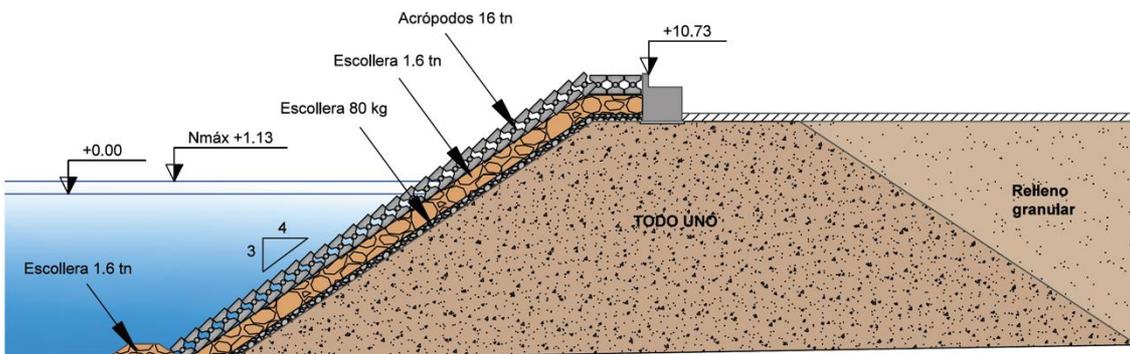


Figura 7. 62. Esquema de la sección de tronco de la Alternativa 3: Manto de Acrópodos (Cotas en metros).

- **Alternativa 4.1. Manto y morro de Cubípodos monocapa.**

Esta cuarta alternativa plantea como pieza constituyente de todo el manto principal el Cubípodo, dispuesto en una única capa, con pendiente 2V:3H. Su peso será de 10 T en el arranque y de 20 T tanto en tronco como en morro. En cuanto a la cota de coronación, resulta inferior a las opciones previas.

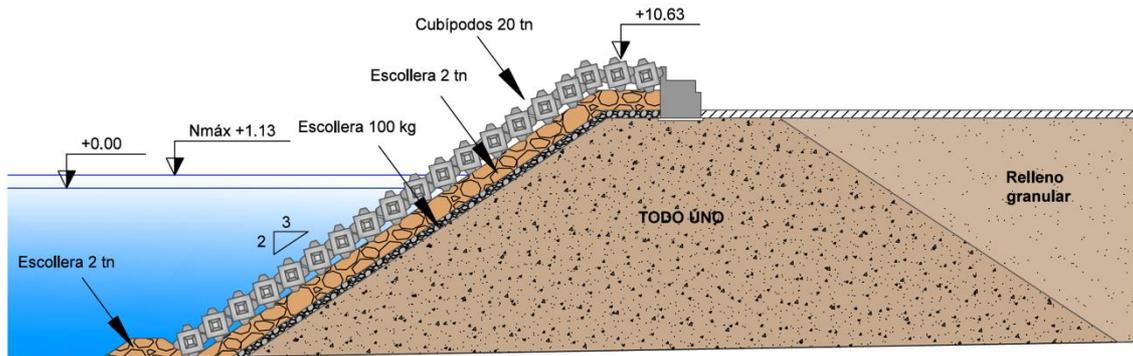


Figura 7. 63. Esquema de la sección de tronco de la Alternativa 4.1: Manto monocapa de Cubípodos (Cotas en metros).

- **Alternativa 4.2. Manto de Cubípodos monocapa y morro de Cubípodos bicapa.**

Esta alternativa es una variante de la previa, en la que se combina el manto monocapa y bicapa con el fin de homogeneizar el peso de los elementos, y se mantiene la pendiente 2V:3H. Así, se ejecutaría el arranque en monocapa con Cubípodos de 10 T y el tronco y morro en bicapa del mismo peso. Respecto a las cotas de coronación, se requeriría en arranque una cota de 6.83 metros y en tronco, 10.83 metros.

- **Alternativa 5. Manto y morro de Cubípodos bicapa.**

La última alternativa propone un manto principal bicapa compuesto por Cubípodos con pendiente 2V:3H, cuyos pesos son 4.5 T en arranque y 9.5 T en tronco y morro. El francobordo de esta propuesta es de 5.80 metros en arranque y 9.70 metros en tronco, por lo que las cotas de coronación serán 6.93 y 10.83 metros, respectivamente.

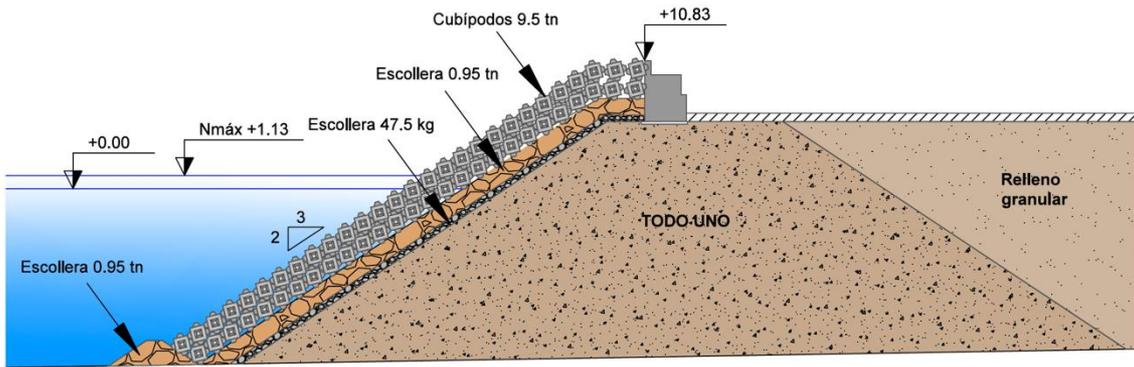


Figura 7. 64. Esquema de la sección de tronco de la Alternativa 5: Manto bicapa de Cubípodos (Cotas en metros).

#### 7.4.3.2. Criterios de valoración

Como se ha mencionado previamente, con el fin de justificar la solución adoptada, se emplea un análisis multicriterio basado en las sumas ponderadas. Por esto, en primer lugar, se deben definir tanto los criterios a emplear como su valoración, y la escala de puntuaciones que se empleará para valorar cada una de las alternativas. Además, se seleccionarán una serie de criterios límite a aplicar antes del análisis multicriterio, para así descartar aquellas alternativas que de antemano no resulten viables.

##### ▪ Escala de valoración de alternativas

Para asignar una puntuación a cada alternativa en función del grado de cumplimiento de los criterios que posteriormente se detallarán, se aplica una escala del 1 al 10, donde el 1 implica un cumplimiento muy pobre del criterio, mientras que el 10 significa un cumplimiento total.

##### ▪ Criterios límite

Ya se ha mencionado que son necesarios una serie de criterios para garantizar la viabilidad de la obra. Entre estos criterios destacar:

- Peso límite de escollera, pues no se encuentran en cantera elementos de peso superior a 6 - 8 T.
- Peso límite para elementos "bulky" (Acrópodos) de 40 T, por resistencia estructural.
- Cota de coronación máxima de 11.5m, por impacto visual.

Estos criterios se aplicarán antes de la realización del análisis multicriterio.

▪ **Criterios de valoración**

A continuación, se recogen aquellos criterios deseables para el diseño del nuevo dique.

I. Criterios económicos por coste material

Dentro de estos criterios, se incluyen:

**Criterio 1.** Coste del material empleado en ejecución

**Criterio 2.** Coste de encofrados y fabricación de las piezas

II. Criterios económicos por ejecución

En esta categoría encontramos un único criterio:

**Criterio 3.** Coste por manipulación y colocación de piezas

III. Criterios Medio-Ambientales

Dentro de este conjunto, se diferencian los tres siguientes criterios:

**Criterio 4.** Consumos de recursos naturales y afección por su transporte (huella de carbono).

**Criterio 5.** Ocupación del terreno costero

**Criterio 6.** Impacto visual

IV. Criterios constructivos

**Criterio 7.** Plazos de obra

**Criterio 8.** Facilidad constructiva

A cada grupo de criterios, se le asigna el mismo peso de un 25%. Este porcentaje se reparte de forma equitativa entre los criterios englobados dentro del conjunto. Por tanto, a cada uno de estos criterios se les asignan los pesos recogidos en la tabla inferior.

	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>C5</b>	<b>C6</b>	<b>C7</b>	<b>C8</b>
<b>Peso (%)</b>	12.5	12.5	25	8	8	8	12.5	12.5

Figura 7. 65. Peso de cada uno de los criterios para la elección de la solución.

### 7.4.3.3. Valoración y elección de la solución

El primer criterio valora el coste material necesario para la ejecución de la nueva obra de abrigo. Por tanto, las peores valoraciones serán asignadas a aquellas que requieran mayores volúmenes de hormigón y material granular. En consecuencia, se asigna la peor valoración a la alternativa de manto de cubos (Alternativa 2), pues no sólo estas piezas son de mayor tamaño, sino que además se disponen en doble capa. A continuación, le seguiría la Alternativa 5, con manto bicapa de Cubípodos pues, aunque sean de menor tamaño, se consume un mayor volumen de hormigón que en el caso de mantos monocapa. Por este mismo motivo, la siguiente opción es la Alternativa 4.2 o mixta, en la que el arranque pasa a ser monocapa. Finalmente, las dos alternativas con mejor puntuación son aquellas en las que se disponen mantos monocapa de Cubípodos y de Acrópodos (Alternativas 4.1 y 3, respectivamente). Resultan las siguientes puntuaciones:

	Alt 2	Alt 3	Alt 4.1	Alt 4.2	Alt 5
<i>Puntuación</i>	2.0	10.0	8.0	6.0	4.0

Tabla 7. 21. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 1.

El segundo criterio considera aquellos costes de ejecución no relacionados con el coste del material, como los encofrados y equipos necesarios para la fabricación de las piezas del manto. Por tanto, aquellas alternativas que requieren de encofrados más complejos o un mayor número, son las más penalizadas. Con este criterio en mente, la alternativa con una peor valoración es la Alternativa 3, pues el encofrado del Acrópodo es más complejo, complicando su fabricación. Además, esta alternativa presenta dos tamaños distintos de pieza y, por tanto, de encofrado.



Figura 7. 66. Encofrado del Acrópodo.

Le seguirían las alternativas 2, 4.1 y 5, pues presentan dos tamaños de encofrado, pero tanto en el caso de Cubos como de Cubípodos los rendimientos de fabricación son similares y elevados. Para terminar, aquella opción con una mejor puntuación es la Alternativa 4.2, pues únicamente requiere de un tamaño de encofrado. Las puntuaciones son las que siguen:

	Alt 2	Alt 3	Alt 4.1	Alt 4.2	Alt 5
<i>Puntuación</i>	8.0	2.0	8.0	10.0	8.0

Tabla 7. 22. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 2.

En el caso del tercer criterio, se pasa a considerar el coste derivado del acopio, manipulación y colocación de las piezas derivado de los equipos necesario y complejidad. Dentro de esta categoría, la opción con una puntuación más baja es la Alternativa 3, pues se requieren eslingas para su manipulación y colocación, que deben ser ajustadas manualmente, reduciendo su rendimiento. Además, la colocación es orientada, ya que estas piezas funcionan por trabazón, por lo que no pueden ser simplemente colocadas aleatoriamente con una malla. Para garantizar que se colocan adecuadamente se requerirán de equipos especiales.



Figura 7. 67. Colocación del Acrópodo mediante eslingas.

Las restantes alternativas presentarían la misma puntuación, superior a la anterior, pues se colocan de forma aleatoria empleando mallas con las coordenadas X e Y. Para ello, se emplean pinzas, no siendo necesario el ajuste manual. Así, quedan las puntuaciones de la tabla inferior.

	<b>Alt 2</b>	<b>Alt 3</b>	<b>Alt 4.1</b>	<b>Alt 4.2</b>	<b>Alt 5</b>
<i>Puntuación</i>	8.0	3.0	8.0	8.0	8.0

Tabla 7. 23. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 3.

El cuarto criterio es de tipo medioambiental y considera los efectos sobre el medio ambiente derivados del consumo de recursos naturales (materiales y energía), así como la afección derivada de su transporte y manipulación. Por ello, aquella opción con una menor puntuación es la Alternativa 2, pues consume mucho más hormigón (mayor huella energética y de carbono). Siguiendo esta línea, le seguirían la Alternativa 5, después la 4.2 y finalmente, la 4.1 y 3, con igual valoración. Esta valoración se recoge en la tabla que sigue:

	<b>Alt 2</b>	<b>Alt 3</b>	<b>Alt 4.1</b>	<b>Alt 4.2</b>	<b>Alt 5</b>
<i>Puntuación</i>	2.0	10.0	8.0	6.0	4.0

Tabla 7. 24. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 4.

El quinto criterio también es de tipo medioambiental y plantea la afección derivada de las ocupaciones de territorio necesarias para las obras, como las zonas de acopio de materiales. Así, aquellas piezas del manto que permitan acopios más compactos y requieran un único tamaño de pieza (un único almacenamiento), satisfacen en mayor medida este criterio. Con todo ello, la alternativa con una peor puntuación es la Alternativa 3, pues el almacenamiento de Acrópodos únicamente permite una altura de apilado. Así la extensión de la zona requerida para su acopio es muy superior. A continuación, se encuentran las alternativas 2, 4.1 y 5, pues las características de almacenamiento de cubos y Cubípodos son similares y se requieren dos tamaños diferenciados. Finalmente, la alternativa con una mejor puntuación es la Alternativa 4.2, pues únicamente presenta un tamaño de elemento y el acopio de Cubípodos es muy compacto.



Figura 7. 68. Acopio de Cubípodos.

Las puntuaciones quedan como sigue:

	Alt 2	Alt 3	Alt 4.1	Alt 4.2	Alt 5
<i>Puntuación</i>	8.0	4.0	8.0	10.0	8.0

Tabla 7. 25. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 5.

El Criterio 6 considera el impacto estético de la obra planteada, al tratarse de un puerto con usos recreativos y deportivos. Además, no debe perderse de vista que la economía de la ciudad de Blanes depende fundamentalmente del sector turístico y éste, de su playa y vistas. Por tanto, un factor clave es el francobordo de la estructura, obteniendo una menor puntuación la alternativa con una mayor cota de coronación. Con este criterio, las puntuaciones quedan como se presenta a continuación:

	Alt 2	Alt 3	Alt 4.1	Alt 4.2	Alt 5
<i>Puntuación</i>	2.0	7.0	10.0	7.0	4.0

Tabla 7. 26. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 6.

El séptimo criterio pasa a tratar temas relacionados con la construcción del dique de abrigo, contemplando en este caso los plazos de obra. Es decir, la alternativa con un menor plazo de ejecución presentará una mayor puntuación. Así, la alternativa más penalizada por este criterio es la Alternativa 3, pues al ser la colocación de los Acrópodos

más compleja, el plazo de ejecución se dilata. En cuanto a las restantes alternativas, tanto los cubos como los Cubípodos presentan elevados rendimientos de colocación, al ser esta aleatoria y con pinzas, por lo que se les asigna la misma valoración. Se recogen en la siguiente tabla.

	Alt 2	Alt 3	Alt 4.1	Alt 4.2	Alt 5
Puntuación	8.0	3.0	8.0	8.0	8.0

Tabla 7. 27. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 7.

Finalmente, el criterio 8 valora la facilidad de construcción de la obra y la complejidad de los equipos necesarios y su manipulación. Por los mismos motivos que en el criterio anterior, la alternativa más penalizada es la Alternativa 3, presentando las restantes opciones la misma puntuación.

	Alt 2	Alt 3	Alt 4.1	Alt 4.2	Alt 5
Puntuación	8.0	3.0	8.0	8.0	8.0

Tabla 7. 28. Valoración de las distintas alternativas respecto al Criterio 8.

Con estas puntuaciones ya asignadas, es posible ponderarlas para obtener una valoración final de cada una de las alternativas. Se recoge a modo resumen en la *Tabla 7.29*.

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	$\Sigma$
Peso (%)	12.5	12.5	25.0	8.0	8.0	8.0	12.5	12.5	
Alt 2	2.0	8.0	8.0	2.0	8.0	2.0	8.0	8.0	6.2
Alt 3	10.0	2.0	3.0	10.0	4.0	7.0	3.0	3.0	4.7
Alt 4.1	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	10.0	8.0	8.0	8.1
Alt 4.2	6.0	10.0	8.0	6.0	10.0	7.0	8.0	8.0	7.8
Alt 5	4.0	8.0	8.0	4.0	8.0	4.0	8.0	8.0	6.8

Tabla 7. 29. Valoración final de las alternativas.

A la vista de los resultados, es posible concluir que la alternativa que resulta más ventajosa es la Alternativa 4.1, aquella que planteaba un manto monocapa de Cubípodos a lo largo de todo el dique de abrigo.

#### 7.4.4. Desarrollo de la solución adoptada

En el presente apartado, se muestra en detalle el diseño del nuevo dique de abrigo del puerto de Blanes. Dada la baja calidad de los primeros metros del terreno bajo el trazado del nuevo dique, se ha optado por una tipología en talud, evitando así la necesidad de dragados. Un elemento crítico en la seguridad e integridad de estos diques es la estabilidad hidráulica de su manto principal, que puede estar compuesto por escollera o elementos prefabricados de hormigón. En el apartado previo, se ha llevado a cabo un análisis multicriterio con el fin de determinar aquel que resulta más ventajoso, resultando elegida la alternativa monocapa de Cubípodos.

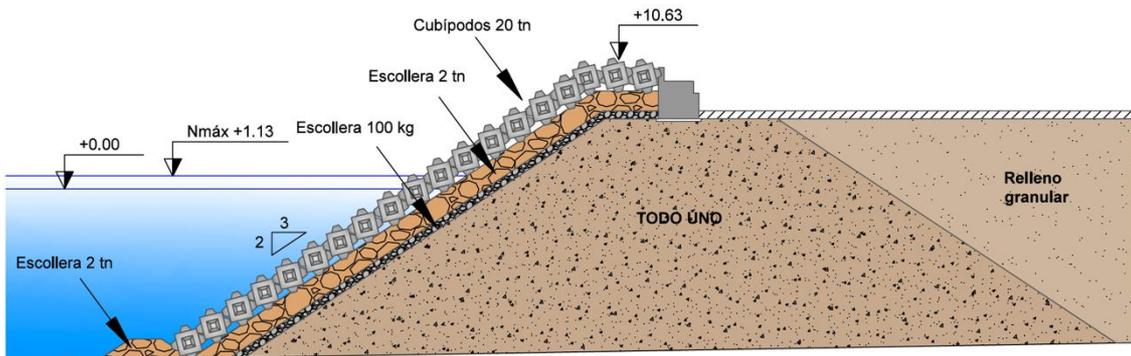


Figura 7. 69. Esquema de la sección de tronco de la alternativa elegida: Manto monocapa de Cubípodos (Cotas en metros).

Una vez escogida esta solución, se dimensionan tres secciones tipo, una para cada alineación característica. Por ello, en apartados previos se han determinado las características del oleaje a pie de dique para cada tramo, recogidas en la siguiente tabla:

Tramo	Puntos característicos	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	h [m]
Arranque	A y B	5.62	11.92	13.00
Tronco	C, D, E y F	7.10	13.68	15.00
Morro	G	4.60	11.69	10.00

Tabla 7. 30. Características de oleaje de diseño (régimen extremal) a pie de dique para cada uno de los tramos.

En primer lugar, con estos datos, se comprueba si el dique se encuentra en condiciones de rotura por fondo del oleaje (*breaking o non-breaking*). A este fin, se aplica el criterio del **Shore Protection Manual (SPM, 1984)**, en función de la profundidad relativa de la estructura (ver Figura 7.70).

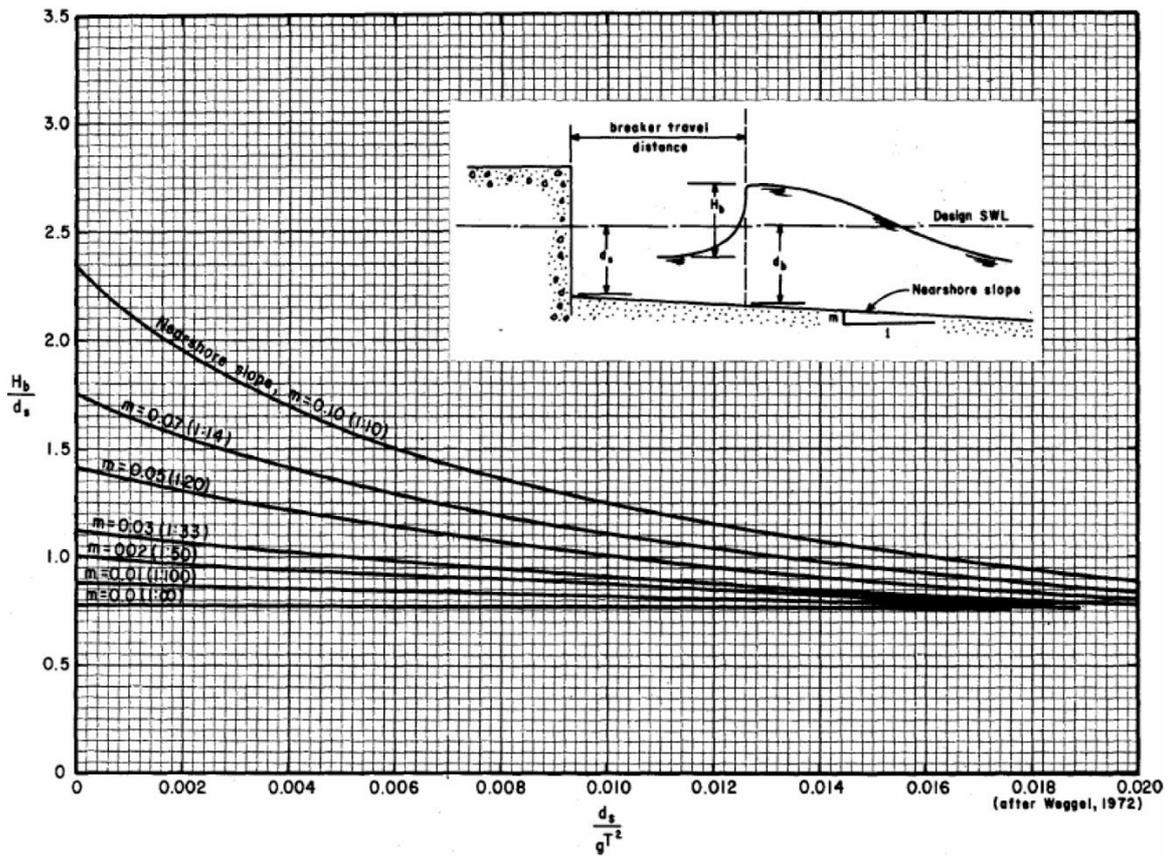


Figura 7. 70. Calado adimensional en rotura vs. peralte del oleaje (SPM, 1984).

Con una pendiente de fondo de 1V:60H (1.67%), se obtienen los siguientes resultados:

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$d_s/gT^2$	0.0093	0.0082	0.0079
$H_b/d_s$	0.9300	0.9000	0.9000
$H_b$ [m]	12.09	13.50	9.00
$H_s$ [m]	5.62	7.10	4.60
Condición de rotura	Non-breaking conditions	Non-breaking conditions	Non-breaking conditions
$H_{diseño}$ [m]	5.62	7.10	4.60

Tabla 7. 31. Comprobación de condición de rotura del oleaje.

En conclusión, se puede afirmar que el dique a diseñar no se encuentra en *breaking conditions*, es decir, el oleaje no se encuentra limitado por fondo.

7.4.4.1. Cálculo de los elementos de manto, filtros y núcleo

Para el cálculo del peso de los elementos del manto principal ( $W$ ) de cada alineación, se emplea la fórmula de Hudson adaptada a oleaje irregular, propuesta por el **SPM (1984)**.

$$W = \frac{1}{K_D \cot\theta} \frac{\gamma_r H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3}$$

Donde:

- $K_D$  es el coeficiente de estabilidad, correspondiente a inicio de avería. Este coeficiente es función tanto del elemento del manto como de las características del oleaje incidente (inclinación, tipo...) y geometría del dique (morro o tronco, anchura de coronación...) [-].
- $\cot\theta$  es el talud de colocación de las piezas del manto [-].
- $\gamma_r$  es el peso específico del material que compone los elementos del manto. En este caso, el hormigón en masa tiene un peso específico de 2.4 t/m<sup>3</sup>.
- $H$  es la altura de ola significativa a pie de dique para oleaje no rompiente o limitada por fondo [m].
- $\gamma_w$  es el peso específico del agua de mar. Se toma 1.025 t/m<sup>3</sup>.

Se recogen algunos coeficientes de estabilidad en la siguiente tabla:

Design $K_D$ and global safety factors					Initiation of Damage (IDa)		Initiation of Destruction (IDe)	
Section	CAU	$K_D$	# layers	slope	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)	SF(IDe5%)	SF(IDe50%)
Trunk	Cube	6.0	2	3/2	0.67	0.86	1.05	1.35
	Cubipod®	28.0	2	3/2	0.82	0.99	1.09	1.40
	Cubipod®	12.0	1	3/2	1.06	1.27	1.31	1.64
	Accropode™	15.0	1	4/3	0.93 a 1.24	1.15 a 1.38	1.05 a 1.40	1.26 a 1.51
	Xbloc®	16.0	1	4/3	1.17	1.32	1.17	1.68
Round-head	Cube	5.0	2	3/2	0.88	1.13	1.17	1.40
	Cubipod®	7.0	2	3/2	0.99	1.18	1.19	1.36

Figura 7. 71. Coeficiente de estabilidad  $K_D$  y coeficientes de seguridad asociados a diferentes piezas de hormigón para el manto (**Cubipod Manual, 2016**).

El diseño escogido tras el estudio de soluciones es un dique monocapa de Cubípodos de pendiente 2V:3H, encontrándose bajo condiciones de oleaje no limitado por fondo. En consecuencia, los coeficientes de seguridad de la tabla son directamente de aplicación, siendo 12, en tronco, y 5, en morro. Aplicando la formulación previa, se obtiene:

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$W [T]$	9.80	19.77	12.90
$K_D [-]$	12.00	12.00	5.00
$\cot\theta [-]$	1.50	1.50	1.50
$\gamma_r [T/m^3]$	2.40	2.40	2.40
$H [m]$	5.62	7.10	4.60
$\gamma_w [T/m^3]$	1.025	1.025	1.025

Tabla 7. 32. Cálculo del peso de los elementos del manto principal para los tres tramos de dique considerados.

A la vista de estos resultados, se dispondrán elementos de 10 T en el tramo de arranque, para después pasar a piezas de 20 T tanto en tronco como en morro. Esto se hace por facilidad constructiva y con el fin de reducir el número de encofrados y medios de colocación necesarios. Al mismo tiempo, se acelera el proceso constructivo y se abaratan costes

El lado equivalente de las piezas del manto se obtiene mediante la siguiente relación:

$$D_n = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_r}}$$

Siendo:

- $W$ , el peso de los Cubípodos a disponer en el manto [T].
- $\gamma_r$ , es el peso específico del material que compone los elementos del manto. En este caso, el hormigón en masa tiene un peso específico de 2.4 T/m<sup>3</sup>.

De este modo, se obtiene:

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$W [T]$	10.00	20.00	20.00
$D_n [m]$	1.61	2.03	2.03

Tabla 7. 33. Peso y lado equivalente de los elementos del manto.

Para la determinación del peso de los elementos que componen los filtros y núcleo de las distintas secciones, se siguen las recomendaciones del Coastal Engineering Manual (CEM, 2006).

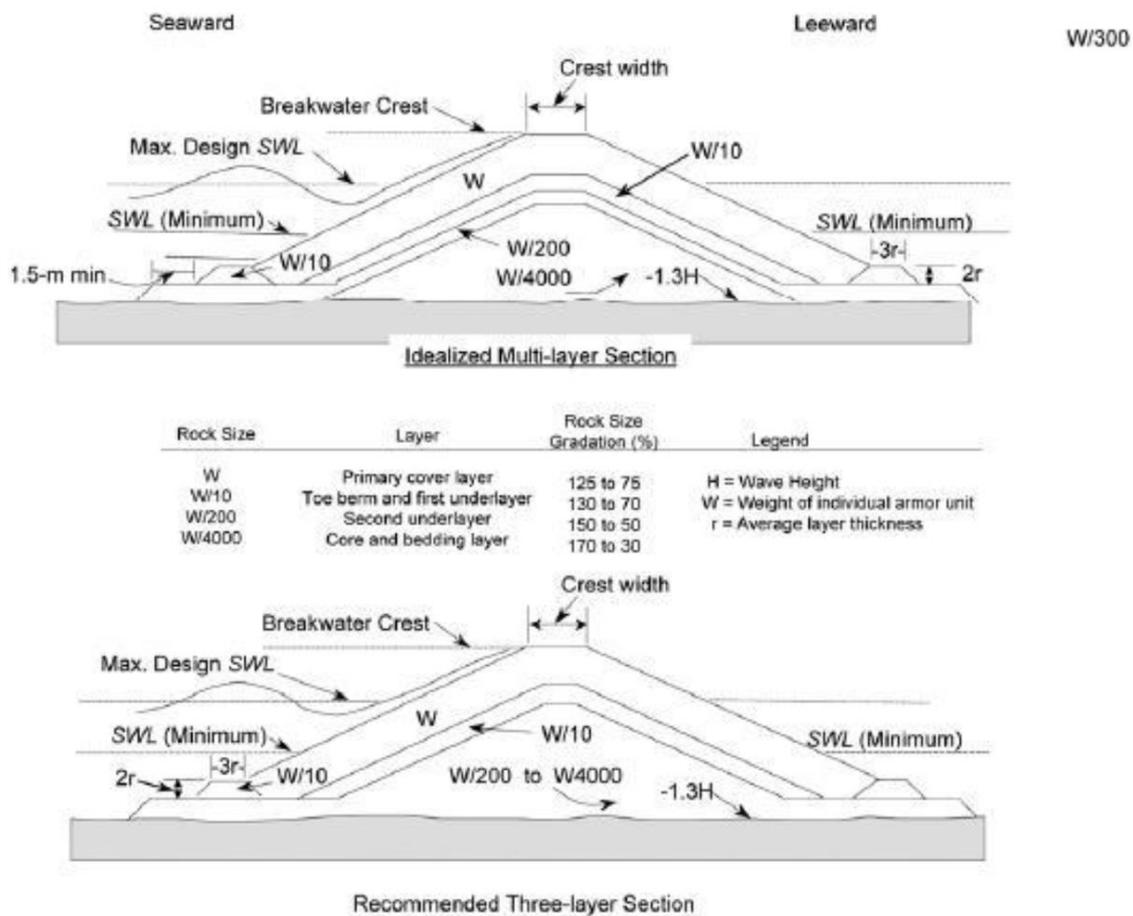


Figura 7. 72. Secciones recomendadas por el Coastal Engineering Manual (CEM, 2006).

Así, el peso de los filtros y el núcleo se obtendrían mediante las siguientes relaciones con el peso de los elementos del manto principal:

- Capa de primer filtro:  $W_{f1} = W/10$
- Capa de segundo filtro:  $W_{f2} = W/200$
- Núcleo:  $W_{núcleo} = W/4000$
- Berma de pie:  $W_{berma} = W/10$

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$W_{manto} [T]$	10.00	20.00	20.00
$W_{f1} [T]$	1.00	2.00	2.00
$W_{f2} [kg]$	50.00	100.00	100.00
$W_{núcleo} [kg]$	2.50	5.00	5.00
$W_{berma} [T]$	1.00	2.00	2.00

Tabla 7. 34. Cálculo del peso de los elementos de filtros y núcleo.

Cabe mencionar, que posteriormente se comprobará la berma de pie, pudiendo modificar dichos pesos. Empleando la misma relación que en el caso de los elementos del manto principal, se obtiene el diámetro nominal de la escollera de las distintas capas, con un peso específico de  $2.7 \text{ T/m}^3$ .

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$D_{n,manto} [m]$	1.61	2.03	2.03
$D_{n,f1} [m]$	0.72	0.90	0.90
$D_{n,f2} [m]$	0.26	0.33	0.33
$D_{n,núcleo} [m]$	0.10	0.12	0.12
$D_{n,berma} [m]$	0.72	0.90	0.90

Tabla 7. 35. Lado equivalente de las diferentes capas del dique.

#### 7.4.4.2. Determinación de la cota de coronación

Para la determinación de la cota de coronación de la nueva obra de abrigo se va a emplear un doble criterio: se seguirán las recomendaciones de niveles de rebase admisible propuestas por Burchart, a las que se añadirán los resultados de **Bae et al. (2016)** acerca de la estabilidad de peatones en función del espesor de la lámina de agua en coronación y su velocidad.

En primer lugar, se muestra la representación gráfica de las recomendaciones de Burchart.

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

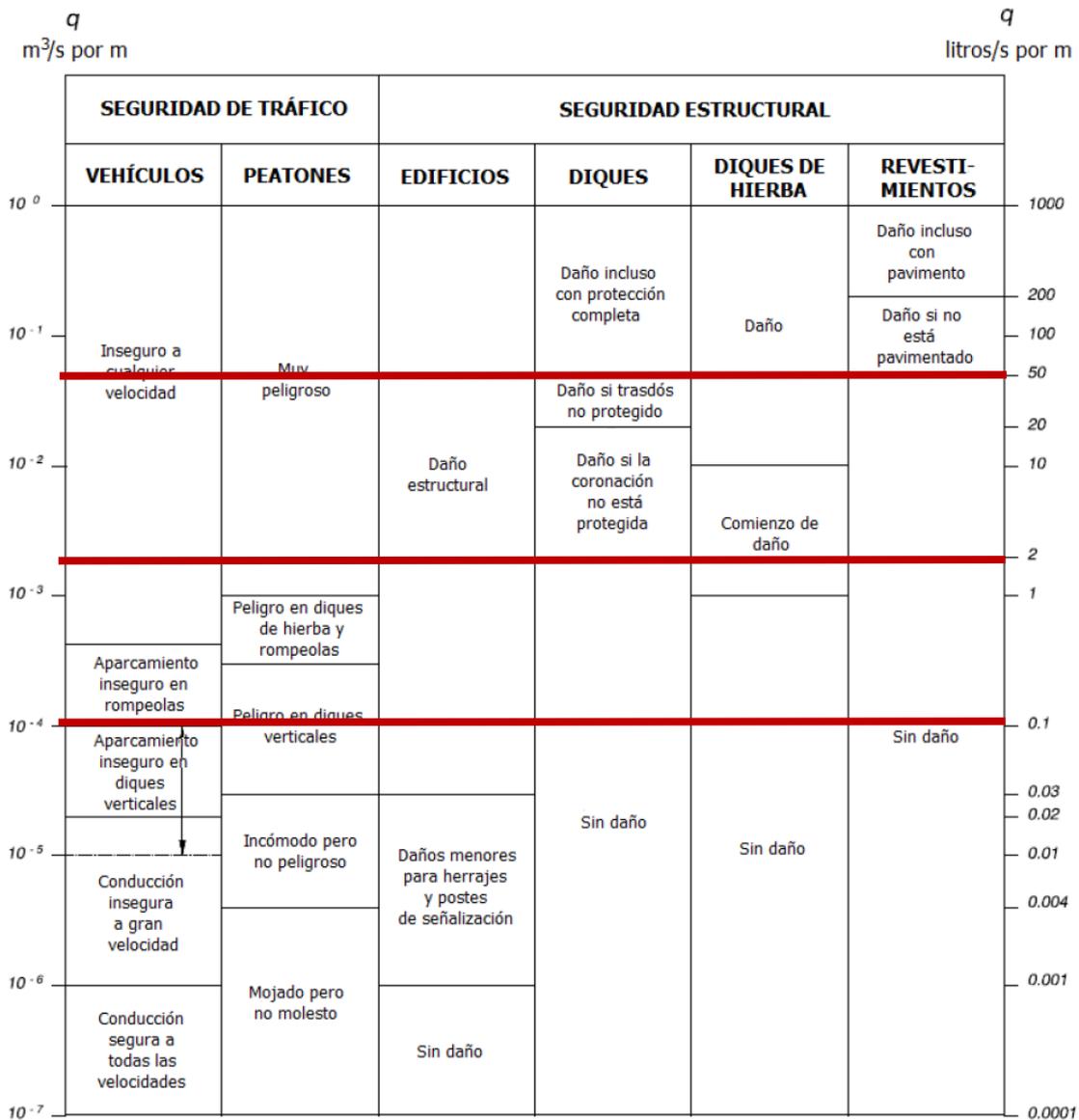


Tabla 7. 36. Recomendaciones de valores críticos de rebase medio según Burchart.

Siguiendo estas recomendaciones, se fijan tres valores de tasa de rebase para tres periodos de retorno, que permitirán estimar el francobordo de la estructura. Son los que siguen:

- La altura de ola significativa del temporal con periodo de retorno de 1 año debe producir un rebase inferior a 0.1 l/s/m, pues el dique es visitable y a partir de este valor, el aparcamiento es inseguro en diques rompeolas.
- La altura de ola significativa del temporal con periodo de retorno de 75 años debe provocar un rebase menor a 2.0 l/s/m. Este límite se establece para evitar el inicio de daño sobre las estructuras y edificios protegidos por el dique, pues detrás del mismo habrá muelles y explanadas.

- La altura de ola significativa del temporal con periodo de retorno de 236.35 años debe producir rebases por debajo de 50.0 l/s/m. De este modo, se limita el inicio de daño de la coronación del dique, aunque esta se encuentre pavimentada, para el periodo de retorno establecido por la ROM.

Para estimar el rebase que se produce sobre la estructura, se empleará tanto una formulación empírica, **Molines y Medina (2015)**, como los ensayos realizados en el laboratorio. A continuación, se describe el estimador de rebase propuesto por el autor mencionado.

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g} H_{m0}^3} = \exp \left[ \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \lambda_5 \lambda_6 \left( -1.6 - 2.6 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right) \right]$$

Donde:

$$\lambda_2 = [1.20 - 0.05 (\xi_{0,-1} \sqrt{R_c/H_{m0}})]$$

$$\lambda_3 = [1.0 + 2.0 \exp(-35 R_c/h)]$$

$$\lambda_4 = \max[0.95; (0.85 + 0.13 G_c/H_{m0})]$$

$$\lambda_5 = (0.85 + 0.15 A_c/R_c)$$

$$\lambda_6 = \begin{cases} \max\{1; (1.2 - 0.5 R_c/h)\} & \text{si } B_t > 0 \\ 1 & \text{si } B_t = 0 \end{cases}$$

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 1 - 0.0077 |\beta| & \text{for long - crested waves} \\ 1 - 0.0058 |\beta| & \text{for short - crested waves} \end{cases} \quad \text{válido para } \beta \leq 60^\circ$$

Siendo las diferentes variables empleadas, las definidas en la *Figura 7.73*.

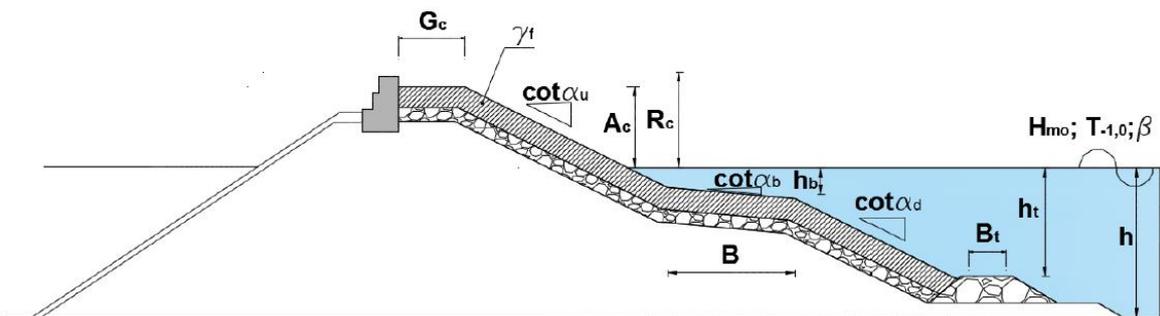


Figura 7.73. Dimensiones de la sección transversal de un dique, según el CLASH NN predictor.

Los rangos de aplicación de esta fórmula, quedan recogidos en el apartado 4.3.2, en la *Tabla 4.6*.

Para definir la geometría del dique, se parte como hipótesis de partida de  $A_c = R_c$ , siguiendo las recomendaciones de diseño dadas por **Molines (2015)**, y  $G_c = 3 \cdot D_n$ , como ancho de la berma de coronación. Determinadas estas variables, se aplica la formulación previa para fijar el francobordo de la obra de abrigo que cumpla los criterios de rebase. Los restantes datos de partida empleados junto con la aplicación de la fórmula se muestran en la siguiente tabla:

TRAMO	Arranque			Tronco		
	T = 236.25 años	T = 75 años	T = 1 año	T = 236.25 años	T = 75 años	T = 1 año
Periodo de retorno	T = 236.25 años	T = 75 años	T = 1 año	T = 236.25 años	T = 75 años	T = 1 año
$H_{m0}$ [m]	5.62	4.80	1.79	5.20	5.51	2.24
$T_p$ [m]	11.92	11.12	8.10	13.68	11.12	8.35
$l_{r_p}$ [-]	4.61	4.65	5.55	5.50	4.34	5.11
$h$ [m] (PMVE)	14.13	14.13	14.13	16.13	16.13	16.13
$G_c$ [m]	4.83	4.83	4.83	6.08	6.08	6.08
$\beta$ [°]	36.0	36.0	36.0	4.5	9.0	31.5
$\gamma_f$ [-]*	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
$R_c$ [m]	<b>3.70</b>	<b>5.70</b>	<b>1.70</b>	<b>5.00</b>	<b>9.50</b>	<b>2.30</b>
$q$ [l/s/m]	<b>46.17</b>	<b>1.93</b>	<b>0.08</b>	<b>48.83</b>	<b>1.94</b>	<b>0.10</b>
$\lambda_2$ [-]	1.01	0.95	0.93	0.93	0.92	0.94
$\lambda_3$ [-]	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.01
$\lambda_4$ [-]	0.96	0.96	1.20	1.00	0.99	1.20
$\lambda_5$ [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\lambda_6$ [-]	1.07	1.00	1.14	1.05	1.00	1.13
$\gamma_\beta$ [-]	0.72	0.72	0.72	1.00	1.00	0.76

Tabla 7. 37. Determinación de la cota de coronación mediante la fórmula de Molines (2015).

La profundidad de agua a pie de dique para la estimación de rebase empleada es la correspondiente al nivel máximo, pues es la situación más desfavorable. Por otra parte, cabe mencionar que el coeficiente de rugosidad empleado (\*) es aquel optimizado por el autor de la fórmula empleada en **Molines (2015)**. Finalmente, destacar que la altura de ola utilizada para el cálculo del rebase en la sección de tronco para el periodo de retorno máximo (T = 236.25 años) no es la empleada en el cálculo de la estabilidad hidráulica del manto (7.10m), pues esta tiene un ángulo de incidencia muy oblicuo que resulta menos desfavorable que la empleada en términos de rebase.

Para determinar el francobordo de la nueva obra de abrigo a partir de los cálculos realizados, se toma el valor máximo para cada alineación, resultando:

	ARRANQUE	MORRO
Francobordo ( $R_c$ ) [m]	5.70	9.50
Cota de coronación [m]	6.83	10.63

Tabla 7. 38. Cota de coronación, según las limitaciones de rebase.

A continuación, se realiza una comprobación empleando los resultados de los ensayos de laboratorio para la sección de tronco respecto al oleaje del temporal más desfavorable y que, por tanto, ha determinado la cota de coronación previa.

	Modelo	Prototipo	Escala
$R_c$ [m]	0.12	9.50	79.20
$H_s$ [m]	0.07	5.51	79.20
$T_p$ [s]	1.24	11.12	8.90
$I_{r_p}$ [-]	3.70	4.30	1.00

Tabla 7. 39. Comparación con ensayos de laboratorio.

El ensayo con las características descritas en la columna "Modelo" de la *Tabla 7.39* se analiza y se comprueba que el rebase registrado ha sido nulo.

Finalmente, se añade un último criterio para fijar esta cota de coronación siguiendo las recomendaciones de **Bae et al. (2016)** para la estabilidad de peatones. Para ello, se empleará la metodología propuesta en este trabajo para estimar el espesor de la lámina y con este espesor, la velocidad de flujo, para un periodo de retorno de 1 año. Dado que esta metodología se ha adaptado para predecir el espesor de la lámina de agua en la berma de coronación, se asumirá del lado de la seguridad que este espesor y velocidad son los mismos que alcanzan al peatón que se encuentra sobre el espaldón.

Seguidamente, se recuerdan las fórmulas necesarias para la estimación del espesor de la lámina de agua. En primer lugar, se estima el remonte ficticio mediante la siguiente formulación, propuesta por el **EurOtop II Manual (2016)**.

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.65 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$$

Con un valor máximo:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.00 \gamma_{f,surgin} \gamma_{\beta} \left( 4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \xi_{m-1,0}}} \right)$$

Donde:

- $R_{u2\%}$  es el remonte asociado al 2% del oleaje incidente [m].
- $H_{m0}$  es la altura de ola espectral [m].
- $\gamma_b$  es el factor de berma. En este caso, toma un valor igual a la unidad [-].
- $\gamma_f$  es el factor de rugosidad. Es función del manto y de la fórmula empleada [-].
- $\gamma_{\beta}$  es el factor de incidencia oblicua del oleaje.
- $\xi_{m-1,0}$  es el número de Iribarren, obtenido mediante el periodo  $T_{m-1,0}$  y el talud de la estructura.
- $\gamma_{f,surgin}$  es un coeficiente que crece linealmente a partir de un valor de 1.8 para  $\xi_{m-1,0}$ , según la siguiente ecuación:

$$\gamma_{f,surgin} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1.8) \cdot \frac{1 - \gamma_f}{8.2}$$

Cabe mencionar que el valor máximo de  $R_{u2\%}/H_{m0}$  para estructuras permeables es de 2.0.

Con este estimador, se determina el espesor de la lámina de agua al final del talud frontal, mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{h_{A,2\%}}{H_s} = c_{A,h}^* \left( \frac{R_{u,2\%} - z_A}{H_s} \right)$$

Siendo:

- $h_{A,2\%}$  es el espesor de la lámina de agua del remonte superado por el 2% del oleaje incidente [m].
- $c_{A,h}^*$  es un coeficiente empírico [-].

Tomando como valor de entrada el calado previamente determinado, se estima el espesor de la lámina de agua en el centro de la coronación mediante:

$$\frac{h_{c,2\%}}{h_{A,2\%}(R_c)} = \exp\left(-c_{c,h}^* \frac{x_c}{B}\right)$$

Donde:

- $B$  es el ancho de coronación [m].
- $c_{c,h}^*$  es un coeficiente empírico [-].

En el presente trabajo, para un dique en talud monocapa de Cubípodos, se han determinado los siguientes coeficientes:

$\gamma_f$	$C_{A,h}^*$	$C_{c,h}^*$
0.37	0.60	0.75

Tabla 7. 40. Coeficiente de rugosidad y coeficientes empíricos propuestos para un dique en talud monocapa de Cubípodos.

Para estimar la velocidad, se empleará la siguiente relación:

$$u_{c,2\%} = \sqrt{g h_{c,2\%}}$$

Aplicando estas formulaciones, se observa como el remonte obtenido es inferior al francobordo, por lo que el espesor de la lámina de agua resulta nulo y con ello, la velocidad del flujo en coronación.

	ARRANQUE	TRONCO
$H_s$ [m]	1.79	2.24
$\beta$ [°]	36.00	31.50
$T_{m-1,0}$ [s]	7.36	7.59
$h$ [m]	14.13	16.13
$R_{u,2\%}$ [m]	3.18	3.79
$\gamma_b$ [-]	1.00	1.00
$\gamma_f$ [-]	0.37	0.37
$\gamma_\beta$ [-]	0.92	0.92
$\gamma_{f,surging}$ [-]	0.58	0.58

	ARRANQUE	TRONCO
$Ir_{s,-1} [-]$	4.58	4.22
$R_c [m]$	5.70	9.50
$h_{A,2\%} [m]$	0.00	0.00
$h_{c,2\%} [m]$	0.00	0.00
$u_{c,2\%} [m/s]$	0.00	0.00

Tabla 7. 41. Estimación del espesor de la lámina de agua en coronación.

Por otra parte, si estimamos la cota de coronación que marca esta limitación, se obtienen 2.70 y 3.30 metros para arranque y tronco, respectivamente. Esta cota resulta más restrictiva que aquella obtenida para daños a vehículos, siguiendo las limitaciones de rebase de Burchart.

En resumen, se establece una cota de coronación de 6.83 metros y 10.63 metros para arranque y tronco, respectivamente.

#### 7.4.4.3. Diseño de la berma de pie

La berma de pie es un elemento sumergido sobre el que se apoya el manto principal, habitualmente construido en escollera. Es, por tanto, fundamental para mantener la estabilidad del dique, pues en caso de fallo de la berma, se produciría el deslizamiento de los elementos del manto, independientemente de sus dimensiones o estabilidad.

Por otra parte, el coste de la berma de pie es pequeño en relación al coste total del dique. Así, se puede decir que, con pequeños incrementos de coste, la berma permite incrementar la seguridad de la obra en gran medida.

En cuanto a sus aspectos constructivos, esta berma se encuentra bajo el nivel medio del mar, por lo que existe una incertidumbre no despreciable acerca de sus dimensiones finales.

Con todo ello, se puede concluir que resulta recomendable dimensionar las bermas a partir de geometrías homologadas, como la de **Juan Ignacio Grau (2006)** o **Medina y Gómez-Martín (2016)**, para posteriormente realizar las comprobaciones de estabilidad. En este caso, se comprobará mediante la fórmula recomendada por **CIRIA et al. (2007)** y por **Medina y Gómez-Martín (2016)**, propuesta por **Van der Meer (1998)**. Entre las diferentes secciones analizadas, se tomará el diseño de aquella más desfavorable, con el fin de mantener un diseño continuo de la berma de pie.

En primer lugar, se recomienda que la profundidad de agua sobre la berma de pie sea al menos 1.5 veces la altura de la ola significativa. En cuanto a sus dimensiones, se establecen en función del lado del cubo equivalente de sus piezas y son:

- Para manto monocapa:  $B \geq 3 \cdot D_n$  y  $H \geq 2 \cdot D_n$
- Para manto bicapa:  $B \geq 4 \cdot D_n$  y  $H \geq 3 \cdot D_n$

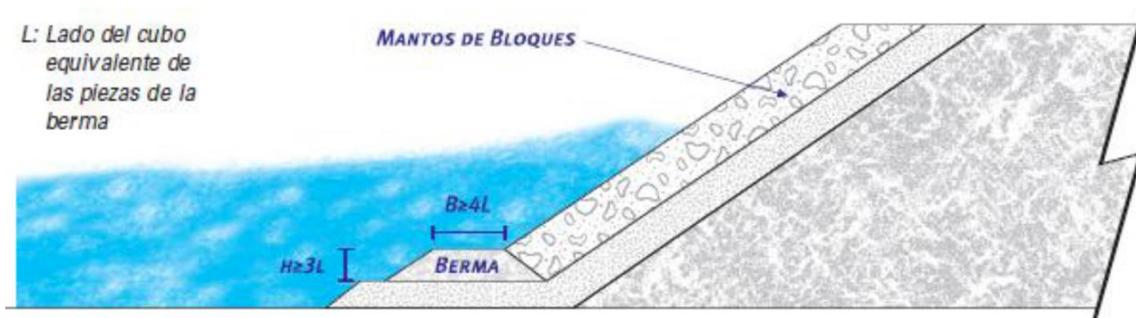


Figura 7. 74. Geometría recomendada para bermas de pie de diques en talud (Juan Ignacio Grau, 2006).

A fin de dotar a la berma de un margen adicional de seguridad, se decide tomar como anchura de coronación de la berma de pie  $4 \cdot D_n$ , manteniendo la altura recomendada de  $2 \cdot D_n$ .

Por otra parte, cuando el dique se encuentra sobre un fondo arenoso, se requiere de una banqueta contra socavación, pues la superficie del fondo marino se encuentra en equilibrio dinámico con el oleaje y las corrientes antes de la construcción de la estructura. Al implantar la nueva obra de abrigo, se están modificando los patrones de corrientes alrededor de la estructura y, por tanto, modificando los movimientos de arena, provocando socavaciones. Con todo ello, se decide incluir una banqueta de un metro de. Así, aunque se siga modificando el patrón de corrientes natural, estas deben ser mucho más fuertes para poder movilizar el material portante.

Previamente, se habían obtenido los siguientes pesos y diámetros nominales para la berma de pie de las distintas alineaciones, siguiendo las recomendaciones del **CEM (2006)** (ver *Tabla 7.37*).

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$W_{berma} [T]$	1.00	2.00	2.00
$D_{n,berma} [m]$	0.72	0.90	0.90

Tabla 7. 42. Peso y diámetro nominal de los elementos de la berma de pie.

Aplicando este tamaño de la escollera de la berma de pie, se estiman las dimensiones de la berma necesarias.

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$W_{berma} [T]$	1.00	2.00	2.00
$D_{n,berma} [m]$	0.72	0.90	0.90
$B [m]$	2.90	3.60	3.60
$H [m]$	1.50	1.80	1.80
$H_s [m]$	5.62	7.10	4.60
$1.5 \cdot H_s [m]$	8.43	10.65	6.90
$h [m] (BMVE)$	12.87	14.87	9.87
$h_t [m]$	10.37	12.07	7.07

Tabla 7. 43. Peso y diámetro nominal de los elementos de la berma de pie.

Establecida la geometría de partida, se comprueba la estabilidad mediante la fórmula de **Van der Meer (1998)**, recomendada en el **CIRIA et al. (2007)**. Se presenta a continuación:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left( 2 + 6.2 \left[ \frac{h_t}{h_s} \right]^{2.7} \right) N_{od}^{0.15}$$

Donde:

- $H_s$  es la altura de ola significativa [m].
- $D_{n50}$  es el diámetro nominal [m].
- $\Delta$  es el coeficiente relativo de densidades [-]. Obtenido como:  $\Delta = \left( \frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)$
- $h_t$  es el calado de agua sobre la coronación de la berma de pie [m].
- $h_s$  es la profundidad de agua a pie de dique [m].
- $N_{od}$  representa el daño sufrido por la berma [-], siendo:
  - $N_{od} = 0$ : Daño cero.
  - $N_{od} = 0.5$ : Daño aceptable, avería entre un 0-5% de las piezas.
  - $N_{od} = 2.0$ : Daño moderado, avería entre 5-10% de las piezas.
  - $N_{od} = 4.0$ : Destrucción, avería por encima del 20% de las piezas.

Esta fórmula fue desarrollada para la geometría de dique que aparece en la *Figura 7.74*, para rangos entre  $0.4 < h_t/h_s < 0.9$  y condiciones de oleaje sin rotura por fondo.

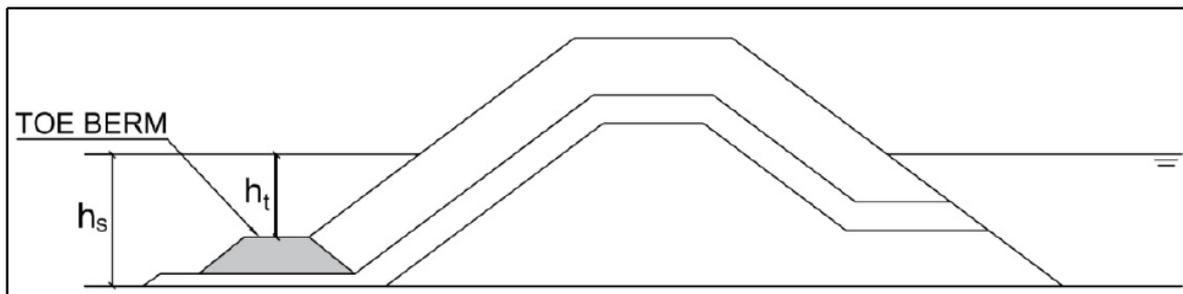


Figura 7. 75. Esquema de la geometría de dique en talud para la que se propone la fórmula de estabilidad de bermas de pie de Van der Meer (1998).

Para diques en talud en condiciones de oleaje no limitado por el fondo, tanto **Medina y Gómez-Martín (2016)** como **CIRIA et al. (2007)**, recomiendan diseñar la berma de pie para valores de  $N_{od} = 0.5$  con el temporal de diseño. Con ello, se consigue un coeficiente de seguridad adicional de  $(4/0.5)^{0.15} = 1.37$  frente a la destrucción de la berma de pie.

Aplicando esta ecuación a la geometría planteada y respecto al nivel de bajamar (el más desfavorable), se obtienen los siguientes resultados:

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$H_s$ [m]	5.62	7.10	4.60
$h_s$ [m] (BMVE)	12.87	14.87	9.87
$h_t$ [m]	10.37	12.07	7.07
$h_t/h_s$ [-]	0.81	0.81	0.72
$N_{od}$ [-]	0.42	0.39	0.08

Tabla 7. 44. Resultados de la fórmula de Van der Meer (1998).

Con los resultados de la *Tabla 7.38* es posible afirmar que, por un lado, la ecuación de Van der Meer se encuentra dentro de su rango de aplicación ( $0.4 < h_t/h_s < 0.9$ ) y, por otro, que la berma de pie se encuentra por debajo del daño aceptable ( $N_{od} < 0.5$ ) para las tres secciones tipo de diseño. Además, al considerar una berma de ancho superior, esta puede soportar mayores valores de daño, proporcionando un margen de seguridad adicional antes de que la estabilidad del manto se vea comprometida. Así, se adopta el diseño de la sección más desfavorable, siendo esta aquella correspondiente al tronco del dique. Para terminar, comentar que la zona de inicio del arranque, al estar ubicada en zonas más someras, se encuentra sometida a oleaje limitado por fondo, no siendo válidas las formulaciones existentes. Es por esto que su estabilidad debería ser caracterizada mediante ensayos en laboratorio con modelos a escala reducida.

Con todo ello, berma de pie queda definida en la siguiente tabla.

$W_{berma} [T]$	2.00
$D_{n,berma} [m]$	0.90
$B [m]$	3.60
$H [m]$	1.80

Tabla 7. 45. Berma de pie de diseño para el nuevo dique de abrigo.

#### 7.4.4.4. Diseño del espaldón

Un espaldón es una estructura rígida ejecutada habitualmente con hormigón en masa y que se cimienta sobre el dique a cotas sobre el nivel de bajamar. La gran mayoría de diques en talud construidos en España se encuentran coronados por un espaldón, cuya misión es doble: controlar los rebases y permitir el tránsito de peatones y vehículos sobre el mismo.

Esta estructura se encuentra fuertemente solicitada, especialmente por el oleaje que rompe sobre el talud. Esta sollicitación se muestra de forma esquemática en la siguiente figura:

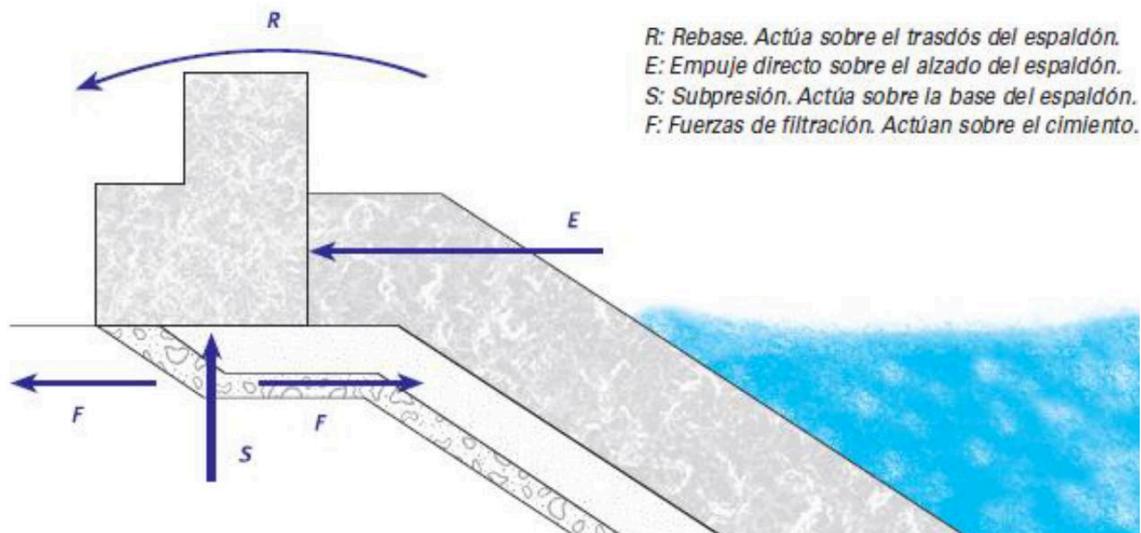


Figura 7. 76. Acciones del oleaje sobre el espaldón.

Tras determinar en apartados previos la cota de coronación del dique y asumir que la cota del espaldón coincide con la cota de la berma de coronación, se debe calcular la sollicitación producida por el oleaje. Con ello, se comprueba tanto la capacidad resistente del espaldón como de su cimentación.

▪ **Fuerzas sobre el espaldón**

En primer lugar, se estiman las fuerzas debidas a la acción del oleaje que actúan sobre el espaldón. Para ello, se aplica la formulación propuesta por **Molines (2016)**.

Para la fuerza horizontal:

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

Para la fuerza vertical:

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

Con:

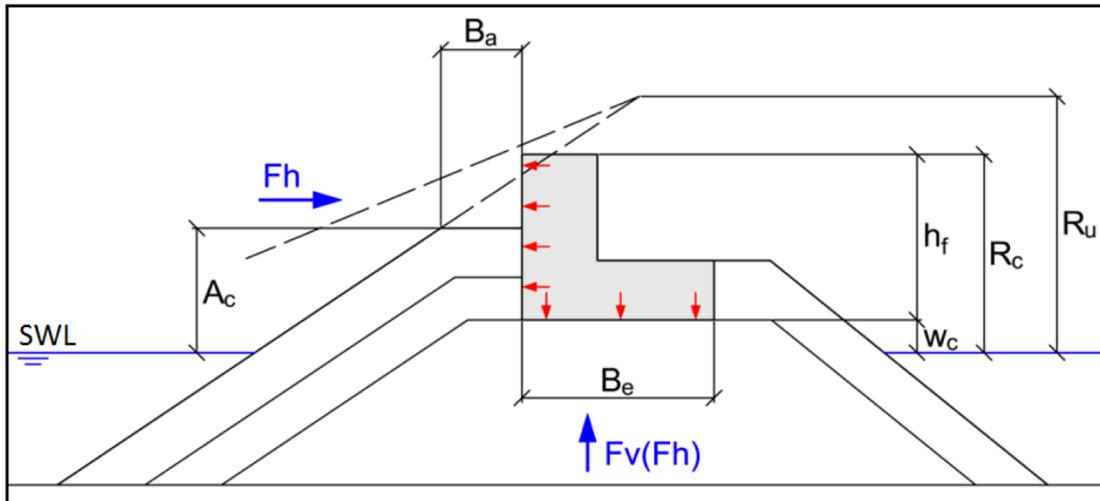
$$2.58 H_s > R_u = R_{u0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s I r_m & I r_m \leq 1.5 \\ 1.34 H_s I r_m & I r_m > 1.5 \end{cases} \text{ con } I r_m = \tan \alpha / \sqrt{2 \pi H_s / g T_{01}^2}$$

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

Donde:

- $\rho_w$  es la densidad del agua de mar [kg/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_f$  es el coeficiente de rugosidad, que depende tanto de los elementos del manto como de la fórmula empleada [-]. En este caso, para un manto monocapa de Cubípodos toma un valor de 0.46.
- $R_u$  es el remonte asociado al 0.1% del oleaje incidente [m].
- $R_c$  es el francobordo [m].
- $A_c$  es el francobordo de la berma de coronación [m].
- $L_m$  es la longitud de onda local media [m].
- $g$  es la aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>].

Las restantes variables quedan representadas en la *Figura 7.77*.



*Figura 7. 77. Variables que determinan las fuerzas del oleaje sobre el espaldón (Molines, 2016).*

En cuanto a los momentos asociados a estas fuerzas, respecto al vértice inferior derecho de la estructura (ver *Figura 7.77*), el autor propone las siguientes ecuaciones:

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

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

Los rangos de aplicación de estas ecuaciones se muestran en la tabla inferior.

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

*Tabla 7. 46. Rango aplicación de las fórmulas de Molines (2016).*

Ajustando la geometría del espaldón, se han obtenido como fuerzas actuantes a causa de la sollicitación del oleaje las recogidas en la *Tabla 7.47*. Se ha tomado una densidad del hormigón de 2.4 T/m<sup>3</sup> y del agua de mar de 1.025 T/m<sup>3</sup>.

	ARRANQUE	TRONCO
$H_s [m]$	5.62	7.10
$l_{r_m} [m]$	3.81	3.24
$L_m [m]$	113.25	113.77
$R_c [m]$	5.70	9.50
$A_c [m]$	5.70	9.50
$B_a [m]$	6.44	6.08
$w_c [m]$	1.61	4.08
$B_e [m]$	8.50	8.50
$h_f [m]$	5.22	6.55
$R_u [m]$	14.50	18.15
$F_h [kN/m]$	302.88	209.23
$F_v [kN/m]$	45.70	0.18
$M(F_h) [m \cdot kN/m]$	869.28	754.30
$M(F_v) [m \cdot kN/m]$	258.99	1.00

Tabla 7. 47. Cálculo de las fuerzas provocadas por la acción del oleaje sobre el espaldón.

En segundo lugar, se obtiene el propio peso del espaldón y el momento que este ejerce sobre el mencionado punto.

	ARRANQUE	TRONCO
$W_e [kN/m]$	832.41	1 099.88
$M(W_e) [m \cdot kN/m]$	3 384.70	4 780.43

Tabla 7. 48. Cálculo del peso propio del espaldón.

Para terminar con las acciones sobre el espaldón, se obtienen los empujes provocados por el escollero delante del espaldón, según la **ROM 0.5 - 05**. Dado que no se dispone escollera en la zona interna del dique, no habrá empujes pasivos estabilizadores.

$$K_a = \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Para casos de hormigón in situ sobre escollera en los que no se dispone de estudios específicos, la ROM 0.5 - 05 recomienda tomar como ángulo de rozamiento interno de la escollera  $\varphi = 40^\circ$ .

Con este coeficiente de empuje activo, es posible calcular el empuje activo:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_{sat} H^2$$

Donde  $\gamma_{sat}$  es la densidad de la escollera saturada [kN/m<sup>3</sup>], estando así del lado de la seguridad. Se obtiene como:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \gamma_w}{1 + e}$$

Siendo:

- $\gamma_s$  la densidad de la escollera seca. Se adopta 2.4 T/m<sup>3</sup>.
- $e$  el índice de huecos. Se toma 0.4.
- $\gamma_w$  la densidad del agua de mar, igual a 1.025 T/m<sup>3</sup>.

Se obtiene un valor de  $\gamma_{sat} = 20.07$  kN/m<sup>3</sup>.

La variable H se refiere a la altura en la que el empuje actúa, siendo esta la anteriormente denominada  $h_f$ . Asumiendo que toda la escollera presenta un ángulo de rozamiento homogéneo (filtros y mantos), se obtiene:

	ARRANQUE	TRONCO
$E_a$ [T/m]	5.94	9.38
$K_a$	0.22	0.22

Tabla 7. 49. Cálculo de las acciones de la escollera sobre el espaldón.

- **Estabilidad del espaldón**

Una vez calculadas las fuerzas actuantes sobre el espaldón, se comprueba la seguridad de la estructura tanto frente a deslizamiento como frente a vuelco. Para ello, se comparan los coeficientes de seguridad obtenidos con aquellos propuestos en la **ROM 0.5 - 05**.

El coeficiente de seguridad frente a deslizamiento se calcula como:

$$CSD = \frac{(W_e - \sum \text{Fuerzas verticales}) \mu}{\sum \text{Fuerzas horizontales}}$$

El coeficiente de seguridad frente a vuelco se estima como:

$$CSV = \frac{\sum \text{Momentos estabilizadores}}{\sum \text{Momentos volcadores}} = \frac{M(W_e) - M(F_v)}{M(F_h)}$$

En la **ROM 0.5 - 05**, se consideran momentos estabilizadores aquellos asociados a las fuerzas verticales (con su correspondiente signo) y momentos volcadores los asociados a fuerzas horizontales.

Se obtiene:

	ARRANQUE	TRONCO	LÍMITE ROM 0.5 - 05
CSD	1.52	2.56	> 1.50
CSV	3.89	6.34	> 2

Tabla 7. 50. Comparación de los coeficientes de seguridad obtenidos con los límites propuestos por la ROM 0.5 - 05.

Los coeficientes se cumplen tanto para el espaldón del arranque como del tronco, por lo que se admite el diseño propuesto de la estructura.

- **Resistencia de la cimentación**

Para la comprobación de la resistencia del terreno, se emplean conceptos de Resistencia de Materiales, aplicándolos como si la base del espaldón se tratara de una zapata corrida. Esto es práctica usual en los libros de Geotecnia, como es el caso del de Roy Whitlow.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} z$$

En primer lugar, se comprueba el despegue de la base del espaldón respecto del terreno de cimentación. Para ello, la resultante de esfuerzos debe pasar por el núcleo central de la sección, de modo que  $d_x$  sea mayor que  $B_e/3$ . El punto de paso ( $d_x$ ) se obtiene como:

$$d_x = \frac{\text{Momentos estabilizadores} - \text{Momentos volcadores}}{\sum \text{Fuerzas verticales}}$$

De este modo:

	ARRANQUE	TRONCO	$B_e/3$
$d_x [m]$	3.20	3.66	2.83

Tabla 7. 51. Despegue del espaldón.

De este modo, se puede afirmar que la base no despegue del cimiento.

A continuación, se comprueban las tensiones máximas y mínimas transmitidas, para verificar que estas son compatibles con la resistencia del terreno subyacente. En cuanto a la tensión máxima, se establece con el fin de evitar el aplastamiento de la escollera en la zona de apoyo del espaldón. Se asume una carga admisible máxima para las rocas que soportan el espaldón de 300 kPa, estando del lado de la seguridad según la norma BS 8004 (British Standard Institution). Por tanto, se debe cumplir:

$$\sigma_{m\acute{a}x} < 0.3 \text{ MPa}$$

Por otro lado, se comprobará que no aparecen tracciones, debiendo cumplir en consecuencia:

$$\sigma_{m\acute{i}n} > 0 \text{ MPa}$$

Una vez definidos los límites tensionales, se pueden determinar estas tensiones máximas y mínimas reescribiendo la ecuación de Resistencia de Materiales:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot e_x}{\frac{1}{12} F^3} z$$

Donde:

- $N$  es la resultante de fuerzas verticales [kN].

- $F$  es la longitud de la base del espaldón [m]
- $e_x$  es la excentricidad de la resultante  $N$  respecto al centro de gravedad [m], obtenida como:
- $z$  [m], toma valores de  $\pm F/2$ , según se esté calculando la tensión máxima o mínima.

De este modo:

	ARRANQUE	TRONCO	Limitación
$\sigma_{m\acute{a}x}$ [kPa]	161.32	183.24	< 300 kPa
$\sigma_{m\acute{i}n}$ [kPa]	23.79	75.51	> 0 kPa

Tabla 7. 52. Tensiones máximas y mínimas transmitidas al terreno.

A la vista de los resultados, es posible afirmar que las tensiones transmitidas a la cimentación son admisibles.

Finalmente, se calcula la carga de hundimiento mediante la fórmula de Brinch-Hansen, recogida en la **ROM 0.5 - 05**, tratando de nuevo al espaldón como si fuera una cimentación superficial. Siguiendo esta recomendación, la componente vertical de la presión que provoca el hundimiento es:

$$q_{v,h} = q \cdot N_q \cdot f_q + c \cdot N_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma$$

Donde:

- $q$  es el peso de las tierras hasta la profundidad de la cimentación en su entorno [T].
- $N_q$ ,  $N_c$  y  $N_\gamma$  son coeficientes de capacidad de carga [-].
- $f_q$ ,  $f_c$  y  $f_\gamma$  son factores de corrección [-].
- $c$  es la cohesión del terreno.
- $\gamma$  es el peso específico del suelo. Se toma 2.3 T/m<sup>3</sup>.

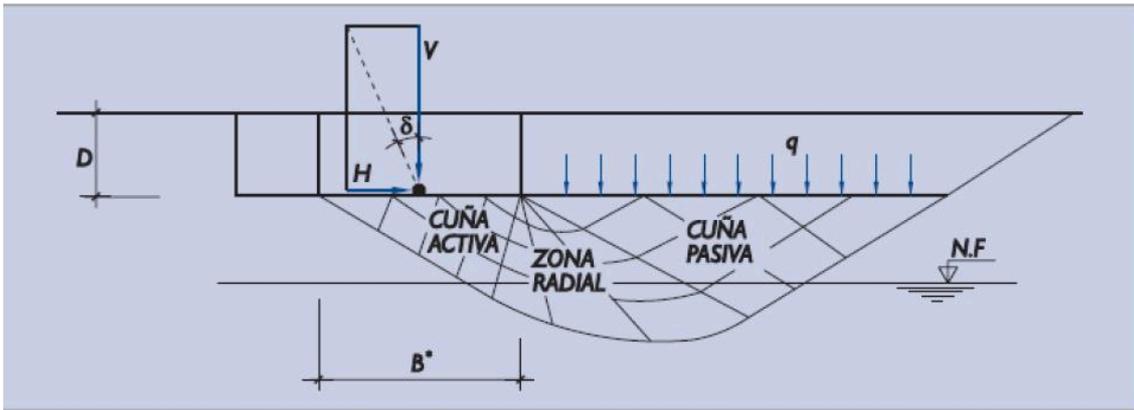


Figura 7. 78. Geometría propuesta del hundimiento.

En el caso del espaldón, a la profundidad de la cimentación no hay sobrecarga por peso del terreno ni cohesión, por lo que es posible simplificar la formulación previa a:

$$q_{v,h} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot f_{\gamma}$$

Con:

$$N_{\gamma} = 2 (N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$$

$$f_{\gamma} = s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot r_{\gamma} \cdot t_{\gamma}$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$i_{\gamma} = (1 - 0.7 \tan \delta)^3$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$r_{\gamma} = e^{-2\mu \tanh \phi}$$

$$t_{\gamma} = (1 - 0.5 \tan \psi)^5$$

Siendo:

- $\phi$ , el ángulo de rozamiento interno del terreno. Se ha tomado  $40^{\circ}$ .
- $B$ , el ancho equivalente [m], obtenido como:  $B = B_e - 2 \cdot e_x = 3.78 \text{ m}$
- $s_{\gamma}$ ,  $i_{\gamma}$ ,  $d_{\gamma}$ ,  $r_{\gamma}$  y  $t_{\gamma}$ , factores parciales de corrección [-].

Efecto	Coefficiente
Forma de la cimentación	s
Inclinación de la carga	i
Resistencia del terreno ubicado sobre el plano de apoyo	d
Inclinación del plano de apoyo	r
Pendiente del terreno en el entorno de la cimentación	t

Tabla 7. 53. Efectos considerados por cada factor de corrección.

- $\delta$ , el ángulo de desviación de la carga respecto a la vertical [°].
- $\mu$ , el ángulo de inclinación de la base de la cimentación [°].
- $\psi$ , el ángulo de inclinación respecto a la horizontal del plano MN [°] (ver Figura 7.79)

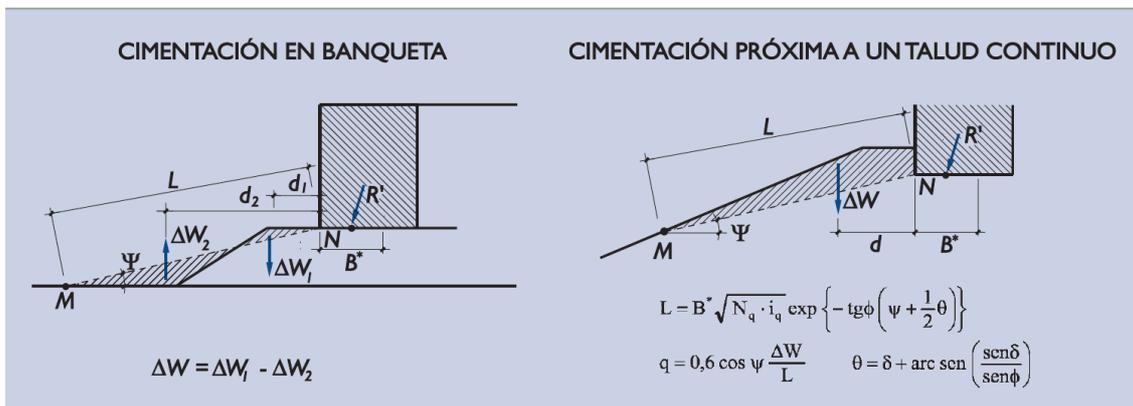


Figura 7. 79. Cimentaciones en zona de pendiente.

En el caso de estudio, los coeficientes  $i_\gamma$ ,  $d_\gamma$ ,  $r_\gamma$  y  $t_\gamma$  toman directamente valores unitarios, pues la carga es vertical y en el entorno de la cimentación el terreno es horizontal. Aplicando esto:

	ARRANQUE	TRONCO
$B [m]$	6.39	7.32
$N_\gamma [-]$	106.05	106.05
$N_q [-]$	64.20	64.20
$f_\gamma [-]$	1.00	0.995

	ARRANQUE	TRONCO
$s_\gamma [-]$	1.00	0.995
$L_{eq} [m]$	595.00	595.00
$q_{vh} [T/m/m]$	776.57	888.42
$p_{transmitida} [T/m/m]$	13.27	15.32

Tabla 7. 54. Cálculo de la carga de hundimiento y presión transmitida al terreno.

A la vista de los resultados de la *Tabla 7.54*, se puede concluir que la carga transmitida al terreno es muy inferior a la resistencia frente al hundimiento que este presenta. En consecuencia, el diseño del espaldón cumple esta limitación.

#### 7.4.4.5. Secciones finales

En los apartados anteriores se han llevado a cabo los cálculos necesarios para el adecuado diseño de las tres secciones tipo consideradas para el nuevo dique de abrigo del puerto pesquero de Blanes. A continuación, se resumen las principales características de cada una de las capas que conforman el dique en talud diseñado.

	ARRANQUE	TRONCO	MORRO
$W_{manto} [T]$	10.00	20.00	20.00
$D_{n,manto} [m]$	1.61	2.03	2.03
$E_{manto} [m]$	1.61	2.03	2.03
$W_{f1} [T]$	1.00	2.00	2.00
$D_{n,f1} [m]$	0.72	0.90	0.90
$E_{f1} [m]$	1.45	1.80	1.80
$W_{f2} [kg]$	50.00	100.00	100.00
$D_{n,f2} [m]$	0.26	0.33	0.33
$E_{f2} [m]$	0.55	0.70	0.70
$W_{núcleo} [kg]$	2.50	5.00	5.00
$D_{n,núcleo} [m]$	0.10	0.12	0.12

Tabla 7. 55. Resumen de características de las capas del dique en talud diseñado.

Seguidamente, se representan las secciones tipo para arranque, tronco y morro, que quedan recogidas con detalle en el documento *Planos*.

ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES (GERONA)

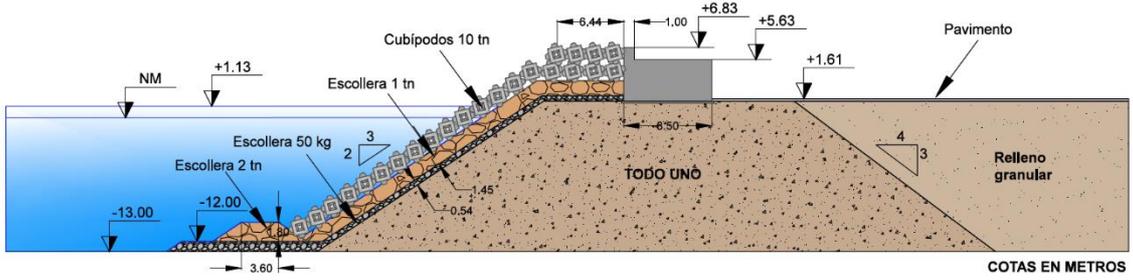


Figura 7. 80. Sección transversal tipo en arranque.

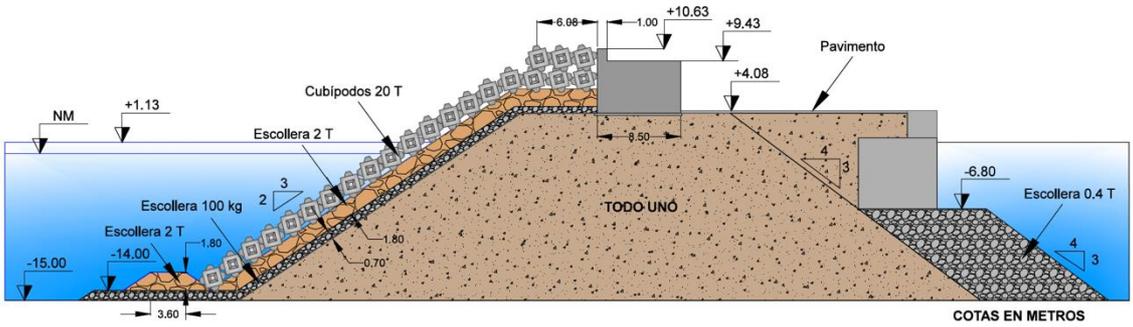


Figura 7. 81. Sección transversal tipo en tronco.

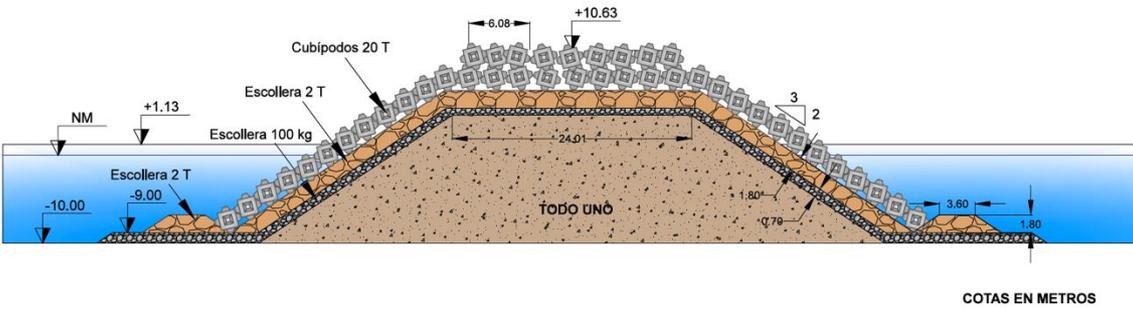


Figura 7. 82. Sección transversal tipo en morro.

#### 7.4.5. Valoración económica

Para estimar el presupuesto total de la obra, se ha calculado en primer lugar el volumen de los materiales con su porosidad estimada, para después multiplicar dichos volúmenes por su precio correspondiente. En el *Anejo K* se recogen los resultados desglosados del presupuesto.

Los volúmenes se obtienen como el área de la sección transversal correspondiente por la longitud del tramo representado por dicha sección. A estos volúmenes se les aplican las siguientes porosidades teóricas:

- Cubípodos: 40% (resultados obtenidos de las mallas de colocación realistas desarrolladas en el LPC-UPV).
- Primera capa de filtro: 30%
- Segunda capa de filtro: 35%
- Núcleo: 25% (**Losada, 1995**)

Para la estimación del coste del metro cúbico de hormigón dispuesto en el manto del dique, se ha aplicado la fórmula recomendada por **Medina y Gómez-Martín** en el **Cubipod Manual (2016)**, basada en los estudios de **Corredor et al. (2008)**, **Molines (2009)** y **Medina et al. (2010)**:

$$C_c \left[ \frac{\text{€}}{\text{m}^3} \right] = (265 + HOR) + 1.00 \left[ 10^5 \left( \frac{1}{\ln [V_c W_c]} \right)^2 - 10^4 \left( \frac{1}{\ln [V_c W_c]} \right) \right]$$

Donde:

- *HOR* es el coste unitario del hormigón suministrado [€/m<sup>3</sup>].
- *W<sub>c</sub>* es el peso de los Cubípodos del manto [T].
- *V<sub>c</sub>* es el volumen total de hormigón destinado a la construcción de los Cubípodos [m<sup>3</sup>].

Con todo ello, tal y como se refleja en los cuadros de precios del Anejo mencionado, resulta un presupuesto para la alternativa propuesta de:

- Arranque: 3 844 799.88€
- Tronco: 10 256 799.25€
- Morro: 808 182.63€

Obteniendo, por tanto, un coste total de la ejecución del nuevo dique de abrigo para la ampliación del puerto pesquero de Blanes de **14 909 781.76 €**.

Si comparamos el coste de la solución propuesta, con el coste recogido en el Proyecto Constructivo de la Ampliación del puerto pesquero de Blanes para el nuevo dique de abrigo:

- Tramo de dique en talud: 4 157 540.20€
- Dragados: 227 287.58 €
- Tramo de dique vertical: 16 016 918.79€

Resultando así más de un millón de euros superior la alternativa propuesta por el Proyecto Constructivo.

## Capítulo 8. Conclusiones

### 8.1. Resumen y conclusiones

En este Trabajo Final de Máster, se ha profundizado en el conocimiento existente sobre diques en talud rebasables solicitados por oleaje rompiente. Esta situación no está estudiada en profundidad en la literatura, a pesar de que es cada vez más habitual a causa de los efectos del cambio climático (incremento del nivel del mar) y las demandas sociales por reducir la cota de coronación y, con ello, los impactos de las obras (estético y medio ambiental).

En primer lugar, para poder comprender mejor la rotura del oleaje y el comportamiento de los diques en talud, se ha realizado una breve introducción acerca de la propagación del oleaje y los principales modos de fallo de este tipo de estructuras. Además, se han expuesto las clasificaciones existentes de los elementos prefabricados de hormigón que constituyen su manto, así como los mecanismos resistentes de cada tipología de pieza.

Posteriormente, se ha realizado una revisión del estado del arte acerca del diseño de diques en talud sometidos a oleaje limitado por el fondo, para después pasar a analizar el conocimiento actual en estabilidad de diques en talud con bajas cotas de coronación. En este campo, destacan las contribuciones de **Vidal et al. (1995, 2000, 2007)**, **Van der Linde (2010)** y **Muttray (2012)**.

Dado que uno de los principales problemas a resolver en este tipo de diques en talud es la determinación de su cota de coronación, se ha llevado a cabo una revisión del estado de la técnica en relación al remonte y rebase sobre estas estructuras. Entre los trabajos realizados en este campo, destacan los estudios realizados por **Victor y Troch (2012)** y **Gallach-Sanchez et al. (2016)**.

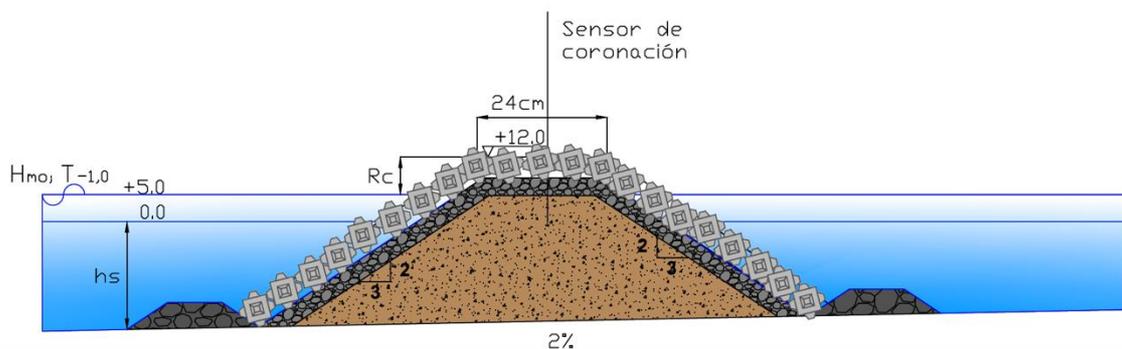
Uno de los principales problemas a resolver en este tipo de diques es la determinación de su cota de coronación, pues no se tiene un conocimiento adecuado de las solicitaciones que aparecen sobre esta parte del dique a causa del rebase que en cada instante lo ataca. A la vista de la importancia de los efectos del rebase instantáneo en el diseño de las obras de abrigo, diversos autores han centrado sus estudios en caracterizar esta solicitación en estructuras similares a los diques en talud, los dikes. Entre estos autores podemos encontrar a **Schüttrumpf y Van Gent (2003)** o **Van der Meer (2011)**, cuyos trabajos son recogidos en el **EurOtop II Manual (2016)**. Dichos autores han descrito esta solicitación a través de dos de sus parámetros: la velocidad del flujo y el espesor de la lámina de agua que es superado por el 2% del oleaje incidente.

Por todo ello, el presente trabajo se ha centrado en comprobar si los métodos existentes para la estimación del espesor de la lámina de agua en coronación tienen validez para diques en talud y, en caso de que no sea así, modificar dicha metodología.

Todos estos métodos parten de una estimación del remonte ficticio, aquel remonte que se produciría sobre un talud infinito en el que no se daría el fenómeno del rebase. A través de la diferencia entre este remonte ficticio y el francobordo de la estructura, se

cuantifica la energía del flujo incidente y se obtiene el espesor de la lámina de agua en el talud frontal. Una vez obtenido este espesor, aplicando una fórmula diferente, se estima el espesor de la lámina de agua en coronación. Cada autor presenta una propuesta diferente a la hora de estimar el remonte y el espesor de la lámina de agua en coronación, mientras que coinciden en la formulación propuesta para estimar este espesor a lo largo del talud frontal.

Con el fin de validar las metodologías existentes, se han llevado a cabo 60 ensayos en el canal 2D de oleaje y viento del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València. En este canal se ha dispuesto una pendiente de fondo del 2%, y, al final de la misma, un modelo de dique en talud monocapa de Cubípodos (ver *Figura 8.1*).



*Figura 8. 1. Esquema de la sección ensayada con manto de Cubípodos monocapa.*

Se han realizado ensayos con oleaje irregular, con JONSWAP de parámetro pico 3.3, y dos profundidades a pie de dique, de 20 y 25 cm. El oleaje se ha registrado mediante dos conjuntos de sensores capacitivos, en zona de generación y en zona de modelo, además de un sensor adicional en coronación del dique. Este último sensor de nivel ha permitido registrar el espesor de la lámina de agua en el centro de la coronación del modelo que, tras filtrar los datos, es comparado con los resultados de las formulaciones existentes.

Ante las discrepancias entre los resultados de las diferentes metodologías y entre estos y los datos experimentales (ver *Figura 8.2*), se propone una nueva metodología para diques en talud con manto monocapa de Cubípodos.

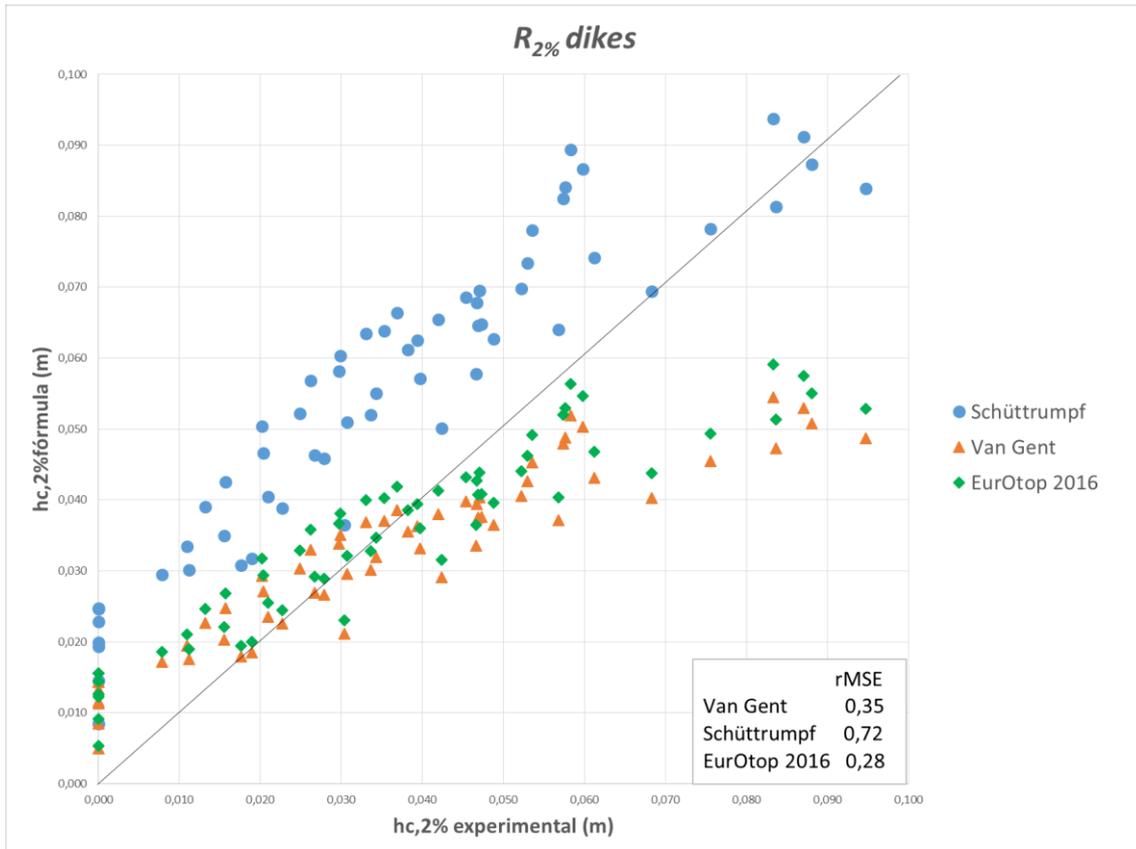


Figura 8. 2. Comparación de espesores de la lámina en coronación ( $hc, 2\%$ ) entre datos experimentales y la estimación con las metodologías existentes para diques.

Para realizar la adaptación de la metodología a diques en talud, en primer lugar, se propone un estimador del remonte más adecuado para este tipo de obra. Así, se opta por emplear la formulación propuesta por el **EurOtop II Manual (2016)**, mostrada a continuación:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.65 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$$

Con un valor máximo:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.00 \gamma_{f,surgin} \gamma_\beta \left( 4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \xi_{m-1,0}}} \right)$$

Donde:

- $R_{u2\%}$  es el remonte asociado al 2% del oleaje incidente [m].
- $H_{m0}$  es la altura de ola espectral [m].

- $\gamma_b$  es el factor de berma. En este caso, toma un valor igual a la unidad [-].
- $\gamma_f$  es el factor de rugosidad. Es función del manto y de la fórmula empleada [-].
- $\gamma_\beta$  es el factor de incidencia oblicua del oleaje [-].
- $\xi_{m-1,0}$  es el número de Iribarren, obtenido mediante el periodo  $T_{m-1,0}$  y el talud de la estructura.
- $\gamma_{f, surging}$  es un coeficiente que crece linealmente a partir de un valor de 1.8 para  $\xi_{m-1,0}$ , según la siguiente ecuación:

$$\gamma_{f, surging} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1.8) \cdot \frac{1 - \gamma_f}{8.2}$$

Cabe mencionar que el valor máximo de  $R_{u2\%}/H_{m0}$  para estructuras permeables es de 2.0.

Con este nuevo estimador, se realiza un ajuste de los coeficientes experimentales de las formulaciones propuestas por **Schüttrumpf y Van Gent (2003)**, obteniendo los siguientes coeficientes:

PROPUESTA		
$\gamma_f$	$C_{A,h}^*$	$C_{c,h}^*$
0.37	0.60	0.75

Tabla 8. 1. Coeficiente de rugosidad y coeficientes empíricos propuestos.

Con el siguiente ajuste:

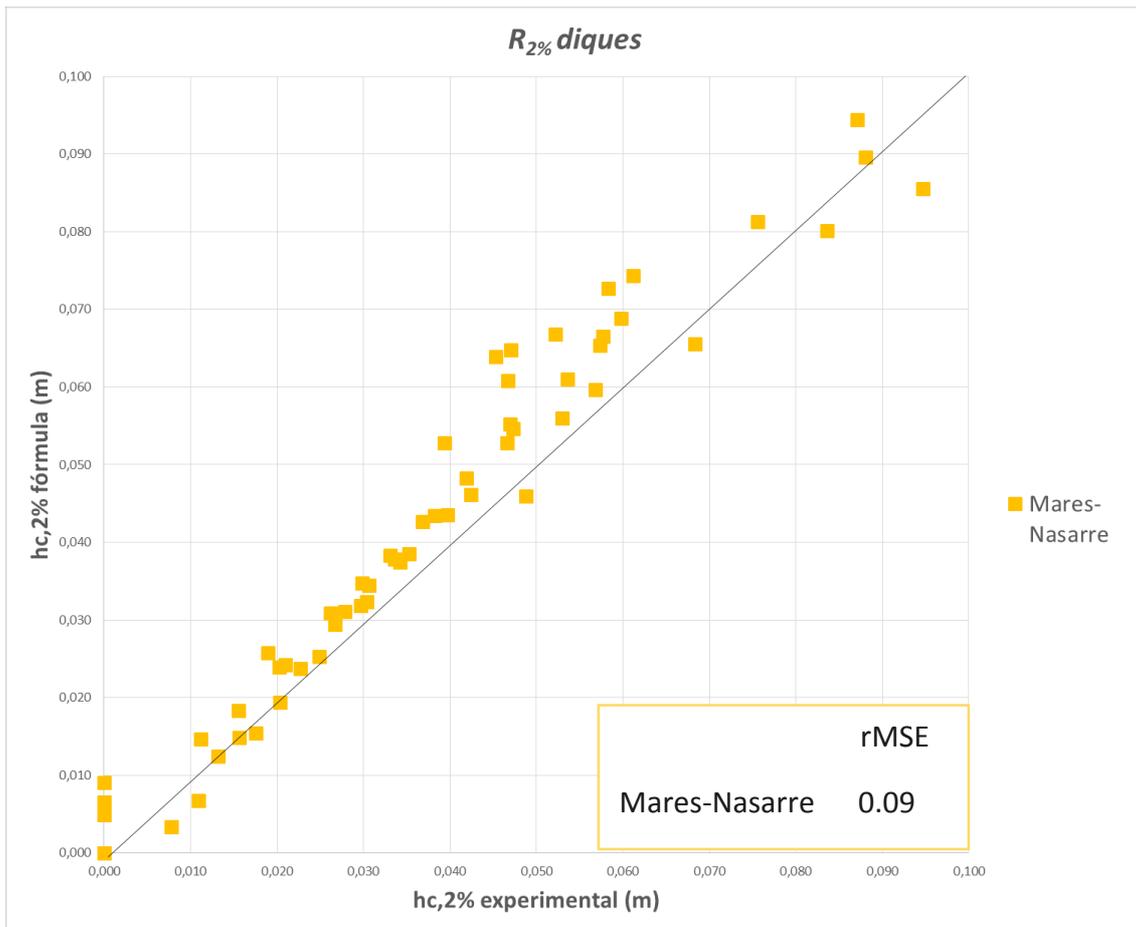


Figura 8. 3. Comparación de espesores de la lámina en coronación ( $hc, 2\%$ ) entre datos experimentales y la metodología propuesta.

Finalmente, se ha realizado una aplicación práctica tanto de este estudio como de los conocimientos adquiridos sobre el diseño de diques en talud para proponer una nueva solución del dique de abrigo planteado en el Proyecto Constructivo de Ampliación del Puerto pesquero de Blanes (Girona).

En primer lugar, se ha analizado la problemática existente, destacando los problemas de agitación y rebases excesivos, para así proponer alternativas que den solución a dichos problemas. Adicionalmente, se han considerado los condicionantes de la zona, siendo especialmente importantes aquellos relativos al terreno de cimentación bajo el trazado del nuevo dique. Este terreno presenta alrededor de dos metros de terreno de baja compacidad, obligando a realizar dragados, rellenos y grandes banquetas de pie, en caso de optar por la construcción de un dique vertical.

Por otra parte, se ha llevado a cabo un análisis de la solución originalmente adoptada, tanto de la solución constructiva como de los estudios previos y de clima marítimo. Con todo ello, se decide proponer alternativas únicamente de dique en talud manteniendo el trazado en planta original, pues esta tipología no requiere de cimentaciones tan

competentes y al provocar la rotura del oleaje, previene posibles problemas de agitación.

En el estudio de soluciones realizado, se plantean alternativas de dique en talud con seis mantos diferentes, para después escoger aquella más ventajosa empleando un análisis multicriterio. En este análisis se consideran tanto los costes asociados al material como al procedimiento constructivo y la repercusión ambiental de la obra. Como resultado, se escoge la alternativa con manto monocapa de Cubípodos en los tres tramos considerados: arranque, tronco y morro.

El manto principal del dique se calcula mediante la formulación propuesta por el **SPM (1984)**, mientras que los pesos de las capas subyacentes se obtienen siguiendo las recomendaciones de dicho manual. Para la estabilidad de la berma, se aplica la fórmula de **Van der Meer (1998)**, mientras que para comprobar la estabilidad del espaldón se obtienen las fuerzas debidas al oleaje mediante las ecuaciones propuestas por **Molines (2016)**. Finalmente, el francobordo es estimado con un doble criterio: criterios límite de rebase admisible de Burchart, estimado mediante la fórmula de **Molines (2016)**, y criterios por seguridad del usuario, según las recomendaciones de **Bae et al. (2016)**, en términos del espesor de la lámina de agua y velocidad del flujo. Con todo ello, se proponen las secciones tipo representadas a continuación:

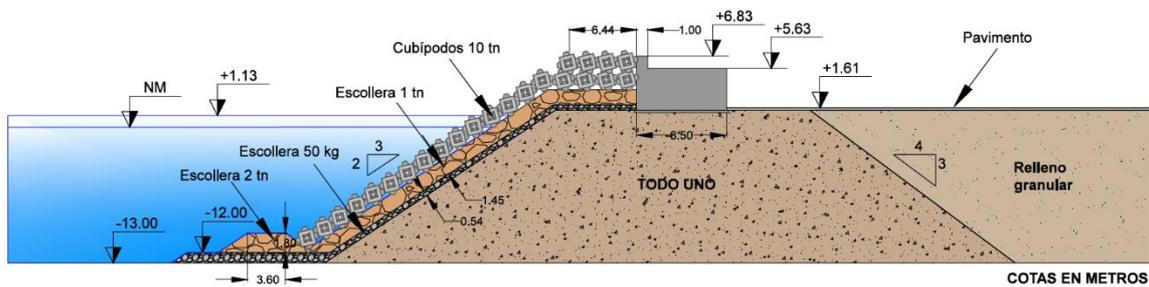


Figura 8. 4. Sección transversal tipo en arranque.

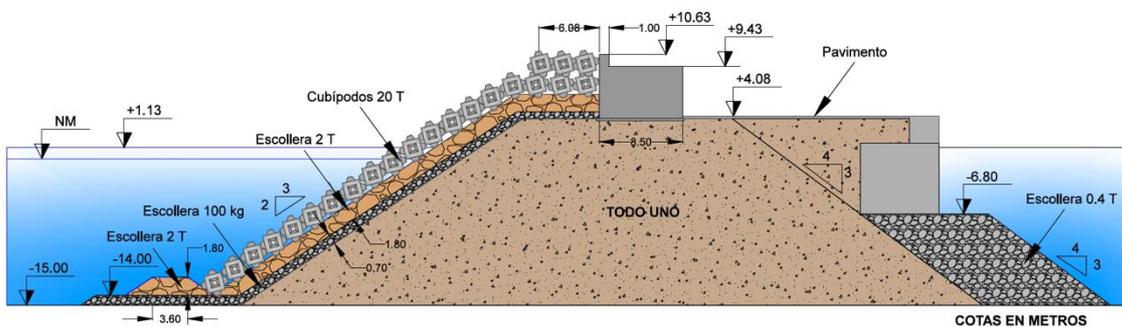


Figura 8. 5. Sección transversal tipo en tronco.

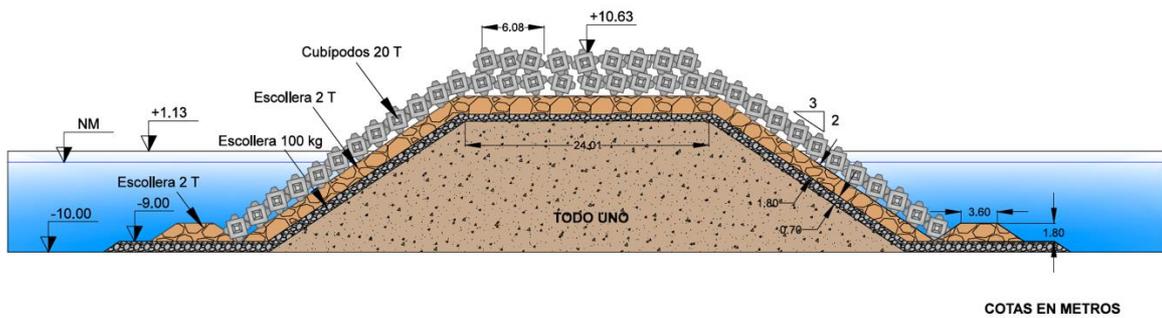


Figura 8. 6. Sección transversal tipo en morro.

Para terminar, se ha valorado económicamente la obra, resaltando la diferenciación de los tres tramos diseñados: arranque, tronco y morro.

## 8.2. Futuras líneas de investigación

La investigación realizada acerca de los espesores de lámina de agua en coronación se ha centrado únicamente en diques monocapa de Cubípodos. No obstante, dentro del proyecto ESBECO "ESTabilidad hidráulica del manto, BERmas y CORonación de diques en talud con rebase y rotura por fondo", dentro del que se enmarca el presente trabajo, se prevé realizar ensayos con mantos de escollera y cubos. Con estos nuevos ensayos, se podrá ampliar la metodología propuesta, para que su aplicación pueda ser más global.

Por otra parte, quedan diversas líneas de investigación en relación al tema tratado en diques en talud rebasables, entre las que destacan:

- Variación del ángulo del talud del manto principal.
- Análisis de las velocidades del flujo en coronación.
- Análisis del rebase instantáneo.
- Estimar el rebase instantáneo a partir de sus parámetros descriptores: velocidad del flujo y espesor de la lámina de agua.

Asimismo, actualmente ya se han llevado a cabo algunos ensayos con escollera, observando un rápido fallo del dique por la zona del manto ubicada entre coronación y talud frontal. Dado que el dique de Cubípodos en las condiciones ensayadas resultaba indestructible, estos nuevos ensayos permitirán analizar la estabilidad de este tipo de estructuras con mayor detalle y relacionar las sollicitaciones por rebase (espesor de la lámina y velocidades) con su estabilidad.

## Capítulo 9. Referencias

**Ahrens, J. (1981).** *Irregular wave run-up on smooth slopes*. CETA No. 81-17, Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Ft. Belvoir, V.A.

**Ahrens, J.P. (1987).** *Characteristics of reef breakwaters*, CERC, Vicksburg, Technical Report CERC-87-17.

**Ahrens, J.P. & McCartney, B.L. (1975).** Wave Period Effect on Stability of Riprap. *Proc. Civil Eng. In the Oceans III*, Vol. 2, pp. 1019-1034.

**Allsop, W., Bruce, T., Pullen, T. & Van der Meer, J. (2008).** Direct hazards from wave overtopping - The forgotten aspect of coastal flood risk assessment? *43rd Defra Flood and Coastal Management Conference*.

**Aminti, P. & Franco, L. (1988).** Wave overtopping on rubble mound breakwaters. *Proceedings of the 21st ICCE*, Malaga, Spain, ASCE, New York.

**Bae, H.U., Yun, K.M., Yoon, J.Y. & Lim, N.H. (2016).** Human Stability with respect to Overtopping Flow on the Breakwater. *International Journal of Applied Engineering Research*, vol. 11, No. 1, pp. 111 - 119.

**Battjes, J. (1974b).** *Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves*. Report 74-2, Delft University of Technology, Committee on Hydraulics, Department of Civil Engineering, Delft, The Netherlands.

**Battjes, J. (1974a).** *Surf Similarity*. Proceedings of the 14th International Coastal Engineering Conference, vol. 1, American Society of Civil Engineers, Copenhagen.

**Berenguer, J.M. y Baonza, A. (2006).** Diseño del espaldón de los diques rompeolas. // CONGRESO NACIONAL DE LA ASOCIACIÓN TÉCNICA DE PUERTOS Y COSTAS. Puertos, diques y obras singulares; Costas, gestión de zonas costeras, Algeciras, España.

**Besley, P. (1999).** Wave overtopping of seawalls. Design and assessment manual. *R&D Technical Report W178*, Hydraulics Research Wallingford.

**Bosman, G., Van der Meer, J.W., Hoffmans, G., Schüttrumpf, H. & Verhagen, H.J. (2008).** Individual overtopping events at dikes. *Proc. ICCE 2008, ASCE*, 2944-2956.

**Bradbury, J.M. & Allsop, N. (1988).** Hydraulic effects on breakwater crown walls. *Proceedings of Breakwater '88 Conference, Institution of Civil Engineers*, Eastbourne, Thomas Telford, London.

**Bruce, T., Van der Meer, J.W., Franco, L., Pearson, J.M. (2009).** Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 56, 166-179.

**Bruun, P. (1985).** *Design and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection*. Elsevier Science Publishing Company Inc, Amsterdam, The Netherlands.

**Burcharth, H.F. (2000).** State of the art in conceptual design of breakwaters, *Proc. Coastal Structures 99*, 2000, Balkema, pp. 3 - 19.

**Burcharth, H. & Hughes, S. (2006).** Part VI - Design of coastal project elements. In C. a. Laboratory, *Coastal Engineering Manual*.

**Burcharth, H. & Hughes, S. (2003).** Part VI - Design of coastal project elements. In C. a. Laboratory, *Coastal Engineering Manual*.

**Burcharth, H., Lui, Z. & Troch, P. (1999).** Scaling of core material in rubble mound breakwater model tests. *Proceedings of COPEDEC 5*, Cape Town, South Africa.

**Burger, G. (1995).** *Stability of low-crested breakwaters*, Tesis de Máster, Delft Univesity.

**CEM (2006).** *Coastal Engineering Manual*. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, USA.

**CIRIA, CUR, CETMEF (2007).** *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition). C683, CIRIA, London.

**CLASH (2008).** *CLASH*. Retrieved 2008, from Website of the European Project CLASH (Crest Level Assessment of Coastal Structures by Full Scale Monitoring, Neural Network Prediction and Hazard Analysis on Permissible Wave Overtopping): <<http://www.clash-eu.org/>>

**Coeveld, E., Van Gent, M. & Pozueta, B. (2005).** *Neural Network Manual NN\_OVERTOPPING 2. Report of Clash: Workpackage 8*, Delft Hydraulics.

**DCM (2011).** Guidelines for Xbloc Concept Design. Delta Marine Consultants, Gouda, The Netherlands.

**De Castro, E. (1933).** Diques de escollera. *Revista de Obras Públicas*, pp. 183-185.

**De Rouck, J., van der Meer, J., Allsop, N., Franco, L. & Verhaeghe, H. (2002).** Wave overtopping at coastal structures: development of a database towards upgraded prediction methods. ASCE, Proceedings of the 28th Internacional Coastal Engineering Conference, Cardiff, UK, Vol. 2, pp. 2140-2152.

**De Waal, J. & van der Meer, J. (1992).** Wave run-up and overtopping on coastal structures. *Proceedings of the 23rd ICCE*, Venice, Italy.

**Dupray, S. & Roberts, J. (2009).** Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. *Proc. of Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, Thomas Telfors Ltd., Vol. 1: 245-259.

**EurOtop Manual 2007.** *Wave overtopping of sea defenses and related structures: Assessment manual.* EA Environmental Agency, Expertise Netwerk Waterkeren, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

**EurOtop, 2016.** *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application.* Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H. Troch, P. and Zanuttigh, B., [www.overtopping-manual.com](http://www.overtopping-manual.com).

**Figueres, M. & Medina, J.R. (2004).** Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model. *Proc. 29th ICCE, ASCE*, 594-603.

**Franco, C., Franco, L., Restano, C. & Van der Meer, J. (1995).** The effect of obliquity and short-crestedness on the overtopping rate and volume distribution on caisson breakwaters. *MAST II-MCS (Monolithic Coastal Structures): Final Proceedings.*

**Franco, D., de Gerloni, M. & van der Meer, J. (1994).** Wave overtopping on vertical and composite breakwaters. Kobe, Japan: *ASCE*.

**Gallach-Sánchez, D., Troch, P. & Kortenhaus, A. (2016).** Experimental study of overtopping behaviour of steep low-crested coastal structures. *PIANC Yearbook 2015.*

**Goda, Y. (1970).** A synthesis of breaker indices, *Proc. JSCE*, No. 180, pp. 39-49 (japonés).

**Goda, Y. (1985).** *Random seas and design of maritime structures.* University of Tokyo Press. Japan. ISBN 0-86008-369-1.

**Gómez-Martín, M.E. & Medina, J.R. (2004).** Wave-to-wave exponential estimation of armor damage progression. *Proc., 29th Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, Singapore, 3592-3604.

**Gómez-Martín, M.E. & Medina, J.R. (2006).** Damage progression on cube armored breakwaters. Proc., 30th Int. Conf. on Coastal Engineering, World Scientific, Singapore, 5229–5240.

**Gómez-Martín, M. & Medina, J.R. (2014).** Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod armor units. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 140(1), 100-108.

**Gómez-Martín, M. E. (2015).** Análisis de la evolución de averías en el manto principal de diques en talud formado por escolleras, cubos y Cubípodos. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de València. doi:10.4995/Thesis/10251/59231.

**Granthem, K. (1953).** *A model study of wave run-up on sloping structures. Technical report.* Series 3, Issue 348, University of California, Institute of Engineering Research, Berkley, California.

**Hebsgaard, M., Sloth, P. & Juhl, L. (1998).** Wave overtopping of rubble mound breakwaters. *Proceedings of the 26th ICCE*, Copenhagen, Denmark.

**Hedges, T. & Reis, M. (1997).** *Random wave overtopping of simple seawalls: a new regression model.* Report No. CE/1/97, University of Liverpool, Department of Civil Engineering, Liverpool, UK.

**Herrera, M.P. (2016).** *Mound breakwater design in depth-limited breaking wave conditions.* PhD thesis. Universitat Politècnica de València.

**Hudson, R. (1959).** Laboratory investigations on rubble mound breakwaters. *Journal of Waterway Port, Coastal and Ocean Division*, 85 (3), 1959, pp. 93-121.

**Hunt, I. (1959).** Design of seawalls and breakwaters. *Journal of the Waterways and Harbors Division*, vol. 85, No. WW3, American Society of Civil Engineering.

**Iribarren, R. (1938).** *Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera*. M. Bermejillo Usabiaga, Pasajes, Guipúzcoa, España.

**Iribarren, R. (1965).** Fórmula para el cálculo de los diques de escollera naturales o artificiales. *XXI Congreso Internacional de la Navegación*, Stockholm, 2(1).

**Iribarren, R. & Noales, C. (1949).** Protección des Ports. *Proceedings of the 17th International Navigation Congress*, Section II, Communication.

**Jensen, H., Andersen, T. & Gronbech, J. (1996).** Breakwater stability under regular and irregular wave attack. *Proceedings of the 26th Coastal Engineering Conference*, ASCE, pp. 1679-1692.

**Jensen, O.J. (1984).** *A monograph on rubble mound breakwaters*. Danish Hydraulic Institute, Hørsholm, Dinamarca.

**Klabbers, M., Muttray, M. & Reedijk, J. (2003).** *Xbloc armour unit development, Hydraulic performance of Xbloc armour units - 2D model tests*, at WL Delft. Delta Marina Consultants, Gouda, The Netherlands.

**Kofoed, J.P. (2002).** *Wave overtopping of marine structures - utilization of wave energy*. PhD thesis. Aalborg University, Aalborg, Denmark.

**Kofoed, J.P. & Burcharth, H.F. (2002).** Estimation of overtopping rates on slopes in wave power devices and other low-crested structures. *28th Int. Conf. Coastal Engineering*, ASCE, New York.

**Kramer, M. & Burcharth, H.F. (2003).** 3D stability tests at AAU, part of internal report for DELOS deliverable D31.

**Kramer, M. & Burcharth, H.F. (2004).** Stability of low-crested breakwaters in shallow water short crested waves, *Proceedings Coastal Structures '03, Portland*, pp. 137-149.

**Kramer, M., Zanuttigh, B., Van der Meer, J.W., Vidal, C. & Gironella, F.X. (2005).** Laboratory experiments on low-crested breakwaters. *Coastal Engineering*, 52, 867-885.

**Longuet-Higgins, M.S. (1983).** On the joint distribution of wave periods and amplitudes in a random wave field. *Proc. Roy. Soc. London, Ser. A*, 347, pp. 311 - 328.

**Lorke, S., Brüning, A., Van der Meer, J.W., Schüttrumpf, H., Bornschein, A., Gilli, S., Pohl, R., Spano, M., Ríha, J., Werk, S. & Schlütter, F. (2010).** On the effect of current on wave run-up and wave overtopping, *Proc. ICCE 2010, ASCE (Shanghai)*.

**Lorke, S., Scheres, B., Schüttrumpf, H., Bornschein, A. & Pohl, R. (2012).** Physical model tests on wave overtopping and flow processes on dike crests influenced by wave-current interaction. *Proc. ICCE 2012, ASCE (Santander)*

**Losada, M. & Giménez-Curto, L. (1979a).** The Joint Influence of the Wave Height and Period on the Stability of Rubble Mound Breakwaters in Relation to Iribarren's Number. *Journal of Coastal Engineering* 3, pp. 77.96.

**Losada, M. & Giménez-Curto, L. (1981).** Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action. *Coastal Engineering*, Vol. 4, Elsevier.

**Maciñeira Alonso, E. (2004).** *Determinación de una fórmula para el cálculo de la estabilidad del morro de un dique en talud. Análisis de los distintos factores que intervienen.* Departamento de Métodos Matemáticos y de Representación, Universidad de A Coruña, A Coruña, España.

**Medina, J.R. (1999).** Neural network modelling of run-up and overtopping. *Proceedings of Coastal Structures*, ASCE, Santander, Spain.

**Medina, J.R. & Gómez-Martín, M.E. (2016).** Cubipod® Manual 2016. Editorial Universitat Politècnica de València. <http://hdl.handle.net/10251/72391>.

**Medina, J., González-Escrivá, J., Garrido, J. & De Rocuk, J. (2002).** Overtopping analysis using neural networks. *Proceedings of the 28th ICCE*, Wales, United Kingdom.

**Miche, R. (1944).** Mouvement ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante. *Annales des Ponts et Chaussées*.

**Miche, R. (1951).** Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes exposés à l'action de la houle, *Annales Ponts et Chaussées*.

**Mijlemans, L. (2006).** *Analysis of the stability of the armour unit "Cubipod" in breakwater structures (PFC)*. Universidad Politécnica de Valencia.

**Molines, J. (2015).** *Wave overtopping and crown wall stability of cube and Cubipod-armoured mound breakwaters. PhD thesis*. Universitat Politècnica de València.

**Muttray, M., Reedijk, B. & Klabbers, M. (2004).** *Development of an innovative breakwater armour unit*. Delta Marine Consultance b.v., Gauda, The Netherlands.

**Muttray, M. & Reedijk, B. (2008).** Reanalysis of breakwater stability with steep foreshores. *Proc. 31th ICCE*, Hamburg, Germany.

**Muttray, M., ten Oever, E. & Reedijk, B. (2012).** Stability of low-crested and submerged breakwaters with single layer armouring, *Journal of Shipping and Ocean Engineering 2*, pp. 140-152.

**Nelson, R. (1997).** Height limits in top down and bottom up wave environments. Technical Note. *Coastal Engineering*, vol. 32, No. 2-3, pp. 247-254.

**Owen, M.W. (1980).** *Design of seawalls allowing for wave overtopping. Technical Report EX 924*, Hydraulics Research, Wallingford, UK.

**Owen, M.W. (1982).** The hydraulic design of sea wall profile. *Proc. Conference Shoreline Protection, ICE.*

**Owen, M.W. (1982).** Overtopping sea defences. *Proc. Conf. Hydraulic Modelling of Civil Eng. Structures, BHRA.*

**Pedersen, J. (1996).** *Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters. Series Paper 12 / Hydraulic & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, University of Aalborg, Dinamarca.*

**Powell, K.A. & Allsop, N.W.H. (1985).** Low-crest breakwaters, hydraulic performance and stability.

**Rattanapitikon, W. & Shibayama, T. (2000).** Verification and modification of breaker height formulas. *Coastal Engg J*, vol. 42, No. 4, pp. 389-406.

**Rattanapitikon, W., Vivattanasirinal, T. & Shibayama, T. (2003).** A proposal of new breaker height formula. *Coastal Engg J*, vol. 45, No. 1, pp. 29-48.

**Savage, R. (1959).** Wave run-up on roughened and permeable slopes. *Journal of Waterways Division*, vol. 84, nº WW3, American Society of Civil Engineers, USA.

**Saville, J. (1955).** Laboratory data on wave run-up and overtopping on shore structures. *Technical memorandum nº 64*, U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Washington D.C.

**Saville, J. (1956).** Wave run-up on shore structures. *Journal of Waterways Division*, vol. 82, nº WW2, American Society of Civil Engineers, USA.

**Saville, J. (1957).** Wave run-up on composite slopes. *Proceedings of the 6th ICCE*, Gainesville, Florida, American Society of Civil Engineers, USA.

**Saville, J. & Caldwell, J. (1953).** Experimental study of wave overtopping on shore structures. *Proceedings of Minnesota International Hydraulics Convention*, Minneapolis, Minnesota, USA.

**Schüttrumpf, H. (2001).** *Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und theoretische untersuchungen*, PhD Diss. T.U. Braunschw., Germany.

**Schüttrumpf, H. & Van Gent, M. (2003).** Wave overtopping at seadikes. *Proc. Conf. on Coastal Structures 2003*, Portland, pp. 431 - 443.

**Schüttrumpf, H. & Oumeraci, H. (2005).** Layer thickness and velocities of wave overtopping flow at seadikes. *Elsevier, J. Coast. Eng.* 52, 473 - 495.

**Schüttrumpf, H., Müller, J. & Oumeraci, H. (2002).** Overtopping flow parameters on the inner slope of seadikes. *Proc. ICCE 2002*, Cardiff, ASCE, 2116-2127.

**Shankar, N.J. & Jayaratne, M.P.R. (2003).** Wave run-up and overtopping on smooth and rough slopes of coastal structures. *Ocean Engineering* 30, pp. 221-238.

**Smolka, E. (2008).** *Estudio experimental del remonte y rebase de un dique en talud de Cubípodos: Aplicación al Nuevo Dique de Abrigo de Punta Langosteira (A Coruña) (PFC)*. Universidad Politécnica de Valencia, España.

**Smolka, E., Zarranz, G. y Medina, J.R. (2009).** Estudio experimental de rebase de un dique en talud de Cubípodos. *Libro de Ponencias de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Universidad de Cantabria, Adif Congresos, 803-809.

**SPM (1984).** *Shore Protection Manual*. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, USA.

**Troch, P., Mollaert, J., Peelman, S., Victor, L., Van der Meer, J.W., Gallach-Sánchez, D. & Kortenhaus, A. (2015).** Experimental study of overtopping performance for the cases of very steep slopes and vertical walls with very small freeboards. *Proceedings of the 34th International Conference of Coastal Engineering*, vol. 138, Seoul, Korea.

**Van der Linde, P. (2010).** *Stability of single layer armour units on low-crested structures*, Tesis de Máster, Delft University.

**Van der Meer, J.W. (1988b).** *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Tesis doctoral, Delft Technical University.

**Van der Meer, J. (2002).** Technical rapport wave run-up and wave overtopping at dikes. TAW, Delft.

**Van der Meer, J. (2002).** Technical Report Wave run-up and wave overtopping ar dikes. Technical Advisory Committe on Flood Defence, Delft.

**Van der Meer, J. & Janssen, J. (1995).** Wave run-up and wave overtopping at dikes. Published in *Wave Forces Inclined and Vertical Structures*.

**Van der Meer, J.W. & Bruce, T. (2013).** New Physcal Insights and Design formulae on Wave Overtopping at sloping and vertical structures, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE.

**Van der Meer, J.W. & Daemen, I.F.R. (1994).** Stability and wave transmission at low-crested rubble mound structures, *ASCE Journal of Waterway, Port, Coast and Ocean Engineering*, New York, pp. 1-19.

**Van der Meer, J.W. & Pilarczyk, K.W. (1990).** Stability of low-crested and reef breakwaters, *Proceedings of the 22nd International Conference on Coastal Engineering*, Delft, The Netherlands, Vol. 2, pp. 1375-1388.

**Van der Meer, J.W., Provoost, Y. & Steendam, G.J. (2012).** The wave run-up simulator, theory and a first pilot test. *Proc. ICCE 2012, ASCE (Santander)*.

**Van der Meer, J. & Stam. C. (1992).** Wave run-up on smooth and rock slopes of coastal structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Enigineering* vol. 118, nº5, American Society of Civil Engineers.

**Van Gent, M. (1999a).** *Wave run-up and wave overtopping for double-peaked wave energy spectra*, Delft Hydraulics Report H3351, January 1999, Delft.

**Van Gent, M. (1999b).** *Physical model investigations on coastal structures with shallow foreshores; 2D model tests with single and double-peaked wave energy spectra*, Delft Hydraulics Report H3608, December 1999, Delft.

**Van Gent, M. (2001a).** *Low-exceedance wave overtopping for double-peaked wave energy spectra*, Delft Cluster report DC030202/H3803, Delft Hydraulics, March 2001, Delft.

**Van Gent, M. (2001b).** Wave run-up on dikes with shallow foreshores. *Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering*.

**Van Gent, M. (2002).** Wave overtopping at dikes. *ASCE, Proc. ICCE 2002*, Cardiff.

**Van Gent, M.R.A., Smale, A. & Kuiper, C. (2003).** Stability of rock with shallow foreshores. *Proc. of fourth international coastal structure conference*. Portland, ASCE, Reston, 2003.

**Verhagen, H.J., Reedijk, J. & Muttray, M. (2006).** The effect of foreshore slope on breakwater stability. *ASCE, Proceedings of 30th International Conference on Coastal Engineering*, San Diego, CA, pp. 4828-4840.

**Victor, L. & Troch, P. (2012).** Experimental study of the overtopping behaviour of steep slopes - Transition between mild slopes and vertical walls. *Proceedings of the 33rd International Conference on Coastal Engineering*, pp. 1-23, Santander, Spain.

**Vidal, C., Lopez, F. & Losada, I. (2007).** Stability of low crested and submerged rubble mound breakwaters: Relationship between flow characteristics and measured damage and stability formulas for low crested and submerged breakwaters, *Proceedings Coastal Structures '07, Venice*.

**Vidal, C., Losada, M.A. & Medina, R. (1991).** Stability of Mound Breakwater's Head and Trunk. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE*. Vol. 117, No. 6, Nov/Dec.

**Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R., Mansard, E.P.D. & Gómez-Pina, G. (1992).** A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters, *Proceedings of the 23rd Conference on Coastal Engineering*. ASCE, pp. 1679-1692.

**Vidal, C., Losada, M.A & Mansard, E.P.D. (1995).** Stability of low-crested rubble-mound breakwater's head. *ASCE, Journal of Waterway, Port Coastal and Ocean Engineering*, March/April 1995, pp. 114-122.

**Weggel, J.R. (1972).** Maximum breaker height. *J. Waterways, Harbors and Coastal Eng Div*, vol. 98, No WW4, pp. 529-548.

**Weggel, J.R. (1976).** Wave overtopping equation. *Proceedings of the 15th Coastal*.

El presente Trabajo Final de Máster, comprende la ESTABILIDAD Y REBASE DE DIQUES EN TALUD CON BAJA COTA DE CORONACIÓN Y ROTURA POR FONDO. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO PESQUERO DE BLANES, realizado por:

Autora:

Mares Nasarre, Patricia

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Patricia', with a stylized, cursive script.

Valencia, Julio de 2017