

Trabajo Fin de Máster
Máster Universitario en Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas
mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

Autor: Celia Limón García

Tutor: Gabriel Chamorro Sosa

Dpto. de Ingeniería de la Construcción y
Proyectos de Ingeniería
Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Sevilla, 2023



Departamento de
Ingeniería de la Construcción
y Proyectos de Ingeniería



Trabajo Fin de Máster
Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

Autor:

Celia Limón García

Tutor:

Gabriel Chamorro Sosa

Profesor Asociado

Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2023

Trabajo Fin de Máster: Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

Autora: Celia Limón García

Tutor: Gabriel Chamorro Sosa

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

El Secretario del Tribunal

Fecha: Sevilla, 2023

A mi familia

A mi tutor

A mis compañeros

A todos mis apoyos

Agradecimientos

En el presente documento expongo la memoria de mi trabajo fin de máster, marcando el fin de una etapa importante de mi vida. Este hecho ha sido posible gracias al conocimiento y apoyo que me han brindado muchísimas personas. En esta ocasión especial, deseo expresar mi gratitud a algunas de estas personas, las más significativas en mi camino, siendo consciente de las aquellas que dejo atrás por no dilatar aún más estas líneas.

En primer lugar, me gustaría agradecer a todos los profesores que me han impartido clases en la escuela. No solo compartieron sus conocimientos con nosotros, sino que también nos enseñaron la importancia del trabajo en equipo, la colaboración con los compañeros y la superación de nuestros límites. Durante estos años, nos han demostrado que la etapa universitaria es solo el comienzo y que es la experiencia lo que nos permite aprovechar adecuadamente la base que nos proporcionaron. En especial, me gustaría mencionar a Gabriel Chamorro Sosa, tutor de este trabajo, no sólo por su inestimable ayuda y dedicación, si no por su gran apoyo, paciencia y ánimo.

También quiero expresar mi profundo agradecimiento a mis padres, ya que gracias a ellos estoy a un paso de hacer realidad este sueño. Les agradezco su apoyo, tanto económico como emocional, así como la confianza que siempre han depositado en mí. También agradezco a mis hermanas Noelia, Gloria y Bárbara por su apoyo incondicional y ayuda, y, sobre todo, a Carlos, Daniel y Eva por ser mi fuente de alegría y luz en estos días. Además, quiero mostrar mi agradecimiento a Rafael por toda la fuerza que me ha dado día tras día y nunca dejar de confiar en mí.

Por último, me gustaría agradecer a mis amigos por ser un equipo en momentos de tensión y apoyarnos siempre. Mi más sentido agradecimiento a Adelardo, Ana, Carlos, Fernando, Jaime, Jose, José Ignacio, Mario, Marta y Miguel por hacer más llevaderas mis tardes en la biblioteca, por brindarme su ayuda siempre que podían y por estar unidos siempre. Gracias por ser compañeros de fatigas y alegrías.

Celia Limón García

Sevilla, noviembre 2023

Resumen

El diseño tradicional de diques está basado en un enfoque determinista o determinista-probabilista, asignando valores nominales a las variables del problema sin considerar las diversas fuentes de incertidumbre del proyecto.

Para tener en cuenta esta incertidumbre, se emplean coeficientes de seguridad recomendados en diversos documentos de referencia y en la ROM 0.0. Estos coeficientes de seguridad provienen del proceso de verificación mediante el método probabilista de Nivel II, desarrollado por los autores de los documentos de referencia para facilitar el dimensionamiento de las estructuras a los proyectistas.

Este Trabajo Fin de Máster estudia el comportamiento de un dique situado a gran profundidad en la costa de Huelva.

En primer lugar, el dique se diseñará de forma tradicional a través del método de los coeficientes parciales. Con el objeto de confirmar que el diseño obtenido mediante el método de Nivel I es adecuado y se encuentra del lado de la seguridad, se verifica el diseño utilizando métodos probabilísticos de Nivel II y Nivel III, y se calculan los coeficientes de seguridad para el caso estudiado. Los métodos probabilísticos permiten optimizar el diseño de la estructura en función de la probabilidad de fallo deseada, haciéndolos muy interesantes a pesar de su complejidad.

En función de los resultados obtenidos en cada uno de los métodos, se derivan conclusiones y se propone un diseño para la estructura.

AGRADECIMIENTOS	9
RESUMEN	11
ÍNDICE.....	13
ÍNDICE DE TABLAS.....	17
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	19
1 INTRODUCCIÓN	23
1.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETO	23
1.2 RESUMEN DE CONTENIDO	24
2 ANÁLISIS DEL TEMPORAL.....	25
2.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETO	25
2.2 ANÁLISIS DE LOS DATOS HISTÓRICOS RECOGIDOS DURANTE EL TEMPORAL DE MARZO DE 2018. 26	
2.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ATMOSFÉRICA	26
2.2.2 DESCRIPCIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO	29
2.3 ANÁLISIS DEL RÉGIMEN EXTREMAL DE LA BOYA	36
2.4 OBTENCIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO.	38
2.4.1 SECTOR DIRECCIONAL SE	41
2.4.2 SECTOR DIRECCIONAL SW.....	42
2.4.3 SECTOR DIRECCIONAL W	43
2.5 CONCLUSIONES	43
3 BASES DE CÁLCULO	45
3.1 CONCEPTO DE DIQUE EN TALUD	46
3.2 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN. ROM 0.0	48
3.3 ESTADOS LÍMITES	49
3.4 MODOS DE FALLO DE UN DIQUE EN TALUD.....	49
3.5 FACTORES DE PROYECTO.....	50
3.5.1 VARIABILIDAD DE LOS FACTORES DE PROYECTO.....	50
3.5.2 VALORES DE UN FACTOR DE PROYECTO.....	51
3.6 ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN.....	51
3.6.1 DIMENSIONAMIENTO DE DIQUES EN TALUD	52
3.6.2 REFORMULACIÓN EN FORMATO DE MARGEN DE SEGURIDAD.....	56
3.6.3 INCERTIDUMBRE DE LAS ECUACIONES O MODELOS	56
3.7 CARÁCTER DE LA OBRA. INDICES ISA E IRE	57
3.8 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL MÉTODO DE VERIFICACIÓN	61
3.9 PROBABILIDAD DE FALLO	61
3.9.1 PROBABILIDAD FRENTE A UN MODO EN T_L	61
4 MÉTODOS DE NIVEL I	63
4.1 INTRODUCCIÓN	63
4.2 RESULTADO DE LOS MÉTODOS DE NIVEL I	63
4.3 MÉTODO DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL	63

4.3.1	FACTORES DE PROYECTO	64
4.3.2	VALORES DE LOS FACTORES Y TÉRMINOS	64
4.4	MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES	64
4.4.1	VALORES DE LOS FACTORES Y TERMINOS	65
4.5	DIFERENCIA ENTRE EL MÉTODO DE COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL Y EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES	65
5	APLICACIÓN MÉTODO NIVEL I	67
5.1	BASES DE CÁLCULO Y DISEÑO	67
5.1.1	CARÁCTER GENERAL DEL TRAMO. INDICES DE REPERCUSIÓN	67
5.1.2	MÉTODO DE VERIFICACIÓN	69
5.1.3	PERIODO DE RETORNO Y PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL	69
5.2	ANÁLISIS RÉGIMEN EXTREMAL DE LA BOYA. ALTURA Y PERIODO DE DISEÑO	70
5.2.1	SECTOR DIRECCIONAL SE	71
5.2.2	SECTOR DIRECCIONAL SW	73
5.2.3	SECTOR DIRECCIONAL W	74
5.2.4	RESUMEN DE LOS DATOS EXTREMALES	75
5.3	PROPAGACIÓN DEL OLEAJE	76
5.3.1	DATOS DE ENTRADA	76
5.3.2	PROPAGACIÓN MANUAL DEL OLEAJE SEGÚN LA TEORÍA LINEAL	77
5.4	ALTURA DE OLA DE DISEÑO EN EL MORRO DEL DIQUE	82
5.5	DIMENSIONAMIENTO DEL DIQUE	87
5.5.1	FORMULACIÓN DE HUDSON	88
5.5.2	FORMULACIÓN DE VAN DER MEER	90
5.5.3	CONCLUSIONES	92
5.5.4	DISEÑO DEL MANTO PRINCIPAL Y CAPAS DE FILTRO	92
6	MÉTODO DE NIVEL II	95
6.1	INTRODUCCIÓN	95
6.2	RESULTADO DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO	95
6.3	FACTORES Y TÉRMINOS	95
6.3.1	VALORES DE LOS FACTORES	95
6.3.2	CORRELACIÓN ENTRE FACTORES	96
6.3.3	FACTORES DE PROYECTO DETERMINISTAS EN FUNCIÓN DE LOS INDICES DE SENSIBILIDAD 96	
6.4	FORMULACIÓN GENERAL	96
6.4.1	ESQUEMA DIRECTO. TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN	97
6.4.2	ESQUEMA EN EL CASO DE UNA APROXIMACIÓN LINEAL DE $S=0$	98
6.5	FUNCIÓN DE FALLO LINEAL DE VARIABLES ALEATORIAS DE DISTRIBUCIÓN NORMAL	98
6.5.1	CASO A: VARIABLES NO CORRELACIONADAS	99
6.5.2	CASO B: VARIABLES CORRELACIONADAS	103
6.6	FUNCIÓNES DE FALLO NO LINEALES DE VARIABLES ALEATORIAS DISTRIBUIDAS NORMALMENTE 105	
6.6.1	ENFOQUE DE VALOR MEDIO DE PRIMER ORDEN	105
6.6.2	ENFOQUE DE PUNTO DE DISEÑO DE PRIMER ORDEN	107
6.6.3	RESULTADOS DEL MÉTODO	108
6.7	FUNCIÓNES DE FALLO NO LINEALES QUE CONTIENEN VARIABLES ALEATORIAS DISTRIBUIDAS NO NORMALES	109
6.8	INTERPRETACIÓN GEOMÉTRICA DEL PROBLEMA	110
6.9	INTRODUCCIÓN AL SISTEMA DE COEFICIENTES PARCIALES	111
7	APLICACIÓN NIVEL II	113
7.1	BASES DE CÁLCULO Y DISEÑO	113
7.2	ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN	113
7.3	FACTORES DE PROYECTO	114
7.3.1	DIÁMETRO NOMINAL DEL ELEMENTO DEL MANTO PRINCIPAL	115
7.3.2	DENSIDAD RELATIVA	115

7.3.3	PENDIENTE DEL TALUD DEL DIQUE	115
7.3.4	COEFICIENTE DE DAÑO K_D	116
7.3.5	N_{OD} . NÚMERO DE UNIDADES DESPLAZADAS	116
7.3.6	N . NÚMERO DE OLAS ACTIVAS	117
7.3.7	PERALTE ADIMENSIONAL, s_{om}	117
7.3.8	PERIODO DEL OLEAJE.....	118
7.3.9	ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE	118
7.3.10	COEFICIENTE DE PROPAGACIÓN HASTA EL MORRO	119
7.3.11	PARÁMETRO A DE INCERTIDUMBRE DE LA ECUACIÓN.....	119
7.4	APLICACIÓN NIVEL II	119
7.4.1	FORMULA DE HUDSON	120
7.4.2	FORMULA DE VAN DER MEER	125
7.4.3	SENSIBILIDAD DE LOS FACTORES DE PROYECTO.....	129
7.4.4	CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....	130
7.4.5	DISEÑO DEL MANTO PRINCIPAL Y CAPAS DE FILTRO.....	137
8	MÉTODO DE NIVEL III.....	139
8.1	INTRODUCCIÓN	139
8.2	RESULTADO DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO	139
8.3	FACTORES Y TÉRMINOS	139
8.3.1	VALORES DE LOS FACTORES.....	139
8.3.2	CORRELACIÓN ENTRE FACTORES.....	139
8.4	FORMULACIÓN GENERAL.....	140
8.5	SIMULACIÓN DE MONTE CARLO.....	141
8.5.1	GENERACIÓN DE NÚMEROS ALEATORIOS.....	141
8.5.2	NÚMERO DE MUESTRAS REQUERIDAS.....	142
9	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE NIVEL III.....	143
9.1	BASES DE CÁLCULO Y DISEÑO	143
9.2	ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN.....	143
9.3	FACTORES DE PROYECTO.....	144
9.3.1	DIÁMETRO NOMINAL DEL ELEMENTO DEL MANTO PRINCIPAL	144
9.3.2	DENSIDAD RELATIVA.....	144
9.3.3	PENDIENTE DEL TALUD DEL DIQUE	145
9.3.4	COEFICIENTE DE DAÑO K_D	145
9.3.5	N_{OD} . NÚMERO DE UNIDADES DESPLAZADAS	146
9.3.6	N . NÚMERO DE OLAS ACTIVAS	146
9.3.7	PERALTE ADIMENSIONAL, s_{om}	146
9.3.8	PERIODO DEL OLEAJE.....	146
9.3.9	ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE	147
9.3.10	COEFICIENTE DE PROPAGACIÓN HASTA EL MORRO	147
9.3.11	PARÁMETRO A DE INCERTIDUMBRE DE LA ECUACIÓN.....	147
9.4	APLICACIÓN NIVEL III.....	148
9.4.1	FORMULA DE HUDSON	148
9.4.2	FORMULA DE VAN DER MEER	151
9.4.3	DISEÑO DEL MANTO PRINCIPAL Y CAPAS DE FILTRO.....	155
10	COMPARACIÓN ENTRE LOS DISTINTOS NIVELES DE CÁLCULO.....	157
10.1	INTRODUCCIÓN	157
10.2	COMPARACIÓN TEÓRICA DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO	157
10.3	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	158
11	DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO DEL DIQUE.....	161
11.1	INTRODUCCIÓN	161
11.2	MANTO PRINCIPAL	161
11.3	CAPA DE FILTRO	162
11.4	ANCHO DE CORONACIÓN	163

11.5	DISEÑO DE LA BERMA.....	164
11.6	COTA DE CORONACIÓN DEL DIQUE.....	164
12	CONCLUSIONES.....	167
12.1	CONCLUSIONES GENERALES.....	167
12.2	FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO.....	168
13	REFERENCIAS.....	169
	ANEXO I: PLANO SECCIÓN TIPO.....	171
	ANEXO II: CÓDIGOS DE MATLAB.....	173

Índice de tablas

Tabla 2.1. Cuadro resumen de los datos atmosféricos. [Elaboración Propia]	28
Tabla 2.2. Nivel Medio del Mar a 1 de Marzo de 2018. Datos Horarios. [1]	34
Tabla 2.3. Nivel Medio del Mar a 1 de Marzo de 2018. Datos Horarios. [1]	34
Tabla 2.4. Cuadro resumen de datos del temporal marítimo. [Elaboración propia].....	36
Tabla 2.5. Valores escalares de los parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos de la Boya de Cádiz. [Elaboración propia].....	38
Tabla 2.6. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada. [2].....	39
Tabla 2.7. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y $P_{f_{ELS}}$. [2].....	39
Tabla 2.8. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SE de la Boya de Cádiz. [1].....	42
Tabla 2.9. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SW de la Boya de Cádiz. [1].....	42
Tabla 2.10. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector W de la Boya de Cádiz. [1].....	43
Tabla 2.11. Resumen de los datos de altura de ola significativa y periodo pico del oleaje obtenidos. [Elaboración propia]	43
Tabla 3.1. Comportamiento de un talud de escollera en función de la avería adimensional de Broderick, $\langle\langle S \rangle\rangle$. [3]	54
Tabla 3.2. Comportamiento del manto sobre la base de $\langle\langle S \rangle\rangle$ y $\langle\langle Nod \rangle\rangle$. [3].....	55
Tabla 3.3. Índices de repercusión económica. IRE [2].....	58
Tabla 3.4. Índices de repercusión social y ambiental. ISA [2].....	58
Tabla 3.5 Métodos de verificación en función del IRE e ISA. Según Tabla 2.2.16 de la ROM 1.0-09 [2]	61
Tabla 5.1. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada. [2].....	68
Tabla 5.2. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y $P_{f_{ELS}}$. [2].....	68
Tabla 5.3. Métodos de verificación en función del IRE e ISA. Según Tabla 2.2.16 de la ROM 1.0-09 [2]	69
Tabla 5.4. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SE de la Boya de Cádiz. [1].....	72
Tabla 5.5. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SW de la Boya de Cádiz. [1].....	74
Tabla 5.6. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector W de la Boya de Cádiz. [1].....	75
Tabla 5.7. Resumen de los datos de altura de ola significativa y periodo pico del oleaje obtenidos por direcciones de procedencia del oleaje. [Elaboración propia]	75
Tabla 5.8. Parámetros del oleaje en aguas profundas. [Elaboración propia].....	76
Tabla 5.9. Tabla resumen de ángulos entre el frente de ondas y la batimetría. [Elaboración propia].....	76
Tabla 5.10. Altura de ola propagada en el morro del dique. [Elaboración propia]	82
Tabla 5.11. Tabla resumen de los coeficientes de refracción hasta el morro del dique. [Elaboración propia].....	83

Tabla 5.12. Cálculo de la altura de ola de Goda. [Elaboración propia].....	83
Tabla 5.13. Longitud de onda en aguas profundas. [Elaboración propia].....	83
Tabla 5.14. Parámetros adimensionales del diagrama de Goda por direcciones. [Elaboración propia].....	83
Tabla 5.15. Valores de combinación de coeficientes parciales según Burcharth (1999). [3]	87
Tabla 7.1. Resultado de la aplicación del método de Nivel II empleando la formulación de Hudson y una distribución Weibull de extremos para Hs.	124
Tabla 7.2. Resultado de la aplicación del método de Nivel II empleando la formulación de Van der Meer y una distribución Weibull de extremos para Hs.....	128
Tabla 7.3. Índices de sensibilidad (Hudson) [Elaboración Propia]	129
Tabla 7.4. Índices de sensibilidad (Van der Meer) [Elaboración Propia]	129
Tabla 7.5. Declaración de factores favorables y desfavorables de cada término. (Hudson)	131
Tabla 7.6. Valores de los factores para el cálculo de los coeficientes de seguridad. (Hudson).....	131
Tabla 7.7. Declaración de factores favorables y desfavorables de cada término. (Van der Meer)	132
Tabla 7.8. Valores de los factores para el cálculo de los coeficientes de seguridad. (Van der Meer)	133
Tabla 7.9. Resumen de los coeficientes de seguridad parciales. [Elaboración Propia]	135
Tabla 7.10. Coeficientes de seguridad sin considerar el parámetro A de incertidumbre de la fórmula.....	135
Tabla 7.11. Coeficientes de ajuste $k\alpha$ y $k\beta$ para las ecuaciones de Hudson y Van der Meer. [7].....	136
Tabla 7.12. Coeficientes de seguridad obtenidos a partir de las expresiones de Burcharth.	136
Tabla 9.1. Probabilidad de fallo en función del diámetro nominal de los elementos del manto. (Hudson).....	149
Tabla 9.2. Probabilidad de fallo en función del diámetro nominal de los elementos del manto. (Van der Meer)	153
Tabla 10.1. Resumen de los resultados del dimensionamiento del dique según los métodos de la ROM 0.0 [Elaboración propia]	158
Tabla 11.1. Valores de kt y nv dados en el SPM. [5].....	162

Índice de ilustraciones

Ilustración 2.1. Situación de las boyas de Puertos del Estado más próximas.....	25
Ilustración 2.2. Localización de la Boya del Golfo de Cádiz. Red exterior. Longitud: -6.963 E Latitud:36.477 N. Profundidad 450.000 metros. [1].....	26
Ilustración 2.3. Mapa de Viento día 1 de Marzo de 2018 a las 3 horas GMT [1].....	27
Ilustración 2.4. Gráfica de velocidad del viento (08/02/2018-08/04/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz [1]	27
<i>Ilustración 2.5. Gráfica de velocidad del viento (25/02/2018-11/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz [1]</i>	<i>28</i>
Ilustración 2.6. Gráfica de dirección de procedencia del viento (26/02/2018-05/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz [1]	28
Ilustración 2.7. Gráfica Evolución Temporal de Altura de ola significativa (18/02/2018-01/04/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1].....	29
Ilustración 2.8. Gráfica Ampliada Evolución Temporal de Altura de ola significativa (27/02/2018-05/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1].....	29
Ilustración 2.9. Gráfica Evolución Temporal de Periodo de Pico del oleaje (18/02/2018-26/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1].....	30
Ilustración 2.10. Gráfica Evolución Temporal de Periodo de Pico del oleaje (24/02/2018-06/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1].....	30
Ilustración 2.11. Gráfica Medias Mensuales del Periodo de Pico de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]	31
Ilustración 2.12. Gráfica Evolución Temporal de la Dirección Pico de procedencia del oleaje (23/02/2018-11/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]	31
Ilustración 2.13. Gráfica Evolución Temporal de la Dirección Pico de procedencia del oleaje (24/02/2018-07/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]	32
Ilustración 2.14. Gráfica Evolución Temporal de la Dirección Media de procedencia del oleaje (22/02/2018-15/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]	32
Ilustración 2.15. Gráfica Ampliada Evolución Temporal de la Dirección Media de procedencia del oleaje (26/02/2018-04/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]....	32
Ilustración 2.16. Esquema DATUM Mareógrafo REDMAR HUELVA5 [1].....	33
Ilustración 2.17. Gráfica Evolución Temporal del Nivel del Mar (08/02/2018-24/02/2018) del Mareógrafo 5 de Huelva. [1]	33
Ilustración 2.18. Percentiles de pleamares del Mareógrafo 5 de Huelva. [1].....	35
Ilustración 2.19. Percentiles de bajamares del Mareógrafo 5 de Huelva. [1].....	35
Ilustración 2.20. Rosa de Alturas Significantes [1].....	37
Ilustración 2.21. Gráfica del Régimen Extremal Escalar de Oleaje. [1] Obtención de la probabilidad de excedencia del temporal.	37
Ilustración 2.22. Gráfica del Régimen Extremal Escalar de Oleaje. [1] Obtención de la altura de ola significativa de diseño.	40
Ilustración 3.1. Sección tipo de dique rompeolas. [1]	47
Ilustración 3.2. Tramos y alineaciones en la configuración en planta de un área portuaria. Figura 2.2.30. de la ROM 0.0. [2]	47

Ilustración 3.3. Estimación del índice de repercusión económica y vida útil mínima según la ROM 1.0-09 [2]	59
Ilustración 3.4. Estimación del índice de repercusión social y ambiental y probabilidad de fallo conjunta según la ROM 1.0-09 [2].....	60
Ilustración 5.1. Rosa de Altura Significante Global [1]	71
Ilustración 5.2. Régimen extremal direccional de oleaje para el sector SE de la Boya de Cádiz. [1]	72
Ilustración 5.3. Régimen extremal direccional de oleaje para el sector SW de la Boya de Cádiz. [1]	73
Ilustración 5.4. Régimen extremal direccional de oleaje para el sector W de la Boya de Cádiz. [1]	75
Ilustración 5.5. Acimut de la batimetría	77
Ilustración 5.6. Aplicación del diagrama de Goda para oleajes procedentes del SE. [5]	84
Ilustración 5.7. Aplicación del diagrama de Goda para oleajes procedentes del SW. [5]	85
Ilustración 5.8. Aplicación del diagrama de Goda para oleajes procedentes del W. [5]	86
Ilustración 5.9. Valores de la constante de estabilidad de Hudson. [3].....	89
Ilustración 6.1. Representación gráfica de la probabilidad de fallo para dos variables independientes [7].....	99
Ilustración 6.2. Función de densidad conjunta de dos variables gaussianas $f(R, S)$. [8]	100
Ilustración 6.3. Curvas de nivel de la campana gaussiana de distribución conjunta bivariada y ecuación de fallo, diferenciando dominios de seguridad y fallo. [8].....	101
Ilustración 6.4. Volúmenes de la campana gaussiana bivariada en la región de fallo $g < 0$ y definición del punto de diseño. [8]	101
Ilustración 6.5. Función normal estándar $N[0,1]$. [8]	102
Ilustración 6.6. Representación gráfica del índice de fiabilidad. [7].....	103
Ilustración 6.7. Caso general de gaussiana bivariada con variables correlacionadas. [8]	104
Ilustración 6.8. Definition of the Hasofer and Lind Reability index, β_{HL} . [7].....	106
Ilustración 6.9. Función de fallo no lineal Z y aproximación lineal de la función de fallo en el punto de diseño. [8].....	108
Ilustración 6.10. Campana de Gauss de la función de distribución conjunta $f(Y_1, Y_2)$ con variables Y_1 e Y_2 normales estándar $N[0,1]$. [8]	110
Ilustración 7.1. Comportamiento del manto sobre la base de $\ll S \gg$ y $\ll Nod \gg$. (Fuente: Diseño de diques rompeolas, Vicente Negro Valdecantos) [3].....	117
Ilustración 7.2. Función de densidad f_a de H_s según una Weibull triparamétrica ($\alpha=1.90$, $\beta=1.66$, $\gamma=1.73$).....	122
Ilustración 7.3. Función de distribución acumulada F_w de H_s según una Weibull triparamétrica ($\alpha=1.90$, $\beta=1.66$, $\gamma=1.73$)	122
Ilustración 9.1. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural. (Hudson)	150
Ilustración 9.2. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural. (Hudson)	150
Ilustración 9.3. Convergencia de la probabilidad de fallo aplicando el método de Monte Carlo en función del número de simulaciones realizadas. (Hudson)	151
Ilustración 9.4. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural. (Van der Meer)....	153
Ilustración 9.5. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural (Van der Meer)....	154

Ilustración 9.6. Convergencia de la probabilidad de fallo aplicando el método de Monte Carlo en función del número de simulaciones realizadas. (Van der Meer).....	154
Ilustración 11.1. Geometría de diques en talud en coronación según la British Standard Institution. [3].....	163
Ilustración 11.2. Detalles de banquetas y bermas según la British Standard Institution. [3]	164
Ilustración 11.3. Definición general para el diseño de Diques de Escollera. Cotas de coronación y distribución de capas en diques (Iribarren, Obras Marítimas. Oleaje y Diques, 1984). [3].....	165

1 INTRODUCCIÓN

En este documento se presenta el Trabajo Fin de Máster “Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0”. En concreto, el trabajo consiste en la aplicación práctica de los métodos definidos en la ROM al estudio de un dique a gran profundidad perteneciente al litoral suratlántico andaluz.

Para el correcto desarrollo del TFM se emplearán los conocimientos adquiridos a lo largo de la titulación de Grado en Ingeniería Civil, mediante el estudio de la asignatura de Obras Marítimas, y del Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, a través de la materia impartida en Puertos y Costas.

1.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETO

Los puertos desempeñan un papel fundamental como centros de intercambio cultural y comercial, actuando como puntos de conexión entre el transporte marítimo y terrestre.

España tiene una rica historia portuaria, especialmente después del descubrimiento de América, sirviendo como enlace entre Europa y el Nuevo Mundo, y entre Europa y África Occidental. Inicialmente, se aprovecharon las condiciones naturales de la costa para la ubicación de los primeros puertos.

Debido a la falta de áreas naturales adecuadas y a la necesidad de ampliar las comunicaciones marítimas, se construyeron obras de abrigo artificiales, impulsando avances significativos en ingeniería y construcción. Hoy en día, España cuenta con más de 300 diques, siendo la mayoría de tipo Rompeolas o Diques en Talud. Este tipo de diques permiten cierto nivel de daño antes de colapsar debido a su flexibilidad y capacidad de deformación.

En la actualidad, para el diseño de obras marítimas se sigue la serie de “Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM)”, que no sólo son preceptivas en el sistema portuario español de interés general del Estado, si no que han logrado tener un gran éxito internacionalmente en proyectos marítimos. Estas recomendaciones siguen desarrollándose en la actualidad con la participación de numerosos profesionales técnicos y expertos en el sector marítimo.

Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente, se define el objeto de este trabajo fin de máster, el cual consiste en el diseño de un dique portuario en talud empleando los diferentes métodos de verificación descritos en la ROM, a saber, métodos de nivel I, métodos de nivel II y métodos de nivel III.

El dique se considerará ubicado a gran profundidad en la costa de Huelva. La elección de su ubicación se basa en el temporal acontecido en marzo de 2018 en la costa suratlántica, durante el cual resultaron dañadas numerosas infraestructuras costeras

debido a su carácter extremal. Estos datos se tomarán como referencia para el estudio, por lo que se analizan y comparan con los valores de diseño para el dique.

Una vez realizado el diseño de la estructura con cada uno de los métodos de la ROM 0.0, se realizará una comparación entre los resultados obtenidos en cada uno de ellos, seleccionando la opción más adecuada y se propondrá un diseño final para el morro del dique.

Como resultado de comparar los valores resultantes del método de nivel II y los valores característicos de las variables, se podrán obtener los coeficientes de seguridad y comprobar si son del mismo orden de los empleados en el método de Nivel I.

1.2 RESUMEN DE CONTENIDO

A continuación, se presenta la disposición de capítulos que forman el presente documento, así como una breve descripción del contenido que incluye cada uno de ellos.

- Capítulo 1: Introducción. Se definen los objetivos y el contenido del documento.
- Capítulo 2: Análisis del temporal. Recoge los datos del temporal y los compara con los valores de diseño para el dique, obteniendo conclusiones. Se define el modo de fallo principal.
- Capítulo 3: Bases de cálculo. Se presentan de forma resumida las bases de cálculo en el diseño estructural de diques y el estado del arte.
- Capítulo 4: Método de Nivel I. Instrucción teórica de las bases de cálculo de los métodos de Nivel I.
- Capítulo 5: Aplicación del método de Nivel I. Aplicación y diseño mediante método de nivel I.
- Capítulo 6: Método de Nivel II. Instrucción teórica de las bases de cálculo de los métodos de Nivel II.
- Capítulo 7: Aplicación del método de Nivel II. Aplicación y diseño mediante el método de nivel II.
- Capítulo 8: Método de Nivel III. Instrucción teórica de las bases de cálculo de los métodos de Nivel III.
- Capítulo 9: Aplicación del método de Nivel III. Aplicación y diseño mediante método de nivel III. Montecarlo.
- Capítulo 10: Comparación entre los distintos niveles de cálculo. Comparación de los resultados de los diferentes métodos empleados, conclusiones y futuras líneas de trabajo.
- Capítulo 11: Dimensionamiento del dique. Se basa en la definición del diseño del morro del dique, es decir, trata la justificación de la solución propuesta.

La memoria además contendrá una serie de anejos, los cuales se detallan a continuación.

- Anejo 1: Planos. Planos de situación, planta general y sección tipo del dique diseñado.
- Anejo 2: Código en Matlab para la aplicación de los métodos I, II y III.

2 ANALISIS DEL TEMPORAL

2.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETO

Entre finales de febrero y principios de marzo de 2018 acontecieron una serie de temporales que causaron graves daños en el litoral Sur-Atlántico español, afectando de forma considerable a las provincias de Huelva y Cádiz.

Algunas de las infraestructuras costeras, como pueden ser los diques de defensa, sufrieron también la acción de este conjunto de temporales (temporal Emma), que provocaron la desestabilización de las piezas del manto principal y, posteriormente, el lavado del material de filtro y todo uno.

Debido a la cantidad de infraestructuras que resultaron afectadas tras este fenómeno, el desarrollo de este proyecto se basará en un dique hipotético situado en esta zona del litoral a gran profundidad. En concreto, se supondrá que se encuentra ubicado en la costa de Huelva.

En este capítulo, se lleva a cabo una evaluación de los fenómenos climáticos que se produjeron durante el temporal Emma. Posteriormente, se realiza una comparación entre los valores de las variables climáticas que caracterizaron este evento y los valores correspondientes de esas mismas variables utilizados en el diseño del dique.

Para ello se emplearán los datos históricos oceanográficos del temporal registrado el día 1 de marzo por la red de Boyas de Puertos del Estado. [1]

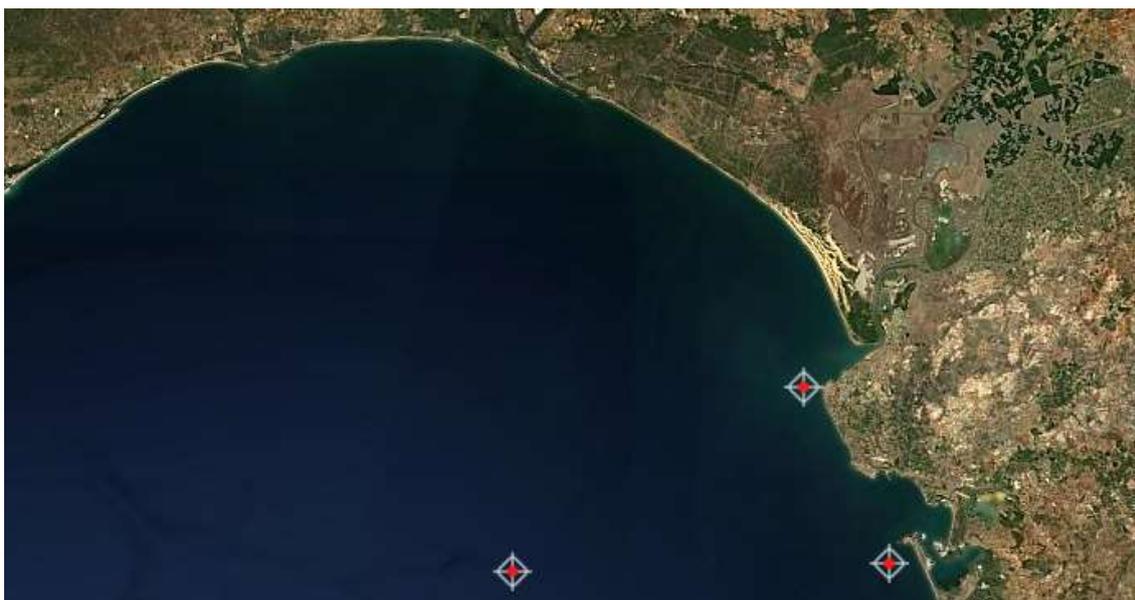


Ilustración 2.1. Situación de las boyas de Puertos del Estado más próximas.

2.2 ANÁLISIS DE LOS DATOS HISTÓRICOS RECOGIDOS DURANTE EL TEMPORAL DE MARZO DE 2018.

Los datos del temporal marítimo se han obtenido de la base de datos oceanográficos de Puertos del Estado. Específicamente, se van a mostrar los datos recogidos el día 1 de marzo por la Boya del Golfo de Cádiz, periodo en el cual, el temporal alcanza sus valores máximos.

La elección de estudiar los datos de esta boya, perteneciente a la Red de Aguas Profundas de Puertos del Estado, y no otra, se debe a dos razones. La primera de ellas es su proximidad a la zona de estudio, y la segunda se fundamenta en que, durante el temporal, fue una de las boyas que registraron los oleajes más significativos.

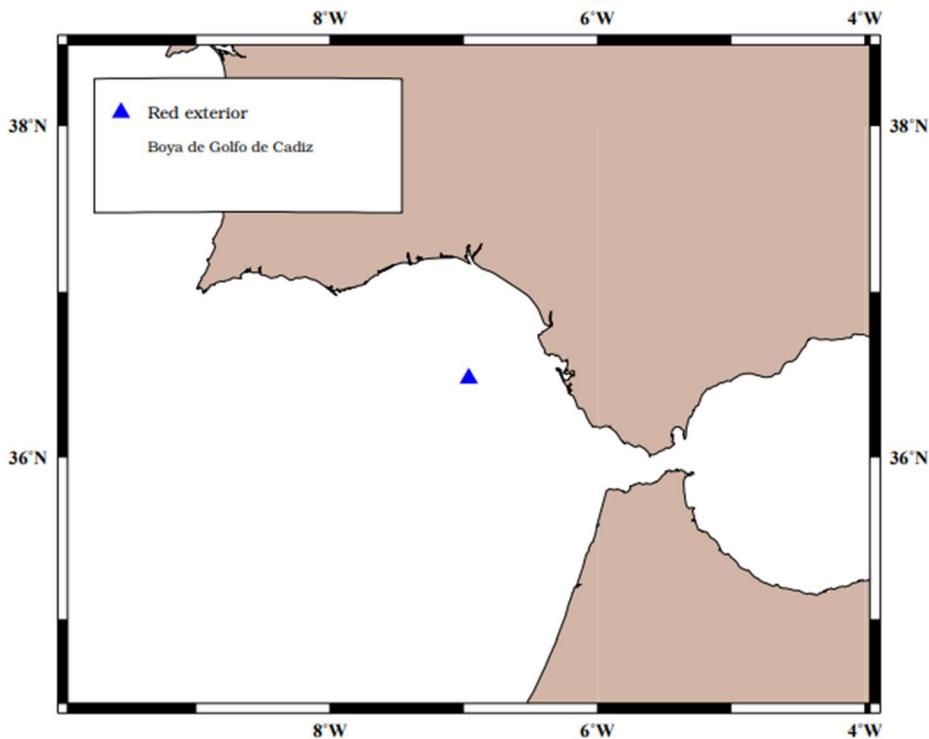


Ilustración 2.2. Localización de la Boya del Golfo de Cádiz. Red exterior. Longitud: -6.963 E Latitud:36.477 N. Profundidad 450.000 metros. [1].

Además de los datos del clima marítimo, se han considerado los datos históricos correspondientes a la situación atmosférica en la hora pico del temporal.

En los siguientes apartados se exponen los datos mencionados anteriormente y se realiza un análisis detallado de los mismos.

2.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ATMOSFÉRICA

En primer lugar, se van a describir los datos característicos de la situación atmosférica durante el temporal.

Debido a que el viento es el principal agente generador de los temporales marítimos, su análisis representa una buena base para la caracterización del clima marítimo.

Durante los últimos días de febrero y primeros de marzo de 2018, varias borrascas procedentes del atlántico se encontraban próximas a la costa peninsular, provocando una indeseable situación caracterizada por la multiplicidad de sistemas frontales del oeste acompañados de fuertes vientos y precipitaciones.

A continuación, se muestra el mapa de viento del día 1 de marzo a las 3 horas GMT, donde se puede observar que las zonas que sufren de forma importante las consecuencias del temporal en la península son las costas de Huelva y Cádiz. (Ilustración 2.3).

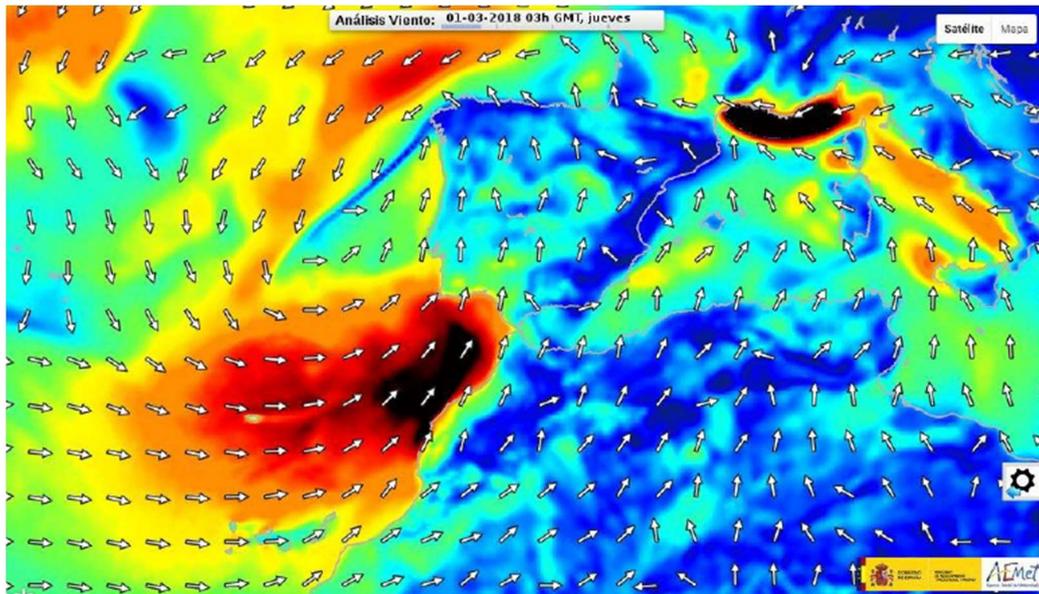


Ilustración 2.3. Mapa de Viento día 1 de Marzo de 2018 a las 3 horas GMT [1]

Con el objetivo de mostrar con datos específicos las dimensiones del temporal, se han incluido una serie de gráficas temporales con datos horarios sobre la velocidad del viento y su dirección. En concreto, se muestran las gráficas del pico del temporal, produciéndose éste en torno a las 13:00 horas GMT.

GRÁFICO HORARIO DE VELOCIDAD DEL VIENTO

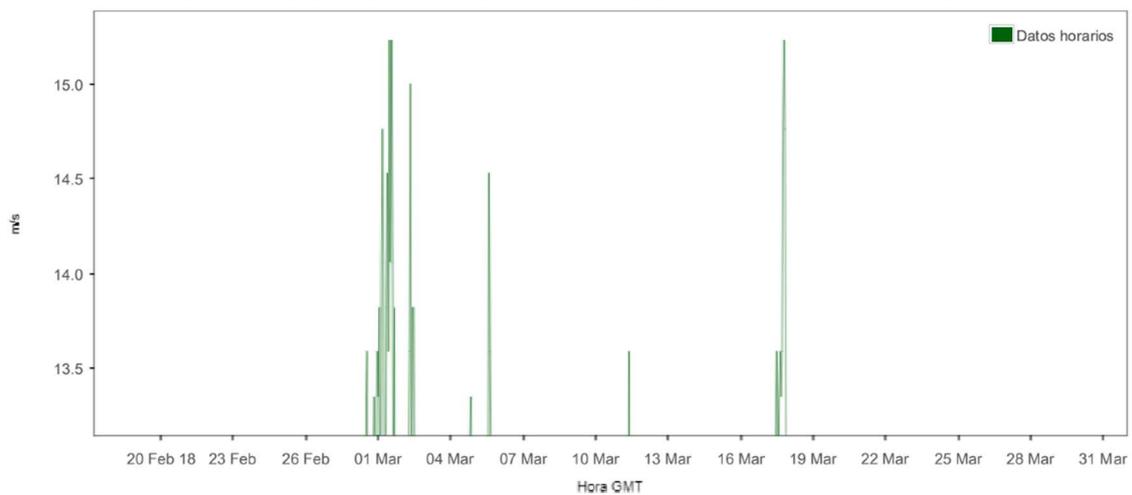


Ilustración 2.4. Gráfica de velocidad del viento (08/02/2018-08/04/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz [1]

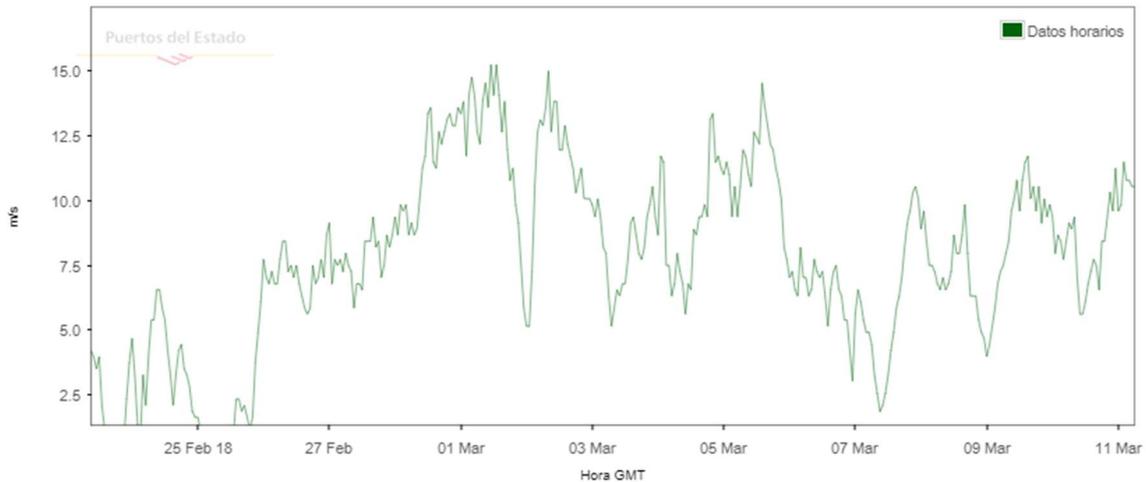


Ilustración 2.5. Gráfica de velocidad del viento (25/02/2018-11/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz [1]

En la gráfica de velocidades del viento se evidencia el hecho de que se produjeron situaciones de bajas presiones debido a la proximidad de las borrascas. A consecuencia de ello, se producen fuertes rachas de viento con velocidades elevadas. La velocidad del viento registrada en el pico del temporal es de 15,23 m/s.

GRÁFICO HORARIO DE DIRECCIÓN DE PROCEDENCIA DEL VIENTO

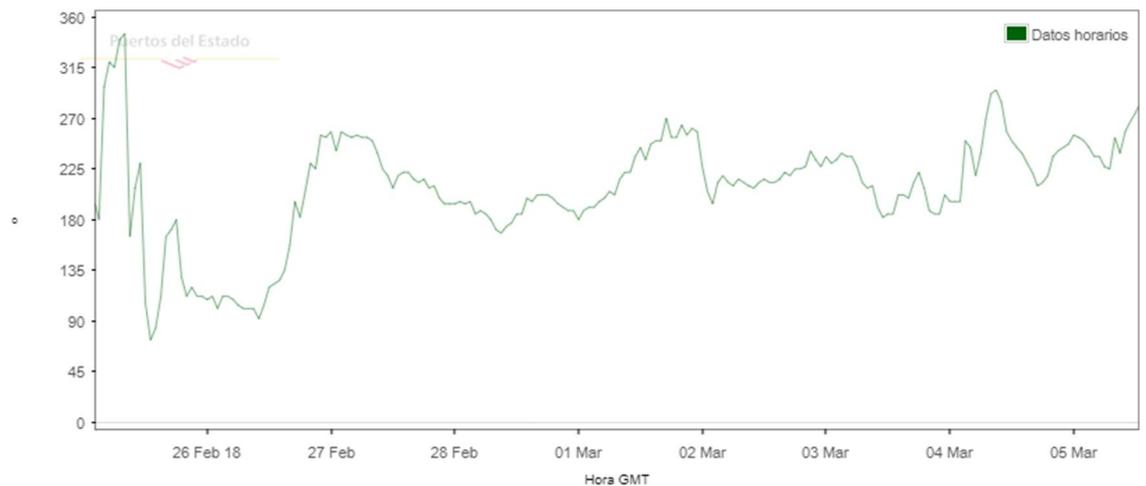


Ilustración 2.6. Gráfica de dirección de procedencia del viento (26/02/2018-05/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz [1]

En lo que respecta a la dirección de procedencia del viento, en la hora pico del temporal atmosférico, se recoge en la Boya de Golfo de Cádiz un valor de 233°, es decir, el viento procede del suroeste (poniente).

A modo de resumen, en la Tabla 2.1, se muestran los datos señalados anteriormente.

Parámetro	Valor a las 13:00 GTM
Velocidad del Viento	15.23 m/s
Dirección de procedencia del Viento	233°

Tabla 2.1. Cuadro resumen de los datos atmosféricos. [Elaboración Propia]

Las situaciones de vientos con altas velocidades y dirección de procedencia aproximadamente del suroeste dieron lugar al temporal marítimo que se detalla a continuación.

2.2.2 DESCRIPCIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO

En este apartado se van a analizar los datos de los principales parámetros del clima marítimo; la altura de ola significativa, el periodo y dirección de procedencia del oleaje.

En la Ilustración 2.7 e Ilustración 2.8 se muestra la evolución de la altura de ola significativa registrada en la boya a lo largo del tiempo.

GRÁFICO HORARIO DE ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.

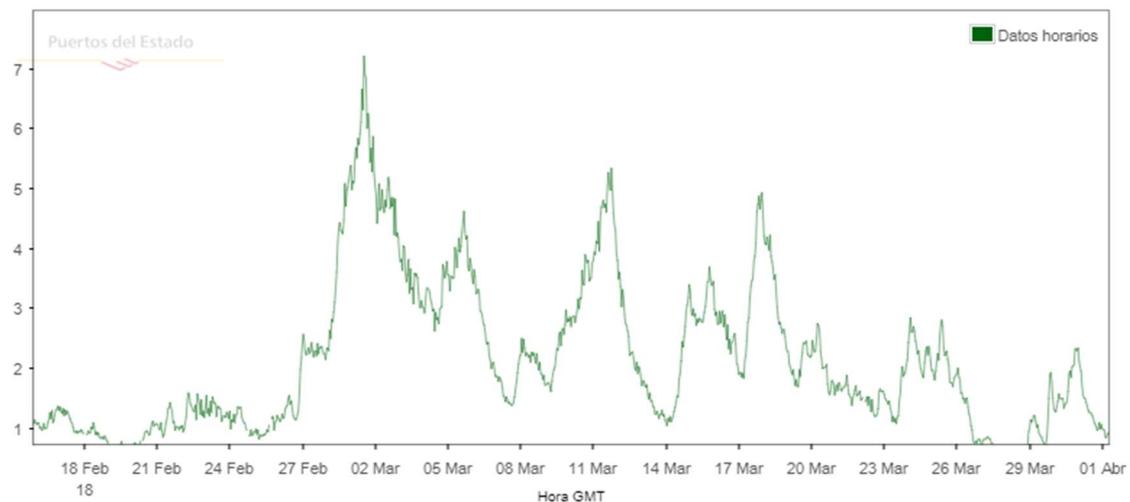


Ilustración 2.7. Gráfica Evolución Temporal de Altura de ola significativa (18/02/2018-01/04/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

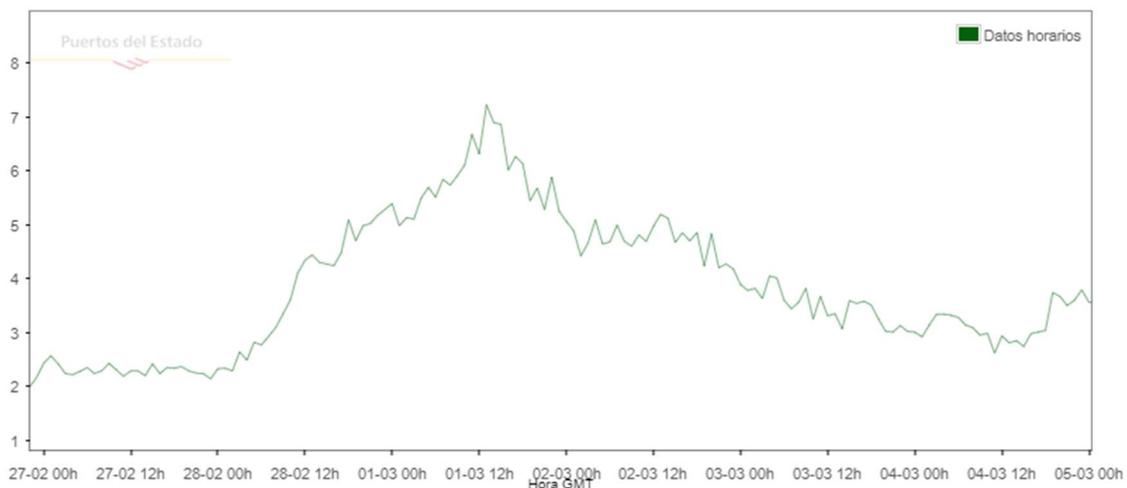


Ilustración 2.8. Gráfica Ampliada Evolución Temporal de Altura de ola significativa (27/02/2018-05/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

En las imágenes puede observarse que se produce un máximo del valor de altura de ola significativa el día 1 de marzo a las 13 h GMT, llegando a alcanzar los 7.22 m de altura. Este registro se convierte en el valor récord medido por la boya en los 20 años de datos históricos disponibles.

Este valor tan elevado de la altura de ola significativa, y tan poco común en la zona, es indicativo de la gran intensidad del temporal y constituye uno de los motivos por los cuales se produjeron daños en todo el litoral.

A continuación, se exponen los datos relativos al periodo pico alcanzado.

En la Ilustración 2.9 e Ilustración 2.10, se muestran gráficas de datos horarios del periodo pico de finales de febrero y principios de marzo.

GRÁFICO HORARIO DE PERIODO PICO

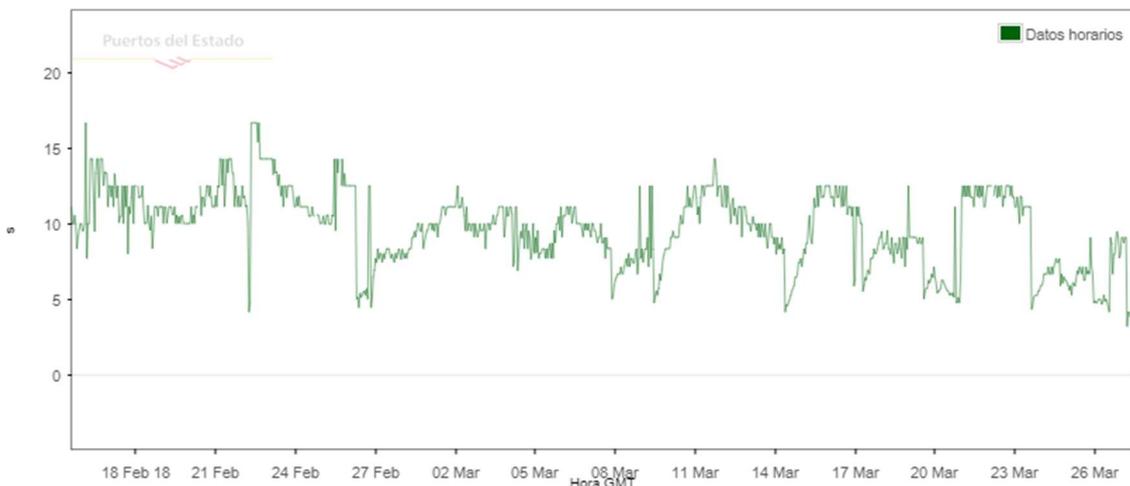


Ilustración 2.9. Gráfica Evolución Temporal de Periodo de Pico del oleaje (18/02/2018-26/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

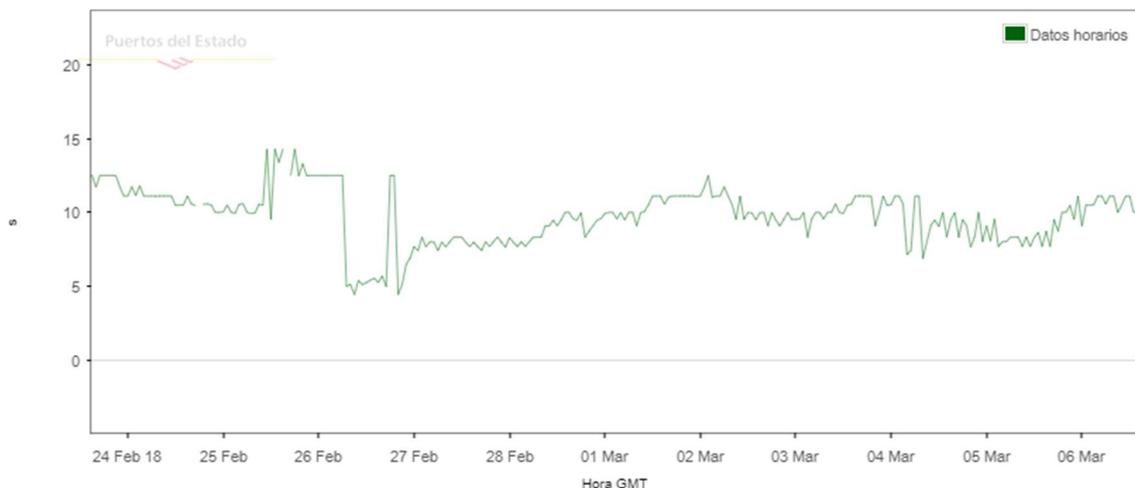


Ilustración 2.10. Gráfica Evolución Temporal de Periodo de Pico del oleaje (24/02/2018-06/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

Como puede observarse, el periodo pico en el día 1 de marzo no es el más elevado de los registrados por la boya, siendo más alto tanto los días de finales de febrero como los ocurridos a mediados de marzo.

En concreto, el día 1 de marzo, el valor máximo del periodo pico que fue registrado es de 11.11s. Este valor se mantuvo durante varias horas, entre ellas la hora a la que se produce el pico del temporal en la altura de ola significativa, las 13h GMT.

A pesar de que este valor no es uno de los registros más elevados de la boya, si se observa la gráfica de valores medios mensuales de este parámetro, se puede comprobar que es superior a la media mensual, aproximadamente de 9 segundos para el mes de marzo.

GRÁFICO MEDIAS MENSUALES DE PERIODO PICO

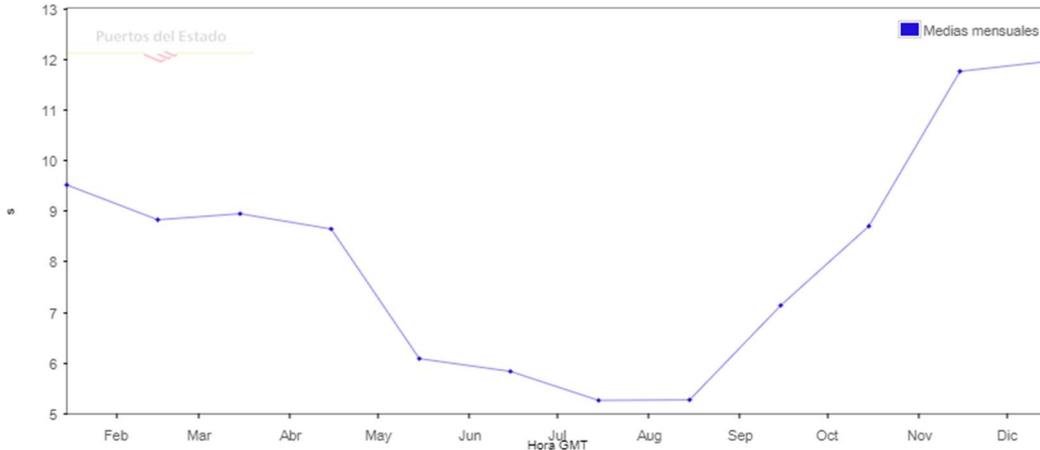


Ilustración 2.11. Gráfica Medias Mensuales del Periodo de Pico de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

Por último, se va a analizar otro de los parámetros importantes para caracterizar el temporal marítimo, la dirección de procedencia del oleaje.

Según la dirección con la que el frente del oleaje se acerque a la costa, éste se disipará en mayor o menor medida. Esto se debe a que existen direcciones en las que el oleaje sufre fenómenos de disipación más relevantes que en otras (asomeramiento, refracción, difracción, etc.).

Para evaluar la dirección de procedencia del oleaje a la hora del pico del temporal, se consultan de nuevo los datos horarios de Puertos del Estado. En este caso a las 13 h GMT, el oleaje tenía una dirección pico de procedencia de 225°. Esto se ve reflejado en la Ilustración 2.12. En la Ilustración 2.14, se muestra la dirección media de procedencia del oleaje, que en la hora pico del temporal es de 231°.

GRÁFICO HORARIO DE DIRECCIÓN PICO DE PROCEDENCIA DEL OLAJE

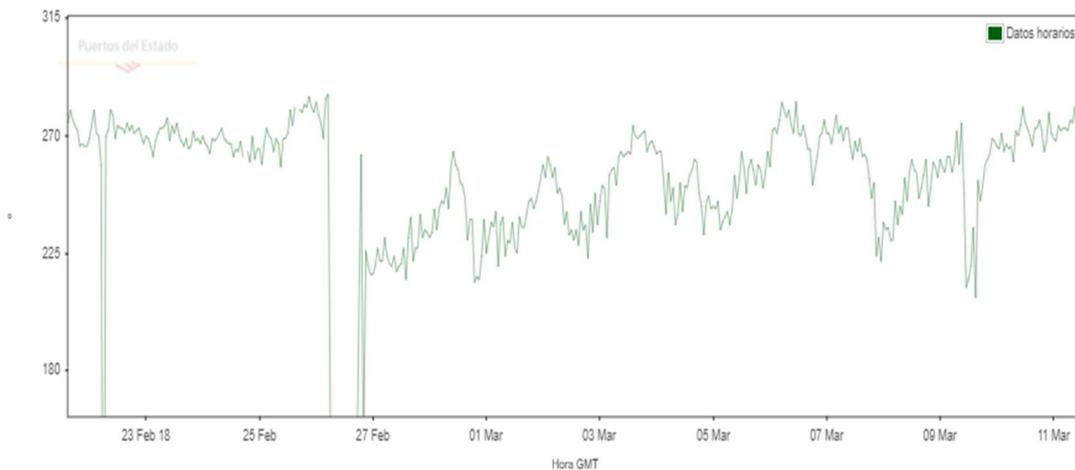


Ilustración 2.12. Gráfica Evolución Temporal de la Dirección Pico de procedencia del oleaje (23/02/2018-11/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

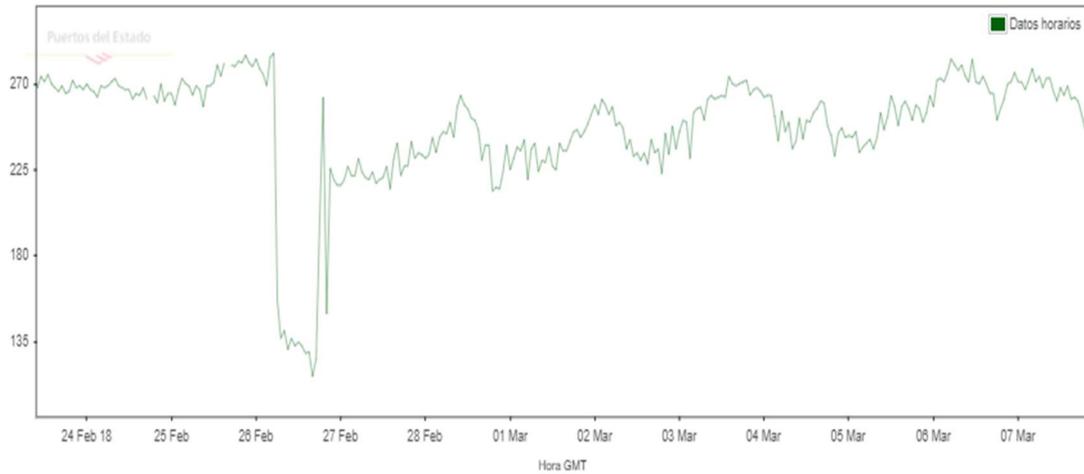


Ilustración 2.13. Gráfica Evolución Temporal de la Dirección Pico de procedencia del oleaje (24/02/2018-07/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

GRÁFICO HORARIO DE DIRECCION MEDIA DE PROCEDENCIA DEL OLEAJE

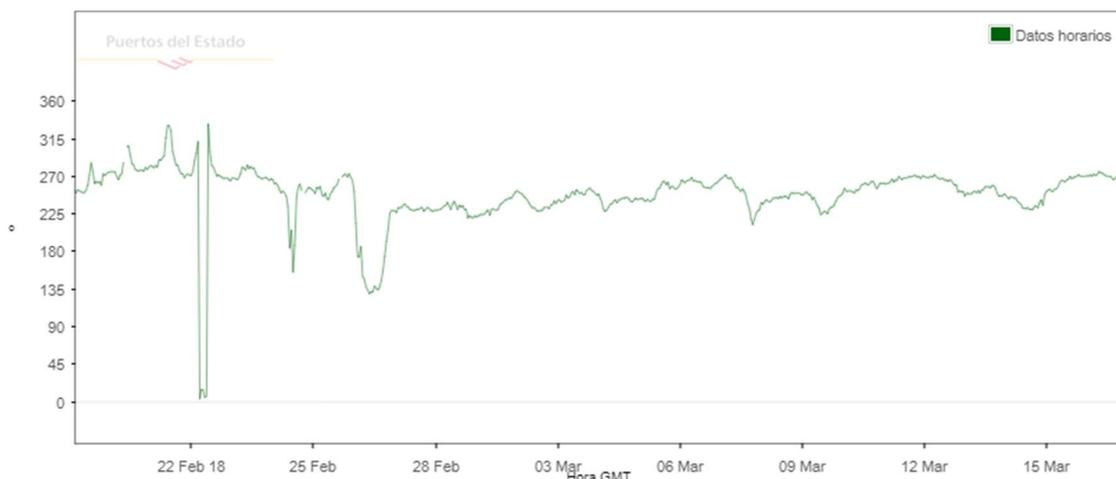


Ilustración 2.14. Gráfica Evolución Temporal de la Dirección Media de procedencia del oleaje (22/02/2018-15/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

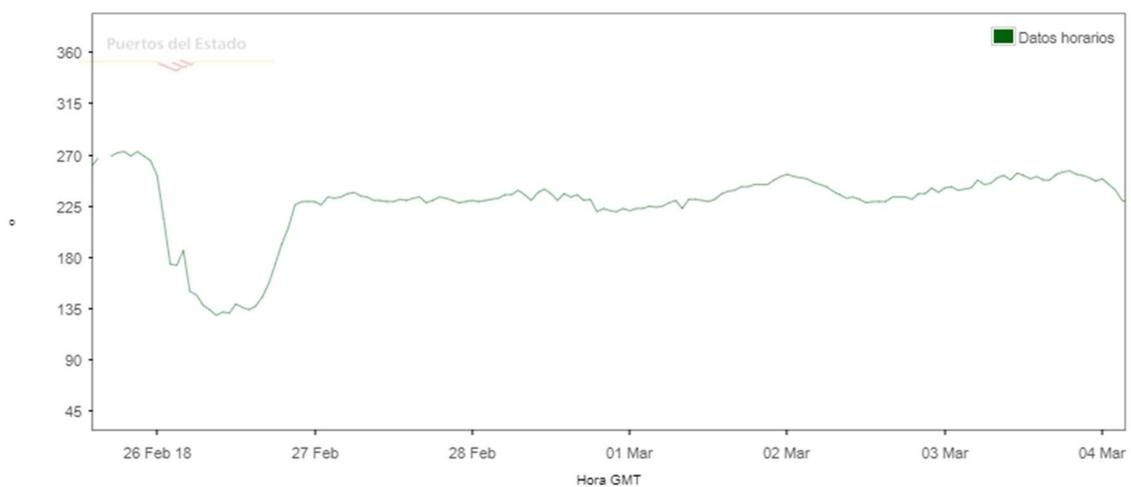


Ilustración 2.15. Gráfica Ampliada Evolución Temporal de la Dirección Media de procedencia del oleaje (26/02/2018-04/03/2018) de la Boya de Golfo de Cádiz. [1]

Cabe destacar que la dirección del oleaje a la hora del pico del temporal, 225°, es bastante pareja a la dirección del viento a esa misma hora, 233°, por lo que el oleaje llega con más fuerza (mar combinada). Esto evidencia el hecho de que el temporal marítimo se ha producido por la acción del viento sobre la superficie del mar.

Por otro lado, es primordial conocer el estado del nivel del mar, ya que, en estados de pleamar, la situación se vuelve aún más crítica. Los datos se han consultado del mareógrafo 5 de Huelva, situado en el Puerto Deportivo de Mazagón. En concreto, se encuentra situado a 6.83° W de longitud y 37.13° N de latitud.

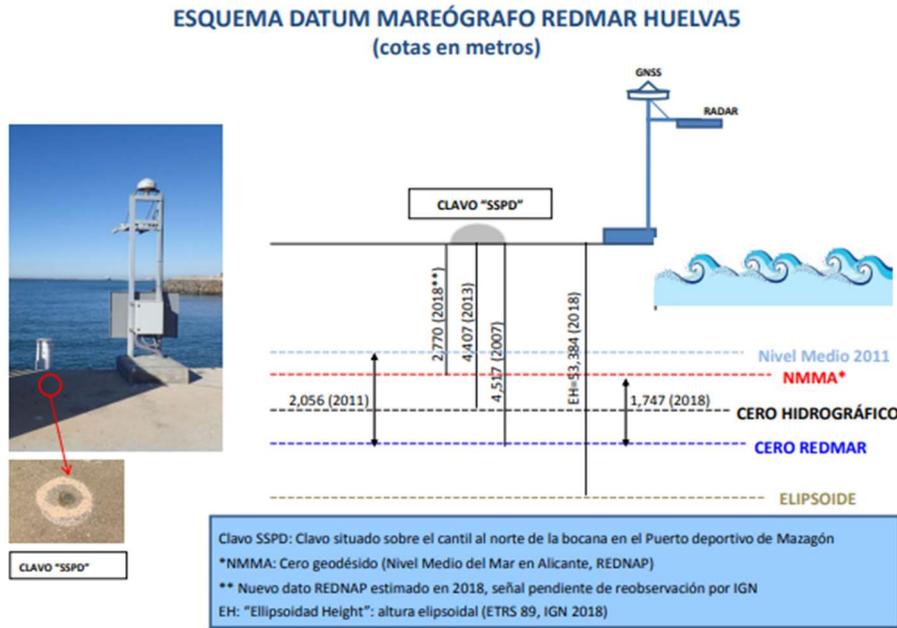


Ilustración 2.16. Esquema DATUM Mareógrafo REDMAR HUELVA5 [1]

El régimen mareal de la costa de Huelva es semidiurno, con una carrera media de 2.23 m y un máximo de 3.99 m, mientras que en las mareas muertas el mínimo es 0.7 m.

En la Ilustración 2.17, se muestra la media horaria del nivel del mar registrado en el mareógrafo 5 de Huelva a fecha del temporal.

GRÁFICO HORARIO DEL NIVEL DEL MAR

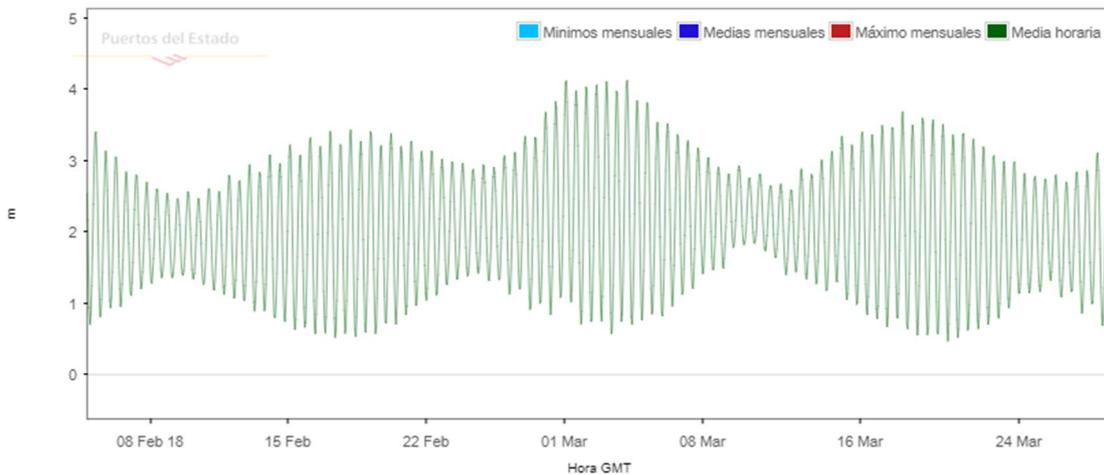


Ilustración 2.17. Gráfica Evolución Temporal del Nivel del Mar (08/02/2018-24/02/2018) del Mareógrafo 5 de Huelva. [1]

Se tiene que, las 13 h GMT del día 1 de marzo, coincide con un estado de pleamar bastante próximo a las mareas vivas.

Los datos de nivel medio del mar debido a la marea meteorológica y astronómica se muestran en la Tabla 2.2 y Tabla 2.3.

Hora Hour (UTC)	Nivel Level (cm)	Marea Astronómica Astronomic Tide (cm)	Marea Meteorológica Meteorologic Tide (cm)
00	365	320	46
01	408	363	45
02	412	370	42
03	382	335	47
04	322	265	57
05	242	179	62
06	162	103	59
07	112	54	58
08	102	42	60
09	124	67	57
10	174	124	50
11	247	200	47

Tabla 2.2. Nivel Medio del Mar a 1 de Marzo de 2018. Datos Horarios. [1]

Hora Hour (UTC)	Nivel Level (cm)	Marea Astronómica Astronomic Tide (cm)	Marea Meteorológica Meteorologic Tide (cm)
12	324	278	46
13	378	338	40
14	398	363	35
15	378	346	32
16	321	289	32
17	238	207	31
18	157	127	30
19	97	69	28
20	71	49	22
21	88	68	20
22	141	119	22
23	215	193	22

Tabla 2.3. Nivel Medio del Mar a 1 de Marzo de 2018. Datos Horarios. [1]

El nivel del mar, en pleamar y bajamar, máximo registrado en ese día es, respectivamente, de 4.12 m y 0.71 m. Se tiene por tanto una carrera de marea de 3.4 m.

Observando la información del informe climático del mareógrafo, se puede concluir que el nivel del mar alcanzado en pleamar supera el percentil 99.95.

En cambio, para el caso de la bajamar, el valor registrado se corresponde con un percentil 28, por lo que sólo un 30%, aproximadamente, de las bajamares observadas son inferiores al valor registrado en el temporal.

Además, en la Tabla 2.3, se puede observar que a las 13 horas GMT, el nivel del mar era de 3.78 m, correspondientes a un estado cercano a la pleamar. En la Ilustración 2.18 se puede comprobar que el valor del nivel del mar alcanzado se encuentra próximo al percentil 97.

Esto implica que la carrera de marea durante el temporal era elevada, y que se produjo una sobrelevación del nivel del mar.

El hecho de que el nivel del mar fuese elevado tiene repercusiones en el oleaje debido a que la disipación de la energía de la ola se produce a medida que éste siente el fondo marino. Al estar el fondo a mayor profundidad, la ola pierde menos energía, provocando daños mayores y haciendo más probable que no llegue a romper antes de alcanzar una estructura. Además, la elevación del nivel del mar favorece el fenómeno de rebase, pudiendo causar daños en el trasdós de los diques.

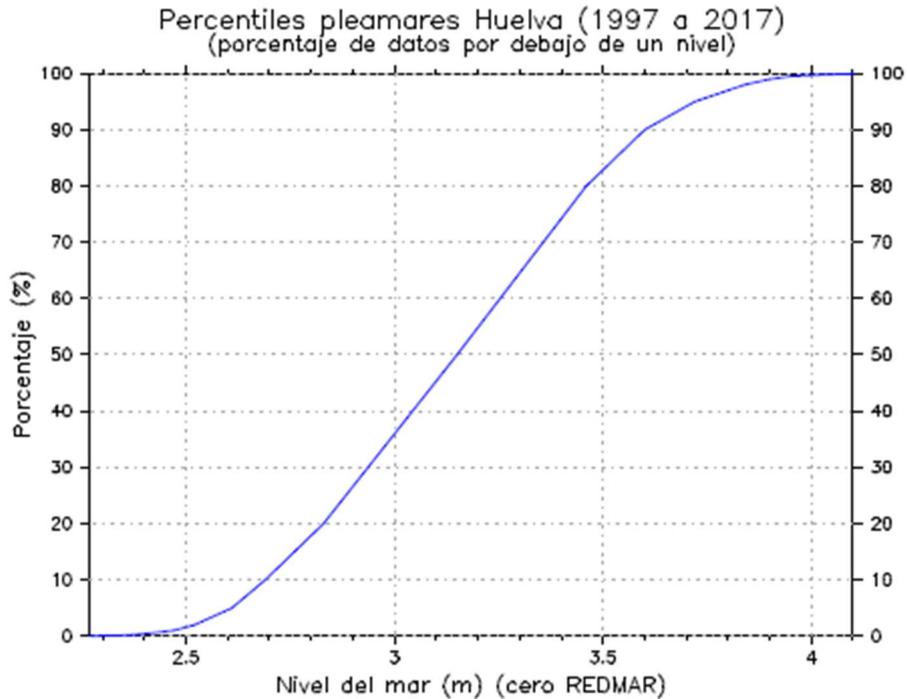


Ilustración 2.18. Percentiles de pleamares del Mareógrafo 5 de Huelva. [1]

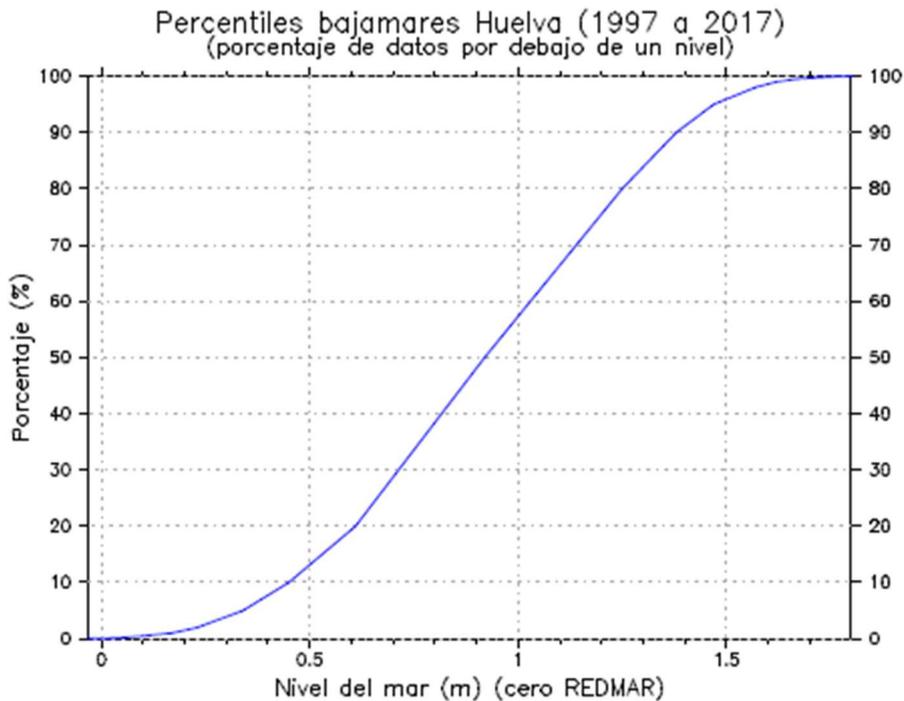


Ilustración 2.19. Percentiles de bajamares del Mareógrafo 5 de Huelva. [1]

A modo de resumen, y bajo la finalidad de vislumbrar en un solo golpe de vista las características del clima marítimo presente durante los temporales de primero de marzo de 2018, se muestra la Tabla 2.4.

Parámetro	Valor a las 13:00 GTM
Altura de ola significativa (Hs)	7.22 m
Periodo pico del oleaje (Tp)	11.11 s
Periodo medio (Tm)	9 s
Dirección pico de procedencia (θ_p)	231°
Dirección media de procedencia (θ_m)	225°
Nivel pleamar (PM)	3.99 m
Nivel bajamar (BM)	0.71 m
Nivel medio del mar (NMM)	3.78 m
Carrera de Marea (CM)	3.07 m

Tabla 2.4. Cuadro resumen de datos del temporal marítimo. [Elaboración propia]

Se puede concluir que, durante el temporal, se produjo una combinación de valores extremos tanto del nivel del mar, como de altura y periodo pico del oleaje, que fueron los causantes de los daños producidos en el litoral onubense y gaditano.

2.3 ANÁLISIS DEL RÉGIMEN EXTREMAL DE LA BOYA

En esta sección se realiza un análisis del régimen extremal de la boya.

Para ello se va a hacer uso del informe “Extremos máximos de oleaje por direcciones” de la Boya de Cádiz. Este informe forma parte de los datos oceanográficos de Puertos del Estado. [1]

Con los datos almacenados por la boya, se realiza un ajuste para conocer la probabilidad de ocurrencia de temporales que superen una cierta altura de ola significativa, empleando la función de distribución triparamétrica de Weibull, definida por los parámetros alpha, beta y gamma.

En la Ilustración 2.20, se muestra la rosa de direcciones dominantes y altura de ola significativa. Puede observarse que las direcciones predominantes son las que van desde el oeste (ponientes) al sureste (levantes), siendo la probabilidad de ocurrencia de un 45% en los oleajes procedentes del oeste y del 21% en los procedentes del sureste.

El resto de las direcciones, además de ser menos significativas debido a la orientación de la costa de Huelva, en lo que sigue se consideraran calmas.

El pico del temporal se produjo con una dirección media del oleaje procedente del Suroeste aproximadamente. Esta dirección tiene una probabilidad de ocurrencia del 10%.

Analizando la gráfica resultante del ajuste de Weibull para el régimen extremal escalar de oleaje, Ilustración 2.21, se puede obtener la probabilidad de excedencia del temporal, quedando ésta caracterizada por el valor de la altura de ola significativa pico alcanzada. Gráficamente se determina que, para la altura significativa pico del oleaje durante el temporal (7.22m), la probabilidad de excedencia anual es de $P_a = 0.020$ y el periodo de retorno resultante de 50 años.

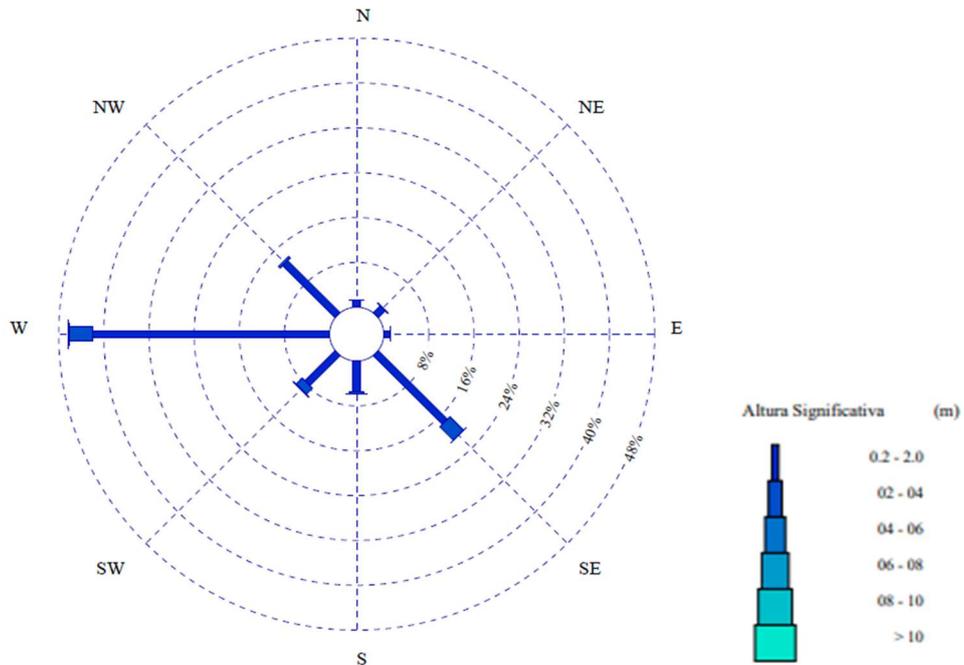


Ilustración 2.20. Rosa de Alturas Significantes [1]

REGIMEN EXTREMAL ESCALAR DE OLEAJE

LUGAR : Cádiz
 PARÁMETRO : Altura Significante SERIE ANALIZADA : Ago. 1996 - Nov. 2017
 PROFUNDIDAD : 450.0

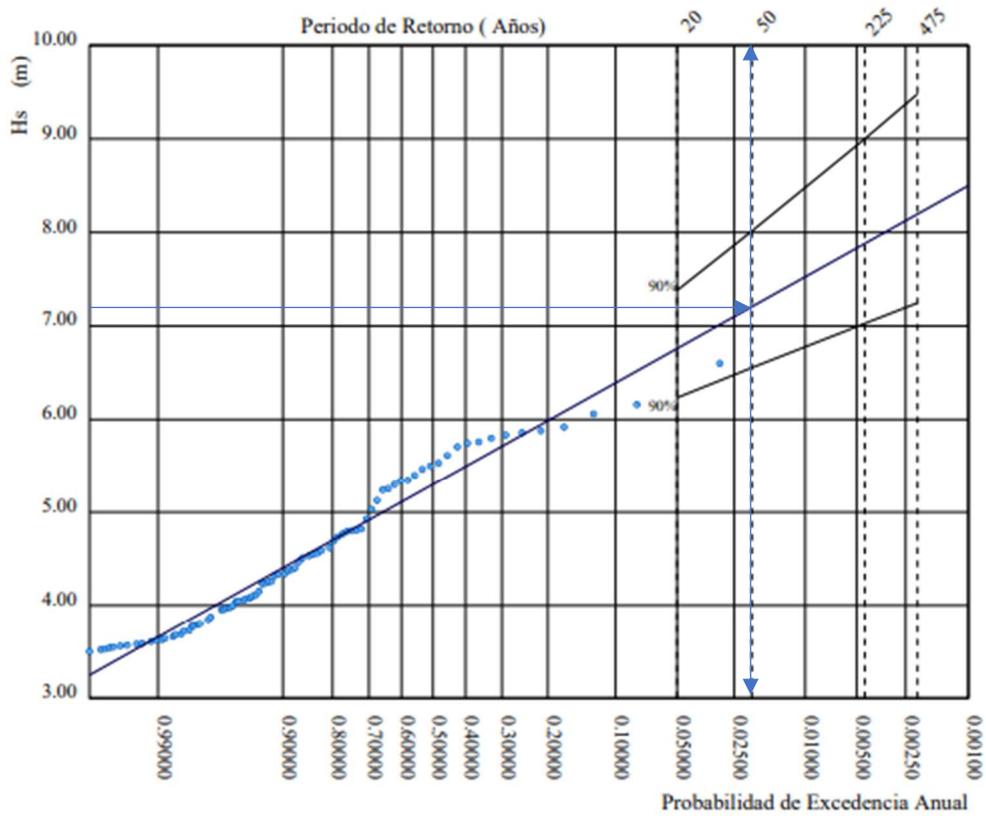


Ilustración 2.21. Gráfica del Régimen Extremal Escalar de Oleaje. [1] Obtención de la probabilidad de excedencia del temporal.

Los parámetros de Weibull del ajuste se recogen en la Tabla 2.5.

Parámetros de la Distribución de Weibull de Excedencias	
α	3.19
β	1.30
γ	1.53
λ	5.66

Tabla 2.5. Valores escalares de los parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos de la Boya de Cádiz. [Elaboración propia]

A continuación, se realiza la misma operación de forma analítica usando la ecuación del ajuste de Weibull, obteniéndose el mismo resultado.

$$F_w(H_a) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^\gamma\right) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{7.22 - 3.19}{1.30}\right)^{1.53}\right) = 0.9965$$

$$P_a(x) = 1 - e^{-\lambda(1-F_w(H_a))} = 1 - e^{-5.66(1-0.9965)} = 0.0198 \approx 0.02$$

$$T_r = \frac{1}{P_a} = \frac{1}{0.02} = 50 \text{ años}$$

Usando la relación entre altura de ola significativa y periodo pico, facilitada por el informe extremal de la boya en el ajuste anual, $T_p = 3.80 \cdot H_s^{0.58} = 3.80 \cdot 7.22^{0.58} = 11.96$ s, se obtiene un periodo pico de 11.96 s. Este valor es ligeramente superior al registrado por la boya en el pico del temporal (11.11 s), por lo que se evidencia que dicho temporal tuvo un carácter extremo.

2.4 OBTENCIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO.

El objetivo de esta sección es comprobar si los valores de altura de ola significativa y periodo pico alcanzados durante el temporal son valores cercanos o superiores a los valores de diseño para el dique. De esta forma se verificaría si los valores de diseño obtenidos a partir del régimen extremal de la boya son adecuados y reflejan situaciones extremas reales.

El primer paso para obtener los valores de diseño del dique es la obtención de los índices ISA e IRE.

La ROM 1.0-09, “Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo”, en su apartado 2.8, Valores recomendados para obras de abrigo y defensa, presenta una relación de los valores IRE e ISA en función del tipo de obra marítima. Se propone así los valores de vida útil y probabilidad de fallo, conjunta y de parada, asociados a estos parámetros.

Se supondrá que el dique abriga a un puerto de tipo náutico-deportivo sin zonas de almacenamiento adosadas al dique, por lo que, según las recomendaciones de [2], el índice IRE correspondiente es de tipo medio, r_2 . Para este índice de repercusión económica, la vida útil mínima asociada a la estructura es de 25 años.

El índice ISA correspondiente recomendado por [2] es de tipo “No significativo”, s_1 , según lo dispuesto en la Tabla 2.7. Se obtiene por tanto que, la probabilidad máxima conjunta de fallo recomendada es de 0.20.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE IRE ⁷		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años)	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráficos	r ₃	Alto	50
		Puertos para tráficos especializados	r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	PUERTO PESQUERO		r ₂	Medio	25
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO		r ₂	Medio	25
	INDUSTRIAL		r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	MILITAR		r ₂ (r ₃) ²	Medio (alto) ²	25 (50) ²
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r ₂ (r ₃) ³	Medio (alto) ³	25 (50) ³

Tabla 2.6. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada. [2]

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA		P _{TELU}	P _{FELS}	
ÁREAS PORTUARIAS	COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas ¹	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
	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
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	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 ¹		s ₃	Alto	0.01	0.07	
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20	
PROTECCIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07	
		Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10	

Tabla 2.7. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y P_{FELS}. [2]

Según la relación de Borgmann, para la probabilidad de fallo y vida útil,

$$P_f = 1 - (1 - p)^L = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^L \rightarrow T_r = \frac{1}{1 - (1 - P_f)^{1/L}}$$

e introduciendo los valores obtenidos para la probabilidad de fallo y vida útil de las recomendaciones de la ROM 0.1-09, se tiene que el periodo de retorno es,

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - P_f)^{1/L}} = \frac{1}{1 - (1 - 0.2)^{1/25}} = 112.54 \approx 113 \text{ años}$$

La Probabilidad Anual de Excedencia, definida como la probabilidad de que el mayor temporal ocurrido en un año tenga una Altura Significante superior a un cierto valor H_a , se relaciona con el periodo de retorno mediante la siguiente expresión,

$$P_a = \frac{1}{T_r}$$

Sustituyendo el valor del periodo de retorno obtenido se tiene que,

$$P_a = \frac{1}{T_r} = \frac{1}{113} = 0.0089 = 0.89\%$$

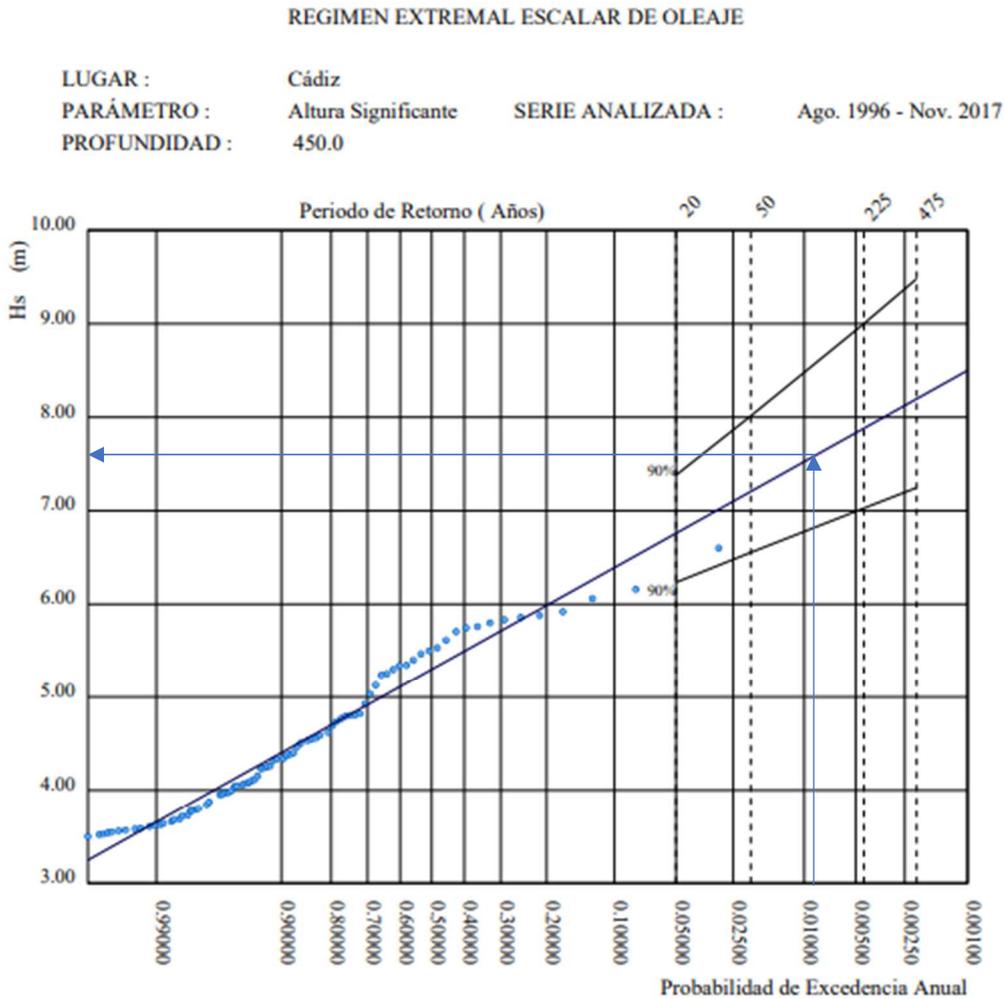


Ilustración 2.22. Gráfica del Régimen Extremal Escalar de Oleaje. [1] Obtención de la altura de ola significativa de diseño.

Para esta probabilidad de excedencia, entrando nuevamente en la gráfica del ajuste de Weibull para el régimen extremal de la boya, se tiene que la altura de ola significativa de diseño es de 7.60 m.

Esto mismo puede obtenerse de forma analítica. Se tiene que la Probabilidad de Excedencia Anual, se puede definir como:

$$P_a(x) = 1 - e^{-\lambda(1-F_w(H_a))}$$

donde λ , es el número medio de temporales ocurridos en un año, y F_w es la distribución de Weibull de excedencias.

La función de distribución tiene la siguiente forma:

$$F_w(H_a) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^\gamma\right)$$

Los parámetros de Weibull del ajuste se recogen en la Tabla 2.5.

Introduciendo en la definición de Probabilidad de Excedencia Anual la expresión de la función de distribución de Excedencia se tiene

$$P_a(x) = 1 - e^{-\lambda\left(1 - \left(1 - \exp\left(-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^\gamma\right)\right)\right)}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior los valores conocidos, la única incógnita es la Altura de Ola Significante asociada al periodo de retorno obtenido.

$$0.0089 = 1 - e^{-5.66\left(1 - \left(1 - \exp\left(-\left(\frac{H_r - 3.19}{1.30}\right)^{1.53}\right)\right)\right)}$$

Despejando la Altura Significante de Retorno,

$$H_r = 7.586 \text{ m} \approx 7.6 \text{ m}$$

Una vez obtenida la Altura Significante se puede obtener el periodo pico mediante la relación proporcionada por el informe mencionado anteriormente.

$$T_p = 3.80 H_s^{0.58} = 3.80 \cdot 7.6^{0.58} = 12.30 \text{ s}$$

El periodo significativo puede estimarse en función del periodo pico a través de la relación propuesta por Goda:

$$T_s = \frac{T_p}{1.10} = \frac{12.30}{1.10} = 11.2 \text{ s}$$

Estos valores pueden tomarse de forma global, tal como se ha calculado anteriormente, o por sectores direccionales. En este caso, para obtener resultados de mayor precisión, se va a realizar este mismo procedimiento empleando los datos direccionales de la boya.

Con el objeto de reducir el número de análisis, el estudio se centra en aquellas direcciones que son predominantes, eliminando las mencionadas direcciones que se consideran calmas y abordando el problema entre el Sureste y el Oeste. Así mismo, no se analizarán los oleajes procedentes del Sur debido a que no tienen un carácter tan predominante como el resto y las alturas de ola registradas son menos significativas.

2.4.1 SECTOR DIRECCIONAL SE

Los datos proporcionados por la Boya para el sector direccional Sureste son los siguientes:

Parámetro	Valor
α	2.42
β	0.76
γ	1.32
λ	5.41

Tabla 2.8. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SE de la Boya de Cádiz. [1]

Introduciendo en la definición de Probabilidad de Excedencia Anual la expresión de la función de distribución de Excedencia se tiene

$$P_a(x) = 1 - e^{-\lambda \left(1 - \left(1 - \exp \left(- \left(\frac{H_a - \alpha}{\beta} \right)^\gamma \right) \right) \right)}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior los valores conocidos, la única incógnita es la Altura de Ola Significante asociada al periodo de retorno obtenido.

$$0.0089 = 1 - e^{-5.41 \left(1 - \left(1 - \exp \left(- \left(\frac{H_r - 2.42}{0.76} \right)^{1.32} \right) \right) \right)}$$

Despejando la Altura Significante de Retorno,

$$H_r = 5.523 \text{ m} \approx 5.5 \text{ m}$$

Una vez obtenida la Altura Significante se puede obtener el periodo pico y significativo mediante la relación proporcionada por el informe.

$$T_p = 5.38 H_s^{0.25} = 5.38 \cdot 5.5^{0.25} = 8.25 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{T_p}{1.10} = \frac{8.25}{1.10} = 7.5 \text{ s}$$

2.4.2 SECTOR DIRECCIONAL SW

Los datos para el sector direccional suroeste son:

Parámetro	Valor
α	1.90
β	1.66
γ	1.73
λ	3.12

Tabla 2.9. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SW de la Boya de Cádiz. [1]

Realizando el mismo procedimiento anterior con los datos actuales, se tiene que el valor de la Altura de ola significativa asociada al periodo de retorno es de:

$$H_r = 6.511 \text{ m} \approx 6.5 \text{ m}$$

El periodo de pico en este caso resulta:

$$T_p = 5.42 H_s^{0.33} = 5.42 \cdot 6.5^{0.33} = 10 \text{ s}$$

En relación con el periodo significativo se tiene:

$$T_s = \frac{T_p}{1.10} = \frac{10}{1.10} = 9.1 \text{ s}$$

2.4.3 SECTOR DIRECCIONAL W

Por último, para el sector direccional procedente del oeste, según [1], los datos son parámetros de la distribución son los que aparecen en la siguiente tabla.

Parámetro	Valor
α	3.14
β	1.51
γ	1.77
λ	2.51

Tabla 2.10. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector W de la Boya de Cádiz. [1]

Llevando a cabo el mismo proceso se tiene que:

$$H_r = 7.152 \text{ m} \approx 7 \text{ m}$$

$$T_p = 4.76 H_s^{0.44} = 4.76 \cdot 7^{0.44} = 11.3 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{T_p}{1.10} = \frac{11.3}{1.10} = 10.30 \text{ s}$$

2.5 CONCLUSIONES

Una vez analizados los datos históricos y obtenidos los valores de diseño recomendados por la ROM 0.1-09 para el dique, se pueden realizar una serie de conclusiones que se exponen a continuación.

Con el objeto de visualizar los datos obtenidos de forma clara, en la Tabla 2.11, se presentan los resultados de forma resumida.

Parámetro	Global	SE	SW	W	Temporal
H_s (m)	7.60	5.50	6.50	7	7.22
T_p (s)	12.30	8.25	10.00	11.3	11.11
T_s (s)	11.20	7.50	9.10	10.30	10.10

Tabla 2.11. Resumen de los datos de altura de ola significativa y periodo pico del oleaje obtenidos. [Elaboración propia]

La primera conclusión proviene de la comparación entre el valor de diseño para la altura de ola significativa, 7.6m, con el valor pico de este mismo parámetro durante el temporal, 7.22 m. Se puede observar que, a pesar de que el valor alcanzado durante el temporal es inferior, ambos valores son muy próximos.

Por otro lado, pasa algo similar con el periodo pico. Mientras que el valor de diseño es de 12.30s, el valor alcanzado durante el temporal fue de 11.11s, por lo que nuevamente el valor es muy elevado y próximo al de diseño.

Analizando los valores que se dieron durante el temporal con los obtenidos para el sector direccional del Suroeste, dirección de procedencia del oleaje durante el temporal, se puede observar que tanto la altura de ola significativa como el periodo pico direccionales de la boya son inferiores a los acontecidos en el pico del temporal. En conclusión, para este sector direccional es poco frecuente alcanzar los valores que se dieron en el temporal.

El conjunto de conclusiones aquí expuestas verifica que los valores registrados durante el temporal fueron de naturaleza extrema y se dieron de forma concomitante con un nivel del mar bastante elevado y una gran carrera de marea, lo que ratifica que los daños producidos en la costa se deben a la ocurrencia de este evento climático.

Por otro lado, los valores de las variables climáticas derivados del análisis extremal de los datos de la boya son consistentes con las características del temporal. Esto sugiere que el ajuste es bastante preciso y representativo de la realidad, lo que lo convierte en una buena base para el diseño del dique sin comprometer su seguridad.

3 BASES DE CÁLCULO

El objeto de este proyecto fin de Máster es el estudio del dimensionamiento un dique de tipología rompeolas empleando los métodos recogidos en la ROM 0.0., comparando los resultados obtenidos en cada uno de ellos.

La ROM 0.0, denominada como “Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias” establece una serie de directrices que permiten evaluar si una propuesta cumple con los estándares de seguridad, funcionamiento y explotación en todas las fases del proyecto.

En estas especificaciones técnicas, no sólo se abordan los métodos tradicionales de diseño de estructuras marítimas basados en un enfoque determinista, sino que también se incorporan los métodos de cálculo probabilísticos. Aunque estos métodos de cálculo son más avanzados desde un punto de vista técnico, su aplicación resulta más compleja, motivo principal por el cual la mayoría de los proyectistas no suelen emplearlos en la práctica.

Dentro de la ROM, se incluyen tres categorías de métodos que se diferencian en su enfoque conceptual:

- Nivel I:

- Métodos con coeficientes de seguridad global.

- Métodos con coeficientes de seguridad parciales.

- Nivel II:

- Existen varias vertientes dependiendo del grado de aproximación:

- Método de Fiabilidad de Primer Orden (First Order Reliability Method o Aproximación de Primer Orden): Este enfoque implica una aproximación lineal de la superficie de fallo, tratando la superficie de fallo como un hiperplano tangente en un punto.

- Método de Fiabilidad de Segundo Orden (Second Order Reliability Method o Aproximación de Segundo Orden): En este caso, se realiza una aproximación cuadrática de la superficie de fallo.

- Nivel III:

- Métodos de integración numérica o simulación, como el método de Monte Carlo.

Previo a la aplicación de estos métodos, la ROM 0.0 define unas bases o conceptos comunes para la verificación de una estructura, independientemente del método empleado. En este capítulo, se introducen una serie de conceptos previos y

especificaciones que servirán como base para la aplicación de cada método de comprobación.

Además, para la aplicación práctica de los métodos de cálculo, es fundamental conocer las ecuaciones de verificación de los posibles mecanismos de fallo, por lo que se incluye también una introducción al estado del arte del dimensionamiento de diques en talud.

3.1 CONCEPTO DE DIQUE EN TALUD

Los diques son estructuras marítimas que cumplen diversas funciones, como proporcionar abrigo a áreas específicas, proteger la costa y servir como barrera litoral. Existen dos tipos básicos: diques verticales, que reflejan completamente el oleaje, y diques en talud o rompeolas, que reducen la energía del oleaje mediante su desestabilización en el talud provocando su rotura.

Este documento se centra en el diseño de un dique rompeolas, por lo que se describen de forma más específica.

Los diques rompeolas son estructuras que permiten un cierto nivel de deformación y necesitan un mantenimiento constante a lo largo de su vida útil. Su daño se produce de forma gradual, por lo que avisan antes de producirse su colapso.

Generalmente, suelen disponerse en zonas con calados reducidos y están formados convencionalmente por los siguientes elementos principales:

- **NÚCLEO.** El núcleo es la parte central del dique compuesta generalmente por material todo uno. Permite definir el grado de permeabilidad del dique.
- **CAPA DE FILTRO.** Situada entre el núcleo y el manto principal, garantiza la estabilidad del dique mediante capas con gradaciones crecientes que impiden el lavado de material de las capas inferiores a través de los huecos.
- **MANTO PRINCIPAL.** Formada por capas de elementos de mayor tamaño, como escollera o bloques de hormigón, dispuestos de forma aleatoria u ordenada. Su función principal es resistir las sollicitaciones del oleaje.
- **BANQUETAS.** Proporcionan soporte al manto principal, especialmente en diques de altura elevada.
- **BERMA DE PIE.** Se emplean para dar soporte al manto principal evitando socavaciones y los círculos de rotura en el terreno de apoyo.
- **LOSA DE CORRONACIÓN.** Losa situada en coronación que sirve como protección ante situaciones de rebase y para permitir el acceso a lo largo de la estructura.
- **ESPALDÓN.** Monolito de hormigón dispuesto en la coronación del dique que ayuda a prevenir el rebase.

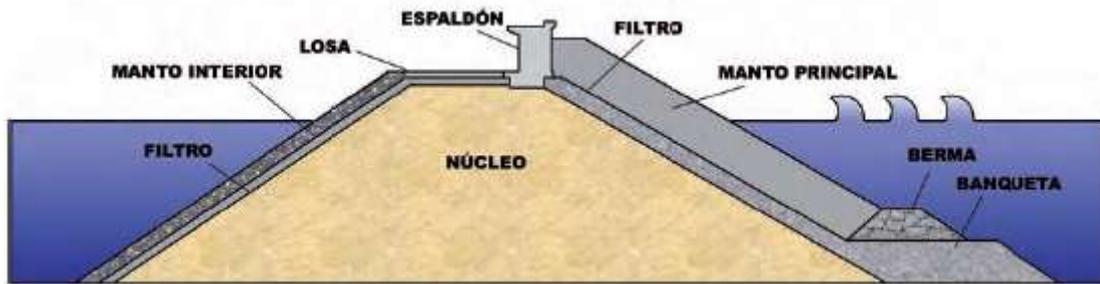


Ilustración 3.1. Sección tipo de dique rompeolas. [1]

En cuanto a la disposición en planta, en función de las solicitaciones a las que están sometidas, su tipología estructural y formal, y la función principal que desempeña en la explotación de la obra, se pueden diferenciar distintas partes en la estructura denominadas tramos. Según la ROM 0.0, se pueden distinguir los siguientes:

- **ARRANQUE.** Unión de la estructura con la tierra.
- **ALINEACIÓN PRINCIPAL.** Cumple la función resistente y de abrigo del dique.
- **ALINEACIÓN SECUNDARIA.** Conecta tramos diferentes del dique, contribuyendo a la integridad de la estructura.
- **TRANSICIÓN.** Tramo intermedio entre dos alineaciones o dos tipologías diferentes.
- **MORRO.** Es la sección del dique más expuesta al mar y generalmente requiere piezas de protección con un peso un 50% superior al del resto del manto principal.

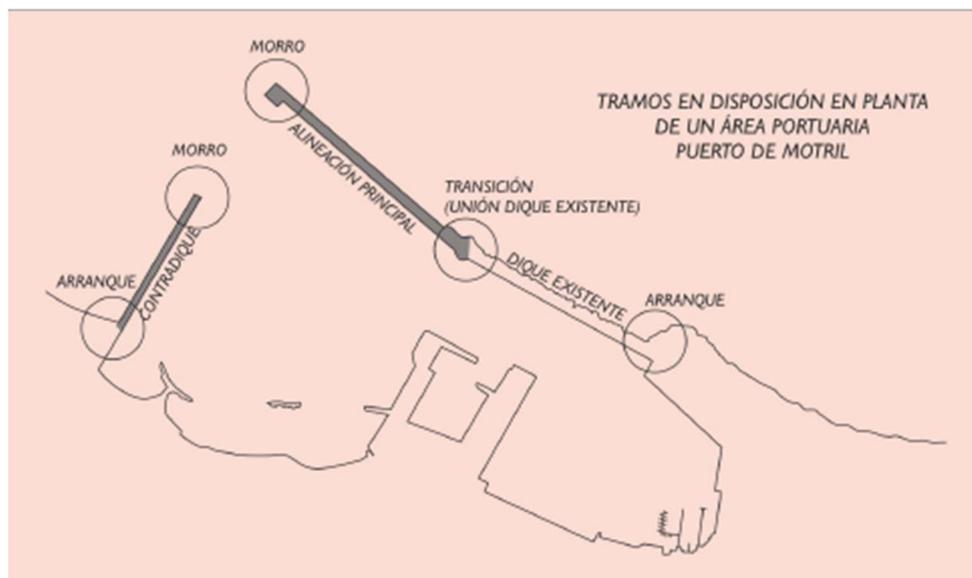


Ilustración 3.2. Tramos y alineaciones en la configuración en planta de un área portuaria. Figura 2.2.30. de la ROM 0.0. [2]

El diseño de los diques en talud involucra varios aspectos que determinan la transmisión de energía al área abrigada. En este sentido, según su distribución en planta, los diques pueden ser:

- **ABIERTOS, CERRADOS O EXENTOS O AISLADOS.** En función de si poseen un arranque y un morro, dos arranques, o, ningún arranque y dos morros, respectivamente.

- LARGOS O CORTOS.

En función del flujo de energía que se pretende dejar pasar a través de la sección transversal, se pueden distinguir los siguientes tipos de diques:

- REBASABLES O IRREBASABLES. Los diques rebasables permiten una mayor transmisión de la energía al permitir el paso del oleaje por coronación. Por otro lado, los irrebasables limitan la transmisión de energía del oleaje al bloquearlo.
- PERMEABLES O IMPERMEABLES. En función de las propiedades del material del núcleo y la disposición, cantidad y propiedades de las capas de filtro, la estructura puede tener una permeabilidad mayor o menor. Si la estructura se diseña de forma que sea más permeable, se produce un flujo de energía mayor hacia la parte abrigada.

Por último, en función de la respuesta estructural ante las fuerzas del oleaje, los diques se pueden clasificar en:

- ESTÁTICAMENTE ESTABLES. En estas estructuras, el desplazamiento de los elementos del manto principal se considera daño, por tanto, la masa de los elementos del talud debe ser lo suficientemente grande para resistir el oleaje. En su diseño se permite un cierto nivel de daño pequeño. Su dimensionamiento se basa en la optimización de los costos de construcción y mantenimiento, la resistencia de la estructura y el nivel de daño permitido.
- DINÁMICAMENTE ESTABLES. Permiten un desarrollo del perfil amplio que gradualmente alcanza un perfil de equilibrio en el que la capacidad de transporte de energía se reduce significativamente.

3.2 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN. ROM 0.0

El proceso de verificación se trata de una serie de pasos destinados a evaluar cómo y cuándo un tramo deja de cumplir con los estándares de seguridad, funcionalidad u operatividad en una fase específica debido a la presencia de un mecanismo de fallo o parada operativa.

Este procedimiento debe realizarse para cada fase de proyecto e incluye las siguientes actividades:

- Definir la obra en el espacio y en el tiempo.
- Definir los factores de proyecto y los criterios para asignarles valores, ya sea de manera determinista o aleatoria.
- Seleccionar de los estados límite y definición de los modos de fallo o parada.
- Definir de la ecuación de verificación correspondiente a cada modo.
- Determinar el método de resolución.
- Calcular la probabilidad de fallo de cada modo y la probabilidad conjunta.

3.3 ESTADOS LÍMITES

Los estados de proyecto representan períodos de tiempo en los que los factores de diseño son estacionarios estadísticamente, y su duración varía según la variabilidad de estos factores.

Estos estados se agrupan en fases de proyecto, como estudio y proyecto de construcción, construcción, servicio, conservación, reparación y desmantelamiento. Las fases se caracterizan por un intervalo de tiempo de mayor duración durante el cual una obra o tramo tiene una misma actividad principal.

La fiabilidad, funcionalidad y operatividad de una obra o un tramo de obra debe mantenerse a lo largo de cada fase de proyecto. Para simplificar la verificación, se evalúan sólo aquellos estados que representan situaciones críticas o límite para el tramo.

Los estados límite están representados por los estados de proyecto en los cuales las combinaciones de los factores pueden producir uno o varios modos de fallo generados por un mismo mecanismo. Se pueden clasificar en tres grupos:

- Los **estados límite últimos** causan la ruina debido a rotura o colapso estructural, como puede ser la pérdida de equilibrio estático, agotamiento resistente, deformación, inestabilidad, colapso progresivo y fatiga.
- Los **estados límite de servicio** provocan la pérdida de funcionalidad de la obra, que puede ser reversible o irreversible, debido a problemas estructurales, estéticos, ambientales o legales. Entre ellos se pueden mencionar la pérdida de durabilidad, cambios geométricos acumulados y vibración, fisuración o deformación excesivas.
- Los **estados límite operativos** implican la reducción o suspensión temporal de la explotación de a estructura debido a causas externas sin que éstas causen daños estructurales. Una vez que la causa desaparece, se recuperan por completo los requisitos para la explotación. Se pueden mencionar la excedencia del valor umbral de un agente, efectos sobre el medio ambiente o sociales no admisibles o problemas de índole legal.

3.4 MODOS DE FALLO DE UN DIQUE EN TALUD

Las estructuras pueden experimentar fallos debido a diversos mecanismos, denominados modos de fallo.

Para confirmar que una estructura es segura, es necesario evaluarla frente a todos los posibles modos de fallo. Omitir la comprobación frente a un modo de fallo significativo puede sesgar la seguridad de la estructura. Por este motivo, es fundamental identificar los diversos modos de fallo que pueden ocurrir en una estructura específica.

Los principales modos de fallo de tipo estructural que se dan en diques rompeolas son:

- **PÉRDIDA DE ELEMENTOS DEL MANTO PRINCIPAL.** Se produce por la interacción entre el oleaje y el talud del dique cuando las sollicitaciones consiguen desestabilizar y desplazar un elemento del manto. Específicamente, ocurre cuando las fuerzas ejercidas por el oleaje sobre un elemento son mayores que las fuerzas de gravedad debidas a su propio peso y las fuerzas de fricción con otros elementos.

Este modo de fallo es gradual, afectando elemento a elemento, por lo que el dique avisa de su avería.

- **PÉRDIDA DE ELEMENTOS DE LAS CAPAS DE FILTRO O MATERIAL DEL NÚCLEO.** Ocurre cuando elementos de las capas superiores se han desplazado. Se trata de un proceso gradual en el que el material es arrastrado a través de los espacios vacíos de las capas superiores. Para prevenir este problema, además de realizar un adecuado mantenimiento de la estructura, es crucial que se cumplan las condiciones de filtro.
- **PÉRDIDA DE ELEMENTOS DEL MANTO SECUNDARIO.** Este escenario se presenta cuando la carga hidráulica que rebasa la estructura es lo bastante elevada como para desplazar los elementos de protección ubicados en la parte posterior del dique.
- **INESTABILIDAD DEL TALUD O INESTABILIDAD PROFUNDA.** La primera se manifiesta principalmente cuando la pendiente del dique se vuelve inestable debido a las solicitaciones a las que está sometida la estructura. La inestabilidad profunda es un mecanismo similar pero la rotura se produce a través del terreno de apoyo del dique.
- **ASIENTOS EXCESIVOS.** Deformaciones debidas al agotamiento resistente de la estructura o el terreno de apoyo.
- **SOCAVACIÓN BERMA DE PIE Y EROSIÓN DE BANQUETAS.** Surge debido a la erosión del material bajo el pie del talud, lo cual puede dar lugar a la pérdida de estabilidad de la estructura.
- **VUELCO O DESLIZAMIENTO DEL ESPALDÓN.** Debido a la acción del oleaje sobre el monolito.

Cada modo de fallo se describe mediante una relación entre los factores de proyecto, conocida como Ecuación de verificación.

3.5 FACTORES DE PROYECTO

Los factores de proyectos, en función del método de verificación, se deben definir como parámetros, agentes o acciones.

- Los parámetros caracterizan las propiedades geométricas de la obra, las propiedades del terreno, de los materiales empleados y del medio físico.
- Los agentes de proyecto se refieren a aquellos elementos que pueden afectar a la seguridad, funcionalidad u operatividad de la estructura.
- Las acciones son aquellos efectos resultantes de la interacción entre los agentes y la obra.

3.5.1 VARIABILIDAD DE LOS FACTORES DE PROYECTO

Un factor de proyecto en un tramo y un intervalo de tiempo puede ser clasificado como determinista o aleatorio según su variabilidad en relación a un valor representativo y su impacto en el resultado de la ecuación de verificación. Si el factor tiene poca variabilidad y no afecta de manera significativa el resultado, se considera determinista y se conoce su

valor en ese intervalo. En caso contrario, se debe tratar como una variable aleatoria a través de su función de distribución.

3.5.2 VALORES DE UN FACTOR DE PROYECTO

Durante la aplicación del método, a cada uno de los factores se le asignará un valor determinado. Existen varios tipos de valores dependiendo del proceso de definición que se emplee.

Para aquellos valores definidos por procedimientos no estadísticos:

- **Valor nominal.** Representa el valor representativo del factor de proyecto.

Por otro lado, se puede definir el valor a través de la función de distribución. Entre los posibles valores destacan los siguientes:

- **Valor representativo.** Proporciona una estimación del valor típico que el factor de proyecto podría tomar en la verificación de los modos.
- **Valor característico.** es el valor principal que representa al factor de proyecto. Cuando el valor se sitúa en un intervalo de confianza, los extremos de ese intervalo se denominan valores característicos superior e inferior.

3.6 ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN

La ocurrencia de cada modo de fallo se representa mediante una Ecuación de Verificación, que se trata de una ecuación de estado donde los factores se consideran estacionarios y uniformes.

Esta ecuación es válida para un intervalo de tiempo definido según la disponibilidad de datos estadísticos y probabilísticos de los factores de proyecto. Dicho intervalo se tomará como unidad temporal y cada fase podrá dividirse en un número finito de veces de este intervalo. Obtenido el resultado de la ecuación puede obtenerse el resultado para la fase extrapolando.

En función de su contribución a que se produzca o no un modo de fallo determinado, los términos de una ecuación de verificación pueden clasificarse en favorables X_1 y desfavorables X_2 . Tomando como base este concepto, la ecuación de verificación se puede formular mediante dos enfoques distintos.

- **Coefficiente de Seguridad Global.** Se define como la relación entre los términos favorables y desfavorables, y debe superar un determinado valor mínimo para verificar favorablemente la obra $Z > Z_c$.

$$Z = \frac{X_1}{X_2}$$

- **Margen de Seguridad.** Se define como la diferencia entre los términos favorables y desfavorables, y debe ser mayor que 0 para verificar favorablemente la obra $S > 0$.

$$S = X_1 - X_2$$

El conjunto de estados de proyecto para los cuales $Z > Z_c$ o $S > 0$, es decir, en aquellos para los que el resultado de la ecuación de verificación es favorable, se denomina Dominio de Seguridad.

El dominio complementario, es decir, el conjunto de aquellos estados para los que el resultado de la ecuación de verificación es desfavorable, $Z \leq Z_c$ o $S \leq 0$, se denomina Dominio de Fallo.

De los posibles modos de fallo en diques de escollera, la estabilidad de los elementos del manto principal es el más usual. Además, este modo de fallo fue el que se produjo de manera general durante el temporal Emma.

3.6.1 DIMENSIONAMIENTO DE DIQUES EN TALUD

En sus comienzos, el diseño de estructuras marítimas se basó en recomendaciones y la experiencia del proyectista. Luego se desarrollaron fórmulas de cálculo simples con un enfoque determinista para garantizar que las fuerzas no superaran la capacidad resistente de la estructura. Estas fórmulas relacionaban la altura de ola con el peso medio de las unidades del manto principal.

Estas expresiones, en su mayoría empíricas, se crearon utilizando resultados de ensayos con modelos, sin considerar la dispersión de datos, y se realizaron ajustes centralizados. Esto implicaba que el diseño carecía de márgenes de seguridad, excepto la elección del período de retorno.

Iribarren y Van der Meer, entre otros, realizaron investigaciones sobre la estabilidad de los diques rompeolas a medida que se incrementaba la altura de ola. Como resultado de sus estudios, se puede concluir que el comportamiento de un dique en talud se puede describir mediante varias fases:

- **Tramo de estabilidad total.** A medida que se aumenta la altura de ola, el dique permanece prácticamente inalterado.
- **Inicio de averías.** A partir de cierta altura de ola, el manto comienza a perder algunos de sus elementos. Pasado un intervalo de tiempo, el talud se estabiliza y deja de perder elementos hasta que no se vuelva a aumentar la amplitud del oleaje. En esta etapa el porcentaje de elementos desplazados se encuentra en torno al 5% y se observan algunos huecos en la primera capa del manto.
- **Avería de Iribarren.** Cuando el número de bloques desplazados en la primera capa del manto principal permite que algunos bloques de la segunda capa puedan extraerse de su posición.
- **Inicio de destrucción.** El dique comienza a perder elementos de la segunda capa del manto.
- **Destrucción, colapso o rotura total.** El dique comienza a perder piezas de la segunda capa del manto de forma precipitada y no vuelve a estabilizarse, produciéndose el colapso de la estructura.

En función de la rigidez del dique y el tipo de elemento del manto principal, el comportamiento se vuelve más gradual o, por el contrario, inmediato. A continuación, se muestran algunas de las formulaciones de diseño de diques rompeolas en función del equilibrio de los elementos del manto principal.

FORMULACIÓN DE HUDSON

En 1959, Hudson propone una expresión para la estabilidad de la capa de armado basada en el ajuste centralizado de los resultados de sus ensayos.

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

donde:

- D_{n50} Diámetro nominal del elemento
- Δ Relación de densidades del bloque y el agua, que se define como: $\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$
- α Angulo de la pendiente
- H_s Altura de ola de diseño
- K_D Coeficiente que representa el grado de daño (movimiento de los bloques)

En la actualidad, para diques con manto de escollera natural, el Shore Protection Manual actualmente recomienda usar $H = H_{1/10}$ en lugar de la altura de ola significativa.

Además, este manual proporciona una lista de valores para el coeficiente K_D en situación de “no daño” o “Avería de Iribarren”.

A pesar de su simplicidad y de la disponibilidad de valores del coeficiente K_D para un rango amplio de unidades de armado, la fórmula de Hudson presenta bastantes limitaciones.

- No considera los efectos potenciales de escala.
- No considera el periodo del oleaje ni la duración del temporal.
- No considera los distintos tipos de rotura.
- No considera las fuerzas de rozamiento ni la cohesión entre los elementos.
- No tiene en cuenta la forma de los cantos ni la forma de colocarlos.
- Sólo es de aplicación para oleaje regular y estructuras no rebasables y permeables.
- No permite determinar el equilibrio hacia arriba o hacia debajo de los cantos.
- No describe el nivel de fallo
- Simplifica las fuerzas de inercia y arrastre.

No obstante, estas limitaciones no fueron inconveniente para su aprobación por la comunidad científica y para alcanzar una gran popularidad.

FÓRMULA DE VAN DER MEER

Van der Meer, entre 1981 y 1988, introdujo nuevas expresiones tras numerosos ensayos realizados en modelos de diferentes tipos de diques (escollera, cubos tetrápodos y acrópodos) con diversas permeabilidades y taludes. Estas ecuaciones se formularon para oleaje irregular con diferentes alturas de ola, periodos y duraciones del temporal, así como para condiciones de aguas profundas y someras.

Además, también consideran, mediante el número de Iribarren, los distintos tipos de rotura que pueden darse.

Sus expresiones fueron aceptadas por la comunidad científica y tuvieron una gran repercusión.

Escollera

Para el caso de diques de escollera natural, Van der Meer propuso las siguientes expresiones para condiciones de aguas profundas en función del tipo de rotura.

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \cdot \sqrt{\xi} = 6.20 \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.20}; \xi < \xi_c, \text{voluta o plunging}$$

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1.00 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.20} \cdot \xi^P; \xi > \xi_c, \text{vaivén o surging}$$

$$\xi_c = (6.20 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{P+0.50}}; \text{transición}$$

En condiciones de aguas someras, se deben realizar correcciones en las fórmulas empleando el concepto de altura de ola correspondiente al percentil del 2% ($H_{2\%}$), resultando:

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta \cdot D_{n50}} = 8.70 \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.20} \cdot \xi_m^{-0.50}; \xi < \xi_c, \text{voluta o plunging}$$

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1.40 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.20} \cdot \xi_m^P; \xi > \xi_c, \text{vaivén o surging}$$

En estas expresiones, el comportamiento del talud se considera a través del parámetro “S”, avería adimensional, en función de la siguiente tabla.

TALUD	INICIO DE AVERÍA	DAÑO MODERADO	FILTRO VISIBLE
$\cotg \alpha = 1,50$	2,00	3,00 a 5,00	> 8,00
$\cotg \alpha = 2,00$	2,00	4,00 a 6,00	> 8,00
$\cotg \alpha = 3,00$	3,00	6,00 a 9,00	> 12,00
$\cotg \alpha = 4,00$ y ss	3,00	8,00 a 12,00	> 17,00

Tabla 3.1. Comportamiento de un talud de escollera en función de la avería adimensional de Broderick, <<S>>. [3]

El valor de $S = 2 - 3$ representa la situación de “inicio de daño” equivalente a la de “no daño” en el caso de Hudson.

Para diques con manto de elementos de hormigón, Van der Meer describe el comportamiento del talud a través del número de unidades desplazadas, N_{od} , en un ancho en dirección longitudinal de un diámetro nominal.

[3]

CRITERIO DE ESTABILIDAD DE BRODERICK, S Y N_{od}			
Pieza	Inicio de daño	Daño moderado	Filtro visible
Escollera	2,00	3,00 a 5,00	> 8,00
Cubos	0,00	0.50 a 1.50	2,00
Tetrápodos	0,00	0.50 a 1,00	1,50
Acrópodos	0,00	–	0,50

Tabla 3.2. Comportamiento del manto sobre la base de <<S>> y <<Nod>>. [3]

En este tipo de estructura, Van der Meer no estudió la influencia de la permeabilidad, el talud y el número de Iribarren, por lo que las fórmulas de estabilidad resultantes son más simples.

Cubos

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot S_{om}^{-0.10}$$

Tetrápodos

$$H_0 = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(3.75 \cdot \frac{N_{od}^{0.50}}{N^{0.25}} + 0.85 \right) \cdot S_{om}^{-0.20}$$

Acrópodos

$$H_{0ia} = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 3.70; H_{0d} = 4.10; H_{0c} = 2.50$$

donde

N_{od} Número de unidades desplazadas, relacionado con el índice de avería.

S Avería adimensional

A Área de la sección erosionada, m^2 .

$$S = \alpha \cdot N_{od} + \beta$$

N Número de olas activas limitado en 7500 olas, momento a partir del cual se estabiliza la avería.

α, β Coeficientes de ajuste de la función de área adimensional.

P Permeabilidad teórica, mayor permeabilidad implica superior estabilidad

0.10 Manto, filtro y capa impermeable.

0.40 Manto, filtro y todo uno.

0.50 Manto y núcleo de material suelto.

0.60 Acumulación granular.

γ Peso específico de la pieza, t/m^3 .

γ_w Peso específico del agua del mar, t/m^3 .

Δ Coeficiente relativo de pesos específicos.

D_{n50} Diámetro nominal medio, m.

W_{50} Peso medio de los cantos del manto exterior, t.

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma}}$$

s_{om} Peralte adimensional. Debe estar entre $0.005 < s_{om} < 0.06$

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2}$$

g Aceleración de la gravedad, m/s².

T_z Periodo ondulatorio, s.

ξ Número de Iribarren

ξ_c Número de Iribarren de comparación

Las ecuaciones propuestas por Van der Meer son más complejas en comparación con la fórmula de Hudson, lo que puede dar lugar a diferencias significativas entre ambas, siendo la fórmula de Hudson muy útil para obtener una estimación inicial o un predimensionamiento

3.6.2 REFORMULACIÓN EN FORMATO DE MARGEN DE SEGURIDAD

De forma general, las fórmulas de diseño para estructuras marítimas se definieron en términos del coeficiente de seguridad global. Con el objetivo de simplificar la aplicación de métodos basados en coeficientes parciales, así como los métodos probabilísticos de Nivel II y Nivel III, se recomienda la conversión de la ecuación a formato de margen de seguridad.

Atendiendo a lo anteriormente expuesto, la fórmula de Hudson puede reescribirse como:

$$g = A \cdot \Delta \cdot D_n (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - H_s \begin{cases} < 0 \text{ fallo} \\ = 0 \text{ estado límite (fallo)} \\ > 0 \text{ no fallo (región segura)} \end{cases}$$

Por otro lado, tomando como referencia la ecuación de Van der Meer para cubos de hormigón, se tiene:

$$g = A \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - H_s \begin{cases} < 0 \text{ fallo} \\ = 0 \text{ estado límite (fallo)} \\ > 0 \text{ no fallo (región segura)} \end{cases}$$

El parámetro A representa la incertidumbre de la fórmula, tal como se define en el siguiente apartado.

3.6.3 INCERTIDUMBRE DE LAS ECUACIONES O MODELOS

La ecuación de verificación o el modelo representan una simplificación de los fenómenos físicos reales partícipes, y, por tanto, conllevan cierta incertidumbre. Para considerar esta incertidumbre en el proceso de verificación, es recomendable emplear modelos estadísticos.

La incertidumbre en las ecuaciones proviene de varias fuentes, pudiendo esta llegar a ser bastante significativa. Una de las fuentes de incertidumbre más generalizada en las ecuaciones de verificación se debe a que son derivadas del ajuste de los resultados sobre modelos físicos, siendo los coeficientes de variación del orden del 15-20%.

Por otro lado, en las ecuaciones de estabilidad de elementos del manto en los diques, hay incertidumbres debido al comportamiento aleatorio de las pendientes y del grado de precisión en la medición del daño.

En un enfoque determinista, se puede considerar la incertidumbre a través de los coeficientes parciales de seguridad. En el enfoque probabilista, la probabilidad de trata de varias formas.

Por un lado, se describen los factores de proyecto mediante funciones de distribución estadísticas que consideran la incertidumbre a través de sus coeficientes de variación y se analiza la sensibilidad del resultado de la ecuación frente a las posibles variaciones de estos factores.

Por otro lado, se considera la incertidumbre del resto de fuentes mediante el empleo de un coeficiente “a” en la ecuación. Este coeficiente se trata de forma probabilística mediante una distribución normal de media 1.0 y desviación típica 0.10.

Las ecuaciones de Hudson y Van der Meer, para mantos de cubos de hormigón, quedan de la siguiente forma:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = af(K_D, \cot \alpha)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = af(N_{od}, N, s_{om})$$

3.7 CARÁCTER DE LA OBRA. INDICES ISA E IRE.

En función del carácter del tramo en la fase de proyecto analizada, la resolución de la ecuación de verificación correspondiente a un modo de fallo o parada deberá realizarse a través de uno o varios de los métodos de cálculo.

En cada una de las fases de proyecto cada tramo tendrá un carácter general y otro operativo, determinado mediante un análisis previo de las repercusiones económicas y sociales y ambientales derivadas de su construcción.

El carácter general obtenido mediante este estudio deberá ser igual o más exigente que el resultado obtenido mediante los índices de repercusión económica (IRE) y de repercusión social y ambiental (ISA). El carácter general se evalúa seleccionando el modo principal, adscrito a los estados límite últimos y de servicio, que proporcione los índices más altos.

El índice IRE cuantifica las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra y por interrupción de las actividades económicas vinculadas en caso de producirse la destrucción o pérdida de operatividad total.

Subintervalo	Descripción	IRE
R_1	Repercusión económica baja	$IRE \leq 5$
R_2	Repercusión económica media	$5 < IRE \leq 20$
R_3	Repercusión económica alta	$IRE > 20$

Tabla 3.3. Índices de repercusión económica. IRE [2]

El índice ISA evalúa cualitativamente las posibles consecuencias sociales y ambientales en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad total de la obra marítima. Incluye aspectos como el riesgo de pérdidas humanas, impactos al medio ambiente y patrimonio histórico-artístico y de la alarma social generada.

Subintervalo	Descripción	ISA
S_1	Sin repercusión social y ambiental significativa	$ISA < 5$
S_2	Con repercusión social y ambiental baja	$5 \leq ISA < 20$
S_3	Con repercusión social y ambiental alta	$20 \leq ISA < 30$
S_4	Con repercusión social y ambiental muy alta	$ISA \geq 30$

Tabla 3.4. Índices de repercusión social y ambiental. ISA [2]

Estos índices son, por lo tanto, indicadores de la importancia de la obra o tramo. La ROM 1.0-09 “Recomendaciones del Diseño y Ejecución de las Obras de Abrigo”, en su sección 2.8 Valores recomendados para Obras de Abrigo y Defensa, presenta una estimación de dichos índices en función del tipo de área abrigada.

En función del carácter general, y teniendo en cuenta la Ilustración 3.3 y la Ilustración 3.4, se pueden definir los valores para la vida útil mínima de la obra y la máxima probabilidad de fallo conjunta.

La vida útil de la obra se refiere al periodo de tiempo durante la fase de servicio, en el cual la obra debe mantenerse operativa independientemente de las labores de mantenimiento o reparación necesarias.

Por otro lado, la probabilidad de fallo se relaciona con la posibilidad de que ocurra un evento que cause la destrucción o inoperatividad de una obra marítima.

Además de los parámetros de diseño anteriores, el carácter general también determina el nivel de operatividad y los métodos de verificación, así como los planes de conservación, inspección, auscultación e instrumentación del tramo.

Por otro lado, el carácter operativo de la obra se establece teniendo en cuenta la repercusión económica, social y ambiental cuando la obra deja de operar o reduce su nivel de operatividad. Se evalúa seleccionando el modo principal de parada operativa que brinde el nivel mínimo de operatividad. Se define en función de los índices de repercusión económica operativo, IREO y de repercusión social y ambiental operativo, ISAO.

El carácter operativo permite definir la operatividad mínima, el número promedio de paradas operativas y la duración máxima de una parada.

Figura 2.2.33. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE IRE ⁷		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años)		
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráfico	r ₃	Alto	50	
		Puertos para tráfico especializados	r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹	
	PUERTO PESQUERO		r ₂	Medio	25	
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO		r ₂	Medio	25	
	INDUSTRIAL		r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹	
	MILITAR		r ₂ (r ₃) ²	Medio (alto) ²	25 (50) ²	
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r ₂ (r ₃) ³	Medio (alto) ³	25 (50) ³	
	ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ⁴		r ₃	Alto	50
		PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		r ₂ (r ₃) ⁵	Medio (alto) ⁵	25 (50) ⁵
PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		r ₁ (r ₃) ⁶	Bajo (alto) ⁵	15 (50) ⁷		
REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r ₁	Bajo	15		

¹ El índice IRE se elevará a r₃ cuando el tráfico esté asociado con el suministro energético o con materia primas minerales estratégicos y no se disponga de instalaciones alternativas adecuadas para su manipulación y/o almacenamiento.
² El índice IRE se elevará a r₃ cuando la instalación militar se considere esencial para la defensa nacional.
³ 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.
⁴ Se entienden como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquellos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.
⁵ El índice IRE se elevará a r₃ 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.
⁶ El índice IRE se elevará a r₂ cuando en su zona de afección se localicen edificaciones o instalaciones industriales.
⁷ Los índices inferiores a r₃ de la tabla se elevarán un grado por cada 30 ME de coste de inversión inicial de la obra de abrigo.

Ilustración 3.3. Estimación del índice de repercusión económica y vida útil mínima según la ROM 1.0-09 [2]

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

Figura 2.234. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y P_{ELS}

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA		P _{ELU}	P _{ELS}	
ÁREAS PORTUARIAS	COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas ¹	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
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	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 ¹		s ₃	Alto	0.01	0.07	
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20	
PROTECCIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07	
		Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ³			s ₄	Muy alto	0.0001	0.07
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO			s ₂ (s ₃) ⁴	Bajo (alto) ⁴	0.10 0.0001	0.10 0.07
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES			s ₂ (s ₄) ⁵	Bajo (muy alto) ⁵	0.10 0.0001	0.10 0.07
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS			s ₁	No signif.	0.20	0.20
	<p>* PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES.</p> <p>¹ 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 (s₄) (P_{ELU}=0.0001; P_{ELS} = 0.007).</p> <p>² Se consideran mercancías peligrosas los grupos de 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).</p> <p>³ Se entiende como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquéllos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.</p> <p>⁴ El índice ISA se elevará a s₃ 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.</p> <p>⁵ El índice ISA se elevará a s₄ cuando en caso de fallo pudieran resultar afectadas edificaciones u otras instalaciones industriales.</p>						

Ilustración 3.4. Estimación del índice de repercusión social y ambiental y probabilidad de fallo conjunta según la ROM 1.0-09 [2]

3.8 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL MÉTODO DE VERIFICACIÓN

La ROM 1.0-09, “Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo (Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes climáticos)”, define en su Tabla 2.2.16. los métodos a emplear en el estudio de una obra marítima en función de las repercusiones económicas, sociales y ambientales que tendría en caso de fallo estructural.

IRE	No significativo	Bajo	Alto	Muy Alto
Bajo	[1]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
Medio	[2]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
Alto	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]

Tabla 3.5 Métodos de verificación en función del IRE e ISA. Según Tabla 2.2.16 de la ROM 1.0-09 [2]

Los métodos de **Nivel I**, [1] y [2], emplean valores nominales de cálculo, es decir, valores deterministas, para las distintas variables que intervienen en la ecuación de comprobación. El concepto de seguridad se introduce a través de un coeficiente de seguridad global, o bien, a través de coeficientes parciales, sin embargo, no es posible obtener la probabilidad de fallo de la estructura como resultado de la aplicación del método. Como resultado de su aplicación se obtiene un valor que indica el comportamiento del tramo frente al modo.

En los métodos de **Nivel II** [3], la ecuación de verificación se define en función de los momentos estadísticos de primer orden y, mediante transformaciones, se expresa en términos de variables gaussianas, reducidas e independientes. Se deben de conocer las funciones de distribución de los factores de proyecto. Como resultado se obtiene el valor de los factores de proyecto y la probabilidad de fallo.

En la aplicación de los métodos de **Nivel III** [4], se obtiene la probabilidad de fallo mediante la integración de la función de distribución conjunta de los factores de proyecto. Debido a la complejidad para resolverlo de forma analítica, generalmente se emplean técnicas de integración o simulación numérica, como el denominado método de Monta Carlo.

En la Tabla 3.5, para aquellos proyectos con carácter general significativo, se establece la verificación de la estructura mediante dos métodos, un método de Nivel I, basado en los coeficientes parciales de seguridad, y otro de Nivel II o III. Debido a que en estas situaciones se requiere una doble comprobación, se recomienda iniciar el proceso mediante la aplicación del método de Nivel I como predimensionamiento y usar su resultado como referencia para el método de mayor jerarquía.

3.9 PROBABILIDAD DE FALLO

3.9.1 PROBABILIDAD FRENTE A UN MODO EN T_L

Para calcular la probabilidad de fallo de la estructura frente a un modo determinado se necesita emplear un método de Nivel II o III, el cual requiere el conocimiento de las funciones de distribución de los términos de la ecuación en la vida útil (L).

Generalmente, la información estadística de los parámetros y términos se conocen para un intervalo de tiempo unidad.

Si es posible, la vida útil se dividirá en un número finito de intervalos de tiempo unidad. De esta forma, mediante la extrapolación de los resultados obtenidos para un

intervalo de tiempo unidad, y suponiendo ciertas propiedades estadísticas, se puede obtener de forma aproximada la probabilidad de fallo para el periodo T_L .

Se supondrá que los intervalos de tiempo son independientes y regulares, y que durante el mismo sólo se produce un único pico del término desfavorable. Si además se asume que la probabilidad de ocurrencia del modo es idéntica para todos los intervalos, se tiene:

$$p_{m,T_L} = 1 - (1 - p_{m,\Delta t})^{T_L}$$

donde p_{m,T_L} es la probabilidad de ocurrencia en la vida útil, $p_{m,\Delta t}$ es la probabilidad de que ocurra en un intervalo de tiempo unidas y T_L es la duración de la vida útil de la estructura.

Generalmente, el periodo para el cual se tienen los modelos estadísticos, y, por tanto, el intervalo de tiempo unidad, suele ser de 1 año.

El periodo de retorno, o número de unidades de intervalos unidad que, en promedio, deben transcurrir hasta que se produzca el primer fallo, se calculará por $T_R = L/p_{m,T_L}$.

4 MÉTODOS DE NIVEL I

4.1 INTRODUCCIÓN

Los métodos de nivel I se emplean para verificar un tramo o una obra, obteniéndose como resultado el comportamiento de la misma ante un modo de fallo determinado. Se caracterizan, generalmente, por su enfoque determinista o determinista-probabilista.

En la formulación determinista, los valores de los factores de proyecto se definen a través de un valor nominal, es decir, no se considera la variabilidad de estos. En el enfoque determinista-probabilista, el valor de los agentes y parámetros se define a través sus funciones de distribución mediante un valor representativo.

Dentro de los métodos de Nivel I, se pueden distinguir dos tipos; aquellos basados en un coeficiente de seguridad global, y, por otro lado, los métodos de coeficientes de seguridad parciales.

4.2 RESULTADO DE LOS MÉTODOS DE NIVEL I

Los métodos de Nivel I no proporcionan información sobre la probabilidad de fallo, como resultado se obtiene un valor que determina el comportamiento de la estructura. Por este motivo, no permiten la optimización del diseño de la estructura.

Además, generan el mismo diseño independientemente del tamaño de la estructura, a pesar de que las estructuras con mayor tamaño presentan mayor probabilidad de fallo.

Para calcular la probabilidad de fallo, se debe realizar un cálculo independiente y es necesario considerar la probabilidad de ocurrencia del factor predominante en el modo.

4.3 MÉTODO DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL

Este método se emplea en tramos con carácter general bajo $[r_1, s_1]$.

Para la aplicación del método, se debe expresar en formato cociente la ecuación de verificación. Para ello, se colocan en el numerador los términos favorables X_1 , es decir, aquellos que contribuyen a prevenir la ocurrencia del modo de fallo. Los términos desfavorables X_2 , que son aquellos que colaboran en la ocurrencia del modo, se sitúan en el denominador.

$$Z = \frac{X_1}{X_2}$$

Una vez evaluada la ecuación de verificación, se debe comprobar si el resultado es mayor que el coeficiente de seguridad global Z_c , que considera las incertidumbres del proyecto.

Si $Z > Z_c$, región de no fallo.

Si $Z \leq Z_c$, región de fallo.

4.3.1 FACTORES DE PROYECTO

Según la ROM 0.0, se deben tener en consideración los siguientes factores:

- Factor **predominante** en el modo. Son aquellos factores cuya presencia desencadena la ocurrencia del modo.
- Factor **relevante del término**. Caracterizan la acción o respuesta, la geometría de la obra o las propiedades del medio físico, el terreno y los materiales; dan sentido y justifican la presencia del término en la ecuación de verificación; y suelen ser los más influyentes en el valor del término.
- Factor **condicionante** de otro. Son aquellos que no intervienen en ningún término de la ecuación pero que pueden condicionar el valor de otro u otros factores y, por lo tanto, condicionan el valor del término.

4.3.2 VALORES DE LOS FACTORES Y TÉRMINOS

Los valores de los factores generalmente están definidos mediante un enfoque determinista, tomando un valor nominal en la mayoría de los casos. En el caso de los agentes del medio físico se recomienda que se realicen con un enfoque determinista-probabilista, asociándoles un valor en función de su distribución estadística.

En función de la compatibilidad entre los valores que toman los factores, estos deben afectarse de un coeficiente de compatibilidad definido en la ROM 0.0.

Los valores de los términos se pueden obtener a través de las relaciones entre factores definidos por la ecuación de verificación.

4.4 MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES

Para la aplicación del método, se debe expresar en formato de margen de seguridad la ecuación de verificación. Para ello, se debe obtener la diferencia entre términos favorables X_1 y términos desfavorables X_2 .

En este caso, los términos de la ecuación incluyen coeficientes de seguridad parciales que ponderan y compatibilizan los términos.

$$S = \sum_{i=1}^I a_i X_{1,i} - \sum_{j=1}^J b_j X_{2,j} = \sum_{i=1}^I X_{1,i,d} - \sum_{j=1}^J X_{2,j,d}$$

Una vez evaluada la ecuación de verificación S , se debe comprobar si el resultado es mayor que 0, pudiendo darse las siguientes relaciones:

Si $S > 0$, región de no fallo.

Si $S \leq 0$, región de fallo.

4.4.1 VALORES DE LOS FACTORES Y TERMINOS

El valor de los términos de la ecuación de verificación se puede obtener a partir de los factores.

Si todos los factores se han definido a través de un valor nominal, se puede obtener el valor del término a partir de la relación entre los factores.

Si, por el contrario, todos los factores cuentan con modelo de probabilidad, se recomienda definir el término a través de su función de distribución basada en la función de distribución de los factores y usar un método de Nivel II o III.

Por último, existe la opción de que haya factores con modelos de probabilidad y otros factores que se encuentren definidos con un valor nominal. En estos casos se recomienda calcular la función de distribución a partir de la función de distribución del factor relevante del término y el resto de los factores con modelo de probabilidad.

4.4.1.1 VALOR DE CÁLCULO DE UN TÉRMINO

Para determinar el valor de cálculo de un término, se debe obtener en primer lugar su valor característico como un cuantil superior o inferior de su modelo de probabilidad si se conoce. En caso de que se haya definido a través de un valor nominal, éste será el valor característico del término.

Definido el valor característico, ya sólo quedaría aplicar los correspondientes coeficientes de ponderación y de compatibilidad y se obtendría el valor de cálculo o diseño.

4.5 DIFERENCIA ENTRE EL MÉTODO DE COEFICIENTE DE SEGURIDAD GLOBAL Y EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES

La principal diferencia entre el método del coeficiente de seguridad global y el método de los coeficientes parciales, más allá del formato de la ecuación de verificación, reside en la definición de los valores de cálculo de los factores y términos.

En el caso del coeficiente de seguridad global, los valores de los términos se establecen mediante un valor nominal, en cambio, en el método de los coeficientes parciales, los valores se establecen a través de los modelos de probabilidad de cada término. Esto se realiza definiendo valores característicos superiores o inferiores en función del sentido de participación del término en la ecuación de verificación.

Además, estos valores característicos deben ser compatibles y se encuentran afectados de coeficientes de ponderación que consideran la simultaneidad de presentación de los factores en la ocurrencia del modo.

Por estos motivos, el método de los coeficientes parciales presenta resultados con mayor fiabilidad y está más extendido en la práctica.

5 APLICACIÓN MÉTODO NIVEL I

5.1 BASES DE CÁLCULO Y DISEÑO

En primer lugar, es necesario definir la estructura del dique. Se supondrá que es un dique de tipología en talud, constituido por un núcleo de todo uno, al menos un filtro bicapa, mantos de protección y losa de coronación.

En cuanto a la tipología en planta, se define como un dique abierto, es decir, consta de un arranque en tierra, alineación principal y, finalmente, un morro. Se considera adicionalmente que se trata de un dique de tipo náutico deportivo sin zonas de almacenamiento u operaciones adosadas al dique, irrebasable y estáticamente estable.

Para definir el estado límite y modo de fallo principal, se han analizado los daños que produjo en diferentes infraestructuras el temporal Emma. Como conclusión se observa que, en la mayoría de los diques, se han producido pérdidas de piezas de protección del manto principal dejando al descubierto las capas de filtro e incluso, en algunos casos, el material todo uno del núcleo.

Esta pérdida de material se manifiesta en forma de asientos excesivos en coronación y agrietamientos o roturas de la losa de coronación.

Estos daños se concentran, de forma generalizada, en el morro del dique.

En base a estas conclusiones, el estudio se realiza únicamente en el tramo del morro del dique para el estado límite último de inestabilidad de las piezas de protección del manto principal, y se comprobará en condiciones de trabajo extremas durante la fase de servicio.

Cabe destacar que, además de ser el modo de fallo que se produjo generalmente tras el temporal, es el modo de fallo más común en diques rompeolas.

5.1.1 CARÁCTER GENERAL DEL TRAMO. INDICES DE REPERCUSIÓN.

Para la determinación del carácter general del morro del dique, es necesario definir los índices de repercusión económica y social y ambiental que tendría este tramo en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad.

Debido a la naturaleza del presente documento, y a que el objetivo del mismo es realizar una comparación entre los diseños resultantes obtenidos por los diferentes métodos de la ROM, los índices de repercusión se obtendrán de forma simplificada atendiendo a la ROM 1.0-09, “Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo”, en su apartado 2.8, Valores recomendados para obras de abrigo y defensa, donde se presenta una relación de los valores IRE e ISA en función del tipo de obra marítima.

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

Se propone así los valores de vida útil y probabilidad de fallo conjunta asociados a estos parámetros.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE IRE ⁷		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años)	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráficos	r ₃	Alto	50
		Puertos para tráficos especializados	r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	PUERTO PESQUERO		r ₂	Medio	25
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO		r ₂	Medio	25
	INDUSTRIAL		r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	MILITAR		r ₂ (r ₃) ²	Medio (alto) ²	25 (50) ²
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r ₂ (r ₃) ³	Medio (alto) ³	25 (50) ³

Tabla 5.1. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada. [2]

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA	P _{fELU}	P _{fELS}	
COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
		Pasajeros y Mercancías no peligrosas ¹	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
INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	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 ¹		s ₃	Alto	0.01	0.07
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
PROTECCIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
		Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10

Tabla 5.2. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y P_{fELS}. [2]

El dique es de tipo náutico deportivo sin zonas de almacenamiento u operaciones adosadas al dique, por lo que según las recomendaciones de [2], el índice IRE correspondiente es de tipo medio, r_2 . Para este índice de repercusión económica, la vida útil mínima asociada a la estructura es de 25 años.

Por otro lado, el índice ISA recomendado es de tipo “No significativo”, s_1 , según la Tabla 5.2., obteniéndose una probabilidad conjunta de fallo de 0.20.

Esta probabilidad de fallo conjunta, a los efectos de este TFM, será asociada en su totalidad a la estabilidad de piezas del manto principal.

5.1.2 MÉTODO DE VERIFICACIÓN

En función de las repercusiones económicas, sociales y ambientales que tendría el tramo de una obra marítima en caso de fallo estructural, la ROM 1.0-09, define en su tabla 2.2.16., el método o métodos de verificación a emplear en el diseño de dicho tramo.

Tabla 2.2.16. Métodos de verificación en función del IRE e ISA

IRE	No significativo	Bajo	Alto	Muy Alto
Bajo	[1]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
Medio	[2]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
Alto	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]

Tabla 5.3. Métodos de verificación en función del IRE e ISA. Según Tabla 2.2.16 de la ROM 1.0-09 [2]

El dique presenta un índice IRE medio y un índice ISA no significativo, por lo que el método recomendado para verificar que se cumplen los requisitos de proyecto es el Método de los Coeficientes Parciales.

No obstante, dado el objeto de este TFM, se realizará en primer lugar un dimensionamiento del morro empleando el citado método de los coeficientes parciales y, posteriormente, se analiza mediante los métodos de Nivel II y nivel III el diseño resultante.

5.1.3 PERIODO DE RETORNO Y PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL

Según la relación de Borgmann para la probabilidad de fallo y vida útil,

$$P_f = 1 - (1 - p)^L = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^L \rightarrow T_r = \frac{1}{1 - (1 - P_f)^{1/L}}$$

e introduciendo los valores obtenidos de las recomendaciones de la ROM 0.1-09, se tiene que el periodo de retorno es de 113 años.

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - P_f)^{1/L}} = \frac{1}{1 - (1 - 0.2)^{1/25}} = 112.54 \approx 113 \text{ años}$$

La Probabilidad Anual de Excedencia, definida como la probabilidad de que el mayor temporal ocurrido en un año tenga una Altura Significante superior a un cierto valor H_a , se relaciona con el periodo de retorno mediante la siguiente expresión:

$$P_a = \frac{1}{T_r}$$

Sustituyendo el valor del periodo de retorno obtenido se tiene una probabilidad de excedencia del 0.89%.

$$P_a = \frac{1}{T_r} = \frac{1}{113} = 0.0089 = 0.89\%$$

Esta Probabilidad de Excedencia Anual se puede expresar además de la siguiente forma:

$$P_a(x) = 1 - e^{-\lambda(1-F_w(H_a))}$$

donde λ , es el número medio de temporales ocurridos en un año, y F_w es la distribución de Weibull de excedencias.

$$F_w(H_a) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma}\right)$$

Los valores de la distribución de Weibull y el número de medio de temporales para la Boya de Cádiz se toman del informe de extremos máximos de oleaje de la Boya de Cádiz [1]

5.2 ANÁLISIS RÉGIMEN EXTREMAL DE LA BOYA. ALTURA Y PERIODO DE DISEÑO.

Para proceder al cálculo del dimensionamiento del dique deben conocerse las características del oleaje en la zona de estudio.

En un tramo de obra, durante la fase de servicio, los modos adscritos a los estados límite últimos serán más probables durante las condiciones de trabajo extremas y excepcionales. En nuestro caso, sólo será necesario evaluar el estado límite último de estabilidad de los elementos del manto principal. Por tanto, se deberán considerar los valores extremos de los agentes predominantes, que son en este caso los agentes ambientales climáticos marinos.

En esta sección, se recogen los datos de la distribución de Weibull por direcciones del régimen extremal de la boya de Cádiz.

Con el objeto de reducir las direcciones a aquellas que son predominantes, se ha analizado la rosa de oleaje anual presentada en [1]. Se descartarán las direcciones de procedencia del oleaje que por la orientación de la costa de Huelva no pueden producirse en el morro del dique.

En la Ilustración 5.1 se muestra la rosa de oleaje de la Boya de Cádiz. En ella se puede observar que las direcciones predominantes son las que van desde el oeste al sureste. El resto de las direcciones, además de ser menos significativas y debido a la orientación de la costa, se consideran calmas.

Para la Boya de Cádiz se considera temporal a aquella situación durante la cual el oleaje supera un cierto valor umbral, y que, además, el tiempo mínimo que transcurre entre la aparición de dos temporales independientes es de 5 días. El temporal queda representado entonces por el valor máximo de altura que alcanza el oleaje durante un periodo de 5 días.

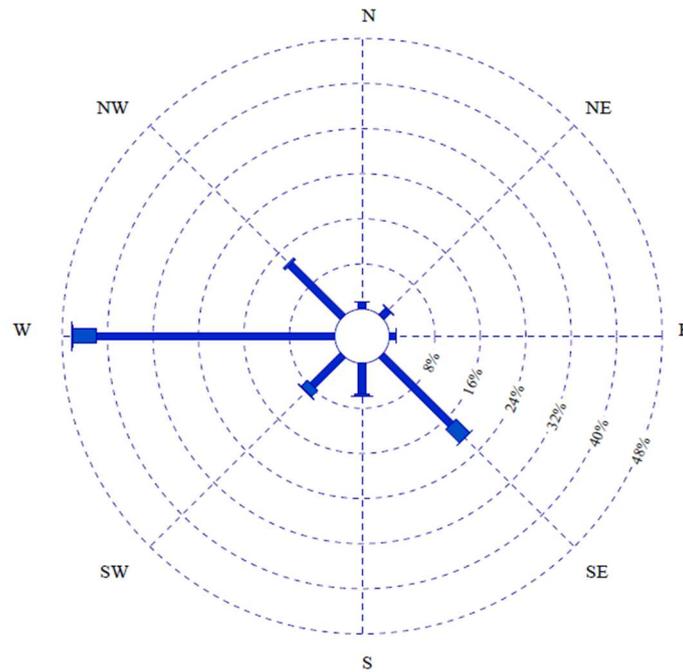


Ilustración 5.1. Rosa de Altura Significante Global [1]

Una vez aclarado este concepto, se procede a obtener los datos extremales por direcciones.

5.2.1 SECTOR DIRECCIONAL SE

Los datos proporcionados por la Boya para el sector direccional Sureste se muestran en la Ilustración 5.2.

Introduciendo en la definición de Probabilidad de Excedencia Anual la expresión de la función de distribución de Excedencia se tiene la siguiente ecuación:

$$P_a(x) = 1 - e^{-\lambda \left(1 - \left(1 - e^{-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta} \right)^{\gamma}} \right) \right)}$$

Si se sustituyen los datos aportados por el ajuste extremal de la boya, la única incógnita es la Altura de Ola Significante asociada al periodo de retorno, H_r .

$$0.0089 = 1 - e^{-5.41 \left(1 - \left(1 - \exp \left(- \left(\frac{H_r - 2.42}{0.76} \right)^{1.32} \right) \right) \right)}$$

Despejando la Altura Significante se obtiene un valor de 5.5 m.

$$H_r = 5.523 \text{ m} \approx 5.5 \text{ m}$$

Una vez obtenida la Altura Significante se puede obtener el periodo pico mediante la relación proporcionada por el informe de régimen extremal para la dirección SE, y a través de este, empleando la relación de Goda, el periodo significativo:

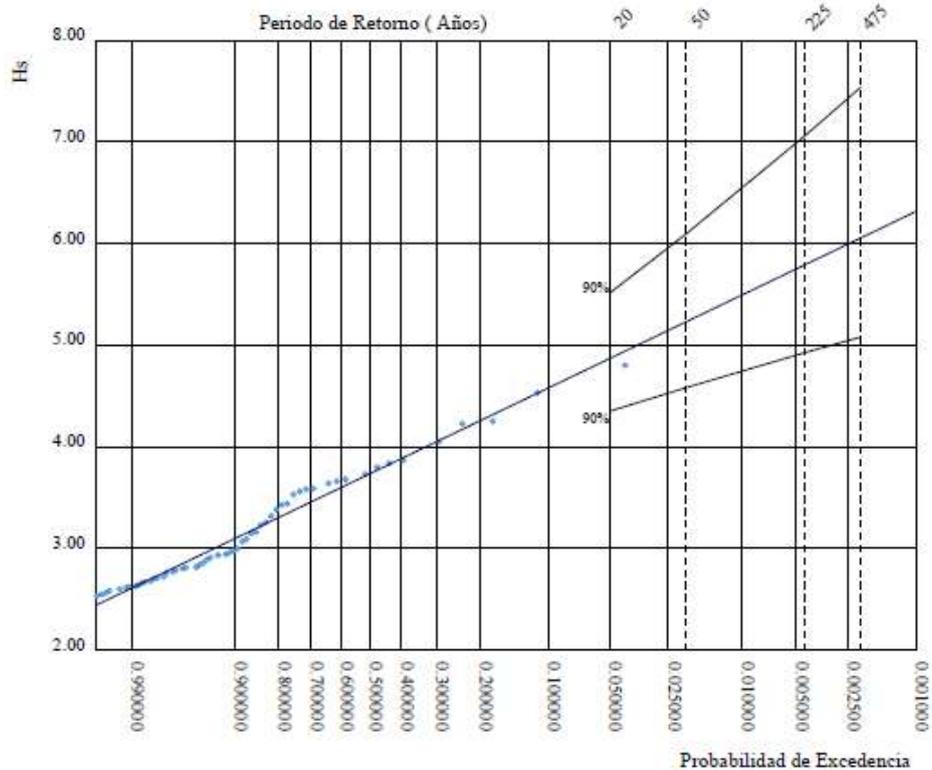
$$T_p = 5.38 H_s^{0.25} = 5.38 \cdot 5.5^{0.25} = 8.25 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{T_p}{1.10} = \frac{8.25}{1.10} = 7.5 \text{ s}$$

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

REGIMEN EXTREMAL DIRECCIONAL DE OLAJE

LUGAR : Cádiz SECTOR : SE (112.5:157.5)
 PARÁMETRO : Altura Significante SERIE ANALIZADA : May. 2003 - Nov. 2017
 PROFUNDIDAD : 450.0m



P. de Retorno (Años)	20.00	50.00	225.00	475.00
Estima Central de Hs (m)	4.87	5.23	5.79	6.06
Banda Sup. 90% Hs	5.51	6.10	7.06	7.54
Valor Esperado de Tp (s)	8.05	8.20	8.42	8.52
Prob. de Exc. en 20 Años	0.63	0.33	0.09	0.04
Prob. de Exc. en 50 Años	0.92	0.63	0.20	0.10

Parametros del Ajuste POT de Altura Significante

Umbral de Excedencia	2.50 (m)	Parametros de la	Alfa = 2.42
Num. Min. de Dias Entre Picos	5.00	Distribucion Weibull	Beta = 0.76
Num. Med. Anual de Picos (Lambda)	5.41	de Excedencias	Gamma = 1.32

Relacion entre Altura Significante (m) y Periodo de Pico (s)

$$T_p = 5.38 H_s^{0.25}$$

Ilustración 5.2. Régimen extremal direccional de oleaje para el sector SE de la Boya de Cádiz. [1]

Parámetro	Valor
α	2.42
β	0.76
γ	1.32
λ	5.41

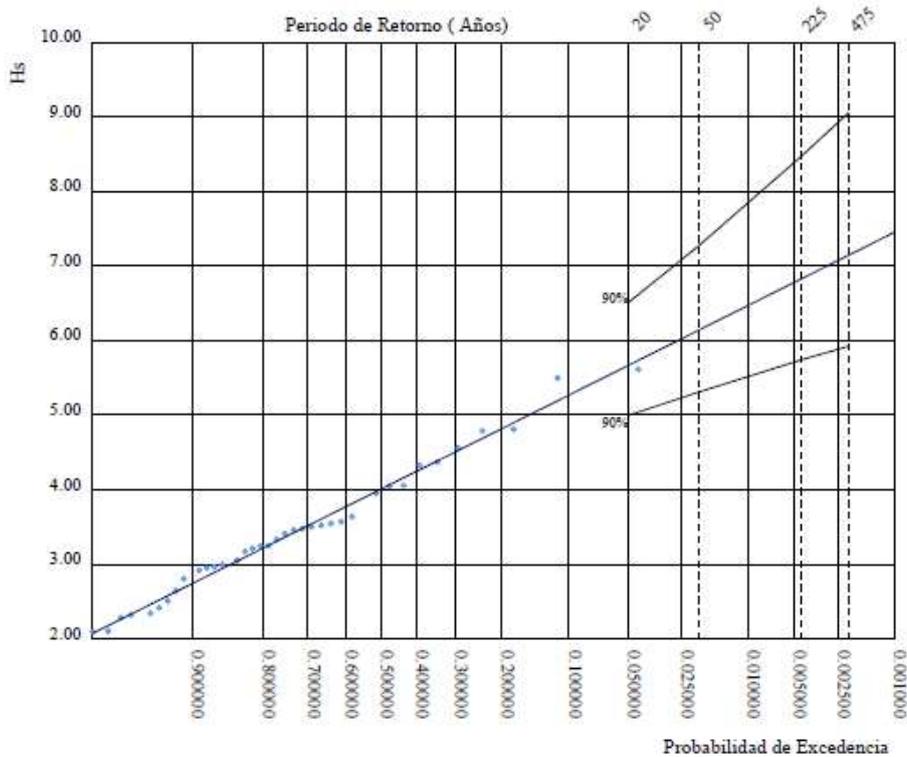
Tabla 5.4. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SE de la Boya de Cádiz. [1]

5.2.2 SECTOR DIRECCIONAL SW

Los datos para el sector direccional suroeste son los siguientes.

REGIMEN EXTREMAL DIRECCIONAL DE OLEAJE

LUGAR : Cádiz SECTOR : SW (202.5:247.5)
 PARÁMETRO : Altura Significante SERIE ANALIZADA : May. 2003 - Nov. 2017
 PROFUNDIDAD : 450.0m



P. de Retorno (Años)	20.00	50.00	225.00	475.00
Estima Central de Hs (m)	5.66	6.14	6.83	7.15
Banda Sup. 90% Hs	6.50	7.26	8.47	9.05
Valor Esperado de Tp (s)	9.64	9.90	10.26	10.41
Prob. de Exc. en 20 Años	0.63	0.33	0.09	0.04
Prob. de Exc. en 50 Años	0.92	0.63	0.20	0.10

Parametros del Ajuste POT de Altura Significante

Umbral de Excedencia	2.00 (m)	Parametros de la	Alfa = 1.90
Num. Mín. de Dias Entre Picos	5.00	Distribucion Weibull	Beta = 1.66
Num. Med. Anual de Picos (Lambda)	3.12	de Excedencias	Gamma = 1.73

Relacion entre Altura Significante (m) y Periodo de Pico (s)

$$T_p = 5.42 H_s^{0.33}$$

Ilustración 5.3. Régimen extremal direccional de oleaje para el sector SW de la Boya de Cádiz. [1]

Parámetro	Valor
α	1.90
β	1.66
γ	1.73
λ	3.12

Tabla 5.5. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector SW de la Boya de Cádiz. [1]

Realizando el mismo procedimiento anterior con los datos actuales, se tiene que el valor de la Altura de ola significativa asociada al periodo de retorno es de 6.5 m.

$$H_r = 6.511 \text{ m} \approx 6.5 \text{ m}$$

El periodo de pico y el periodo significativo en este caso resultan:

$$T_p = 5.42 H_s^{0.33} = 5.42 \cdot 6.5^{0.33} = 10 \text{ s}$$

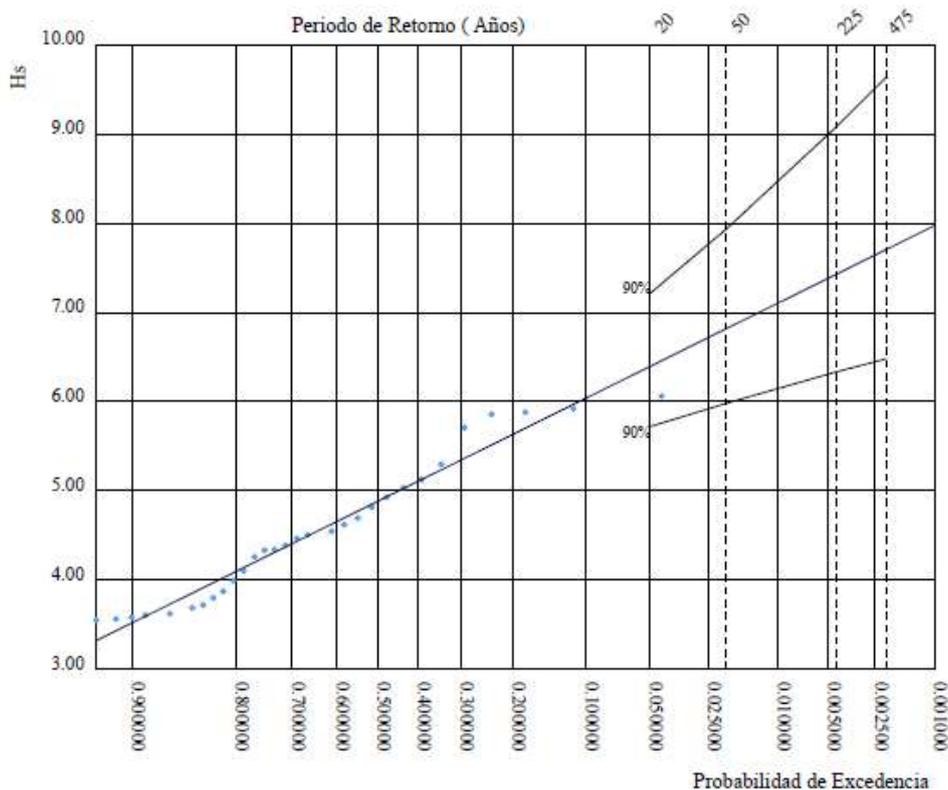
$$T_s = \frac{T_p}{1.10} = \frac{10.00}{1.10} = 9.1 \text{ s}$$

5.2.3 SECTOR DIRECCIONAL W

Por último, para el sector direccional procedente del oeste, según [1], los datos son los siguientes:

REGIMEN EXTREMAL DIRECCIONAL DE OLAJE

LUGAR : Cádiz SECTOR : W (247.5:292.5)
 PARÁMETRO : Altura Significante SERIE ANALIZADA : May. 2003 - Nov. 2017
 PROFUNDIDAD : 450.0m



P. de Retorno (Años)	20.00	50.00	225.00	475.00
Estima Central de Hs (m)	6.39	6.81	7.43	7.71
Banda Sup. 90% Hs	7.22	7.93	9.08	9.64
Valor Esperado de Tp (s)	10.76	11.06	11.49	11.68
Prob. de Exc. en 20 Años	0.63	0.33	0.09	0.04
Prob. de Exc. en 50 Años	0.92	0.63	0.20	0.10

Parametros del Ajuste POT de Altura Significante

Umbral de Excedencia	3.50 (m)	Parametros de la	Alfa = 3.14
Num. Min. de Dias Entre Picos	5.00	Distribucion Weibull	Beta = 1.51
Num. Med. Anual de Picos (Lambda)	2.51	de Excedencias	Gamma = 1.77

Relacion entre Altura Significante (m) y Periodo de Pico (s)

$$T_p = 4.76 H_s^{0.44}$$

Ilustración 5.4. Régimen extremal direccional de oleaje para el sector W de la Boya de Cádiz. [1]

Parámetro	Valor
α	3.14
β	1.51
γ	1.77
λ	2.51

Tabla 5.6. Parámetros de Distribución de Weibull de Excedencias y Número Medio Anual de Picos para el sector W de la Boya de Cádiz. [1]

Llevando a cabo el mismo proceso se tiene:

$$H_r = 7.152 \text{ m} \approx 7 \text{ m}$$

$$T_p = 4.76 H_s^{0.44} = 4.76 \cdot 7^{0.44} = 11.3 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{T_p}{1.10} = \frac{11.30}{1.10} = 10.30 \text{ s}$$

5.2.4 RESUMEN DE LOS DATOS EXTREMALES

En la siguiente tabla, se presenta un resumen de los valores extremales obtenidos en cada una de las direcciones que se van a analizar.

Parámetro	SE	SW	W
H_s (m)	5.50	6.50	7
T_p (s)	8.25	10.00	11.3
T_s (s)	7.50	9.10	10.30

Tabla 5.7. Resumen de los datos de altura de ola significativa y periodo pico del oleaje obtenidos por direcciones de procedencia del oleaje. [Elaboración propia]

5.3 PROPAGACIÓN DEL OLEAJE

Una vez definidos los datos del oleaje en la boya en función de la dirección de procedencia, es decir, en aguas profundas, se pueden obtener los datos del oleaje en el morro del dique mediante su propagación hasta dicho punto.

La propagación del oleaje depende fundamentalmente de la profundidad a la que se encuentre el fondo marino, motivo por el cual es principal conocer la batimetría de la zona en estudio.

El método de propagación empleado se basa en la teoría lineal de ondas, y a pesar de que se ha realizado su cálculo mediante el Software Matlab, se muestra a continuación su desarrollo analítico por su carácter ilustrativo.

5.3.1 DATOS DE ENTRADA

En primer lugar, deben definirse los datos del oleaje en la boya. En concreto, se precisa asignar un valor al periodo del oleaje, la altura significativa en aguas profundas, y el ángulo inicial que forma la batimetría con el frente de olas.

En el siguiente cuadro, se muestra el resumen de los datos del oleaje en las diferentes direcciones de procedencia:

Parámetro	SE	SW	W
H_s (m)	5.50	6.50	7
T_p (s)	8.25	10.00	11.3
T_s (s)	7.50	9.10	10.30
Dirección de procedencia (°)	135	225	270
Acimut del frente de ondas (°)	45	135	180

Tabla 5.8. Parámetros del oleaje en aguas profundas. [Elaboración propia]

Se asume que la batimetría es recta y paralela siguiendo la dirección aproximada de la costa. En la Ilustración 5.5 se representa la dirección que se ha considerado para la batimetría. (120°).

Teniendo en cuenta los datos aportados, se puede obtener el ángulo mínimo que forma el frente de ondas con la batimetría.

Parámetro	SE	SW	W
Acimut del frente de ondas (°)	45	135	180
Acimut de la batimetría (°)	120		
α_0 (°)	75	15	60

Tabla 5.9. Tabla resumen de ángulos entre el frente de ondas y la batimetría. [Elaboración propia]

Una vez definidos los datos del oleaje en aguas profundas, el único dato que sería necesario para poder propagar la ola es la profundidad del fondo marítimo en el morro del dique.

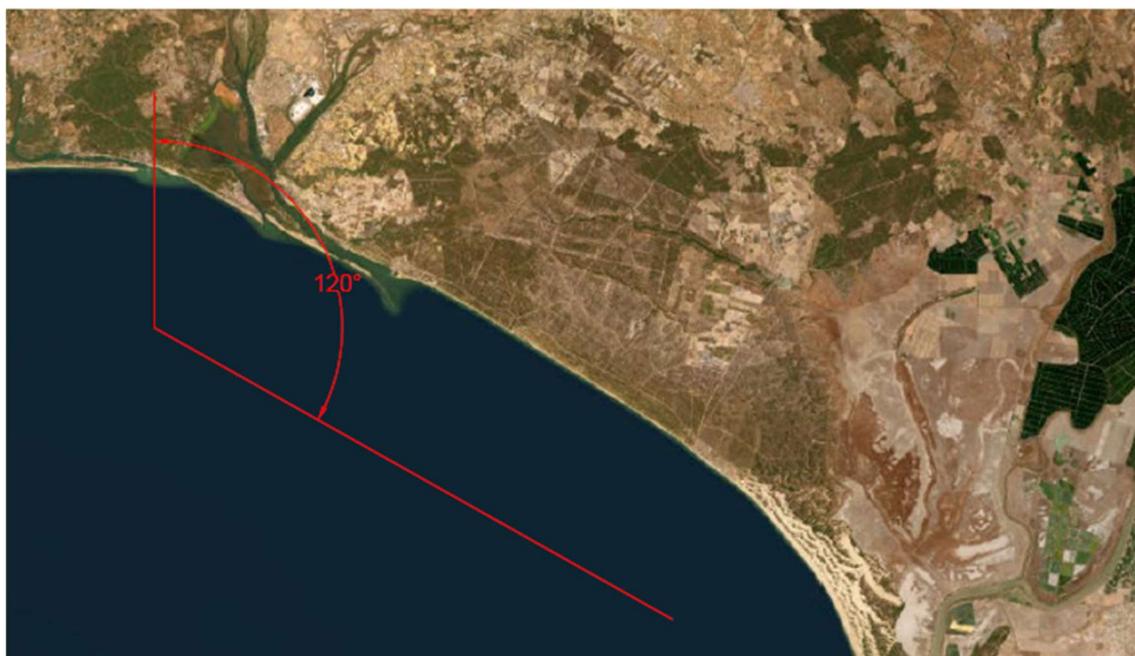


Ilustración 5.5. Acimut de la batimetría

Para este proyecto se ha considerado un dique ficticio situado a gran profundidad en la costa de Huelva. Se asumirá que la profundidad del morro es de 20 m.

Al tratarse de un análisis en condiciones extremas, la situación más desfavorable del nivel del mar es durante la pleamar. El fenómeno de rotura del oleaje está fuertemente vinculado a la profundidad, de forma que a mayor profundidad menor probabilidad de rotura antes de alcanzar el dique, es decir, se produce una menor disipación de la energía del oleaje.

La profundidad del morro del dique en pleamar puede obtenerse adicionando la carrera de marea de Huelva, 3.50 m, de forma que se obtiene un total de 23,50 m.

Los fenómenos de propagación del oleaje desde la boya, situada en aguas profundas, hasta el morro del dique son el asomeramiento o shoaling y la refracción. El fenómeno de difracción aparece en el trasdós del dique una vez el oleaje siente el obstáculo, por lo que en este caso no es de aplicación y se considera igual a la unidad.

Teniendo en cuenta todos los datos anteriores se puede proceder al cálculo del coeficiente de propagación y la altura de ola propagada.

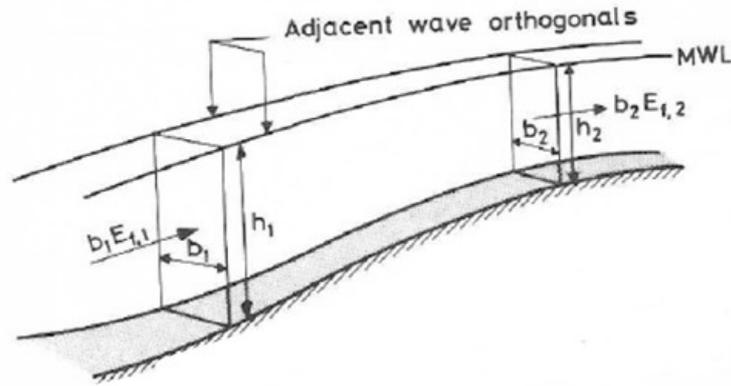
5.3.2 PROPAGACIÓN MANUAL DEL OLAJE SEGÚN LA TEORÍA LINEAL

En este apartado se va a realizar una propagación del oleaje manual empleando la teoría lineal para cada una de las direcciones predominantes.

5.3.2.1 SECTOR SE

En primer lugar, se realiza la propagación de los oleajes procedentes del Sureste.

El coeficiente de Shoaling se puede obtener a partir del concepto de conservación del flujo de energía de forma que:



$$b_2 \cdot E_{f2} = b_1 \cdot E_{f1} + \Delta E_{1,2}$$

En el caso de Shoaling puro, la dirección de avance de las ondas no sufre cambios de dirección, por tanto, $b_2 = b_1$, y la variación de energía entre ambas secciones de cálculo es prácticamente nula, $\Delta E_{1,2} \approx 0$.

Por tanto, la ecuación anterior queda:

$$E_{f2} = E_{f1}$$

La energía del flujo viene determinada por la siguiente expresión analítica:

$$E_f = E \cdot C_g = E \cdot \frac{c}{2} \cdot \left(1 + \frac{2kh}{sh(2kh)}\right) = E \cdot \frac{c}{2} \cdot (1 + G)$$

Sustituyendo en la ecuación de conservación del flujo obtenida:

$$E_2 \cdot C_{g2} = E_1 \cdot C_{g1} \rightarrow C_{g2} \cdot \frac{1}{8} \rho g H_2^2 = C_{g1} \cdot \frac{1}{8} \rho g H_1^2 \rightarrow C_{g2} \cdot H_2^2 = C_{g1} \cdot H_1^2$$

En este caso, H_1 representará la altura de ola en aguas profundas H_0 , y H_2 será la altura de ola en el punto de cálculo H , el morro. La ecuación queda entonces:

$$H = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_g}} \cdot H_0 = \sqrt{\frac{c_0}{2 \cdot C_g}} \cdot H_0 = K_s \cdot H_0$$

Por tanto, el coeficiente de shoaling:

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

Una vez definido el concepto, se procede a su obtención. Para ello se emplearán las tablas de propagación publicadas en el Shore Protection Manual.

$$L_0 = 1.56T^2 = 1.56 \cdot 7.50^2 = 87.75 \text{ m}$$

$$\frac{d}{L_0} = \frac{23.50}{87.75} = 0.2678$$

d/L_0	d/L	$2\pi d/L$	$\frac{\text{TANH}}{2\pi d/L}$	$\frac{\text{SINH}}{2\pi d/L}$	$\frac{\text{COSH}}{2\pi d/L}$	H/H_0	K	$4\pi d/L$	$\frac{\text{SINH}}{4\pi d/L}$	$\frac{\text{COSH}}{4\pi d/L}$	n	C_g/C_0	$\%$
.2650	.2810	1.766	.9431	2.837	3.008	.9373	.3325	3.531	17.07	17.10	.6035	.5691	5.548
.2660	.2819	1.771	.9437	2.853	3.023	.9377	.3308	3.542	17.26	17.28	.6027	.5687	5.541
.2670	.2827	1.776	.9443	2.870	3.039	.9380	.3291	3.553	17.45	17.45	.6018	.5683	5.534
.2680	.2836	1.782	.9449	2.886	3.055	.9383	.3274	3.564	17.64	17.67	.6010	.5679	5.527
.2690	.2845	1.788	.9455	2.904	3.071	.9386	.3256	3.575	17.84	17.87	.6002	.5675	5.520

$$K_s = \frac{H}{H_0} = 0.9382$$

Por otro lado, el fenómeno de refracción se produce cuando el frente de ondas forma un ángulo con las batimétricas. En ese caso, a medida que la onda avanza hacia la costa, hay puntos del frente que se encuentran a una profundidad más limitada que otros, y, por tanto, sentirán más el fondo y su velocidad será menor.

Para el cálculo analítico del coeficiente de refracción, se toma como base nuevamente del concepto de conservación del flujo en los tubos de energía.

$$b_2 \cdot E_{f2} = b_1 \cdot E_{f1} + \Delta E_{1,2}$$

En el caso de la refracción, los frentes de ondas tienden a ponerse paralelos a la línea de costa. Las líneas de avance son perpendiculares a los frentes de onda, y, por tanto, cambian de dirección a medida que avanzan hacia la costa y la onda siente el fondo. Es decir, el ancho de los tubos de energía es variable.

$$b_2 \neq b_1$$

La variación de energía entre ambas secciones de cálculo es prácticamente nula, $\Delta E_{1,2} \approx 0$. La ecuación queda de la siguiente forma:

$$b_2 \cdot C_{g2} \cdot \frac{1}{8} \rho g H_2^2 = b_1 \cdot C_{g1} \cdot \frac{1}{8} \rho g H_1^2$$

En este caso, H_1 también representará la altura de ola en aguas profundas H_0 , y H_2 será la altura de ola en el punto de cálculo H , el morro. De esta forma se tiene que:

$$H = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_g}} \cdot \sqrt{\frac{b_0}{b}} \cdot H_0 = K_S \cdot K_R \cdot H_0$$

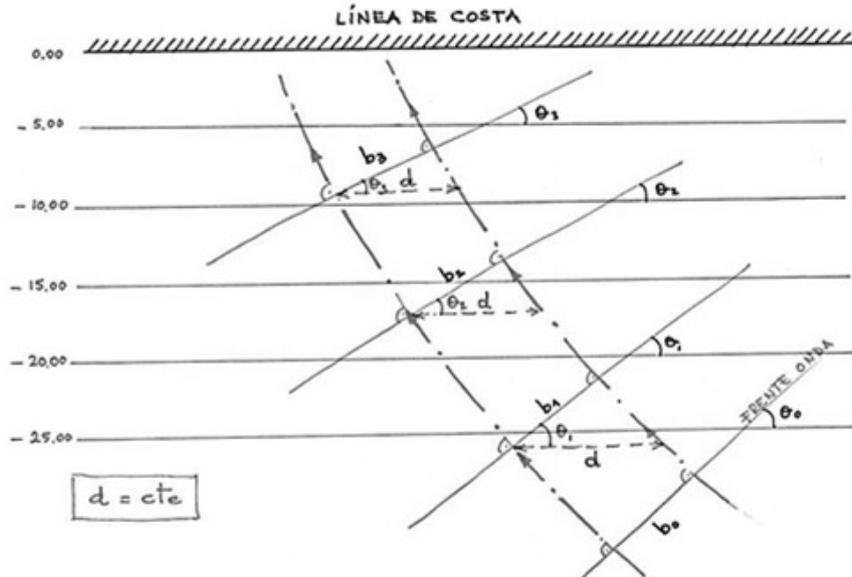
$$K_R = \sqrt{\frac{b_0}{b}}$$

$$b_0 = d \cdot \cos \theta_0 \rightarrow d = \frac{b_0}{\cos \theta_0}$$

$$b = d \cdot \cos \theta \rightarrow d = \frac{b}{\cos \theta}$$

$$\frac{b}{\cos \theta} = \frac{b_0}{\cos \theta_0}$$

$$K_R = \sqrt{\frac{b_0}{b}} = \sqrt{\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta}}$$



A partir de la ley de Snell el coseno del ángulo final entre el frente de onda y las batimétricas se puede expresar en función del ángulo en aguas profundas. La expresión es la siguiente:

$$\cos \theta = \sqrt{1 - \tanh^2(k \cdot h) \cdot \sin^2 \theta_0}$$

, donde $k = 2\pi/L$ y la longitud de onda se puede obtener mediante la ecuación de dispersión:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

Por tanto, sabiendo la dirección de procedencia del oleaje en aguas profundas, el periodo del oleaje y la profundidad a la que se encuentra el morro del dique, se puede obtener el coeficiente de refracción.

En primer lugar, se procede al cálculo de la longitud de onda en el morro. Debido a que la longitud de onda se encuentra también como incógnita en la ecuación, se asume un valor inicial y se inicia un proceso iterativo hasta que converja el resultado.

$$L = \frac{9.81 \cdot 7.5^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \cdot 23.50}{L}\right) \rightarrow L = 82.96 \text{ m}$$

$$k = \frac{2\pi}{L} = 0.076$$

$$\cos \theta = \sqrt{1 - \tanh^2(0.076 \cdot 23.50) \cdot \sin^2(75^\circ)} = 0.409 \rightarrow \theta = 65.85^\circ$$

$$K_R = \sqrt{\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta}} = \sqrt{\frac{\cos 75^\circ}{\cos 65.85^\circ}} = 0.7957$$

Por tanto, el coeficiente de propagación global es:

$$K = K_s \cdot K_R = 0.9382 \cdot 0.7957 = 0.7465$$

5.3.2.2 SECTOR SW

Para el sector suroeste se realiza el mismo procedimiento.

$$L_0 = 1.56T^2 = 1.56 \cdot 9.10^2 = 129.18 \text{ m}$$

$$\frac{d}{L_0} = \frac{23.50}{129.18} = 0.1819$$

d/L_0	d/L	$2\pi d/L$	$\frac{\text{TANH}}{2\pi d/L}$	$\frac{\text{SINH}}{2\pi d/L}$	$\frac{\text{COSH}}{2\pi d/L}$	H/H_0	K	$4\pi d/L$	$\frac{\text{SINH}}{4\pi d/L}$	$\frac{\text{COSH}}{4\pi d/L}$	n	c_G/c_0	%
.1800	.2083	1.309	.8640	1.716	1.986	.9145	.5036	2.618	6.818	6.891	.6920	.5979	6.611
.1810	.2092	1.314	.8653	1.727	1.995	.9146	.5013	2.629	6.890	6.963	.6907	.5977	6.591
.1820	.2100	1.320	.8666	1.737	2.004	.9148	.4990	2.639	6.963	7.035	.6895	.5975	6.571
.1830	.2108	1.325	.8680	1.748	2.013	.9149	.4967	2.650	7.038	7.109	.6882	.5974	6.550
.1840	.2117	1.330	.8693	1.758	2.022	.9150	.4945	2.660	7.113	7.183	.6870	.5972	6.530

$$K_s = \frac{H}{H_0} = 0.9147$$

Respecto al coeficiente de refracción se tiene:

$$L = \frac{9.81 \cdot 9.10^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \cdot 23.50}{L}\right) \rightarrow L = 112.01 \text{ m}$$

$$k = \frac{2\pi}{L} = 0.056$$

$$\cos \theta = \sqrt{1 - \tanh^2(0.056 \cdot 23.50) \cdot \sin^2(15^\circ)} = 0.9745 \rightarrow \theta = 12.95^\circ$$

$$K_R = \sqrt{\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta}} = \sqrt{\frac{\cos 15^\circ}{\cos 12.95^\circ}} = 0.9956$$

Por tanto, el coeficiente de propagación global es:

$$K = K_s \cdot K_R = 0.9148 \cdot 0.9956 = 0.9107$$

5.3.2.3 SECTOR W

Por último, se realiza la misma operación para la dirección oeste.

$$L_0 = 1.56T^2 = 1.56 \cdot 10.30^2 = 165.50 \text{ m}$$

$$\frac{d}{L_0} = \frac{23.50}{165.50} = 0.1420$$

d/L_0	d/L	$2\pi d/L$	$\frac{\text{TANH}}{2\pi d/L}$	$\frac{\text{SINH}}{2\pi d/L}$	$\frac{\text{COSH}}{2\pi d/L}$	H/H_0	K	$4\pi d/L$	$\frac{\text{SINH}}{4\pi d/L}$	$\frac{\text{COSH}}{4\pi d/L}$	n	c_G/c_0	%
.1400	.1749	1.099	.8002	1.334	1.667	.9146	.5998	2.198	4.450	4.561	.7471	.5978	7.707
.1410	.1758	1.105	.8021	1.343	1.675	.9147	.5972	2.209	4.498	4.607	.7456	.5980	7.671
.1420	.1766	1.110	.8039	1.352	1.681	.9148	.5947	2.219	4.546	4.654	.7441	.5982	7.636
.1430	.1774	1.115	.8057	1.360	1.688	.9149	.5923	2.230	4.595	4.663	.7426	.5984	7.602
.1440	.1783	1.120	.8076	1.369	1.696	.9150	.5898	2.240	4.644	4.751	.7412	.5986	7.567

$$K_s = \frac{H}{H_0} = 0.9142$$

$$L = \frac{9.81 \cdot 10.30^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \cdot 23.50}{L}\right) \rightarrow L = 133.13 \text{ m}$$

$$k = \frac{2\pi}{L} = 0.047$$

$$\cos \theta = \sqrt{1 - \tanh^2(0.047 \cdot 23.50) \cdot \sin^2(60^\circ)} = 0.718 \rightarrow \theta = 44.11^\circ$$

$$K_R = \sqrt{\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta}} = \sqrt{\frac{\cos 60^\circ}{\cos 44.11^\circ}} = 0.8346$$

Por tanto, el coeficiente de propagación global es:

$$K = K_S \cdot K_R = 0.9142 \cdot 0.8345 = 0.7630$$

5.4 ALTURA DE OLA DE DISEÑO EN EL MORRO DEL DIQUE

En la sección anterior, se ha obtenido el coeficiente de propagación del oleaje para cada una de las direcciones en el morro del dique. Sin embargo, para su diseño, es necesario conocer la altura de ola significativa propagada, que viene dada por la siguiente expresión:

$$H_{propagada_morro} = K \cdot H_0$$

donde:

K Coeficiente global de propagación desde aguas profundas.

H_0 Altura de ola significativa en aguas profundas.

De esta forma se obtienen las siguientes alturas de ola significantes en el morro:

Parámetro	SE	SW	W
H_0 (m)	5.50	6.50	7
T_s (s)	7.50	9.10	10.30
K	0.7465	0.9107	0.7630
$H_{propagada_morro}$ (m)	4.10	5.92	5.34

Tabla 5.10. Altura de ola propagada en el morro del dique. [Elaboración propia]

No obstante, se debe tener en cuenta la atenuación en las alturas significantes de las olas irregulares al romperse, es decir, se debe considerar la limitación de la altura de ola por fondo.

Para comprobar si se produce el fenómeno de rotura antes de alcanzar el morro, se ha recurrido a los diagramas de rotura para oleaje irregular de Yoshimi Goda. En su libro "Random Seas and Design of Maritimes Structures" [4] publica una serie de diagramas de rotura en función de la pendiente del fondo marino. En el litoral de Huelva, se puede considerar una pendiente 1/100.

Los datos necesarios para usar el ábaco son la altura de olas en aguas profundas, el coeficiente de refracción, la longitud de onda en aguas profundas y la profundidad de punto en estudio.

Los coeficientes de refracción obtenidos en la sección anterior para cada una de las direcciones de procedencia son los siguientes:

Parámetro	SE	SW	W
K_r	0.7956	0.9956	0.8346

Tabla 5.11. Tabla resumen de los coeficientes de refracción hasta el morro del dique. [Elaboración propia]

La altura de ola empleada en los ábacos de Goda se define como la altura de ola en aguas profundas multiplicada por el coeficiente de refracción hasta el punto en estudio, es decir, sin considerar el asomeramiento.

Parámetro	SE	SW	W
H_0	5.50	6.50	7
H_0'	4.37	6.47	5.84

Tabla 5.12. Cálculo de la altura de ola de Goda. [Elaboración propia]

Por otro lado, se necesita obtener la longitud de onda en aguas profundas para cada una de las direcciones.

Parámetro	SE	SW	W
L_0	87.75	129.18	165.50

Tabla 5.13. Longitud de onda en aguas profundas. [Elaboración propia]

Teniendo en cuenta que la profundidad del morro en pleamar es de 23.50 m, se calculan los parámetros de entrada al diagrama de Goda:

Parámetro	SE	SW	W
H_0'/L_0	0.049	0.050	0.035
h/H_0'	5.38	3.63	4.02

Tabla 5.14. Parámetros adimensionales del diagrama de Goda por direcciones. [Elaboración propia]

Entrando en el ábaco de Goda se obtiene la relación entre la altura de ola en aguas profundas de Goda y la altura de ola propagada considerando la rotura en el morro del dique.

Se obtiene para todas las direcciones que el oleaje no rompe. Si se observa la Ilustración 5.6, Ilustración 5.7 e Ilustración 5.8, se puede comprobar que las intersecciones de los datos de entrada se encuentran en la zona “Attenuation less than 2%”. Por tanto, la altura de ola de diseño viene representada por la máxima altura de ola propagada hasta el morro del dique.

En la Tabla 5.10 se muestran los valores de las alturas de ola propagadas en función de la dirección de procedencia. Como conclusión, los oleajes procedentes del SW son los más desfavorables para el dique, siendo la altura máxima en el morro de 5.92 m. Se define en consecuencia la altura de ola de diseño como:

$$H_{s,diseño} = 5.92 \text{ m}$$

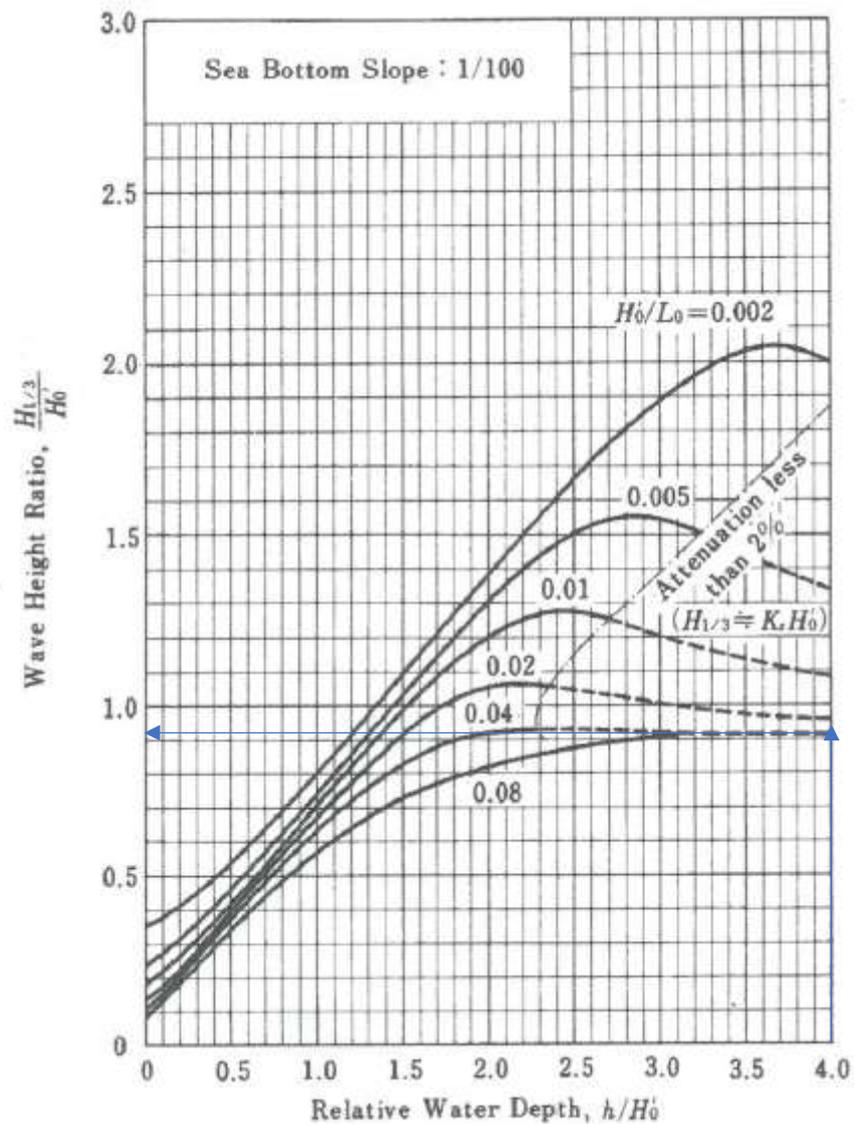


Ilustración 5.6. Aplicación del diagrama de Goda para oleajes procedentes del SE. [5]

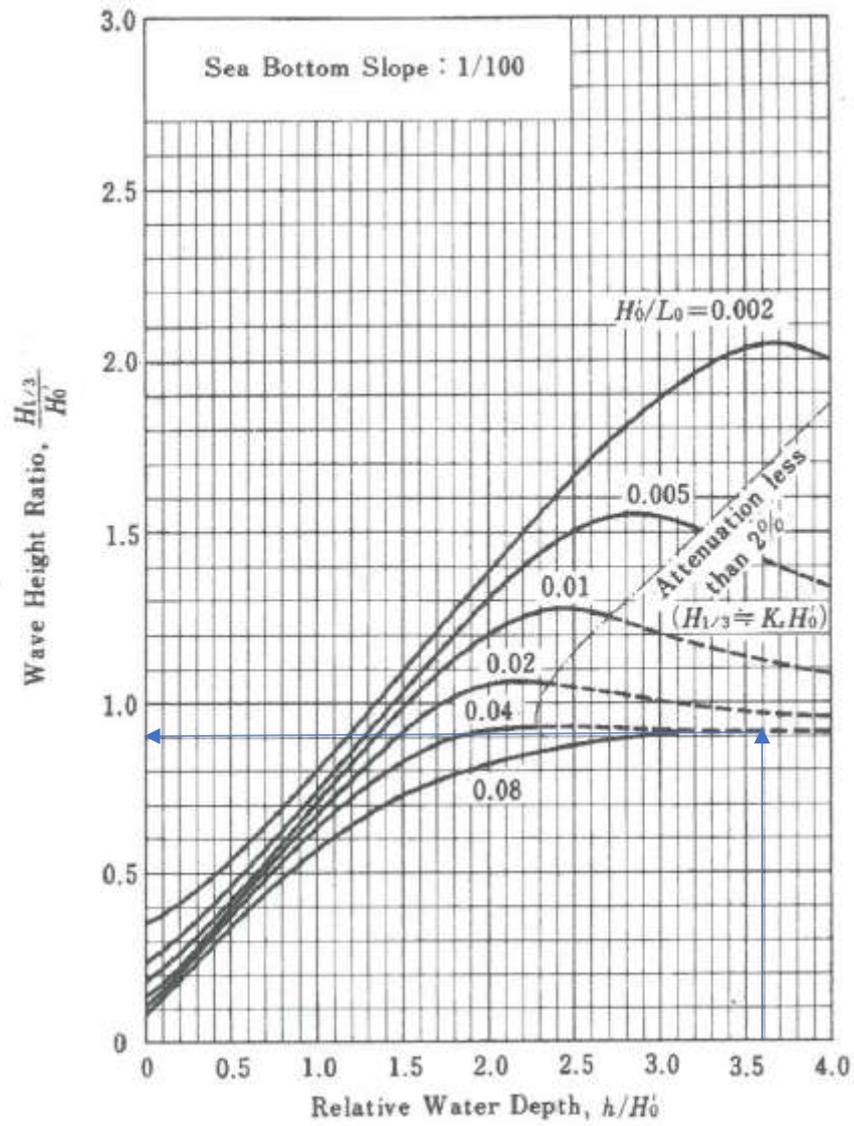


Ilustración 5.7. Aplicación del diagrama de Goda para oleajes procedentes del SW. [5]

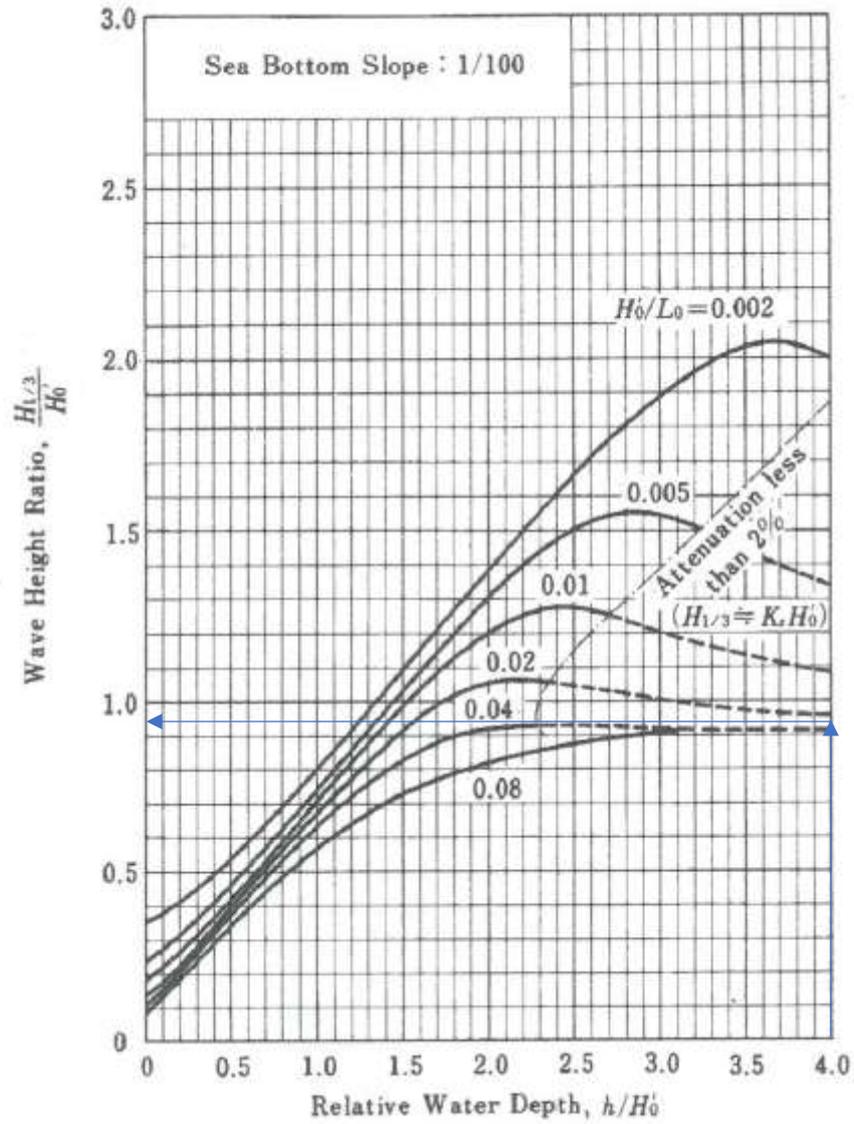


Ilustración 5.8. Aplicación del diagrama de Goda para oleajes procedentes del W. [5]

5.5 DIMENSIONAMIENTO DEL DIQUE

Para el dimensionamiento del dique se van a emplear dos formulaciones basadas en el equilibrio de las piezas del manto principal, la fórmula de Hudson y la de Van der Meer.

Tal como se ha expuesto anteriormente, debido al carácter general del dique, en este TFM se empleará el método de los coeficientes parciales.

Recapitulando el apartado 3.6.2 REFORMULACIÓN EN FORMATO DE MARGEN DE SEGURIDAD, se tiene que la fórmula de Hudson puede expresarse como:

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot \Delta \cdot D_n (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - \gamma_H H_s \begin{cases} < 0 \text{ fallo} \\ = 0 \text{ estado límite (fallo)} \\ > 0 \text{ no fallo (región segura)} \end{cases}$$

Por otro lado, tomando como referencia la ecuación de Van der Meer para cubos de hormigón, se tiene:

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - \gamma_H H_s \begin{cases} < 0 \text{ fallo} \\ = 0 \text{ estado límite} \\ > 0 \text{ no fallo} \end{cases}$$

donde:

γ_z Coeficiente de minoración de la respuesta resistente del dique.

γ_H Coeficiente de mayoración de las acciones a las que está sometido el dique

En ambas ecuaciones, el primer término representa la altura de ola que es capaz de resistir el dique según las formulaciones de Hudson o Van der Meer respectivamente. El segundo término representa la altura de ola significativa asociada a un determinado periodo de retorno que solicita al dique.

Los coeficientes de seguridad parciales de mayoración y minoración pueden definirse con los siguientes valores según los resultados de Burcharth y Sorensen.

PROBABILIDAD DE FALLO	VARIACIÓN DE LA ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE EN FUNCIÓN DE DISTINAS FUENTES DE DATOS			
PROBABILIDAD/ COEFICIENTES	Dispersión 0.05		Dispersión 0.20	
P_f	γ_H	γ_z	γ_H	γ_z
0.01	1.70	1.04	2.00	1.00
0.05	1.40	1.06	1.60	1.02
0.10	1.30	1.04	1.40	1.06
0.20	1.20	1.02	1.30	1.00
0.40	1.00	1.08	1.10	1.00

Tabla 5.15. Valores de combinación de coeficientes parciales según Burcharth (1999). [3]

En el caso en estudio, para una probabilidad de fallo de 0.20 y una dispersión de 0.20, se tiene un valor para el coeficiente γ_H igual a 1.30 y para el coeficiente γ_z igual a 1.00.

5.5.1 FORMULACIÓN DE HUDSON

El primer paso para la aplicación práctica de la ecuación de verificación de Hudson es asignar a cada uno de los factores que intervienen en ella un valor característico. Esto es debido a que el método de los coeficientes parciales es un método de Nivel I de carácter determinista.

A modo de recordatorio, se listan los factores que aparecen en la ecuación:

- D_{n50}** Diámetro nominal medio de los bloques
- Δ Relación de densidades del bloque y el agua. Se define como: $\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$
- α Ángulo del talud del dique
- H_s Altura de ola de diseño
- K_D Coeficiente que representa el grado de daño (movimiento de los bloques)

En este caso, se tendrán en consideración las recomendaciones del Shore Protection Manual y Vicente Negro para la altura de ola y el coeficiente K_D .

Según Vicente Negro, en su libro Diseño de Diques Rompeolas, la altura de ola recomendada para el empleo de la fórmula de Hudson en diques de escollera natural es la altura $H_{1/10}$ en lugar de la altura de ola significativa $H_{1/3}$. La relación entre estas dos alturas suponiendo una distribución de Rayleigh es la siguiente:

$$H_{1/10} = 1.27 \cdot H_{\frac{1}{3}} = 1.27 \cdot 5.92 = 7,52 \text{ m}$$

No obstante, para el caso de diques con piezas prefabricadas de hormigón el valor de H_s es razonable.

Por otro lado, el Shore Protection Manual proporciona una serie de valores para el coeficiente K_D correspondiente a una condición de diseño de “no daño” o “Avería de Iribarren”. Los valores se recogen en la Ilustración 5.9.

Se ha iniciado el dimensionamiento suponiendo que el manto principal está formado por dos capas de escollera natural dispuesta en el talud de forma aleatoria. Para el talud se define una pendiente 2H:1V, valor empleado de forma generalizada en la práctica.

Con estos datos, teniendo en consideración que el diseño se realiza en la zona del morro del dique y que no se produce la rotura del oleaje por fondo, se obtiene un valor para $K_D = 2.8$.

El único dato que faltaría por definir es el peso específico de la escollera, que aproximadamente se ha considerado 2.65 t/m³. Se obtiene, por tanto, una densidad relativa respecto al agua salada, con densidad 1.03 t/m³, de 1.57.

El peso de la escollera necesario para resistir las sollicitaciones sería:

$$W = \frac{\gamma \cdot H_d^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \cdot 7.52^3}{2.8 \cdot 1.57^3 \cdot 2} = 51,69 \text{ t}$$

Debido a que el peso requerido es superior a las 6 t, es necesario recurrir a piezas artificiales de hormigón. En este caso, se va a intentar adoptar una solución mediante cubos de hormigón.

CRITERIO DE INICIACION DE AVERIAS SIN REBASE

Tipo de cantos	num. capas	Colo- cacion	C. del dique		Morro del dique		Talud cotg(@)
			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. anq.	2	Espc.	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(@)
			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(@)
			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			

Ilustración 5.9. Valores de la constante de estabilidad de Hudson. [3]

La densidad de los elementos del manto principal será la densidad del hormigón, que es aproximadamente de 2.40 t/m³, obteniéndose una densidad relativa de 1.33.

Atendiendo a la Ilustración 5.9, para mantos bicapa formados por cubos de hormigón y condición de oleaje no roto, se tiene un coeficiente $K_D = 5$ en el morro del dique para pendientes 2H:1V.

De esta forma se tiene que:

$$W = \frac{\gamma \cdot H_d^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.40 \cdot 5.92^3}{5 \cdot 1.33^3 \cdot 2} = 21.16 t$$

Esto supone cubos de 2,10 m de lado.

Sustituyendo los valores obtenidos en la ecuación de comprobación se tiene:

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot \Delta \cdot D_n (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - \gamma_H H_s = \frac{1}{1.00} \cdot 1.33 \cdot 2.10 (5 \cdot 2)^{\frac{1}{3}} - 1.3 \cdot 5.92 = -1.77$$

Es decir, la alternativa se encuentra en la región de fallo. Incrementando progresivamente el valor del lado del cubo de hormigón, se obtiene que el elemento más pequeño que cumpliría la ecuación de comprobación es el de 2,70 m de lado.

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot \Delta \cdot D_n (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - \gamma_H H_s = \frac{1}{1.00} \cdot 1.33 \cdot 2.70 (5 \cdot 2)^{\frac{1}{3}} - 1.3 \cdot 5.92 = 0.04$$

Con este tamaño, el peso del elemento sería de 47.30 t.

5.5.2 FORMULACIÓN DE VAN DER MEER

Las ecuaciones de Van der Meer son más complejas que la fórmula de Hudson, pudiendo obtenerse diferencias significativas entre ambas. La expresión de Hudson puede emplearse como predimensionamiento.

Teniendo en cuenta el resultado obtenido en el epígrafe anterior, se realiza el dimensionamiento del dique a partir de la ecuación de Van der Meer para cubos de hormigón en masa.

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - \gamma_H H_s$$

donde

N_{od} Número de unidades desplazadas, relacionado con el índice de avería.

N Número de olas activas limitado en 7500 olas, momento a partir del cual se estabiliza la avería.

γ Peso específico de la pieza, t/m³.

γ_w Peso específico del agua del mar, t/m³.

Δ Coeficiente relativo de pesos específicos. Se define como: $\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$

D_{n50} Diámetro nominal medio, m.

s_{om} Peralte adimensional. Debe estar entre $0.005 < s_{om} < 0.06$

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2}$$

g Aceleración de la gravedad, m/s².

T_z Periodo ondulatorio, s.

H_s Altura de ola de diseño

Al igual que se realizó con la formulación de Van der Meer, se debe definir un valor característico para los parámetros que intervienen en el diseño.

Según las recomendaciones que cita en su libro “Diseño de diques rompeolas” Don Vicente Negro Varela [3], se tiene que el número medio de olas activas durante un temporal en la costa suratlántica es de aproximadamente 1500-2000 olas. Se ha seleccionado un valor medio de 1750 olas para el análisis actual.

Por otro lado, el número de unidades desplazadas en cubos para situaciones de “Inicio de daño” es igual a 0 según la Tabla 3.2, y a partir de 0.50 el daño es moderado. Sin embargo, si se emplea la relación entre el valor del coeficiente S, indicador del daño para diques de escollera, y el número de unidades desplazadas N_{od} , se obtiene que para situaciones de “no daño” el valor de N_{od} varía entre 1 y 1.50.

$$S = 2N_{od} \rightarrow N_{od} = \frac{S}{2}, \text{ para situaciones de no daño } S = 2 - 3 \rightarrow$$

$$N_{od} = 1 - 1.50$$

En los diques rompeolas, suele permitirse un cierto nivel de fallo, por lo que en este proyecto se ha considerado un valor intermedio entre el valor obtenido por la Tabla 3.2, donde no se permite el daño, y el obtenido a través del coeficiente S, que permite ese cierto nivel de daño.

$$N_{od} = 0.5$$

Por último, quedaría por definir la pendiente adimensional del oleaje:

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2}$$

Para obtener el valor correspondiente, el único parámetro a definir es el periodo. La dirección del oleaje más desfavorable para el dique es la procedente del Suroeste tal como se ha demostrado anteriormente. En esta dirección, el periodo pico procedente del ajuste extremal de Weibull en la Boya de Cádiz es de 10s. A partir del periodo pico, puede obtenerse el periodo medio mediante la siguiente expresión:

$$T_m = T_s/1.2 = (T_p/1.10)/1.2 = (10/1.10)/1.2 = 7.60 \text{ s}$$

Por tanto, se tiene que el peralte adimensional es:

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 5.92}{9.81 \cdot 7.6^2} = 0.066$$

Para el resto de los factores que intervienen en la ecuación de comprobación se tomará el mismo valor que el definido para la formulación de Hudson. De esta forma, el lado del cubo de hormigón necesario según la relación de Van der Meer es de

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\Delta \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00\right) \cdot s_{om}^{-0.10}} = \frac{5.92}{1.33 \cdot \left(6.70 \cdot \frac{0.5^{0.40}}{1750^{0.30}} + 1.00\right) \cdot 0.07^{-0.10}}$$

$$= 2.20 \text{ m}$$

Por tanto, el peso del cubo de hormigón necesario sería de 25.6 t. Si se introduce este dato en la ecuación de verificación, se obtiene que esta solución se encuentra en el dominio de fallo.

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00\right) \cdot s_{om}^{-0.10} - \gamma_H H_s$$

$$= \frac{1}{1.00} \cdot 1.33 \cdot 2.20 \cdot \left(6.70 \cdot \frac{0.5^{0.40}}{1750^{0.30}} + 1.00\right) \cdot 0.07^{-0.10} - 1.3 \cdot 5.92$$

$$= -1.78$$

Incrementando progresivamente el valor del lado del cubo de hormigón, se obtiene que el elemento más pequeño que cumpliría la ecuación de comprobación es el de 2.90 m de lado.

$$\begin{aligned}
 g &= \frac{1}{\gamma_z} \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - \gamma_H H_s \\
 &= \frac{1}{1.00} \cdot 1.33 \cdot 2.90 \cdot \left(6.70 \cdot \frac{0.5^{0.40}}{1750^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot 0.07^{-0.10} - 1.3 \cdot 5.92 \\
 &= 0.10
 \end{aligned}$$

Es decir, se necesitaría un elemento con un peso de 58,5 t.

5.5.3 CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos por ambas formulaciones son similares, habiéndose obtenido un manto de cubos de hormigón de lado 2.70 m en el caso de la expresión de Hudson y de 2.90 m en la de Van der Meer.

Es interesante recordar, que el resultado de la aplicación de los métodos de Nivel I es un valor que indica el comportamiento de una alternativa ante un modo de fallo. En este caso, tanto en la formulación de Hudson como en la ecuación de Van der Meer, el tamaño del elemento necesario para resistir las sollicitaciones no cumplía con la ecuación de verificación.

Este hecho se debe a la inclusión de los coeficientes de seguridad en la ecuación de fallo, de forma que en estos se recogen las incertidumbres del proceso de cálculo.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que en los métodos de Nivel I no se obtiene la probabilidad de fallo o la fiabilidad de las alternativas, por lo que no es posible optimizar el diseño ni comparar entre varias alternativas.

5.5.4 DISEÑO DEL MANTO PRINCIPAL Y CAPAS DE FILTRO

Debido a que la formulación de Van der Meer es de mayor precisión, se emplearán cubos de 2.90 m para el manto principal, que tendrá un espesor total $e = 2 * D_{n50} = 5.80 m$.

Las capas de filtro impiden el lavado del núcleo todo uno a través de los huecos de los elementos del manto principal. En este caso, se dispondrán dos filtros bi-capa.

El primer filtro estará compuesto por elementos cuyo tamaño deberá cumplir la condición de filtro respecto del manto principal. Se suele tomar un peso de los elementos de la capa de filtro aproximadamente de 1/10 a 1/20 del peso de los elementos del manto principal para realizar esta función de manera efectiva. En este caso, se toma un valor intermedio:

$$W_{filtr} = \frac{W_{manto\ principal}}{15} = \frac{58.50}{15} = 3.90$$

Esto significa que las capas de filtro deberán tener un diámetro nominal de 1.2 m aproximadamente. El espesor total del filtro 1 resulta:

$$e_{filtro1} = 2 * D_{n5\ filtro} = 2 \cdot 1.20 = 2.40 m$$

Bajo este primer filtro, se colocará un filtro secundario bicapa que impedirá la migración del material todo uno del núcleo a través de sus huecos y cumplirá con la condición de filtro respecto al filtro primario. Se emplearán elementos con un peso entre $W/10$ y $W/20$:

$$W_{filtr} = 0.26t - 0.40t \approx 0.30 t$$

El diámetro nominal equivalente sería de 0.50 m aproximadamente, resultando un espesor total para el segundo filtro de:

$$e_{filtro2} = 2 * D_{n5_{filtro2}} = 2 \cdot 0.50 = 1.00 m$$

El núcleo está compuesto por materiales con peso máximo de 100 kg, por tanto, cumpliría con la condición de filtro respecto al filtro secundario, ya que $W_{núcleo} = \frac{W_{filtro2}}{10-20} = 15 - 30 kg$.

6 MÉTODO DE NIVEL II

6.1 INTRODUCCIÓN

El resultado de los métodos de Nivel I es un valor que determina el comportamiento del tramo, sin embargo, no permite la determinación de la probabilidad de fallo ni la optimización del diseño de este. Además, no considera la variabilidad asociada a los factores de proyecto, introduciéndola mediante coeficientes de seguridad globales o parciales.

En cambio, los métodos de Nivel II tienen un enfoque probabilístico, permitiendo considerar las incertidumbres del proyecto, la variabilidad de los factores y la obtención de la confianza del tramo frente al modo.

Esto se consigue mediante la definición de los factores de proyecto a través de sus funciones de distribución, por lo que no es necesario aplicar coeficientes de ponderación ni compatibilidad.

La ecuación de verificación, escrita en formato de margen de seguridad, queda definida en función de los momentos estadísticos de primer orden, expresándola en términos de variables gaussianas reducidas e independientes mediante transformaciones.

Como resultado del método se obtiene el valor de los términos de la ecuación en el punto crítico, así como la probabilidad de fallo.

En este capítulo se realiza una descripción de la base teórica de los métodos de Nivel II incluyendo la obtención de la probabilidad de fallo mediante el cálculo de la distancia mínima entre el origen de coordenadas y la superficie de fallo definida por la ecuación de verificación $Z(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$.

6.2 RESULTADO DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO

Como resultado de la aplicación del método se obtiene:

1. El punto crítico de fallo. Expresado en variables reducidas y variables originales.
2. El índice de fiabilidad y la probabilidad de fallo o parada
3. Los índices de sensibilidad de los factores.

6.3 FACTORES Y TÉRMINOS

6.3.1 VALORES DE LOS FACTORES

En los métodos probabilísticos de Nivel II, cuando la función de distribución conjunta es conocida, la ordenación de los factores de proyecto es un resultado del método.

En el caso de que no se conozca la función de distribución de un factor de proyecto, se recomienda asociarle una función conocida en base a su valor nominal y su posible variación.

6.3.2 CORRELACIÓN ENTRE FACTORES

Para conocer si dos variables están correlacionadas y su grado de correlación, se realiza el cálculo de la covarianza y del coeficiente de correlación (ρ), que toma valores en el rango $[-1, 1]$.

En función del coeficiente de correlación se tiene:

- $[|\rho_{XiXj}| < 0.2] \rightarrow$ Variables estadísticamente independientes o no correlacionadas. Sucede cuando $\rho = 0$, sin embargo, en la práctica se consideran independientes aquellas variables con un valor de $|\rho| < 0.20$.
En este caso, la función de densidad conjunta se puede obtener como el producto de las funciones de densidad marginales.
- $[0.2 < |\rho_{XiXj}| < 0.8] \rightarrow$ Variables correlacionadas. Se deberá realizar una transformación a variables no correlacionadas.
- $[|\rho_{XiXj}| > 0.8] \rightarrow$ Variables totalmente dependientes. Se puede reemplazar una variable en función de la otra, reduciendo el número de factores en la ecuación de comprobación.

6.3.3 FACTORES DE PROYECTO DETERMINISTAS EN FUNCIÓN DE LOS INDICES DE SENSIBILIDAD

Los índices de sensibilidad de los factores de proyecto indican la influencia de la variabilidad de cada uno de los factores en la probabilidad de fallo.

- $[|\alpha_i| < 0.2]$. Los valores cercanos a 0 indican que la variabilidad de un factor tiene un efecto insignificante en el resultado de la ecuación de verificación. Estos factores se pueden considerar de forma determinista.
- $[|\alpha_i| \geq 0.2]$. En este caso, la incidencia en la ocurrencia del modo es significativa, teniendo que considerar en la resolución del método la variabilidad de estos factores de proyecto.

6.4 FORMULACIÓN GENERAL

Se considera un vector de dimensión n, denotado como $X(X_1, X_2, \dots, X_n)$, el cual representa los n factores que entran en juego en la evaluación de un modo de fallo a través de una función de distribución conjunta en un intervalo de tiempo, la cual se denota como $f_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n)$.

La ecuación de verificación del modo se define mediante la siguiente expresión:

$$S = Z(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$$

Esta ecuación establece una superficie crítica en un espacio de n dimensiones, donde $S = Z > 0$ representa la región segura, mientras que $S = Z \leq 0$ delimita la región de fallo.

La probabilidad de fallo del tramo frente a un modo i viene determinada por la siguiente expresión:

$$P_{f,i}(T_L) = \int_{Z(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0} \dots \int f_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n$$

Así, la fiabilidad del diseño, representada como $r_{f,i}$, queda definida como:

$$r_{f,i}(T_L) = 1 - P_{f,i} = \int_{Z(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0} \dots \int f_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n$$

La evaluación de la probabilidad de fallo de forma analítica generalmente no es posible. Para abordar esta cuestión, se suelen emplear métodos de cálculo simplificados. Esto se aplica, en particular, a los métodos de Nivel II, que se fundamentan en la transformación de las variables del problema en variables gaussianas no relacionadas entre sí.

De forma preferente, se debe recurrir a técnicas de optimización; no obstante, debido a la complejidad del problema, esto no siempre es factible. En tales situaciones, se pueden utilizar técnicas de aproximación. En la práctica, existen distintos ordenes de aproximación:

- **Método de Fiabilidad de Primer Orden** (First Order Reliability Method o Aproximación de Primer Orden): Este enfoque implica una aproximación lineal de la superficie de fallo, tratando la superficie de fallo como un hiperplano tangente en un punto.
- **Método de Fiabilidad de Segundo Orden** (Second Order Reliability Method o Aproximación de Segundo Orden): En este caso, se realiza una aproximación cuadrática de la superficie de fallo.

En este proyecto fin de máster, únicamente se desarrollan los métodos de Nivel II mediante técnicas de aproximación de primer orden (FORM), ya que el resto de las técnicas resultan más complejas y están fuera del alcance de este.

A continuación, se describe la secuencia general de cálculo en el caso de las técnicas de optimización y de las técnicas de aproximación FORM.

6.4.1 ESQUEMA DIRECTO. TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN

A continuación, se detalla el procedimiento de resolución mediante técnicas de optimización, de acuerdo con la ROM 0.0. [6]

En primer lugar, es necesario expresar la ecuación de verificación $Z(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$ en función de variables gaussianas reducidas no correlacionadas.

Para lograrlo, es necesario llevar a cabo una previa transformación de las variables del problema (X_1, X_2, \dots, X_n) en variables normales reducidas (Y_1, Y_2, \dots, Y_m) , donde $m \leq n$. De este modo, se obtendría la formulación de la función de verificación como $Z(Y_1, Y_2, \dots, Y_m) = 0$.

Llegados a este punto, se hace necesario obtener una estimación de un punto crítico inicial, la cual puede lograrse a través de otros métodos, como el Nivel I o el Nivel III, o mediante la identificación de una raíz de la ecuación de verificación.

Finalmente, se ejecuta un algoritmo de optimización.

6.4.2 ESQUEMA EN EL CASO DE UNA APROXIMACIÓN LINEAL DE $S=0$

Siguiendo las directrices de la ROM 0.0 [6], en situaciones en las que la ecuación de verificación no es lineal y los términos o factores son variables aleatorias gaussianas no correlacionadas, es posible implementar el siguiente esquema iterativo.

El proceso inicia con la transformación de las variables normales (X_1, X_2, \dots, X_n) en variables normales reducidas, (Y_1, Y_2, \dots, Y_m) , $m \leq n$.

Seguidamente, se reformula la ecuación de verificación $Z(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$ en términos de las variables normales reducidas, $Z(Y_1, Y_2, \dots, Y_m) = 0$ y se estima un punto crítico inicial, bien mediante la obtención de una raíz de la ecuación de verificación o mediante el empleo de otros métodos de cálculo.

Partiendo del punto crítico inicial, se realiza un desarrollo en serie de Taylor de la ecuación de verificación alrededor de este punto, considerando únicamente el término lineal. Esto permite simplificar el problema linealizando la función de fallo.

Se calcula el índice de fiabilidad, denotado como β , el cual representa la distancia desde el punto crítico inicial hasta la superficie de fallo; y los índices de sensibilidad, α_i , que indican el grado de afección de cada variable en la probabilidad de fallo.

En base a estos resultados, se obtiene un nuevo punto crítico y se vuelve a realizar el proceso de cálculo hasta que los resultados se estabilicen. Finalmente, se verifica que el punto crítico resultante cumple con la ecuación de verificación.

A continuación, se expone el procedimiento a seguir para los siguientes casos:

- Función de fallo lineal y variables aleatorias gaussianas.
- Función de fallo no lineal y variables aleatorias gaussianas.
- Función de fallo no lineal con variables aleatorias no distribuidas normalmente.

6.5 FUNCION DE FALLO LINEAL DE VARIABLES ALEATORIAS DE DISTRIBUCIÓN NORMAL

Se supone que la función de verificación se compone de dos términos distintos. El primero, denominado como $R(x)$, representa el término de resistencia, mientras que el segundo, identificado como $S(x)$, se refiere al término de carga. Ambos términos se definen en función de variables aleatorias de la siguiente manera:

$$R = R(X_1^{res}, X_2^{res}, \dots, X_m^{res}) \text{ y } S = S(X_{m+1}^{load}, \dots, X_n^{load})$$

La función de verificación viene representada como $z(x) = R(x) - S(x)$, por lo que la ecuación de fallo se expresa como:

$$R(x) - S(x) = 0 \rightarrow R(x) = S(x)$$

En este contexto, la probabilidad de fallo se expresa de manera general utilizando la función de densidad conjunta. Sin embargo, es importante destacar que esta función suele ser desconocida en la práctica.

En los siguientes apartados se describe como obtener la probabilidad de fallo y el punto crítico para los casos en los que las variables del problema se encuentran correlacionadas y para aquellos en los que no.

6.5.1 CASO A: VARIABLES NO CORRELACIONADAS

La probabilidad de fallo generalmente viene expresada por la siguiente ecuación en función de la función de distribución conjunta:

$$P_f = \int_{R \leq S} f_{\bar{x}}(\bar{x}) dx$$

Cuando las variables del problema no están correlacionadas, son independientes, la probabilidad de fallo puede obtenerse a partir del producto sus funciones de distribución marginales.

$$P_f = \iint_{R \leq S} f_R(r) f_S(s) dr ds$$

Para disminuir la complejidad, puede expresarse dicha integración doble como una integral simple mediante el empleo de técnicas de integración parcial, resultando:

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx$$

donde

$F_R(x)$ Función de distribución acumulada de R

$f_S(x)$ Función de densidad de S

En la Ilustración 6.1, se muestra gráficamente este concepto.

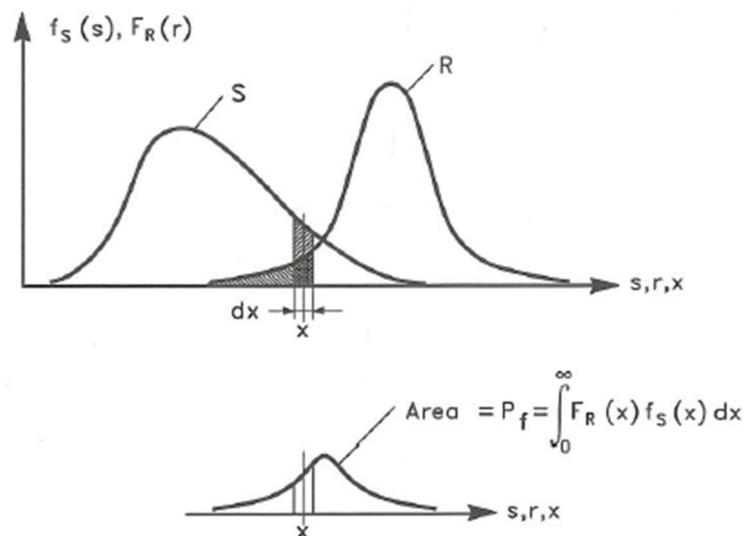


Ilustración 6.1. Representación gráfica de la probabilidad de fallo para dos variables independientes [7]

Es decir, la probabilidad de fallo viene representada por la probabilidad de que las solicitaciones tomen un valor determinado en el rango $[x, x + dx]$ y la probabilidad de que la resistencia sea igual o menor que dicho valor.

El área donde ambas funciones de densidad marginales coinciden representa la probabilidad de que ambas cosas sucedan a la vez, y, por tanto, representa la probabilidad de fallo conjunta, tal como se puede observar en la imagen anterior.

En el caso de que ambas variables se distribuyan según una normal, la función de distribución conjunta también será una función con distribución normal. En la Ilustración 6.2, se observa la representación gráfica de una función Normal bivariada.

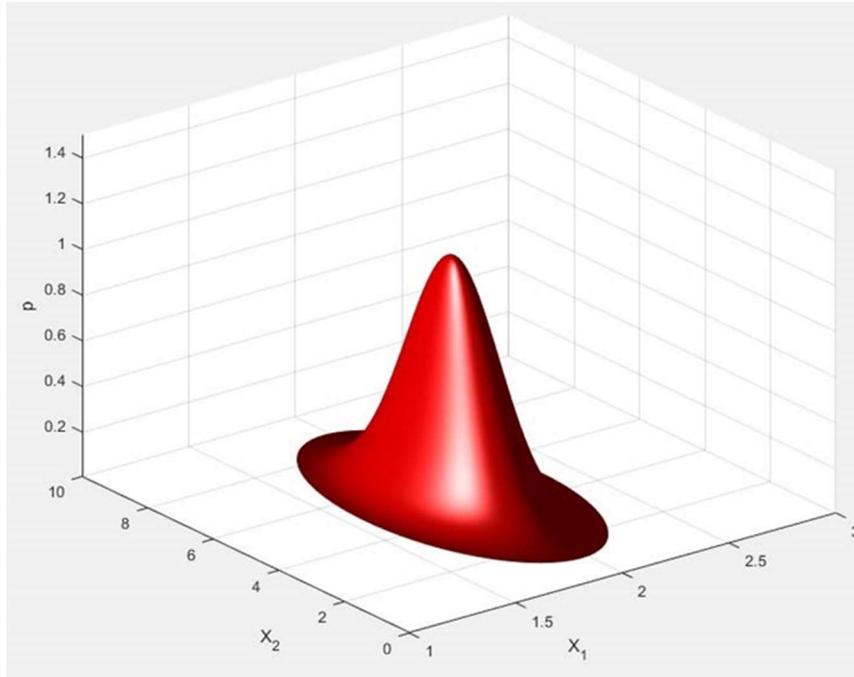


Ilustración 6.2. Función de densidad conjunta de dos variables gaussianas $f(R, S)$. [8]

Representando las curvas de nivel de la campana de Gauss obtenida, se obtienen una serie de elipses concéntricas cuyos semiejes, para el caso de variables independientes, son paralelos a los ejes coordenados.

El centro de las elipses es el punto máximo de la campana de Gauss y corresponde al valor medio de las variables (μ_R, μ_S) , es decir, al valor más probable de ambas variables.

Representando de forma conjunta la función de distribución conjunta y la función de fallo $z = 0$, Ilustración 6.3 e Ilustración 6.4, se pueden observar las siguientes conclusiones:

1. Los puntos de la campana que se encuentran tras la superficie de fallo representan las posibles combinaciones en las que la alternativa no es segura.
2. La probabilidad de fallo se representa como el volumen de la porción de la campana situada en el dominio de fallo ($z < 0$).
3. El punto máximo de la intersección de la superficie de fallo con la campana de distribución conjunta se define como el punto de diseño. Este es el punto de la superficie de fallo con mayor probabilidad de ocurrencia.

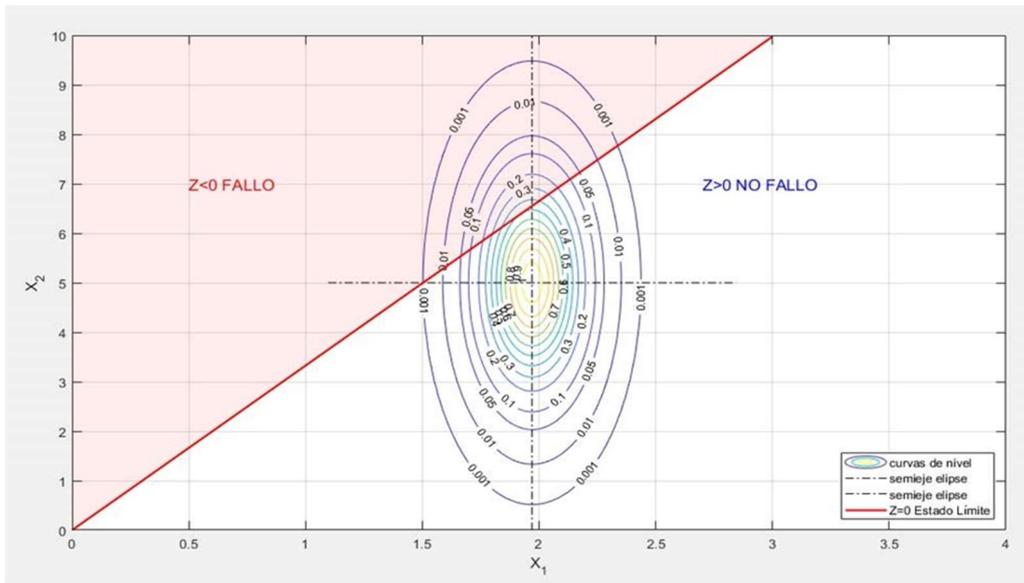


Ilustración 6.3. Curvas de nivel de la campana gaussiana de distribución conjunta bivariada y ecuación de fallo, diferenciando dominios de seguridad y fallo. [8]

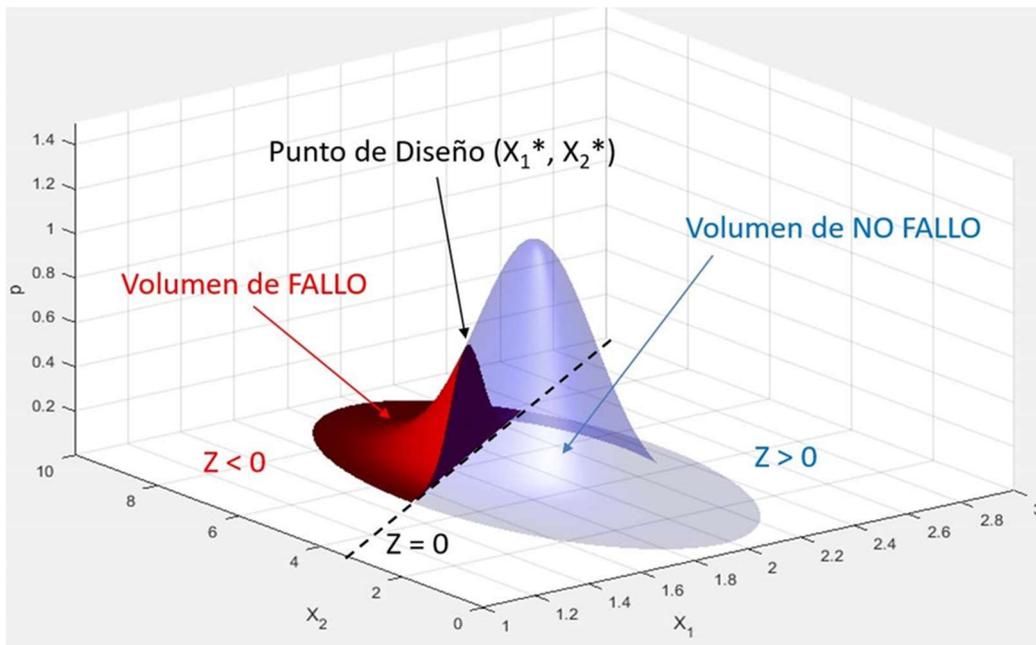


Ilustración 6.4. Volúmenes de la campana gaussiana bivariada en la región de fallo $g < 0$ y definición del punto de diseño. [8]

Para este caso, función de fallo lineal y variables independientes distribuidas según una normal, se tiene que la función de fallo también se distribuye según una normal.

$$N[\mu_z, \sigma_z]$$

La obtención de la media y la desviación típica de la función de fallo se obtiene a partir de las medias y desviaciones típicas de las variables de la ecuación en función de sus relaciones funcionales.

De forma general, se tiene que, si la función de fallo está dada por:

$$z = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_nX_n$$

Entonces, la media y desviación típica se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\mu_z = a_0 + a_1\mu_1 + a_2\mu_2 + \dots + a_n\mu_n$$

$$\sigma_z = \sqrt{a_1^2\sigma_1^2 + a_2^2\sigma_2^2 + \dots + a_n^2\sigma_n^2}$$

En el caso bivariado en estudio se tiene:

$$\mu_z = \mu_R - \mu_S$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

Una vez definida la función de distribución de la ecuación de fallo, la probabilidad de fallo se puede calcular empleando la función distribución gaussiana estándar $N[0, 1]$, ya que está tabulada. Para ello, se debe realizar una transformación de z de forma que su función de distribución sea una normal estándar. Este ajuste se logra mediante la siguiente operación:

$$N[\mu_z, \sigma_z] \rightarrow \frac{z - \mu_z}{\sigma_z} \rightarrow N(0,1)$$

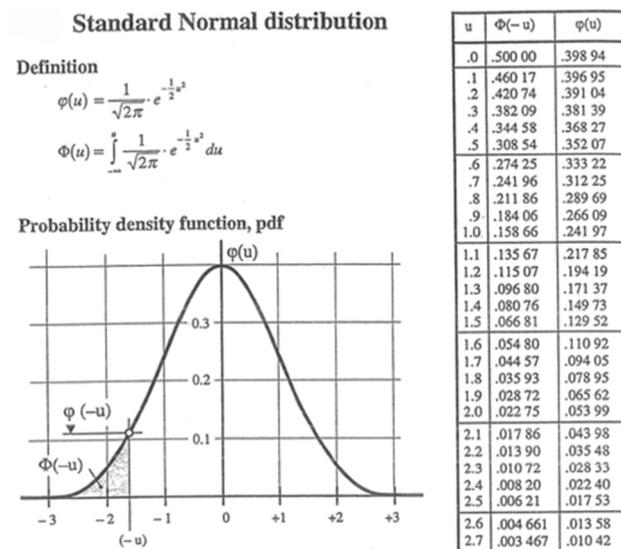


Ilustración 6.5. Función normal estándar $N[0,1]$. [8]

La probabilidad de fallo, es decir, la probabilidad de que $z \leq 0$, durante cualquier periodo de referencia de T años se define por:

$$P_f = Prob[z \leq 0] = \int_{-\infty}^{\infty} f_z(x) \cdot dx = \phi\left(\frac{z - \mu_z}{\sigma_z}\right) = \phi\left(\frac{0 - \mu_z}{\sigma_z}\right) = \phi(-\beta)$$

donde

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}$$

El índice de fiabilidad, β , se define como el cociente entre la media y la desviación típica, es decir, es la inversa del coeficiente de variación. Representa la distancia en nº de

desviaciones típicas entre el valor más probable de z y la superficie de fallo $z = 0$ y da una indicación de la probabilidad de fallo.

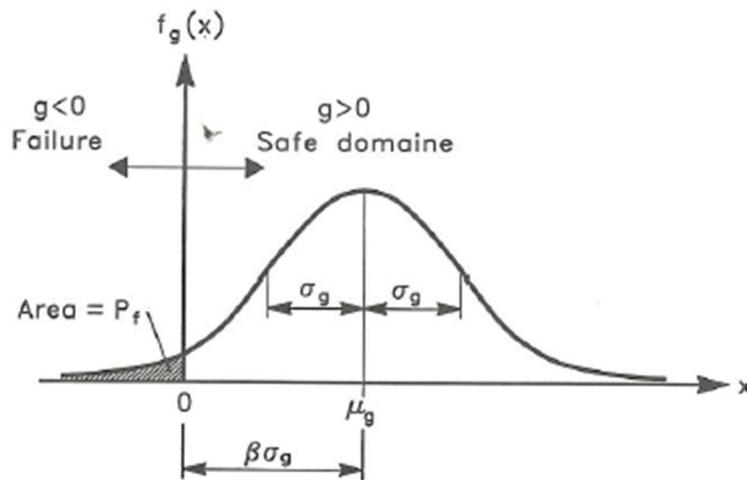


Ilustración 6.6. Representación gráfica del índice de fiabilidad. [7]

Una vez realizada la transformación de la función de fallo y la función de densidad conjunta en función de las variables aleatorias normales estándar (Y_1, Y_2), si se representan gráficamente se tiene que, los cosenos directores del vector unitario con dirección hacia el punto de diseño son los índices de sensibilidad.

$$\alpha_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_z} \cdot a_i$$

Esta definición de los índices lleva implícita la siguiente propiedad geométrica:

$$\sum \alpha_i^2 = 1$$

El punto de diseño puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$x_i^* = \mu_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i$$

6.5.2 CASO B: VARIABLES CORRELACIONADAS

Cuando las variables del problema están correlacionadas hay que tener en cuenta la dependencia entre ambas en el desarrollo del problema. Esto se consigue a través del coeficiente de correlación. En concreto, para el caso bivariado en estudio se tendría:

$$\rho = \frac{cov[X_1, X_2]}{\sigma_1 \sigma_2}$$

donde;

$$cov[X_1, X_2] = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_{1,i} - \mu_1)(x_{2,i} - \mu_2)$$

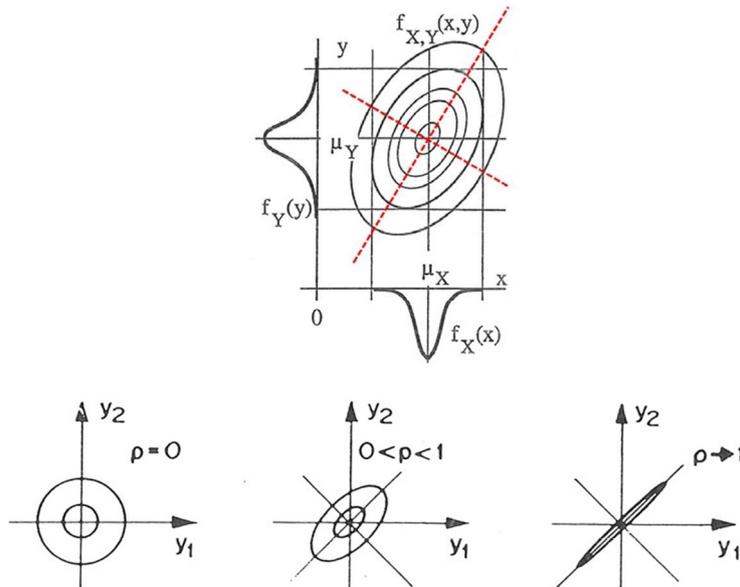


Ilustración 6.7. Caso general de gaussiana bivariada con variables correlacionadas. [8]

Gráficamente, esta dependencia se puede visualizar en la representación de las curvas de nivel de la función de distribución conjunta. En este caso, los semiejes de las elipses concéntricas no son paralelos a los ejes coordenados. En la zona inferior de la Ilustración 6.7 se muestra cómo influye el valor del coeficiente de correlación en la forma de la función de densidad conjunta, de forma que:

- $\rho_{X_1X_2} = 0$. Indica que las variables son independientes. La forma de las curvas de nivel de la campana de gauss conjunta en variables estándar son círculos concéntricos y los ejes son paralelos a los ejes ordenados.
- $0 < \rho_{X_1X_2} < 1$. Indica que las variables tienen cierto grado de correlación. En este caso, las curvas de nivel de la campana de gauss conjunta en variables estándar son elipses concéntricas cuyos semiejes no son paralelos a los coordenados. La forma de las elipses tiende a ser más alargada a medida que aumenta el grado de correlación.
- $\rho_{X_1X_2} \approx 1$. Indica un grado de correlación muy alto. Se recomienda expresar en la ecuación de verificación una de las variables en función de la otra para simplificar el cálculo.

La matriz de covarianza contiene información sobre las covarianzas entre las distintas variables del problema, representada como $cov[X_i, X_j]$. En la diagonal de esta matriz se encuentran los valores de las varianzas de cada variable. Cuando las variables son independientes, la covarianza entre ellas es cero, lo que resulta en una matriz diagonal. Para un problema bivariado:

$$\Sigma = \begin{pmatrix} \sigma_1^2 & cov[X_1, X_2] \\ cov[X_1, X_2] & \sigma_2^2 \end{pmatrix}$$

El proceso de resolución para el problema con función de fallo lineal y variables aleatorias normales y dependientes es análogo al caso de variables independientes. La única diferencia radica en la definición de la desviación típica de la función de fallo $z(X) = 0$, que viene dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_z^2 = a_1^2 \sigma_1^2 + \dots + a_n^2 \sigma_n^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n \rho_{ij} a_i a_j \sigma_i \sigma_j$$

Es decir, aparecen nuevos términos en función del coeficiente de correlación para aquellos pares de variables correlacionadas. Para el caso bivariado se tiene:

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 + 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S}$$

donde,

$$\rho_{RS} = \frac{cov[R, S]}{\sigma_R \sigma_S} = \frac{exp[(R - \mu_R)(S - \mu_S)]}{\sigma_R \sigma_S}$$

6.6 FUNCIONES DE FALLO NO LINEALES DE VARIABLES ALEATORIAS DISTRIBUIDAS NORMALMENTE

Si la ecuación de fallo z es una función no lineal de los factores de proyecto, se realiza una simplificación del problema basada en la linealización de la función de fallo a través de un desarrollo en serie de Taylor de primer orden alrededor de un punto. Como resultado el valor de la probabilidad de fallo resultante es aproximado.

En función de la elección del punto sobre el que se realiza el desarrollo en serie de Taylor, se suelen emplear dos enfoques diferentes.

6.6.1 ENFOQUE DE VALOR MEDIO DE PRIMER ORDEN.

El enfoque de valor medio de primer orden (FMA) se refiere al desarrollo en serie de Taylor alrededor de los valores medios de las variables, es decir:

$$(X_1, X_2, \dots, X_n) = \mu_1, \dots, \mu_n$$

La función de fallo linealizada viene dada por la siguiente expresión:

$$z \cong z(\mu_1, \dots, \mu_n) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial z}{\partial X_i} (X_i - \mu_i)$$

donde $\partial z / \partial X_i$ se evalúa en (μ_1, \dots, μ_n) .

Como resultado se pueden obtener valores de μ_z y σ_z aproximados.

$$\begin{aligned} \mu_z &\cong z(\mu_1, \dots, \mu_n) \\ \sigma_z^2 &\cong \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial z}{\partial X_i} \frac{\partial z}{\partial X_j} cov[X_i, X_j] \end{aligned}$$

Si las variables aleatorias son independientes, es decir $\rho_{X_i X_j} = 0$, el cálculo de la desviación típica se reduce a

$$\sigma_z^2 \cong \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial z}{\partial X_i} \sigma_{X_i} \right)^2$$

No obstante, estos valores de μ_z y σ_z están sujetos a:

1. La elección del punto alrededor del cual se realiza la linealización.
2. La función de fallo seleccionada. Un modo de fallo puede estar representado por varias funciones de fallo no lineales equivalentes. En el proceso de linealización se obtienen funciones que generalmente no serán equivalentes, proporcionando resultados diferentes.

De igual forma, el índice de confianza β , definido como el cociente de μ_z y σ_z , también variará en función de los dos puntos enumerados anteriormente.

Para evitar este problema, se debe realizar una transformación de las variables del problema $\bar{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ a variables normales estándar $\bar{Y} = (Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$ mediante la siguiente expresión:

$$Y_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}$$

Representando la función de fallo en el nuevo sistema de coordenadas, se obtiene nuevamente una superficie de fallo que divide el espacio en dos zonas, dominio o región de seguridad y dominio de fallo.

Por otro lado, al haber estandarizado las variables del sistema, la función de distribución conjunta tiene media 0 y desviación típica igual a 1. Por lo tanto, la distancia desde el punto más probable, es decir el valor medio de la campana, y el punto de diseño coincide en este sistema de coordenadas con la distancia desde el origen de coordenadas al punto de la superficie de fallo más cercano.

Esta distancia se conoce como índice de confianza de Hasofer y Lind, β_{HL} y su concepto se representa gráficamente en la Ilustración 6.8.

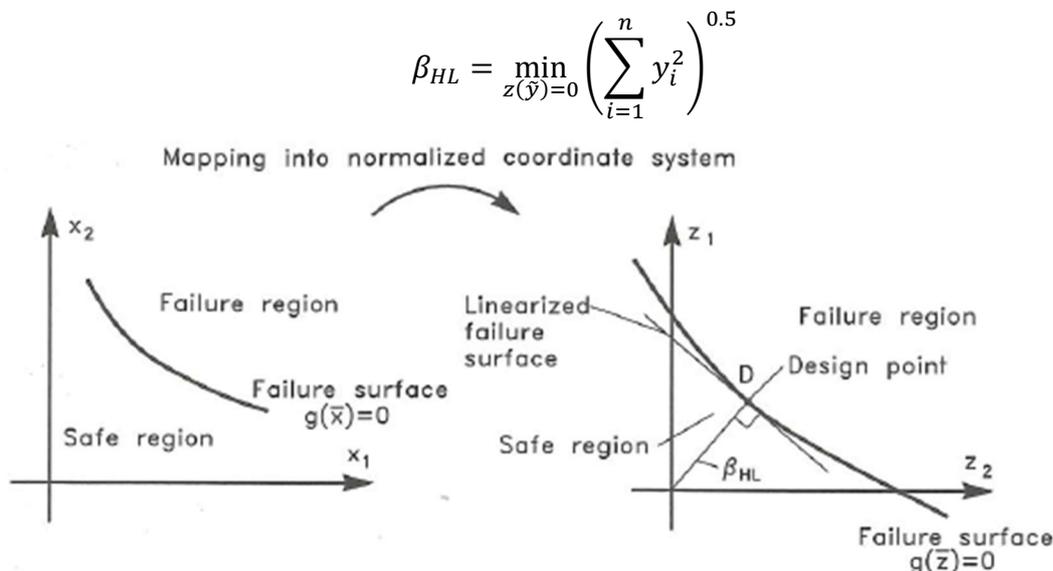


Ilustración 6.8. Definición de the Hasofer and Lind Reability index, β_{HL} . [7]

β y β_{HL} son equivalentes cuando la función de fallo es lineal o cuando la linealización de esta se realiza alrededor del punto de diseño. Por este motivo, el enfoque alrededor del punto de diseño presenta resultados con mayor confianza.

6.6.2 ENFOQUE DE PUNTO DE DISEÑO DE PRIMER ORDEN.

El enfoque de punto de diseño de primer orden (FDA) se refiere al desarrollo en serie de Taylor alrededor del punto de diseño.

El punto de diseño es el punto más elevado del resultado de la intersección la función de densidad conjunta y la función de fallo, es decir, es el punto de la superficie de fallo de mayor probabilidad. Además, en el sistema de coordenada estándar, como se ha demostrado anteriormente, el punto de diseño es el punto de la superficie de fallo más cercano al origen de coordenadas.

$$(y_1^d + y_2^d + \dots + y_n^d) = (\beta_{HL}\alpha_1, \beta_{HL}\alpha_2, \dots, \beta_{HL}\alpha_n)$$

A priori, el punto de diseño no es conocido, por lo que se ha de partir de una estimación de la solución y realizar un proceso iterativo. Como resultado se obtiene las coordenadas del punto de diseño y el índice de confianza β_{HL} .

Considerando que la función de fallo en coordenadas estándar viene definida por $z(y_i) = 0$ y que θ representa la distancia al origen de coordenadas, se tiene:

$$\begin{cases} \theta = \left[\sum_{i=1}^n y_i^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\ z(y_1, y_2, \dots, y_n) = 0 \end{cases}$$

mediante la función de Lagrange se tiene que

$$F = \theta + K_1 z = [y_1^2 + y_2^2 + \dots + y_n^2] + K_1 z(y_1, y_2, \dots, y_n)$$

donde K_1 es el multiplicador de Lagrange.

El mínimo de θ viene dado por el siguiente sistema:

$$\begin{cases} \frac{\partial F}{\partial y_i} = [y_1^2 + y_2^2 + \dots + y_n^2]^{-\frac{1}{2}} \cdot y_i + K_1 \frac{\partial z}{\partial y_i} = 0 & i = 1, 2, \dots, n \\ z(y_1, y_2, \dots, y_n) = 0 \end{cases}$$

Si se asume que sólo existe un mínimo, el punto de diseño está dado por:

$$(y_1^d, y_2^d, \dots, y_n^d) = (\beta_{HL}\alpha_1, \beta_{HL}\alpha_2, \dots, \beta_{HL}\alpha_n)$$

Entonces:

$$\theta_{min} = \beta_{HL} = \left[\sum_{i=1}^n (\beta_{HL}\alpha_i)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

y

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1$$

El sistema anterior queda de la siguiente forma.

$$\begin{cases} \beta_{HL}^{-2} \cdot (\beta_{HL} \alpha_i) + K_1 \frac{\partial z}{\partial y_i} = 0 \\ z(\beta_{HL} \alpha_1, \beta_{HL} \alpha_2, \dots, \beta_{HL} \alpha_n) = 0 \end{cases}$$

o

$$\begin{cases} \alpha_i = \frac{-\frac{\partial z}{\partial y_i}}{\frac{\beta_{HL}^{-2}}{K_1}} = \frac{-\frac{\partial z}{\partial y_i}}{K} \\ z(\beta_{HL} \alpha_1, \beta_{HL} \alpha_2, \dots, \beta_{HL} \alpha_n) = 0 \end{cases}$$

Insertando estas ecuaciones en la ecuación $P_f = \int_{R \leq S} f_{\hat{x}}(\hat{x}) d\hat{x}$ se obtiene

$$K = \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial z}{\partial y_i} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Los factores de sensibilidad o factores de influencia, α , proporcionan la importancia de la variación del valor de una determinada variable aleatoria en el índice β_{HL} . Cuando α_i^2 es pequeño, entonces la variable aleatoria X_i puede modelarse como determinista.

6.6.3 RESULTADOS DEL MÉTODO

Cuando por la complejidad de la función de fallo es necesario linealizar la función de fallo, entonces el resultado del método no es exacto.

Tal como se puede observar en la siguiente imagen, al linealizar la función de fallo en el punto de diseño (x_1^*, x_2^*) se comete un cierto error en el cálculo del volumen de la campana de gauss, por tanto, la probabilidad de fallo obtenida mediante este método es una aproximación.

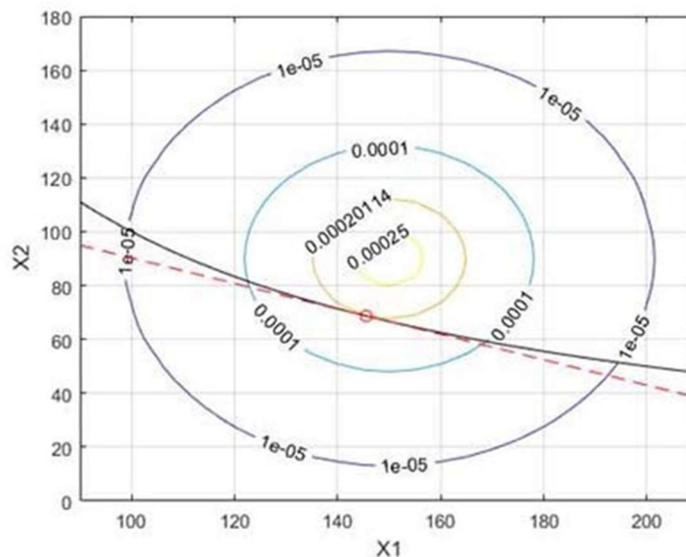


Ilustración 6.9. Función de fallo no lineal Z y aproximación lineal de la función de fallo en el punto de diseño. [8]

6.7 FUNCIONES DE FALLO NO LINEALES QUE CONTIENEN VARIABLES ALEATORIAS DISTRIBUIDAS NO NORMALES

Para aquellos casos en los que una variable no pueda modelarse mediante una distribución normal, es necesario realizar una transformación de estas.

De forma general, la transformación consiste en reemplazar la función de distribución original por una función de distribución normal equivalente en el punto de diseño $(x_1^d, x_2^d, \dots, x_n^d)$. Las funciones de densidad f_{X_i} y distribución F_{X_i} en dicho punto vendrían dadas por:

$$F_{X_i}(x_i^d) = \Phi\left(\frac{x_i^d - \mu'_{X_i}}{\sigma'_{X_i}}\right)$$

$$f_{X_i}(x_i^d) = \frac{1}{\sigma'_{X_i}} \varphi\left(\frac{x_i^d - \mu'_{X_i}}{\sigma'_{X_i}}\right)$$

donde

μ'_{X_i} Media de la distribución normal equivalente en el punto de diseño

σ'_{X_i} Desviación típica de la distribución normal equivalente en el punto de diseño

Despejando la media y la desviación típica y evaluando la función de distribución real en el punto, se pueden obtener los parámetros de la normal equivalente en ese punto:

$$\sigma'_{X_i} = \frac{\varphi\left(\Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i^d)\right)\right)}{f_{X_i}(x_i^d)}$$

$$\mu'_{X_i} = x_i^d - \Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i^d)\right) \sigma'_{X_i}$$

Por otro lado, se tiene que:

$$F_{X_i}(x_i^d) = \Phi\left(\frac{x_i^d - \mu'_{X_i}}{\sigma'_{X_i}}\right) = \Phi(z_i^d) = \Phi(\beta_{HL} \alpha_i)$$

Despejando x_i^d :

$$x_i^d = F_{X_i}^{-1}[\Phi(\beta_{HL} \alpha_i)]$$

Para la resolución de este tipo de problemas es necesario realizar un proceso iterativo análogo al presentado en la sección anterior, de forma que, en cada paso iterativo, se calcule la función de distribución normal equivalente.

Como resultado del método se obtiene las coordenadas del punto de diseño, el índice de confianza β_{HL} y la probabilidad de fallo aproximada.

6.8 INTERPRETACIÓN GEOMÉTRICA DEL PROBLEMA.

Se supondrá que la función de fallo $z = R - S = 0$, es lineal y que las variables R y S son independientes. Si se realiza una transformación a variables gaussianas estándar, se tiene:

$$R' = (R - \mu_R)/\sigma_R$$

$$S' = (S - \mu_S)/\sigma_S$$

La función de fallo $z = 0$ se puede expresar en función de las nuevas variables de la siguiente forma:

$$R'\sigma_R - S'\sigma_S + \mu_R - \mu_S = 0$$

Mediante la normalización de las variables del problema se producen una serie de propiedades en la campana de Gauss de la función de distribución conjunta:

- El valor más probable de las variables, su media, representado por el punto más alto de la campana de Gauss, se encuentra en el origen de coordenadas (0,0) del sistema.
- Las curvas de nivel de la función de distribución conjunta son círculos concéntricos alrededor del valor medio, ya que la desviación típica de ambas variables normalizadas pasa a ser 1.

Representando en este nuevo sistema de coordenadas de forma conjunta la función de distribución conjunta y la función de fallo, se puede apreciar la interpretación geométrica del índice de confianza y los factores de sensibilidad.

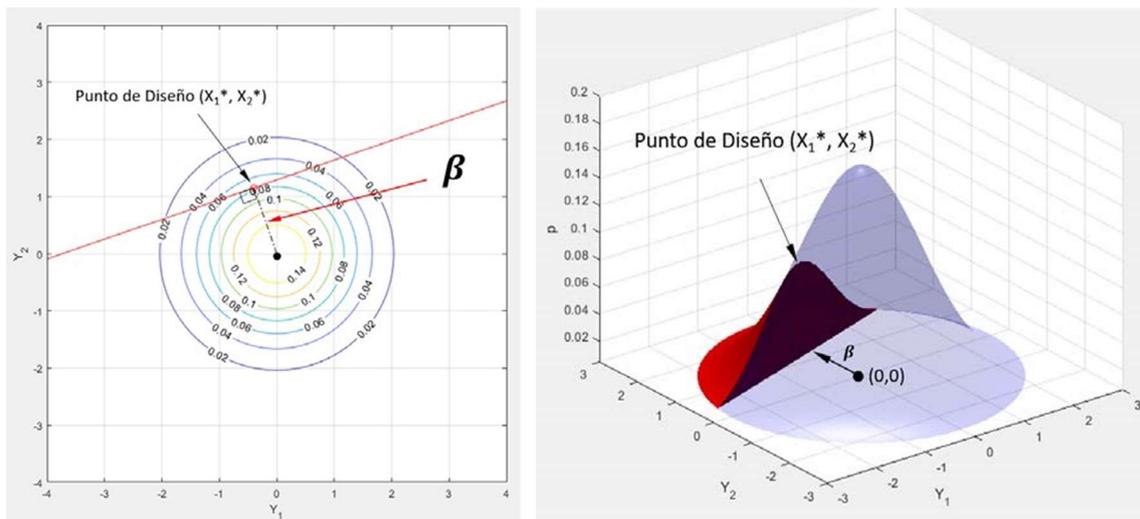


Ilustración 6.10. Campana de Gauss de la función de distribución conjunta $f(Y_1, Y_2)$ con variables Y_1 e Y_2 normales estándar $N[0,1]$. [8]

En estas imágenes se puede observar que el índice β representa la distancia más corta desde el origen de coordenadas a la superficie de fallo.

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{\frac{1}{2}}}$$

Para conocer las coordenadas del punto de diseño en las variables R' y S' se puede emplear la siguiente relación:

$$\mathbf{y}^* = \beta \mathbf{n}$$

donde $\mathbf{n} = (\alpha_1, \alpha_2)$ es un vector unitario con dirección hacia el punto de diseño.

Los factores de sensibilidad representan los cosenos directores del vector \mathbf{n} y presentan la siguiente propiedad geométrica.

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1$$

6.9 INTRODUCCIÓN AL SISTEMA DE COEFICIENTES PARCIALES

Los coeficientes de seguridad se introducen en el cálculo de estructuras para considerar las incertidumbres del proceso y aumentar la confianza del diseño.

Generalmente, se obtienen como resultado de relacionar los valores de los factores de proyecto en el punto de máxima probabilidad de fallo con sus correspondientes valores característicos. Pueden estar relacionados con cada factor, o con combinaciones de estos.

Los coeficientes de seguridad toman valores iguales o mayores a uno, $\gamma_i \geq 1$, y se aplican de dos formas diferentes en función del sentido de colaboración ante el modo de fallo.

- Mayorando las variables o parámetros de carga.

$$X_i^{design} = \gamma_i^{load} \cdot X_{i,ch}^{load}$$

- Minorando las variables o parámetros de resistencia.

$$X_i^{design} = \frac{X_{i,ch}^{res}}{\gamma_i^{res}}$$

Es recomendable mantener un sistema de coeficientes parciales lo más sencillo posible, siempre que esto no afecte significativamente la precisión de la ecuación de verificación. Para las fórmulas de estabilidad de los elementos del manto principal, se ha comprobado que es adecuado utilizar únicamente dos coeficientes parciales, uno para la variable H_s , γ_{H_s} y otro para el resto de los factores de la ecuación, γ_z .

7 APLICACIÓN NIVEL II

7.1 BASES DE CÁLCULO Y DISEÑO

Tal como se definió en el Capítulo 5, APLICACIÓN MÉTODO NIVEL I, en este proyecto se estudia únicamente el estado límite último de pérdida de elementos del manto principal en el morro del dique, por lo que sólo se analizará este modo fallo.

El carácter general de este tramo se corresponde con un índice IRE medio e ISA no significativo, por lo que se recomiendan los siguientes valores para la vida útil y la probabilidad de fallo de la estructura.

- $L=25$ años
- $P_f=0.20$

En función de estos índices se ha concluido que el diseño mediante el método de coeficientes parciales de Nivel I es suficiente para esta estructura, sin embargo, para alcanzar los objetivos de este proyecto fin de máster, se debe comprobar el diseño mediante los métodos probabilísticos de la ROM.

En este capítulo se desarrolla la aplicación práctica del método de Nivel II. Para ello, se deben escribir las ecuaciones de comprobación en formato de margen de seguridad y asumir que todos los factores son variables estocásticas con una función de distribución determinada.

7.2 ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN

Para describir el modo de fallo por inestabilidad de las piezas del manto principal se van a emplear las dos formulaciones empleadas en los cálculos de Nivel I, la ecuación de Hudson y la ecuación de Van der Meer.

Se tomarán como base los resultados obtenidos en el diseño de Nivel I para la comprobación de la estructura. En base a esto, se considerará que, con el talud definido, una escollera natural no es capaz de resistir las sollicitaciones de cálculo y por tanto se debe recurrir a elementos de hormigón en el manto.

Teniendo en cuenta estas premisas, el siguiente paso es definir la ecuación de fallo en formato de margen de seguridad, es decir:

$$g = R - S$$

Como término resistente se tiene el valor de la altura de ola resistida por la estructura, definida en términos del peso y dimensiones del bloque de hormigón. Por otro lado, como sollicitación se tiene el valor de la altura de ola propagada en el morro del dique. Este segundo valor está asociado a una probabilidad o periodo de retorno, T_R .

De esta forma, la fórmula de Hudson puede reescribirse como:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - H_s$$

donde:

- a** Variable estocástica que recoge la incertidumbre de la fórmula. Se distribuye según una normal $N(\mathbf{1}, \mathbf{0.1})$
- D_{n50} Diámetro nominal medio de los bloques
- Δ Relación de densidades del bloque y el agua. Se define como: $\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$
- α Ángulo del talud del dique
- H_s Altura de ola de diseño
- K_D Coeficiente que representa el grado de daño (movimiento de los bloques)

Por otro lado, la ecuación de Van der Meer para cubos de hormigón en masa se define en formato de margen de seguridad según la siguiente expresión:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - H_s$$

donde

- N_{od} Número de unidades desplazadas, relacionado con el índice de avería.
- N Número de olas activas limitado en 7500 olas, momento a partir del cual se estabiliza la avería.
- γ Peso específico de la pieza, t/m^3 .
- γ_w Peso específico del agua del mar, t/m^3 .
- Δ Coeficiente relativo de pesos específicos. Se define como: $\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$
- D_{n50} Diámetro nominal medio, m.
- s_{om} Peralte adimensional. Debe estar entre $0.005 < s_{om} < 0.06$

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2}$$
- g Aceleración de la gravedad, m/s^2 .
- T_z Periodo ondulatorio, s.
- H_s Altura de ola de diseño
- a Variable estocástica que recoge la incertidumbre de la fórmula. Se distribuye según una normal $N(1, 0.1)$

7.3 FACTORES DE PROYECTO

Una vez descritas las ecuaciones de verificación que se van a emplear, el primer paso en la aplicación del método es la definición de cada uno de los factores que intervienen en ellas.

Los factores pueden describirse de forma determinista, a través de su valor característico, o de forma probabilista, a través de las funciones de distribución y densidad en el caso de variables aleatorias.

En los siguientes apartados se realiza una descripción de la definición que se ha considerado para cada uno de los factores en la aplicación práctica del método de Nivel II.

7.3.1 DIÁMETRO NOMINAL DEL ELEMENTO DEL MANTO PRINCIPAL

El tamaño de los elementos del manto principal se considerará como un parámetro determinista.

El objeto del presente capítulo es comprobar el dimensionamiento realizado por el método de Nivel I, por lo que el tamaño de los bloques de hormigón vendrá definido por los resultados obtenidos en este.

- $D_{n5} \text{ (Hudson)} = 2.70 \text{ m}$
- $D_{n5} \text{ (Van der Meer)} = 2.90 \text{ m}$

Debido a la mayor fiabilidad de la ecuación de Van der Meer frente a la de Hudson, se tomará el diámetro nominal de 2.90 m.

En función de la probabilidad de fallo obtenida, se realizarán variaciones del valor de este parámetro hasta obtener el dimensionamiento óptimo de la estructura.

7.3.2 DENSIDAD RELATIVA

La densidad relativa se define como la relación entre la densidad del bloque y la del agua.

$$\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$$

El peso específico medio del hormigón en masa suele ser de 2.4 t, mientras que el del agua salada es de 1.03 t.

Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior se tiene que el valor medio de la densidad relativa es de 1.33 t.

$$\mu_{\Delta} = \frac{2.4}{1.03} - 1 = 1.33 \text{ t}$$

La función de distribución de este parámetro se puede asimilar a una normal gaussiana de media 1.33 t. Para el coeficiente de variación se tomará un valor de 0.03% siguiendo las recomendaciones de Van der Meer [9], es decir, el parámetro de densidad relativa estará definido como:

$$\Delta \rightarrow N(1.33; 0.04)$$

7.3.3 PENDIENTE DEL TALUD DEL DIQUE

La pendiente del dique se definirá de forma probabilista mediante una distribución normal gaussiana.

El valor medio de la pendiente del dique se tomará en base al talud original del dique en estudio, 2H:1V, así como a las recomendaciones de Vicente Negro, que define para diques rompeolas con bloques de hormigón taludes comprendidos entre 1.5H:1V y 2.0H:1V.

Por otro lado, Burcharth [7] propone, como resultado de sus ensayos, un coeficiente de variación para este parámetro del 5%.

A efectos de este proyecto, se definirá la pendiente del talud mediante la siguiente función:

$$\cot \alpha \rightarrow N(2.00; 0.10)$$

7.3.4 COEFICIENTE DE DAÑO K_D

La definición del coeficiente de daño se basará la recomendación de Hans F. Burcharth en el libro “Advances in coastal and ocean engineering”.

En concreto, en el capítulo “Reability-based design of coastal structures” [7], indica que todas las variables involucradas en la ecuación de Hudson se consideran como variables estocásticas excepto el coeficiente de daño K_D que representa el daño admisible definido por el proyectista.

Para el caso de diques con manto de cubos de hormigón, el valor de K_D recomendado por el Shore Protection Manual Design [5] en el morro varía entre 4 y 5 en función de si se produce o no la rotura del oleaje. En vista de los resultados obtenidos en la aplicación del método de Nivel I, el oleaje no rompe, se puede definir el coeficiente de daño como una variable determinista de valor igual a 5.

$$K_D = 5$$

7.3.5 N_{OD} . NÚMERO DE UNIDADES DESPLAZADAS

La acción del oleaje sobre los elementos del manto principal puede provocar una situación de inestabilidad en uno o varios elementos, desplazándolos fuera de su posición inicial y dejando por tanto al descubierto capas menos resistentes del núcleo del dique.

En la formulación de Van der Meer para cubos de hormigón, el daño viene representado en función del número de piezas del manto desplazadas.

Para definir estadísticamente esta variable se ha recurrido al criterio de estabilidad de Broderick, que define el comportamiento del manto en función de los parámetros “S” y “Nod” y que puede resumirse en la Ilustración 7.1.

Para el dimensionamiento de la estructura se adopta un nivel de daño de inicio de avería, que para el caso de cubos de hormigón viene definido por un número de unidades desplazadas de 0.

Enpleando la relación entre el valor del coeficiente S, indicador del daño para diques de escollera, y el número de unidades desplazadas N_{od} , se obtiene que para situaciones de “no daño” el valor de $S=2-3$, por tanto, N_{od} varía entre 1 y 1.50.

Tabla 5.13. COMPORTAMIENTO DEL MANTO SOBRE LA BASE DE «S» y « N_{od} » [8] [9]

CRITERIO DE ESTABILIDAD DE BRODERICK, S Y N_{od}			
Pieza	Inicio de daño	Daño moderado	Filtro visible
Escollera	2,00	3,00 a 5,00	> 8,00
Cubos	0,00	0.50 a 1.50	2,00
Tetrápodos	0,00	0.50 a 1,00	1,50
Acrópodos	0,00	–	0,50

Ilustración 7.1. Comportamiento del manto sobre la base de «S» y « N_{od} ». (Fuente: Diseño de diques rompeolas, Vicente Negro Valdecantos) [3]

Teniendo en cuenta que en diques rompeolas se admite un cierto nivel de daño, se asume que la variable “Nod” viene representada por una distribución normal de media 0.50.

En su libro “Diseño de diques rompeolas” [3], Vicente negro realiza una serie de recomendaciones en este sentido. Para la ecuación de Van der Meer en mantos de cubos de hormigón, la situación de inicio de avería se define en el rango $N_{od} = 0.20 - 0.50$, por tanto, se considerará una desviación típica de 0.10.

$$N_{OD} \rightarrow N(0.50; 0.10)$$

7.3.6 N. NÚMERO DE OLAS ACTIVAS

El número de olas activas es un indicador de la duración del temporal. Si se toma como referencia la definición que realiza en su libro Van der Meer [9] para esta variable $N(3000; 1500)$, se puede concluir que el coeficiente de variación es del 50%.

Vicente Negro [3] recomienda específicamente los siguientes valores para la costa española.

- Mar Cantábrico. $N = 3000 - 5000$
- Mar Mediterráneo. $N = 1000$
- Fachada suratlántica y Canarias. $N = 1500 - 2000$

Considerando lo expuesto anteriormente y la localización del dique, se definirá el valor de N de la siguiente forma:

$$N \rightarrow N(1750; 875)$$

7.3.7 PERALTE ADIMENSIONAL, s_{om}

Anteriormente, se ha expuesto que el peralte adimensional puede definirse como:

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2}$$

Definiéndose así en la aplicación del método. Por consiguiente, este parámetro se considerará como una variable dependiente.

Cabe resaltar que tanto la gravedad como el número π se considerarán deterministas, mientras que la altura de ola y el periodo se definirán como variables aleatorias.

7.3.8 PERIODO DEL OLAJE

El periodo del oleaje se puede considerar como una variable dependiente de la altura de ola significativa. En concreto, según la dirección de procedencia del oleaje, el informe de “Extremos máximos de oleaje por direcciones” [1] de la boya de Cádiz define una expresión para obtener el periodo pico del oleaje.

La dirección de procedencia del oleaje más desfavorable según el resultado de la aplicación del método nivel I es la dirección Suroeste. El periodo pico para esta dirección se define como:

$$T_p = 5.42 H_s^{0.33}$$

Si bien es cierto que el valor del periodo que aparece en el peralte adimensional es el periodo medio, por lo que se debe establecer una equivalencia o transformación entre el periodo medio y el periodo pico. Las siguientes expresiones permiten relacionar ambos periodos:

$$T_s = \frac{T_p}{1.10}; T_m = \frac{T_s}{1.20}$$

A este coeficiente de equivalencia entre el periodo pico y el significativo, a partir de ahora se denominará k_1 , mientras que el coeficiente de relación entre el periodo significativo y el medio se denominará k_2 .

Se asume que ambos coeficientes se distribuyen mediante funciones normales con desviación típica de 0.10, de tal forma que:

$$k_1 \rightarrow N(1.10; 0.10)$$

$$k_2 \rightarrow N(1.20; 0.10)$$

7.3.9 ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

Según describe Hans F.Burcharth en su artículo “Reliability-based design of coastal structures” [7] y Jentsje W.Van der Meer en su artículo “Conceptual design of Rubble Mound Breakwaters” [9], para la distribución de la altura de ola, existen dos estadísticas del estado de mar, estadísticas a corto plazo y estadísticas a largo plazo.

Las estadísticas a corto plazo refieren un estado estacionario de mar, es decir, un intervalo de tiempo donde la altura de ola permanece constante. En aguas profundas, esta distribución se asemeja a una distribución de Rayleigh y se caracteriza por un valor representativo. Sin embargo, en aguas poco profundas, donde las olas altas suelen romper, la distribución real de las alturas de las olas difiere de la distribución de Rayleigh.

En lo referente a las estadísticas a largo plazo, éstas se centran en eventos extremos y se describen mediante funciones de distribución extrema, como pueden ser Weibull o Gumbel. Los datos del régimen extremal anual de la boya de Cádiz se ajustan mediante una distribución triparamétrica (α, β, γ) tipo Weibull. Específicamente, esta distribución

se emplea para estimar la probabilidad de ocurrencia de un temporal de una determinada altura de riesgo.

En la Ilustración 5.3 se muestra la gráfica y los parámetros del ajuste POT para la dirección Suroeste, que es la dirección más crítica de acuerdo con los resultados obtenidos en los cálculos de Nivel I.

En consecuencia, la altura de ola vendrá representada por la siguiente distribución de Weibull triparamétrica.

$$H_s \rightarrow Weibull(1.90, 1.66, 1.73, 3.12)$$

7.3.10 COEFICIENTE DE PROPAGACIÓN HASTA EL MORRO

La altura de ola estudiada por el informe de extremos se sitúa en la Boya de Cádiz, que pertenece al sistema de boyas en aguas profundas de Puertos del Estado. Por tanto, el ajuste realizado por este refleja las características del oleaje en situación de aguas profundas.

Para el correcto diseño del morro del dique, se debe considerar la altura de ola significativa en ese punto. Para ello hay que realizar una propagación del oleaje desde aguas profundas hasta el morro.

En este análisis, se asume que el dique se encuentra a una profundidad de 23,50 metros en pleamar y que la dirección de procedencia más desfavorable es la Suroeste. Por lo tanto, basándose en los resultados del método de nivel I, se considera que el coeficiente de propagación tiene el siguiente valor nominal.

$$k_p = 0.9107$$

7.3.11 PARÁMETRO A DE INCERTIDUMBRE DE LA ECUACIÓN

Para reflejar la incertidumbre asociada a las fórmulas, se introduce tanto en la ecuación de Hudson como en la ecuación de Van der Meer, el parámetro “A”.

Se considera que este parámetro se puede modelar a través de una distribución normal de media 1.0 y desviación estándar 0.10, es decir, viene representado de la siguiente forma:

$$a \rightarrow N(1.0; 0.10)$$

7.4 APLICACIÓN NIVEL II

Para comprobar el dimensionamiento obtenido con el método de nivel I mediante el método probabilístico de Nivel II se emplearán las dos ecuaciones descritas en el apartado 7.2 ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN en formato de margen de seguridad.

En estas ecuaciones el primer término representa la altura de ola que resiste el elemento del dique, mientras que el segundo término representa la altura de ola significativa que puede solicitar al dique.

Se iniciará el proceso tomando el tamaño de elemento obtenido en el método de Nivel I y se calculará la probabilidad de fallo. En función del resultado obtenido, se variará el valor del diámetro del elemento hasta encontrar la solución óptima.

7.4.1 FORMULA DE HUDSON

La fórmula de Hudson en formato de margen de seguridad viene descrita por:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - (H_s)_{TR}$$

El primer paso para la aplicación del método será la definición estadística de cada uno de los parámetros que intervienen en ella. Estos parámetros se definieron en el apartado 7.3 FACTORES DE PROYECTO, sin embargo, a continuación, se numeran a modo de resumen.

$$a \rightarrow N(1.0; 0.10)$$

$$\Delta \rightarrow N(1.33; 0.04)$$

$$\cot \alpha \rightarrow N(2.00; 0.10)$$

$$K_D \rightarrow \text{Parametro determinista} = 5$$

$$D_{n50} \rightarrow \text{Parametro determinista} = 2.90 \text{ m}$$

$$H_s \rightarrow \text{Weibull } (\alpha, \beta, \gamma, \lambda);$$

dependiendo los valores de estos parametros de la direccion de procedencia del oleaje. La función de distribución de H_s queda:

$$H_s \rightarrow F_w(H_a) = 1 - e^{-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^\gamma}$$

Es importante tener en cuenta que, en la ecuación, la altura de ola significativa corresponde al punto de estudio, que en este caso es el morro del dique, mientras que la altura de ola distribuida por la Weibull se refiere a la altura de ola en la boya ubicada en aguas profundas.

Para calcular la altura de ola significativa en el morro del dique, se utiliza la propagación del oleaje desde la boya. En este análisis, se considera que el coeficiente de propagación tiene el siguiente valor nominal.

$$k_p = 0.9107$$

Se debe tener presente que la función de Hudson es una función de fallo no lineal en la que intervienen variables aleatorias no distribuidas normalmente, como es el caso de la altura de ola significativa. Por consiguiente, puede emplearse para la resolución de este problema el método expuesto en el apartado 6.7.

Se empleará la aproximación alrededor del valor medio, dotando a cada una de las variables su valor medio para el primer paso de iteración del método.

Por lo tanto, las variables tomaran los siguientes valores iniciales:

$$a_i = 1.0$$

$$\Delta_i = 1.33$$

$$\cot \alpha_i = 2.00$$

$$K_D \rightarrow \text{Parametro determinista} = 5.00$$

$$k_p \rightarrow \text{Parametro determinista} = 0.9107$$

$$D_{n50} \rightarrow \text{Parametro determinista} = 1.80 \text{ m}$$

Para H_s se tendrá presente que la dirección de procedencia del oleaje más desfavorable es la perteneciente al sector SW. Los valores de los parámetros de la función de distribución de Weibull obtenidos del informe de extremos máximos del oleaje de la boya de Cádiz son los siguientes:

$$\alpha = 1.90$$

$$\beta = 1.66$$

$$\gamma = 1.73$$

$$\lambda = 3.12$$

Es decir,

$$F_w(H_a) = 1 - e^{-\left(\frac{H_a - 1.90}{1.66}\right)^{1.73}}$$

El valor inicial de la variable H_s se definirá como el valor más probable. Para ello, debe igualarse la derivada de su función de densidad f_a a 0, es decir, se busca el valor máximo de la función. La función de densidad de H_s viene dada mediante la siguiente expresión:

$$f_a(H_a) = \left(\frac{\gamma}{\beta}\right) \cdot e^{-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^\gamma} \cdot \left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma-1}$$

Como resultado se obtiene un valor de $H_a = 2.908 \text{ m}$, por ende, $H_{s_i} = 2.908 \text{ m}$.

En la Ilustración 7.2 e Ilustración 7.3 se muestran la función de densidad y de distribución acumulada respectivamente para el caso en estudio. Se puede observar que el punto más elevado de la campana, el más probable, corresponde con el valor inicial que se ha definido para la altura de ola significativa.

Una vez definidos los valores iniciales de cada una de las variables se inicia el cálculo de la primera iteración.

Debido a que la distribución de la altura de ola no sigue una normal, en cada paso de iteración se debe obtener la función de distribución normal equivalente en el punto de la iteración. Para ello se evalúa la función de distribución y densidad en el punto y posteriormente se obtiene la media y desviación típica de la función normal equivalente mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma'_{x_i} = \frac{\varphi\left(\Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i^d)\right)\right)}{f_{X_i}(x_i^d)}$$

$$\mu'_{x_i} = x_i^d - \Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i^d)\right) \sigma'_{x_i}$$

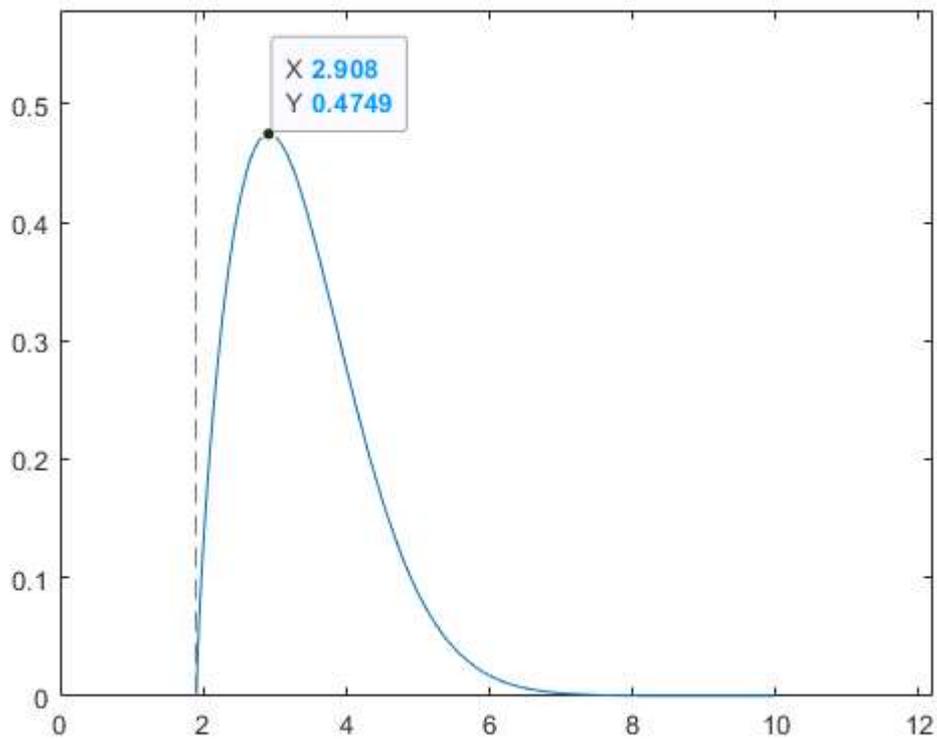


Ilustración 7.2. Función de densidad f_a de H_s según una Weibull triparamétrica ($\alpha=1.90$, $\beta=1.66$, $\gamma=1.73$)

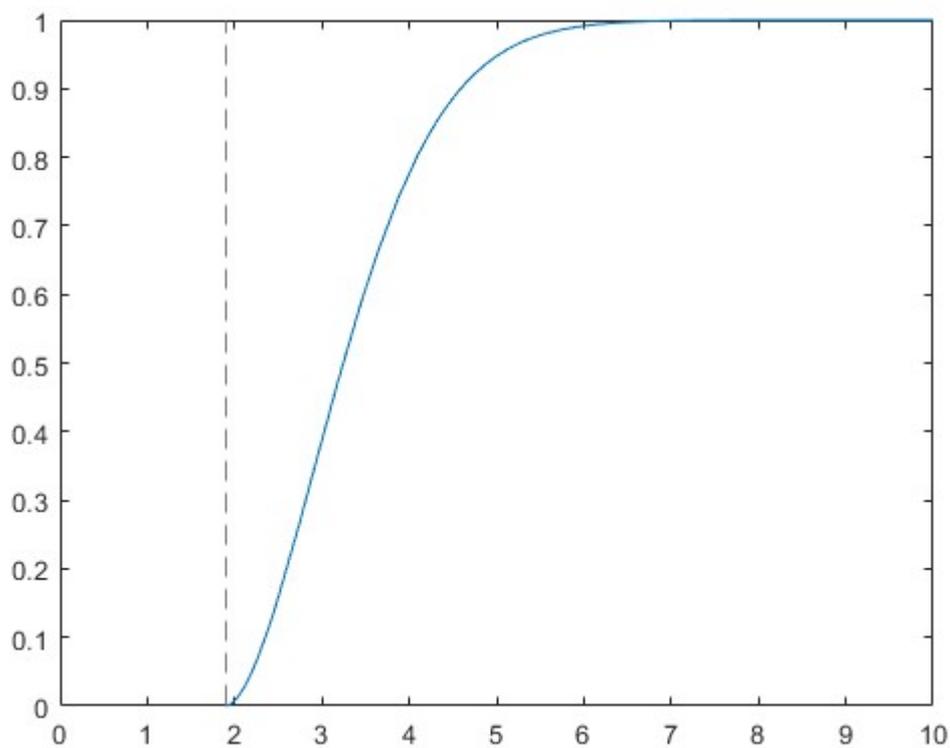


Ilustración 7.3. Función de distribución acumulada F_w de H_s según una Weibull triparamétrica ($\alpha=1.90$, $\beta=1.66$, $\gamma=1.73$)

Por tanto, la distribución de la altura de ola significativa en aguas profundas en cada paso de iteración se define como:

$$H_{Si} \rightarrow N(\mu'_{X_i}; \sigma'_{X_i})$$

Una vez expresadas todas las variables aleatorias como funciones de distribución normales, se procede a realizar el desarrollo en serie de Taylor para linealizar la función de fallo alrededor del punto inicial de cálculo.

Como resultado del desarrollo se obtienen los coeficientes $(a_0, a_1, a_2, \dots, a_n)$ que multiplican a cada una de las variables en la nueva función de fallo linealizada.

Debido a que la nueva función de fallo es lineal y depende de variables gaussianas independientes, ésta se distribuirá también como una Normal. Se pueden obtener la media y la desviación típica de la función de fallo a partir de los valores medios y desviaciones de cada una de las variables.

$$\mu_z = a_0 + a_1\mu_1 + a_2\mu_2 + \dots + a_n\mu_n$$

$$\sigma_z = \sqrt{a_1^2\sigma_1^2 + a_2^2\sigma_2^2 + \dots + 2a_n^2\sigma_n^2}$$

Conocida la función de distribución de Z , $N(\mu_z; \sigma_z)$ se puede obtener el índice de confianza β y los índices de sensibilidad para cada una de las variables.

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}$$

$$\alpha_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_z} \cdot a_i$$

Considerando que las coordenadas del punto de diseño se pueden calcular utilizando la siguiente relación:

$$x_i^* = \mu_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i$$

Comparando el valor final resultante del punto de diseño con el valor inicial definido en la iteración; si la variación es pequeña, se tiene la solución, si el error no es admisible, los valores finales pasan a ser el punto inicial de la siguiente iteración y se vuelve a realizar el mismo procedimiento.

Una vez obtenido el punto de diseño, se debe comprobar que la probabilidad de fallo sea admisible.

El primer paso es obtener la probabilidad de fallo en un año:

$$P_f = \phi(-\beta)$$

Obteniéndose posteriormente la probabilidad de fallo durante la vida útil de la estructura:

$$P_L = 1 - (1 - P_f)^L$$

En función del valor de probabilidad de fallo se realizan varios análisis variando el valor del diámetro nominal, siendo el valor de diseño, el valor del diámetro mínimo para el cual la probabilidad de fallo es admisible.

En este caso se obtiene para un valor de $D_n = 2.02 m$, siendo la probabilidad de fallo anual resultante es del 0.87%, mientras que la probabilidad de fallo en la vida útil del dique es del 19,08%.

En la siguiente tabla, se recogen los valores de las variables obtenidos en la última iteración:

Parámetro	Descripción	Valor
$F_{X_i}(x_i^d)$	Función de distribución evaluada en el punto de diseño	0.983
$f_{X_i}(x_i^d)$	Función de densidad evaluada en el punto de diseño	0.031
$N(\mu'_{X_i}, \sigma'_{X_i})$	Función de distribución de Hs equivalente en el punto de diseño	$N(2.85, 1.32)$
a_0	Coficiente desarrollo de Taylor independiente	-6.86
a_A	Coficiente desarrollo de Taylor variable A	5.73
a_{H_s}	Coficiente desarrollo de Taylor variable H_s	-0.91
a_{Δ}	Coficiente desarrollo de Taylor variable Δ	3.89
$a_{\cot(\alpha)}$	Coficiente desarrollo de Taylor variable $\cot(\alpha)$	0.86
μ_z	Media de la función de fallo linealizada	3.19
σ_z	Desviación típica de la función de fallo linealizada	1.34
β	Índice de confianza	2.39
α_1	Índice de sensibilidad de la variable A	0.43
α_2	Índice de sensibilidad de la variable H_s	-0.89
α_3	Índice de sensibilidad de la variable Δ	0.12
α_4	Índice de sensibilidad de la variable $\cot(\alpha)$	0.06
A^d	Valor de diseño de la variable A	0.89
H_s^d	Valor de diseño de la variable H_s	5.65
Δ^d	Valor de diseño de la variable Δ	1.32
$\cot(\alpha)^d$	Valor de diseño de la variable $\cot(\alpha)$	1.98
K_d	Valor del coeficiente K_d	5
D_n^d	Diámetro del elemento de diseño D_n	2.02

Tabla 7.1. Resultado de la aplicación del método de Nivel II empleando la formulación de Hudson y una distribución Weibull de extremos para Hs.

7.4.2 FORMULA DE VAN DER MEER

El procedimiento anterior se realiza a continuación con la ecuación de Van der Meer para cubos de hormigón.

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - (H_s)_{TR}$$

De esta forma es posible comprar los resultados obtenidos con ambas formulaciones.

La definición estadística de los parámetros que intervienen en la ecuación se encuentra en el apartado 7.3 FACTORES DE PROYECTO. No obstante, a modo de resumen, se enumeran aquí.

$$a \rightarrow N(1.0; 0.10)$$

$$\Delta \rightarrow N(1.33; 0.04)$$

$$N_{OD} \rightarrow N(0.50; 0.10)$$

$$N \rightarrow N(1750; 875)$$

$$k_1 \rightarrow N(1.10; 0.10)$$

$$k_2 \rightarrow N(1.20; 0.10)$$

$$D_{n50} \rightarrow \text{Parametro determinista} = 2.90 \text{ m}$$

$$H_s \rightarrow \text{Weibull } (\alpha, \beta, \gamma, \lambda);$$

dependiendo los valores de estos parametros de la direccion de procedencia del oleaje. La función de distribución de H_s queda:

$$H_s \rightarrow F_w(H_a) = 1 - e^{-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^\gamma}$$

Es importante tener en cuenta que, en la ecuación, la altura de ola significativa corresponde al punto de estudio, que en este caso es el morro del dique, mientras que la altura de ola distribuida por la Weibull se refiere a la altura de ola en la boya ubicada en aguas profundas.

Para calcular la altura de ola significativa en el morro del dique, se utiliza la propagación del oleaje desde la boya. En este análisis, se considera que el coeficiente de propagación tiene el siguiente valor nominal.

$$k_p = 0.9107$$

Al igual que en la formulación de Hudson, la ecuación de Van der Meer es una función de fallo no lineal en la que intervienen variables aleatorias no distribuidas normalmente, como es el caso de la altura de ola significativa. Por consiguiente, puede emplearse para la resolución de este problema el método expuesto en el apartado 6.7.

Se empleará la aproximación alrededor del valor medio, dotando a cada una de las variables su valor medio para el primer paso de iteración del método.

Por tanto, las variables tomaran los siguientes valores iniciales:

$$a_i = 1.0$$

$$\Delta_i = 1.33$$

$$N_{OD_i} = 0.50$$

$$N_i = 1750$$

$$k_{1_i} = 1.10$$

$$k_{2_i} = 1.20$$

$$k_p \rightarrow \text{Parametro determinista} = 0.9107$$

$$D_{n50} \rightarrow \text{Parametro determinista} = 1.80 \text{ m}$$

Para H_s se tomará la distribución de Weibull definida anteriormente para la fórmula de Hudson, es decir, la correspondiente al sector SW del análisis de extremos de la boya de Cádiz.

$$F_w(H_a) = 1 - e^{-\left(\frac{H_a - 1.90}{1.66}\right)^{1.73}}$$

El valor inicial de la variable H_s se definirá como el valor más probable, siendo este $H_{s_i} = 2.908 \text{ m}$.

Definidos los valores iniciales para todas las variables, se procede con la primera iteración. Dado que la distribución de la altura de ola no sigue una distribución normal, en cada paso de la iteración, se requiere la obtención de la función de distribución normal equivalente en ese punto, conocida como transformación de Rosenblatt.

Para ello se evalúa la función de distribución y densidad en el punto y, posteriormente, se obtiene la media y desviación típica de la función normal equivalente a través de las siguientes expresiones:

$$\sigma'_{X_i} = \frac{\varphi\left(\Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i^d)\right)\right)}{f_{X_i}(x_i^d)}$$

$$\mu'_{X_i} = x_i^d - \Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i^d)\right)\sigma'_{X_i}$$

Por tanto, la distribución de la altura de ola significativa en aguas profundas en cada paso de iteración se define como:

$$H_{s_i} \rightarrow N(\mu'_{X_i}; \sigma'_{X_i})$$

Una vez expresadas todas las variables aleatorias como funciones de distribución normales, se procede a realizar el desarrollo en serie de Taylor para linealizar la función de fallo alrededor del punto inicial de cálculo.

Como resultado del desarrollo se obtienen los coeficientes $(a_0, a_1, a_2, \dots, a_n)$ que multiplican a cada una de las variables en la nueva función de fallo linealizada.

Debido a que la nueva función de fallo es lineal y depende de variables gaussianas independientes, ésta se distribuirá también como una Normal. Se pueden obtener la media y la desviación típica de la función de fallo a partir de los valores medios y desviaciones de cada una de las variables

$$\mu_z = a_0 + a_1\mu_1 + a_2\mu_2 + \dots + a_n\mu_n$$

$$\sigma_z = \sqrt{a_1^2\sigma_1^2 + a_2^2\sigma_2^2 + \dots + 2a_n^2\sigma_n^2}$$

Conocida la función de distribución de Z , se puede obtener el índice de confianza β y los índices de sensibilidad para cada una de las variables.

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}$$

$$\alpha_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_z} \cdot a_i$$

Considerando que las coordenadas del punto de diseño se pueden calcular utilizando la siguiente relación:

$$x_i^* = \mu_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i$$

En este punto, se compara el valor final obtenido del punto de diseño con el valor inicial definido en la iteración; si la variación es pequeña, se ha encontrado la solución, si el error no es admisible, los valores finales pasan a ser el punto inicial de la iteración y se vuelve a realizar el mismo procedimiento hasta que el proceso converja.

Una vez obtenido el punto de diseño, se debe comprobar que la probabilidad de fallo sea admisible.

El primer paso es obtener la probabilidad de fallo en un año:

$$P_f = \phi(-\beta)$$

Obteniéndose posteriormente la probabilidad de fallo durante la vida útil de la estructura:

$$P_L = 1 - (1 - P_f)^L$$

En función del valor de la probabilidad de fallo se realizan varios análisis variando el valor del diámetro nominal, siendo el valor de diseño el valor del diámetro mínimo para el cual la probabilidad de fallo es admisible.

En este caso se obtiene para un valor de $D_n = 2.17 \text{ m}$, siendo la probabilidad de fallo anual resultante es del 0.87%, mientras que la probabilidad de fallo en la vida útil del dique es del 19,77%.

En la siguiente tabla, se recogen los valores de las variables obtenidos en la última iteración:

Parámetro	Descripción	Valor
$F_{X_i}(x_i^d)$	Función de distribución evaluada en el punto de diseño	0.98
$f_{X_i}(x_i^d)$	Función de densidad evaluada en el punto de diseño	0.03
$N(\mu'_{X_i}, \sigma'_{X_i})$	Función de distribución de Hs equivalente en el punto de diseño	$N(2.85, 1.31)$
a_0	Coefficiente desarrollo de Taylor independiente	-3.06

Parámetro	Descripción	Valor
a_A	Coefficiente desarrollo de Taylor variable A	5.65
a_{H_s}	Coefficiente desarrollo de Taylor variable H_s	-0.94
a_Δ	Coefficiente desarrollo de Taylor variable Δ	3.87
$a_{N_{od}}$	Coefficiente desarrollo de Taylor variable N_{od}	1.44
a_N	Coefficiente desarrollo de Taylor variable N	-0.00
a_{k_1}	Coefficiente desarrollo de Taylor variable k_1	-0.92
a_{k_2}	Coefficiente desarrollo de Taylor variable k_2	-0.84
μ_z	Media de la función de fallo linealizada	3.32
σ_z	Desviación típica de la función de fallo linealizada	1.40
β	Índice de confianza	2.38
α_1	Índice de sensibilidad de la variable A	0.40
α_2	Índice de sensibilidad de la variable H_s	-0.88
α_3	Índice de sensibilidad de la variable Δ	0.11
α_4	Índice de sensibilidad de la variable N_{od}	0.10
α_5	Índice de sensibilidad de la variable N	-0.16
α_6	Índice de sensibilidad de la variable k_1	-0.06
α_7	Índice de sensibilidad de la variable k_2	-0.06
A^d	Valor de diseño de la variable A	0.90
H_s^d	Valor de diseño de la variable H_s	5.61
Δ^d	Valor de diseño de la variable Δ	1.32
N_{od}^d	Valor de diseño de la variable N_{od}	0.47
N^d	Valor de diseño de la variable N	2072
k_1^d	Valor de diseño de la variable k_1	1.12
k_2^d	Valor de diseño de la variable k_2	1.22
K_d	Valor del coeficiente K_d	5
D_n^d	Diámetro del elemento de diseño D_n	2.17

Tabla 7.2. Resultado de la aplicación del método de Nivel II empleando la formulación de Van der Meer y una distribución Weibull de extremos para H_s .

7.4.3 SENSIBILIDAD DE LOS FACTORES DE PROYECTO

Uno de los resultados de la aplicación de los métodos de Nivel II es la obtención de la sensibilidad del resultado de la ecuación de verificación ante las variaciones de cada uno de los factores que intervienen en el sistema.

En el caso de la fórmula de Hudson, se han obtenido los siguientes índices de sensibilidad:

Parámetro	Descripción	Valor
α_1	Índice de sensibilidad de la variable A	0.43
α_2	Índice de sensibilidad de la variable H_s	-0.89
α_3	Índice de sensibilidad de la variable Δ	0.12
α_4	Índice de sensibilidad de la variable $\cot(\alpha)$	0.06

Tabla 7.3. Índices de sensibilidad (Hudson) [Elaboración Propia]

Si se analizan los valores obtenidos para cada uno de los factores, se puede concluir que para el índice “A” y la altura de ola H_s , el valor del índice de sensibilidad $|\alpha_i| \geq 0.2$. Esto refleja que la variabilidad de estos factores incide de forma significativa en el resultado y, en consecuencia, deben considerarse de forma probabilista.

Al contrario, el valor de los índices de sensibilidad de los factores de densidad relativa Δ y pendiente del talud $\cot(\alpha)$ son $|\alpha_i| < 0.2$, lo que sugiere que su variabilidad produce un efecto insignificante en el resultado de la ecuación y pueden considerarse de forma determinista. Esto último es interesante para simplificar el método de cálculo.

Como resultado de la aplicación del método empleando la fórmula de Van der Meer, se han obtenido los siguientes índices de sensibilidad:

Parámetro	Descripción	Valor
α_1	Índice de sensibilidad de la variable A	0.40
α_2	Índice de sensibilidad de la variable H_s	-0.88
α_3	Índice de sensibilidad de la variable Δ	0.11
α_4	Índice de sensibilidad de la variable N_{od}	0.10
α_5	Índice de sensibilidad de la variable N	-0.16
α_6	Índice de sensibilidad de la variable k_1	-0.06
α_7	Índice de sensibilidad de la variable k_2	-0.06

Tabla 7.4. Índices de sensibilidad (Van der Meer) [Elaboración Propia]

Nuevamente se observa que la variabilidad de los factores “A” y H_s afecta de forma significativa al resultado de la ecuación, mientras que el resto de los factores podría haberse considerado de forma determinista al tener índices de sensibilidad inferiores a 0.2.

7.4.4 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad se emplean en la práctica para considerar las incertidumbres de proyecto en la aplicación de los métodos de Nivel I.

Como se ha mencionado a lo largo del documento, estos métodos tienen un enfoque determinista, dando valores nominales, representativos o característicos a los factores de proyecto, es decir, sin considerar su variabilidad. Además, se debe considerar el resto de las incertidumbres relacionadas con la formulación de la ecuación del modo de fallo, con la limitación de la información disponible, con los procesos de medición, con la evaluación del daño y con el momento y lugar de ocurrencia de un fenómeno extremal.

La evaluación de estos coeficientes se realiza a través la relación entre el valor característico de las variables que intervienen en la fórmula y los valores obtenidos en el punto de diseño mediante el empleo de un método de cálculo de Nivel II.

En lo referente al valor característico de los factores de proyecto, se han empleado valores medios para los parámetros de resistencia, mientras que, para las solicitaciones, en este caso H_s , se ha empleado la altura de ola correspondiente a un periodo de retorno de 113 años asociado a una probabilidad conjunta de fallo del 20%.

Por otro lado, en este capítulo se han obtenido los valores de los factores de proyecto en el punto de diseño empleando la ecuación de Hudson y Van der Meer mediante un método Nivel II.

En los siguientes apartados se describirá el proceso de obtención de los coeficientes de seguridad para ambas formulaciones. Para la definición de los coeficientes se ha estudiado para cada término el sentido de la participación de todos los factores, definiéndolos como favorables si colaboran para que no se produzca el fallo, y como desfavorables, si colaboran en la ocurrencia del modo.

Teniendo en cuenta que los coeficientes de seguridad deben ser mayores o iguales a 1, se deberán aplicar de la siguiente forma en función de si el parámetro es favorable o no.

$$X_i^{desfav} = \gamma_i \cdot X_{i,ch}^{desfav}$$
$$X_i^{fav} = \frac{X_{i,ch}^{fav}}{\gamma_i}$$

Es decir, aquellos factores favorables o resistentes se minoran, mientras que los términos desfavorables se mayoran.

7.4.4.1 FORMULACIÓN DE HUDSON

El primer paso en la obtención de los valores de los coeficientes de seguridad parciales para la fórmula de Hudson es la clasificación de las variables aleatorias que intervienen en la ecuación en favorables o desfavorables.

La ecuación de Hudson descrita en formato de margen de seguridad, tiene la siguiente forma:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - (H_s)_{TR}$$

siendo el primer término el relacionado con la capacidad resistente de la estructura y el segundo término el asociado a las solicitaciones.

En la siguiente tabla se recoge la clasificación de cada uno de los factores de cada término de la ecuación:

TÉRMINO RESISTENTE	
FAVORABLES	DESFAVORABLES
a	-
Δ	-
$\cot(\alpha)$	-
TÉRMINO CARGA	
FAVORABLES	DESFAVORABLES
-	$(H_s)_{TR}$

Tabla 7.5. Declaración de factores favorables y desfavorables de cada término. (Hudson)

Los valores característicos y los valores en el punto de diseño para cada una de las variables son los siguientes:

Variable	Valor característico	Valor punto crítico
Valor de diseño de la variable A	1.00	0.89
Valor de diseño de la variable Δ	1.33	1.32
Valor de diseño de la variable $\cot(\alpha)$	2.00	1.98
Valor de diseño de la variable H_0	6.50	5.65

Tabla 7.6. Valores de los factores para el cálculo de los coeficientes de seguridad. (Hudson)

Coefficiente de seguridad de la variable “A”:

$$\gamma_a = \frac{a^*}{a} = \frac{1}{0.8984} = 1.113$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ Δ ”:

$$\gamma_{\Delta} = \frac{\Delta^*}{\Delta} = \frac{1.3301}{1.3190} = 1.008$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ $\cot(\alpha)$ ”:

$$\gamma_{\cot(\alpha)} = \frac{\cot(\alpha)^*}{\cot(\alpha)} = \frac{2}{1.9847} = 1.007$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ H_s ”:

$$\gamma_{H_s} = \frac{H_s^*}{H_s} = \frac{kp \cdot H_0^*}{kp \cdot H_0} = \frac{0.9107 \cdot 6.50}{0.9107 \cdot 5.61} = \frac{5.92}{5.11} = 1.151$$

donde kp representa el coeficiente de propagación desde aguas profundas hasta el morro del dique para la dirección SW. Este coeficiente se ha definido de forma determinista.

Una vez se han calculado los coeficientes de cada uno de los factores, introduciendo en la ecuación de Hudson los valores característicos con cada coeficiente aplicado, se tiene:

$$g = \frac{a^*}{\gamma_a} \cdot \frac{\Delta^*}{\gamma_\Delta} \cdot D_{n50} \left(K_D \frac{\cot(\alpha)^*}{\gamma_{\cot(\alpha)}} \right)^{\frac{1}{3}} - \gamma_{H_s} (H_s)_{T_R}$$

El objetivo es obtener un coeficiente parcial global para cada uno de los términos. En el término de sollicitación, el coeficiente de seguridad es coincidente con el del factor $(H_s)_{T_R}$, mientras que en el término resistente se deberá obtener este a partir de las relaciones entre los coeficientes de seguridad de los factores. Operando se obtiene:

$$g = \frac{1}{\gamma_a} \cdot \frac{1}{\gamma_\Delta} \cdot \frac{1}{\gamma_{\cot(\alpha)}^{1/3}} \cdot a^* \cdot \Delta^* \cdot D_{n50} (K_D \cdot \cot(\alpha)^*)^{\frac{1}{3}} - \gamma_{H_s} (H_s)_{T_R} \rightarrow$$

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot a^* \cdot \Delta^* \cdot D_{n5} (K_D \cdot \cot(\alpha)^*)^{\frac{1}{3}} - \gamma_{H_s} (H_s)_{T_R}$$

donde

$$\gamma_z = \gamma_a \cdot \gamma_\Delta \cdot \gamma_{\cot(\alpha)}^{\frac{1}{3}} = 1.11 \cdot 1.01 \cdot 1.01 = 1.13$$

7.4.4.2 FORMULACIÓN DE VAN DER MEER

De forma análoga, se realiza el mismo procedimiento para la ecuación de Van der Meer:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - (H_s)_{T_R};$$

donde

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2} = \frac{2 \cdot \pi \cdot k_p \cdot H_0}{g \cdot T_z^2}$$

$$T_p = 5.42 H_0^{0.33}$$

$$T_m = \frac{T_p}{k_1 * k_2} = \frac{5.42 H_0^{0.33}}{k_1 * k_2}$$

En este caso, los parámetros favorables y desfavorables son:

TÉRMINO RESISTENTE	
FAVORABLES	DESFAVORABLES
a	N
Δ	H_0
N_{od}	k_1
	k_2
TÉRMINO CARGA	
FAVORABLES	DESFAVORABLES
-	$(H_s)_{T_R}$

Tabla 7.7. Declaración de factores favorables y desfavorables de cada término. (Van der Meer)

Los valores característicos y los valores en el punto de diseño para cada una de las variables son los siguientes:

Variable	Valor característico	Valor punto crítico
Valor de diseño de la variable A	1.00	0.90
Valor de diseño de la variable Δ	1.33	1.32
Valor de diseño de la variable N_{od}	0.50	0.47
Valor de diseño de la variable N	1750	2072
Valor de diseño de la variable k_1	1.10	1.12
Valor de diseño de la variable k_2	1.20	1.22
Valor de diseño de la variable H_s	6.50	5.61

Tabla 7.8. Valores de los factores para el cálculo de los coeficientes de seguridad. (Van der Meer)

Coefficiente de seguridad de la variable “A”:

$$\gamma_a = \frac{a^*}{a} = \frac{1}{0.9039} = 1.106$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ Δ ”:

$$\gamma_{\Delta} = \frac{\Delta^*}{\Delta} = \frac{1.3301}{1.3196} = 1.008$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ N_{od} ”:

$$\gamma_{N_{od}} = \frac{N_{od}^*}{N_{od}} = \frac{0.5}{0.4755} = 1.051$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ N ”:

$$\gamma_N = \frac{N}{N^*} = \frac{2072.2}{1750} = 1.184$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ H_0 ”:

$$\gamma_{H_0} = \frac{H_0^*}{H_0} = \frac{6.50}{5.6125} = 1.158$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ k_1 ”:

$$\gamma_{k_1} = \frac{k_1}{k_1^*} = \frac{1.1156}{1.10} = 1.014$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ k_2 ”:

$$\gamma_{k_2} = \frac{k_2}{k_2^*} = \frac{1.2156}{1.20} = 1.013$$

Coefficiente de seguridad de la variable “ H_s ”:

$$\gamma_{H_s} = \frac{H_s^*}{H_s} = \frac{kp \cdot H_0^*}{kp \cdot H_0} = \frac{0.9107 \cdot 6.50}{0.9107 \cdot 5.6125} = \frac{5.92}{5.11} = 1.158$$

donde kp representa el coeficiente de propagación desde aguas profundas hasta el morro del dique para la dirección SW. Este coeficiente se ha definido de forma determinista.

Para calcular los coeficientes de seguridad parciales, se va a expresar la fórmula de Van der Meer en función de las variables aleatorias consideradas, introduciendo la expresión de s_{om} en función de la altura de ola en aguas profundas y los coeficientes k_1 y k_2 .

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2} = \frac{2 \cdot \pi \cdot kp \cdot H_0}{g \cdot T_z^2} = \frac{2 \cdot \pi \cdot kp \cdot H_0}{g \cdot \left(\frac{5.42 H_0^{0.33}}{k_1 \cdot k_2} \right)^2} = \frac{2 \cdot \pi \cdot kp \cdot k_1^2 \cdot k_2^2 \cdot H_0^{0.34}}{g \cdot 5.42^2}$$

Por tanto, la ecuación quedaría:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot kp \cdot k_1^2 \cdot k_2^2 \cdot H_0^{0.34}}{g \cdot 5.42^2} \right)^{-0.10} - (H_s)_{TR};$$

Introduciendo en la ecuación de Van der Meer los valores característicos con cada coeficiente aplicado, se tiene:

$$g = \frac{a^*}{\gamma_a} \cdot \frac{\Delta^*}{\gamma_\Delta} \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{\left(\frac{N_{od}^*}{\gamma_{N_{od}}} \right)^{0.40}}{(\gamma_N \cdot N^*)^{0.30}} + 1 \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot kp \cdot (k_1 \gamma_{k_1})^2 \cdot (k_2 \gamma_{k_2})^2 \cdot (\gamma_{H_0} H_0)^{0.34}}{g \cdot 5.42^2} \right)^{-0.10} - \gamma_{H_s} (H_s)_{TR};$$

El objetivo es obtener un coeficiente parcial global para cada uno de los términos. En el término de sollicitación, el coeficiente de seguridad es coincidente con el del factor $(H_s)_{TR}$, mientras que en el término resistente se deberá obtener este a partir de las relaciones entre los coeficientes de seguridad de los factores. Operando se obtiene:

$$g = \frac{1}{\gamma_a} \cdot \frac{1}{\gamma_\Delta} \cdot \frac{1}{\gamma_{k_1}^{0.20}} \cdot \frac{1}{\gamma_{k_2}^{0.20}} \cdot \frac{1}{\gamma_{H_0}^{0.034}} \cdot a^* \cdot \Delta^* \cdot D_n \cdot \left(\frac{1}{\gamma_{N_{od}}^{0.40}} \cdot \frac{1}{\gamma_N^{0.30}} \cdot 6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot (s_{om})^{-0.10} - \gamma_{H_s} (H_s)_{TR};$$

En este caso, la ecuación tiene un término independiente, por lo que se tiene un coeficiente de seguridad que incluye el coeficiente de seguridad de las variables N_{od} y N , y otro coeficiente que no los incluye. Para poder obtener un único coeficiente de seguridad en el término resistente, es necesario realizar una simplificación del lado de la seguridad, manteniendo el primer coeficiente de seguridad. En consecuencia:

$$g = \frac{1}{\gamma_z} \cdot a^* \cdot \Delta^* \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - \gamma_{H_s} (H_s)_{TR};$$

donde

$$\gamma_z = \gamma_a \cdot \gamma_\Delta \cdot \gamma_{k_1}^{0.20} \cdot \gamma_{k_2}^{0.20} \cdot \gamma_{H_0}^{0.034} \cdot \gamma_{N_{od}}^{0.40} \cdot \gamma_N^{0.30}$$

$$= 1.11 \cdot 1.01 \cdot 1.01^{0.20} \cdot 1.01^{0.20} \cdot 1.16^{0.034} \cdot 1.05^{0.40} \cdot 1.18^{0.30} = 1.21$$

7.4.4.3 RESUMEN DE LOS RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los coeficientes de seguridad obtenidos con ambas formulaciones se resumen en la Tabla 7.9. Se han incluido además los coeficientes definidos por Burcharth para una probabilidad de fallo del 20% y dos dispersiones distintas de los resultados del ajuste de la altura de ola σ_{H_s} .

COEFICIENTES DE SEGURIDAD	HUDSON	VAN DER MEER	BURCHARTH	
			Pf=0.20 $\sigma=0.20$	Pf=0.20 $\sigma=0.05$
γ_z	1.13	1.21	1.00	1.05
γ_H	1.16	1.16	1.30	1.20

Tabla 7.9. Resumen de los coeficientes de seguridad parciales. [Elaboración Propia]

Comparando los resultados del coeficiente de seguridad γ_H , se puede observar que es idéntico para ambas formulaciones y que es más cercano al dado por Burcharth para una dispersión de los datos pequeña $\sigma_{H_s} = 0.05$. Esto pone de manifiesto la gran precisión del ajuste realizado en las estadísticas del mar a largo plazo en la boya de Cádiz.

Por otro lado, el coeficiente obtenido para el término resistente γ_z es mayor que el recomendado por Burcharth. Observando los coeficientes de seguridad individuales para cada uno de los parámetros, se llega a la conclusión de que todos son muy cercanos a la unidad, excepto el relativo a la variable “A”. Esta variable tiene en cuenta la incertidumbre de la fórmula.

Si se analizan por separado los coeficientes de seguridad obtenido para los factores de proyecto y el de la variable A, que mide la incertidumbre de la fórmula, se tienen resultados muy parejos.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD	HUDSON	VAN DER MEER	BURCHARTH	
			Pf=0.20 $\sigma=0.20$	Pf=0.20 $\sigma=0.05$
γ_z	1.02	1.09	1.00	1.05
γ_H	1.16	1.16	1.30	1.20

Tabla 7.10. Coeficientes de seguridad sin considerar el parámetro A de incertidumbre de la fórmula.

Estos valores son muy similares a los considerados por Burcharth.

Además, en su artículo [7], Burcharth incluye una formulación para la obtención de los coeficientes parciales asociados a un único modo de fallo.

$$\gamma_{H_s} = \frac{\hat{H}_s^{T P_f}}{\hat{H}_s^T} + \sigma'_{FH_s} \left(1 + \left(\frac{\hat{H}_s^{3T}}{\hat{H}_s^T} - 1 \right) k_{\beta P_f} \right) + \frac{k_s}{\sqrt{P_f N}}$$

$$\gamma_z = 1 - k_\alpha \ln P_f$$

donde

- \hat{H}_s^T Estimación central de H_s correspondiente a un periodo de 1 vida útil
- \hat{H}_s^{3T} Estimación central de H_s correspondiente a un periodo de 3 vidas útiles

$\hat{H}_S^{T_{P_f}}$	Estimación central de H_S correspondiente al periodo de retorno asociado a la probabilidad de fallo de que se exceda dicho valor durante la vida útil de la estructura. $T_{P_f} = \frac{1}{1-(1-P_f)^{1/T}}$
σ'_{FH_S}	Desviación típica de la función FH_S que considera el error de medición y la variabilidad a corto plazo de H_S
N	Nº de datos para ajustar las distribuciones
T	Vida útil mínima de la estructura en años
k_α, k_β, k_s	Coefficientes de ajuste. $k_s = 0.05$ para todos los modos de fallo. k_α, k_β se definen en función de la ecuación de verificación del modo.

Para las fórmulas de Hudson y Van der Meer, los coeficientes de ajuste son:

	HUDSON	VAN DER MEER
k_α	0.036	0.026
k_β	151	38

Tabla 7.11. Coeficientes de ajuste k_α y k_β para las ecuaciones de Hudson y Van der Meer. [7]

La vida útil de la estructura y la probabilidad de fallo obtenidas a partir de los índices ISA e IRE son 25 años y 20% respectivamente.

Por otro lado, el valor de la desviación de la función FH_S , se tomará como 0.05 debido a las conclusiones obtenidas anteriormente.

Para la dirección Suroeste, el valor del coeficiente λ es igual a 3.12. El número de datos disponible para ajustar las distribuciones N se obtiene como el número medio anual de picos λ por el número de años en los que se tiene datos. En el caso de la Boya de Cádiz, se cuenta con 21 años de datos, por tanto, N es igual a 65.

Los únicos datos que faltarían por determinar son las alturas de ola asociadas a los diferentes periodos de retorno \hat{H}_S^T , \hat{H}_S^{3T} y $\hat{H}_S^{T_{P_f}}$. Entrando en la distribución extremal direccional SW de la boya de Cádiz para cada uno de los periodos de retorno se tiene:

$$\hat{H}_S^T = 5.77 \text{ m}$$

$$\hat{H}_S^{3T} = 6.32 \text{ m}$$

$$\hat{H}_S^{T_{P_f}} = 6.51 \text{ m}$$

Finalmente, se introducen los valores en las expresiones definidas por Burcharth para cada una de las formulaciones. Los coeficientes de seguridad son los siguientes:

	HUDSON	VAN DER MEER
γ_z	1.06	1.04
γ_H	1.13	1.14

Tabla 7.12. Coeficientes de seguridad obtenidos a partir de las expresiones de Burcharth.

Comparando estos coeficientes con los obtenidos a partir del punto de máxima probabilidad de fallo resultante del método de Nivel II, se verifica que son prácticamente idénticos.

Por tanto, se concluye que el método de obtención de los coeficientes parciales aplicado es correcto y es del mismo orden que los definido por Burcharth.

7.4.5 DISEÑO DEL MANTO PRINCIPAL Y CAPAS DE FILTRO

Los resultados obtenidos por ambas formulaciones son similares, habiéndose obtenido un manto de cubos de hormigón de lado 2.02 m en el caso de la expresión de Hudson y de 2.17 m en la de Van der Meer.

Debido a que la formulación de Van der Meer es de mayor precisión, se emplearán cubos de 2.17 m para el manto principal, que tendrá un espesor total $e = 2 * D_{n50} = 4.34\text{ m}$.

Bajo el manto principal se dispondrán dos filtros bi-capa.

El primer filtro estará compuesto por elementos cuyo tamaño deberá cumplir la condición de filtro respecto del manto principal. Se suele tomar un peso de los elementos de la capa de filtro aproximadamente de $1/10$ a $1/20$ del peso de los elementos del manto principal para realizar esta función de manera efectiva. En este caso, se toma un valor intermedio:

$$W_{filtro1} = \frac{W_{manto\ principal}}{15} = \frac{24.5}{15} = 1.63$$

Esto significa que las capas de filtro deberán tener un diámetro nominal de 0.90 m aproximadamente. El espesor total del filtro 1 resulta:

$$e_{filtro1} = 2 * D_{n50_{filtro}} = 2 \cdot 0.90 = 1.80\text{ m}$$

Bajo este primer filtro, se colocará un filtro secundario bicapa que impedirá la migración del material todo uno del núcleo a través de sus huecos y cumplirá con la condición de filtro respecto al filtro primario. Se emplearán elementos con un peso entre $W/10$ y $W/20$:

$$W_{filtro2} = 0.08t - 0.16t \approx 0.12\text{ t}$$

El diámetro nominal equivalente sería de 0.40 m aproximadamente, resultando un espesor total para el segundo filtro de:

$$e_{filtro2} = 2 * D_{n5_{filtro2}} = 2 \cdot 0.40 = 0.80\text{ m}$$

El núcleo está compuesto por materiales con peso máximo de 100 kg , por tanto, cumpliría con la condición de filtro respecto al filtro secundario, ya que $W_{núcleo} = \frac{W_{filtr}}{10^{-2}} = 6 - 12\text{ kg}$.

8 MÉTODO DE NIVEL III

8.1 INTRODUCCIÓN

Los métodos de Nivel III se recomiendan para verificar una obra o tramo con carácter general alto, $[r \geq r_3, s \geq s_2]$ o $[r = r_3]$ o $[s \geq s_3]$, frente a un modo de fallo.

Se basan en el cálculo de la probabilidad de fallo a través de la integral n-dimensional de la función de distribución conjunta sin realizar simplificaciones en la ecuación de verificación. Generalmente, la resolución analítica es muy compleja, por lo que se emplean técnicas de integración numérica o simulación.

En las siguientes secciones se desarrolla detenidamente el fundamento teórico de los métodos de nivel III, haciendo mayor énfasis en el método de simulación de Montecarlo, siendo éste el método más común y el que se empleará más adelante para comprobar el resultado obtenido en los métodos de cálculo de Nivel I y II en el dique.

8.2 RESULTADO DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO

Como resultado de la aplicación del método se obtiene:

1. Probabilidad de fallo exacta.

8.3 FACTORES Y TÉRMINOS

8.3.1 VALORES DE LOS FACTORES

En los métodos probabilísticos, cuando la función de distribución conjunta es conocida, la ordenación de los factores de proyecto es un resultado del método.

En el caso de que no se conozca la función de distribución de un factor de proyecto, se recomienda asociarle una función conocida en base a su valor nominal y su posible variación.

8.3.2 CORRELACIÓN ENTRE FACTORES

La correlación entre dos variables se define de igual forma que en el método de Nivel II. Se puede resumir según el siguiente esquema:

- $[|\rho_{X_i X_j}| < 0.2] \rightarrow$ Variables estadísticamente independientes o no correlacionadas. Sucede cuando $\rho = 0$, sin embargo, en la práctica se consideran independientes aquellas variables con un valor de $|\rho| < 0.20$.

En este caso, la función de densidad conjunta se puede obtener como el producto de las funciones de densidad marginales.

- $[0.2 < |\rho_{X_i X_j}| < 0.8]$ → Variables correlacionadas. Se deberá realizar una transformación a variables no correlacionadas.
- $[|\rho_{X_i X_j}| > 0.8]$ → Variables totalmente dependientes. Se puede reemplazar una variable en función de la otra, reduciendo el número de factores en la ecuación de comprobación.

8.4 FORMULACIÓN GENERAL

De forma análoga al desarrollo expuesto para los métodos de nivel II, la formulación para el cálculo de la probabilidad de fallo en los métodos de nivel III es la siguiente integral n-múltiple de la función de densidad de probabilidad conjunta:

$$P_f = \int_{R \leq S} f_{\bar{X}}(\bar{x}) d\bar{x}$$

Los métodos de Nivel III, dan un tratamiento estadístico-probabilístico a todas las variables del problema, admitiendo cualquier función de distribución y considerando el carácter no lineal del problema. Por estos motivos, presentan una gran precisión en los resultados.

Como ya se ha explicado anteriormente, la función de densidad conjunta generalmente se desconoce, por lo que resulta interesante, siempre y cuando los términos de la función sean estadísticamente independientes, sustituir la integral n-múltiple por n integrales simples de las funciones de densidad marginales de cada termino.

$$P_f = \iiint_{R \leq S} \dots \int f_{X_1}(x_1) \dots f_{X_n}(x_n) dx_1 \dots dx_n$$

Para el caso bivariado, el problema se podría simplificar de la siguiente forma:

$$P_f = \iint_{R \leq S} f_R(r) f_S(s) dr ds \rightarrow P_f = \int_0^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx$$

Es decir, la probabilidad de fallo viene determinada por la suma de todas aquellas situaciones para las que dado un valor de carga x, la resistencia tiene un valor inferior o igual a x.

Esta resolución sólo es posible en algunos casos sencillos, recurriéndose normalmente a métodos de integración numérica, como por ejemplo la regla de Simpson, cuadraturas, técnicas polinomiales, etc.

En caso de que no sea posible integrar, analítica o numéricamente, la función de densidad conjunta, se emplearan métodos de simulación numérica, como puede ser el método de Montecarlo, para obtener la probabilidad de fallo en función de los resultados obtenidos en cada una de las simulaciones.

8.5 SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

El método de Montecarlo es una técnica de cálculo donde se realiza un gran número de simulaciones de la ecuación de comprobación variando aleatoriamente el valor que toman cada una de las variables X que intervienen en el problema.

Como se ha recordado en la sección anterior, la probabilidad de fallo viene dada por la siguiente expresión:

$$P(g < 0) = \iiint \dots \int \prod_{i=1}^n f_{x_i}(x_i) dx_1 dx_2 dx_3 \dots dx_n$$

Es decir, viene dada por todos aquellos casos en que la ecuación de verificación en formato de margen de seguridad es menor o igual a 0.

Los pasos a seguir para la aplicación del método de Montecarlo se resumen en las siguientes líneas:

1. Determinar las funciones de distribución de las variables aleatorias que intervienen en el modo de fallo.
2. Determinar la ecuación de comprobación o fallo.
3. Generar por cada variable un número aleatorio en el rango $[0, 1]$ que definirá la probabilidad de ocurrencia de dicha variable.
4. Obtención del valor de la variable a partir de la probabilidad de ocurrencia definida y su función de distribución.
5. Mediante la evaluación de la ecuación de verificación, a partir de los valores de las variables que se han obtenido, se puede comprobar si para esa combinación la obra o el tramo estaría en el dominio de fallo $Z \leq 0$ o de seguridad $Z > 0$.
6. Los puntos 3 a 6 se repiten un número elevado N de veces, almacenando en un contador el número de simulaciones en las que se obtuvo como resultado fallo.
7. La probabilidad de fallo anual puede obtenerse entonces mediante la siguiente expresión:

$$P_f = \frac{n^{\circ} \text{fallos}}{N}$$

8. Obtención de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura.
9. En función de la probabilidad de fallo objetivo, se puede determinar si la obra o tramo cumple con los requisitos establecidos en su diseño.
10. Mediante la aplicación de este método se puede optimizar el diseño de la estructura en función del valor de probabilidad de fallo resultante, sin embargo, no es posible obtener las coordenadas del punto de diseño.

8.5.1 GENERACIÓN DE NÚMEROS ALEATORIOS

La generación de números aleatorios necesaria para la aplicación de la simulación de Montecarlo está basada en el método de la transformada inversa, o más comúnmente, método de la transformada integral de probabilidad inversa.

En concreto, para generar un valor aleatorio x_i en la simulación i para la variable X cuya función de distribución viene definida por $F_X(x)$, el fundamento teórico sería el siguiente:

1. Se considera una función uniforme $U(0, 1)$, a partir de la cual se genera un número aleatorio u_i , siendo evidente que el valor de este se encontrará en el rango $(0, 1)$ y que cualquier valor perteneciente al mismo es equiprobable.
2. El segundo paso consiste en la obtención de la inversa de la función de distribución que describe a la variable aleatoria X , esto es, $F_X^{-1}(x)$.
3. Por último, el valor aleatorio de la variable X se obtendría mediante la siguiente expresión:

$$x_i = F_X^{-1}(u_i)$$

4. En el caso de que existan variables mutuamente dependientes o condicionales, se podrán obtener sus valores a partir de las relaciones entre ellas una vez obtenido el valor aleatorio de una de las variables.

8.5.2 NÚMERO DE MUESTRAS REQUERIDAS

El valor de la probabilidad de fallo obtenida mediante el método de simulación de Montecarlo depende de forma significativa del número de simulaciones que se realicen, siendo este valor más preciso a medida que se aumenta el número de realizaciones.

Para garantizar la convergencia, es necesario realizar un número muy elevado de simulaciones, obteniéndose el valor exacto de la probabilidad de fallo cuando $N \rightarrow \infty$. En función de la precisión que se requiera, el número mínimo de simulaciones puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$N = \frac{z_{\alpha/2}^2(1-p)}{\varepsilon^2 p}$$

donde

- $z_{\alpha/2}$ Valor de la variable normal reducida con probabilidad de excedencia $(1 - \alpha/2)\%$,
- α Nivel de significancia
- ε Error admisible
- p Probabilidad de que ocurra el modo. Puede realizarse una estimación.

No obstante, para asegurar la convergencia del método, resulta interesante representar gráficamente el valor de la probabilidad de fallo obtenida en función del número de simulaciones realizadas, de esta forma cuando la curva se vuelva estable se tendrá con total seguridad el valor exacto de la probabilidad de fallo.

9 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE NIVEL III

9.1 BASES DE CÁLCULO Y DISEÑO

El objeto del presente capítulo es comprobar el resultado obtenido mediante los métodos de Nivel I y Nivel II presentados en los capítulos anteriores, con el resultante de aplicar el método de Nivel III.

A modo de recordatorio, se numeran a continuación las bases de cálculo que se han adoptado anteriormente:

- Estado límite último de pérdida de elementos del manto principal.
- Tramo en estudio: Morro del dique.
- Los índices IRE e ISA son de carácter medio y no significativo respectivamente por lo que la vida útil y la probabilidad de fallo conjunta máxima vienen dados por:
 - $L=25$ años
 - $Pf=0.20$

Una vez definidos los objetivos en cuanto a durabilidad y seguridad de la estructura, se puede iniciar el diseño del tramo.

A efectos de cálculo, en este proyecto se empleará el método de simulación de Montecarlo.

9.2 ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN

Tal como se ha expresado a lo largo del documento, la ecuación de verificación es una función o expresión matemática que reproduce el comportamiento de una obra o tramo para un modo o mecanismo de fallo. Esta ecuación generalmente puede expresarse en dos configuraciones diferentes, bien en formato de coeficiente de seguridad bien en formato de margen de seguridad.

En el caso de los métodos de Nivel III, la ecuación de verificación debe disponerse en formato de margen de seguridad, por lo que es de aplicación la sección 7.2 ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN del capítulo APLICACIÓN NIVEL II.

No obstante, se presentan a continuación las dos formulaciones que se han definido para el estudio de este proyecto. Para la elección de las ecuaciones, se han empleado los resultados obtenidos en el método de Nivel I como predimensionamiento, de forma que

se considera que los elementos del manto principal están compuestos por bloques de hormigón.

I. FORMULA DE HUDSON:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - H_s$$

II. FORMULA DE VAN DER MEER:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - H_s$$

9.3 FACTORES DE PROYECTO

La aplicación del método de simulación de Montecarlo requiere la generación de números aleatorios para cada una de las variables aleatorias que intervienen en el problema. Estos deben estar comprendidos en el rango de valores plausibles de las variables.

Mediante el empleo del teorema de transformación integral de probabilidad, se puede obtener el valor aleatorio de cada una de las variables siguiendo su función de distribución. Por tanto, el primer paso es la definición, bien de forma determinista o bien de forma probabilista, de todos los parámetros y factores de proyecto.

En los siguientes apartados se detalla detenidamente el tratamiento que se da a cada uno de ellos.

9.3.1 DIÁMETRO NOMINAL DEL ELEMENTO DEL MANTO PRINCIPAL

El tamaño de los bloques del manto principal se considerará de forma determinista tomando como valor inicial para el cálculo el diámetro nominal obtenido en el método de Nivel I. Debido a la mayor fiabilidad de la ecuación de Van der Meer frente a la de Hudson, se tomará el diámetro nominal obtenido empleando esta formulación.

$$D_{n50}(\text{Van der meer}) = 2.90 \text{ m}$$

Una vez resuelto el problema, se obtiene una probabilidad de fallo vinculada al tamaño del elemento definido. Por tanto, resolviendo el problema de forma iterativa para valores diferentes y comparando la probabilidad resultante con la probabilidad objetivo, se puede optimizar el diseño de la estructura.

9.3.2 DENSIDAD RELATIVA

La densidad relativa se define como la relación entre la densidad del bloque y la del agua.

$$\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$$

El peso específico medio del hormigón en masa suele ser de 2.4 t, mientras que el del agua salada es de 1.03 t.

Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior se tiene que el valor medio de la densidad relativa es de 1.33 t.

$$\mu_{\Delta} = \frac{2.4}{1.03} - 1 = 1.33 t$$

La función de distribución de este parámetro se puede asimilar a una normal gaussiana de media 1.33 t. Para el coeficiente de variación se tomará un valor de 0.03% siguiendo las recomendaciones de Van der Meer [9], es decir, el parámetro de densidad relativa estará definido como:

$$\Delta \rightarrow N(1.33; 0.04)$$

9.3.3 PENDIENTE DEL TALUD DEL DIQUE

La pendiente del dique se definirá de forma probabilista mediante una distribución normal gaussiana.

El valor medio de la pendiente del dique se tomará en base al talud original del dique en estudio, 2H:1V, así como a las recomendaciones de Vicente Negro, que define para diques rompeolas con bloques de hormigón taludes comprendidos entre 1.5H:1V y 2.0H:1V.

Por otro lado, Burcharth [7] propone, como resultado de sus ensayos, un coeficiente de variación para este parámetro del 5%.

A efectos de este proyecto, se definirá la pendiente del talud mediante la siguiente función:

$$\cot \alpha \rightarrow N(2.00; 0.10)$$

9.3.4 COEFICIENTE DE DAÑO K_D

La definición del coeficiente de daño se basará la recomendación de Hans F. Burcharth en el libro “Advances in coastal and ocean engineering”.

En concreto, en el capítulo “Reability-based design of coastal structures” [7], indica que todas las variables involucradas en la ecuación de Hudson se consideran como variables estocásticas excepto el coeficiente de daño K_D que representa el daño admisible definido por el proyectista.

Para el caso de diques con manto de cubos de hormigón, el valor de K_D recomendado por el Shore Protection Manual Design [5] en el morro varía entre 4 y 5 en función de si se produce o no la rotura del oleaje. En vista de los resultados obtenidos en la aplicación del método de Nivel I, el oleaje no rompe, se puede definir el coeficiente de daño como una variable determinista de valor igual a 5.

$$K_D = 5$$

9.3.5 N_{OD}. NÚMERO DE UNIDADES DESPLAZADAS

El número de unidades desplazadas se tomará como una variable probabilística.

En concreto, la definición se tomará idéntica a la descrita en el método de Nivel II, apartado 7.3.5 NOD. NÚMERO DE UNIDADES DESPLAZADAS de este documento, donde se presenta de forma más detallada.

$$N_{OD} \rightarrow N(0.50; 0.10)$$

9.3.6 N. NÚMERO DE OLAS ACTIVAS

Vicente Negro [3] recomienda específicamente los siguientes valores del número de olas para la costa suratlántica de la península.

- Fachada suratlántica y Canarias. $N = 1500 - 2000$

Por otra parte, Van der Meer [9] define su coeficiente de variación del 50%.

Por consiguiente, se definirá el valor de N de la siguiente forma:

$$N \rightarrow N(1750; 875)$$

9.3.7 PERALTE ADIMENSIONAL, s_{om}

La definición de peralte adimensional empleada en la fórmula de Van der Meer es la siguiente:

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2}$$

Esta variable se considerará una variable totalmente dependiente, sustituyéndola según la expresión anterior en función de la gravedad, la altura de ola significativa y el periodo medio. La gravedad se considerará un factor determinista, mientras que el resto de los parámetros se definen a continuación.

9.3.8 PERIODO DEL OLEAJE

El periodo del oleaje se expresará en función de la altura de ola significativa, tal como se mostró en el apartado 7.3.8. Teniendo en cuenta además la dirección de procedencia más desfavorable obtenida en el predimensionamiento realizado con el método de Nivel I, Suroeste, se tiene:

$$T_p = 5.42 H_s^{0.33}$$

Si bien es cierto que el valor del periodo que aparece en el peralte adimensional es el periodo medio, por lo que se debe establecer una equivalencia o transformación entre el periodo medio y el periodo pico. Las siguientes expresiones permiten relacionar ambos periodos:

$$T_s = \frac{T_p}{1.10}; T_m = \frac{T_s}{1.20}$$

Este coeficiente de equivalencia entre el periodo pico y el significativo, a partir de ahora se denominará k_1 , mientras que el coeficiente de relación entre el periodo significativo y el medio se designa como k_2 .

Se asume que ambos coeficientes se distribuyen mediante funciones normales con desviación típica de 0.10, de tal forma que:

$$k_1 \rightarrow N(1.10; 0.10)$$

$$k_2 \rightarrow N(1.20; 0.10)$$

9.3.9 ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

Las estadísticas del oleaje a largo plazo se distribuyen según funciones extremas como Weibull o Gumbel. Los datos del régimen extremal anual de la boya de Cádiz se ajustan mediante una distribución triparamétrica (α, β, γ) tipo Weibull.

En la Ilustración 5.3 se muestra la gráfica y los parámetros del ajuste POT para la dirección Suroeste, que es la dirección más crítica de acuerdo con los resultados obtenidos en los cálculos de Nivel I.

En consecuencia, la altura de ola vendrá representada por la siguiente distribución de Weibull triparamétrica.

$$H_s \rightarrow Weibull(1.90, 1.66, 1.73, 3.12)$$

9.3.10 COEFICIENTE DE PROPAGACIÓN HASTA EL MORRO

La altura de ola estudiada por el informe de extremos se sitúa en la Boya de Cádiz, que pertenece al sistema de boyas en aguas profundas de Puertos del Estado. Por tanto, el ajuste realizado por este refleja las características del oleaje en situación de aguas profundas.

Para el correcto diseño del morro del dique, se debe considerar la altura de ola significativa en ese punto. Para ello hay que realizar una propagación del oleaje desde aguas profundas hasta el morro.

En este análisis, se asume que el dique se encuentra a una profundidad de 23,50 metros en pleamar y que la dirección de procedencia más desfavorable es la SW. Por lo tanto, basándose en los resultados del método de nivel I, se considera que el coeficiente de propagación tiene el siguiente valor nominal.

$$k_p = 0.9107$$

9.3.11 PARÁMETRO A DE INCERTIDUMBRE DE LA ECUACIÓN

El coeficiente “a” aparece tanto en la ecuación de Hudson como en la de Van der Meer representando la incertidumbre de ambas fórmulas.

Viene representado como una variable de distribución normal con media 1.0 y desviación típica 0.10.

$$a \rightarrow N(1.0; 0.10)$$

9.4 APLICACIÓN NIVEL III

Para la aplicación práctica del método de Nivel III se empleará el método de simulación de Montecarlo. En primer lugar, se realizará empleando la ecuación de Hudson y, posteriormente, la fórmula de Van der Meer.

9.4.1 FORMULA DE HUDSON

La fórmula de Hudson en formato de margen de seguridad viene descrita por:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - (H_s)_{TR}$$

El primer paso para la aplicación del método será la definición estadística de cada uno de los parámetros que intervienen en ella. Estos parámetros se definieron en el apartado 9.3 FACTORES DE PROYECTO, sin embargo, a continuación, se numeran a modo de resumen.

$$a \rightarrow N(1.0; 0.10)$$

$$\Delta \rightarrow N(1.33; 0.04)$$

$$\cot \alpha \rightarrow N(2.00; 0.10)$$

$$K_D \rightarrow \text{Parametro determinista} = 5.00$$

$$D_{n50} \rightarrow \text{Parametro determinista} = 2.90 \text{ m}$$

$$H_s \rightarrow \text{Weibull } (\alpha, \beta, \gamma, \lambda);$$

dependiendo los valores de estos parametros de la direccion de procedencia del oleaje. La función de distribución de H_s queda:

$$H_s \rightarrow F_w(H_a) = 1 - e^{-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^\gamma}$$

No obstante, la distribución de Weibull para la altura de ola significativa refleja el comportamiento del oleaje en la boya, es decir, en aguas profundas. Para emplearla en el dimensionamiento del dique debe propagarse hasta el morro. Para ello se empleará el coeficiente de propagación obtenido mediante el método de Nivel I para la dirección de procedencia del oleaje SW teniendo en cuenta la profundidad en el morro del dique, 23.50 m.

$$k_p = 0.9107$$

Una vez definidos los parámetros mediante sus funciones de distribución o valores característicos, se puede iniciar la primera prueba del método dando a cada variable aleatoria un valor aleatorio.

Para ello, por cada variable que se haya definido como aleatoria, se debe generar un número comprendido en el rango [0, 1]. Se ha empleado la herramienta de cálculo de Matlab “rand” que genera un vector con un número aleatorio entre 0 y 1 en cada fila, siendo el tamaño del vector definido por el usuario.

En este caso, se necesitan un total de 4 números aleatorios, por lo que se genera el vector con 4 filas. Cada uno de estos números representa la probabilidad de que una determinada variable tome un cierto valor en función de su distribución estadística.

- H_0 : Altura de Ola en aguas profundas
- a : Variable que considera la incertidumbre de la fórmula
- Δ : Densidad relativa
- $\cot \alpha$: Pendiente del talud del dique

Por tanto, cada probabilidad tendrá un valor asociado obtenido a partir de las funciones de distribución de cada variable, generando así un valor aleatorio y admisible para cada una de las variables.

El siguiente paso será obtener el valor de las variables derivadas de las anteriores a partir del valor definido para estas. El valor de la altura de ola en el morro está condicionado por el valor de la altura de ola en aguas profundas y por el calado. La altura de ola resultante de la propagación puede obtenerse como:

$$H_{propagada} = H_0 \cdot k_p$$

Teniendo en cuenta que el dique se encuentra a gran profundidad, se descarta la rotura del oleaje por limitación del fondo, por tanto, el valor de la altura significativa en el morro del dique H_s es igual a la altura de ola propagada desde la boya.

$$H_s = H_{propagada}$$

El proceso continúa con la obtención del resultado de sustituir en la ecuación de verificación cada una de las variables por su valor aleatorio:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_{n5} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} - (H_s)_{TR}$$

Si g es mayor que 0, la estructura sería segura, si g es menor o igual que 0, la estructura fallaría. El número de pruebas fallidas se va almacenando en un contador, de forma que cada vez que una prueba resulte fallida, este aumenta en una unidad.

El proceso anterior se realiza de forma repetitiva hasta realizar un número de pruebas muy elevado. La probabilidad de fallo anual viene dada entonces por el número de pruebas fallidas respecto al total de pruebas realizadas.

Para obtener la probabilidad de fallo durante la vida útil de la estructura, se ha empleado la siguiente expresión:

$$P_L = 1 - (1 - P_f)^L$$

Mediante este método, puede optimizarse el diseño de la estructura en función de la probabilidad de fallo resultante, sin embargo, no se pueden obtener los valores de los factores en el punto de diseño.

Partiendo del valor del diámetro nominal obtenido en el método de nivel I, 2.90 m se han obtenido los siguientes resultados:

Dn50	2.90	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90
PL (%)	0.60	0.72	2.27	2.79	4.57	9.15	15.17	23.45	38.33	55.18	72.11

Tabla 9.1. Probabilidad de fallo en función del diámetro nominal de los elementos del manto. (Hudson)

Como puede observarse, en la Ilustración 9.1, para la probabilidad de fallo objetivo del 20%, el tamaño del elemento debe estar en el rango [2.20 – 2.25].

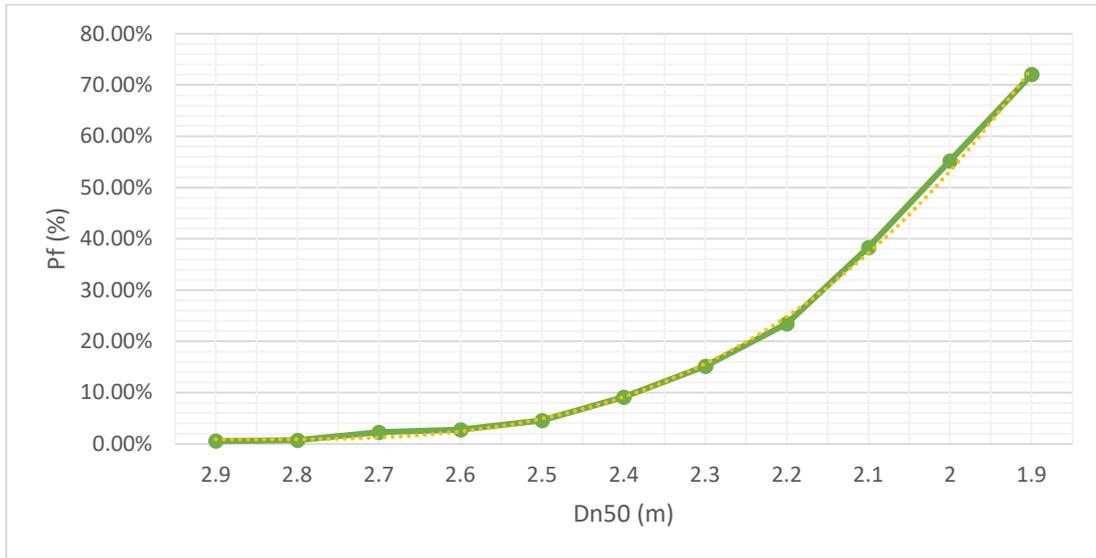


Ilustración 9.1. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural. (Hudson)

Para determinar con mayor precisión el tamaño del elemento, se obtiene el valor de la probabilidad de fallo para tamaños de elemento entre 2.20 y 2.25

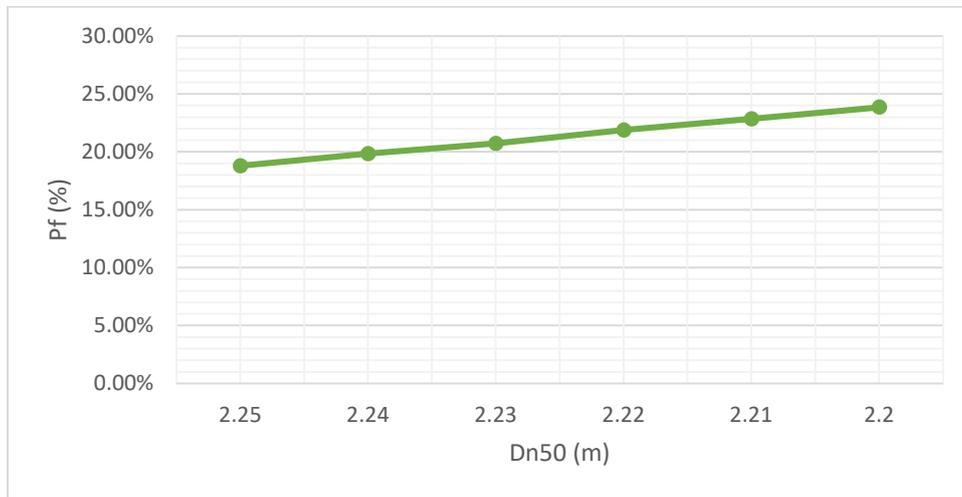


Ilustración 9.2. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural. (Hudson)

Para un valor del diámetro nominal de diseño D_n^d de 2.24m, la probabilidad de fallo anual resultante es del 0.87%, mientras que la probabilidad de fallo en la vida útil del dique es del 19.76%.

A medida que se aumenta el número de pruebas realizadas, el valor de la probabilidad de fallo tiende a su valor exacto. Para asegurar que se han realizado el número de pruebas correcto, es conveniente representar el valor que se obtiene de la probabilidad de fallo en función del número de pruebas realizadas.

En la Ilustración 9.3 se puede observar como a medida que se aumenta el número de pruebas realizadas, la dispersión en los resultados disminuye y el valor de la probabilidad de fallo tiende a su valor exacto. Para ello se ha realizado el cálculo de la probabilidad de fallo 5 veces para cada valor de N considerado.

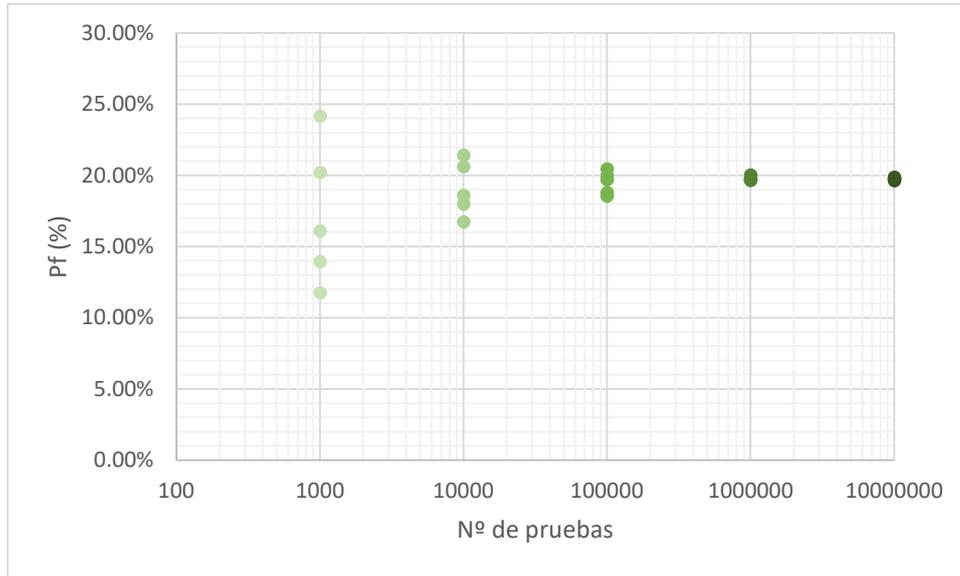


Ilustración 9.3. Convergencia de la probabilidad de fallo aplicando el método de Monte Carlo en función del número de simulaciones realizadas. (Hudson)

Esta misma operación se realiza a continuación con la ecuación de Van der Meer para cubos de hormigón, de forma que sea posible comparar los resultados entre ambas formulaciones.

9.4.2 FORMULA DE VAN DER MEER

En el caso de la fórmula de Van der Meer la ecuación del problema vendría dada por:

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - (H_s)_{TR}$$

Y los parámetros de proyecto se han definido de la siguiente forma:

$$a \rightarrow N(1.0; 0.10)$$

$$\Delta \rightarrow N(1.33; 0.04)$$

$$N_{OD} \rightarrow N(0.50; 0.10)$$

$$N \rightarrow N(1750; 875)$$

$$k_1 \rightarrow N(1.10; 0.10)$$

$$k_2 \rightarrow N(1.20; 0.10)$$

$$D_{n50} \rightarrow \text{Parametro determinista} = 2.90 \text{ m}$$

$$H_s \rightarrow \text{Weibull } (\alpha, \beta, \gamma, \lambda);$$

dependiendo los valores de estos parametros de la direccion de procedencia del oleaje. La función de distribución de H_s queda:

$$H_s \rightarrow F_w(H_a) = 1 - e^{-\left(\frac{H_a - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma}}$$

Como ya se señaló en la formulación de Hudson, la distribución de Weibull para la altura de ola significativa es representativa en aguas profundas, por tanto, una vez obtenido este valor, hay que propagar la ola hasta el morro del dique.

En este análisis, se asume que el dique se encuentra a una profundidad de 23,50 metros en pleamar y que la dirección de procedencia más desfavorable es la SW. Por lo tanto, basándose en los resultados del método de nivel I, se considera que el coeficiente de propagación tiene el siguiente valor nominal.

$$k_p = 0.9107$$

El proceso de cálculo a seguir es análogo al empleado en el apartado anterior, no obstante, se explica de forma más resumida a continuación:

Se generan en este caso un total de 7 números entre 0 y 1, asociados a la probabilidad de que las siguientes variables tomen un determinado valor en función de su distribución estadística.

- H_0 : Altura de Ola en aguas profundas
- Δ : Densidad relativa
- a : Variable que considera la incertidumbre de la fórmula
- N_{od} : Número de unidades desplazadas
- N : Número de olas del temporal
- $k1$: coeficiente de equivalencia entre periodo pico y significativo.
- $k2$: coeficiente de equivalencia entre periodo significativo y medio.

Por tanto, cada probabilidad tendrá un valor asociado, generando así un valor aleatorio y admisible para cada una de las variables.

El siguiente paso será obtener el valor de las variables derivadas de las anteriores a partir del valor definido para estas. El valor de la altura de ola en el morro está condicionado por el valor de la altura de ola en aguas profundas. La altura de ola resultante de la propagación puede obtenerse como:

$$H_s = H_{propagada} = H_0 \cdot k_p$$

La otra variable dependiente es el peralte adimensional s_{om} . Esta variable se define como:

$$s_{om} = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_m^2}$$

La altura de ola ya es conocida, por lo que la única variable que se necesita conocer es el periodo medio del oleaje. Esta variable se puede obtener de la siguiente forma:

$$T_s = \frac{T_p}{k1} = \frac{5.42 \cdot H_0^{0.33}}{k1}$$

$$T_m = \frac{T_s}{k2}$$

El procedimiento continúa con la obtención del resultado de sustituir en la ecuación de verificación cada una de las variables por su valor aleatorio.

$$g = a \cdot \Delta \cdot D_n \cdot \left(6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10} - (H_s)_{TR}$$

Si g es mayor que 0, la estructura sería segura, si g es menor o igual que 0, la estructura fallaría. El número de pruebas fallidas se va almacenando en un contador, de forma que cada vez que una prueba resulte fallida, este aumenta en una unidad.

El proceso anterior se realiza de forma repetitiva hasta realizar un número de pruebas muy elevado. La probabilidad de fallo anual viene dada entonces por el número de pruebas fallidas respecto al total de pruebas realizadas.

Para obtener la probabilidad de fallo durante la vida útil de la estructura, se ha empleado la siguiente expresión:

$$P_L = 1 - (1 - P_f)^L$$

Mediante este método, se puede optimizar el diseño de la estructura en función de la probabilidad de fallo resultante, sin embargo, no se pueden obtener los valores de los factores en el punto de diseño.

Partiendo del valor del diámetro nominal obtenido en el método de nivel I, 2.90 m se han obtenido los siguientes resultados:

Dn50	2.90	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90
PL (%)	1.61	2.86	5.59	8.39	12.92	18.46	28.92	43.56	58.93	75.72	88.96

Tabla 9.2. Probabilidad de fallo en función del diámetro nominal de los elementos del manto. (Van der Meer)

Como puede observarse en la Ilustración 9.4, para la probabilidad de fallo objetivo del 20%, el tamaño del elemento debe estar en el rango [2.35 – 2.45].

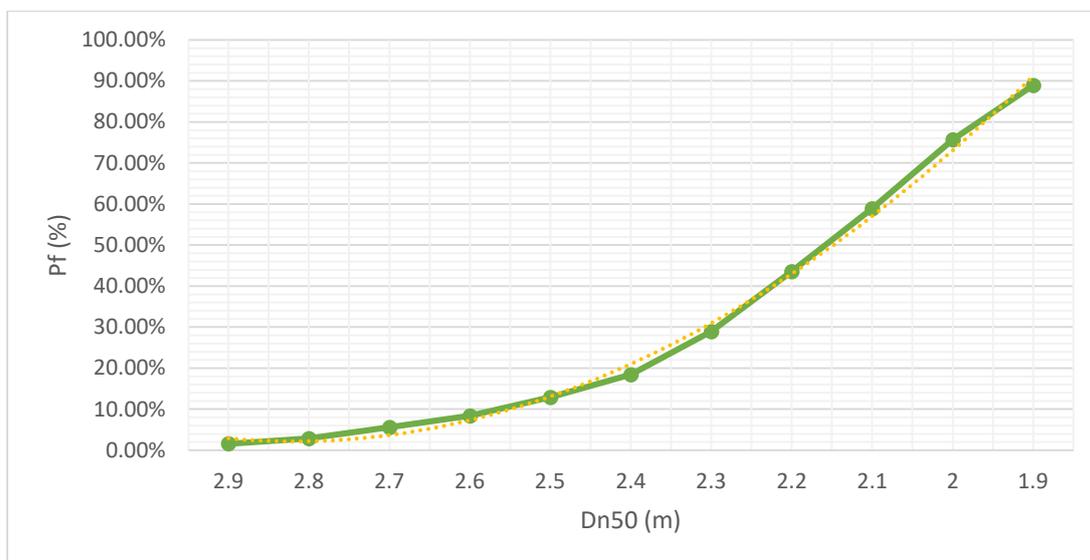


Ilustración 9.4. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural. (Van der Meer)

Para determinar con mayor precisión el tamaño del elemento, se obtiene el valor de la probabilidad de fallo para tamaños de elemento entre 2.35 y 2.45

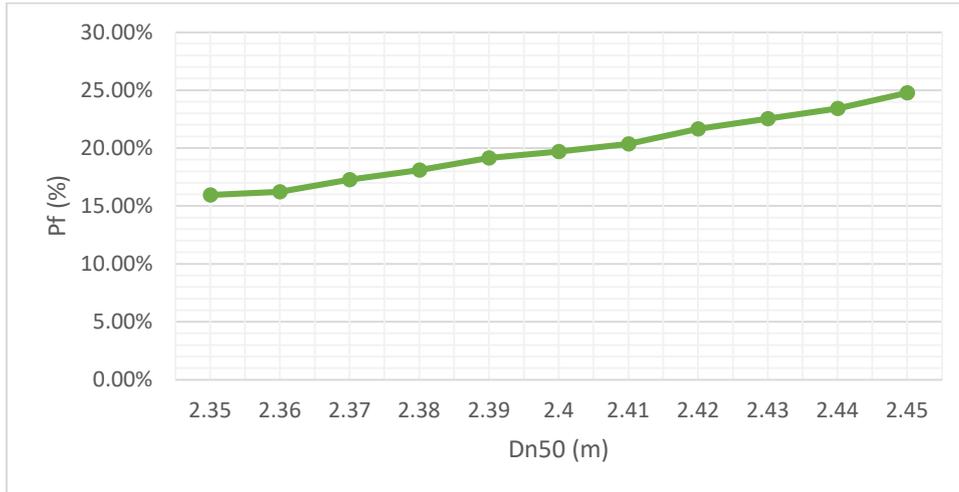


Ilustración 9.5. Gráfica de la probabilidad de fallo para la vida útil de la estructura en función del diámetro nominal del elemento del manto estructural (Van der Meer)

Para un valor del diámetro nominal de diseño D_n^d de 2.40m, la probabilidad de fallo anual resultante es del 0.88%, mientras que la probabilidad de fallo en la vida útil del dique es del 19.80%.

A medida que se aumenta el número de pruebas realizadas, el valor de la probabilidad de fallo tiende a su valor exacto. Para asegurar que se han realizado el número de pruebas correcto, es conveniente representar el valor que se obtiene de la probabilidad de fallo en función del número de pruebas realizadas.

En la Ilustración 9.6 se puede observar como a medida que se aumenta el número de pruebas realizadas, la dispersión en los resultados disminuye y el valor de la probabilidad de fallo tiende a su valor exacto. Para ello se ha realizado el cálculo de la probabilidad de fallo 5 veces para cada valor de N considerado.

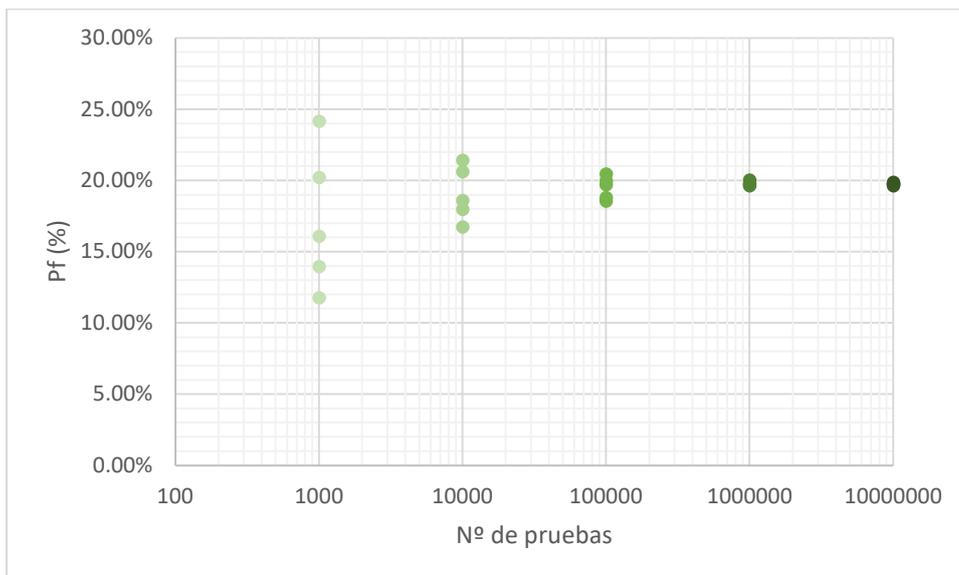


Ilustración 9.6. Convergencia de la probabilidad de fallo aplicando el método de Monte Carlo en función del número de simulaciones realizadas. (Van der Meer)

9.4.3 DISEÑO DEL MANTO PRINCIPAL Y CAPAS DE FILTRO

Los resultados obtenidos por ambas formulaciones son similares, habiéndose obtenido un manto de cubos de hormigón de lado 2.24 m en el caso de la expresión de Hudson y de 2.40 m en la de Van der Meer.

Debido a que la formulación de Van der Meer es de mayor precisión, se emplearán cubos de 2.40 m para el manto principal, que tendrá un espesor total $e = 2 * D_{n50} = 4.80\text{ m}$.

Bajo el manto principal se dispondrán dos filtros bi-capa.

El primer filtro estará compuesto por elementos cuyo tamaño deberá cumplir la condición de filtro respecto del manto principal. Se suele tomar un peso de los elementos de la capa de filtro aproximadamente de $1/10$ a $1/20$ del peso de los elementos del manto principal para realizar esta función de manera efectiva. En este caso, se toma un valor intermedio:

$$W_{filtro1} = \frac{W_{manto\ principal}}{15} = \frac{33.2}{15} = 2.21$$

Esto significa que las capas de filtro deberán tener un diámetro nominal de 1.00 m aproximadamente. El espesor total del filtro 1 resulta:

$$e_{filtr} = 2 * D_{n50\ filtro} = 2 \cdot 1.00 = 2.00\text{ m}$$

Bajo este primer filtro, se colocará un filtro secundario bicapa que impedirá la migración del material todo uno del núcleo a través de sus huecos y cumplirá con la condición de filtro respecto al filtro primario. Se emplearán elementos con un peso entre $W/10$ y $W/20$:

$$W_{filtro2} = 0.11t - 0.22t \approx 0.16\text{ t}$$

El diámetro nominal equivalente sería de 0.40 m aproximadamente, resultando un espesor total para el segundo filtro de:

$$e_{filtr} = 2 * D_{n5\ filtro2} = 2 \cdot 0.40 = 0.80\text{ m}$$

El núcleo está compuesto por materiales con peso máximo de 100 kg , por tanto, cumpliría con la condición de filtro respecto al filtro secundario, ya que $W_{núcleo} = \frac{W_{filtro2}}{10-20} = 8 - 16\text{ kg}$.

10 COMPARACIÓN ENTRE LOS DISTINTOS NIVELES DE CÁLCULO

10.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realiza una comparativa entre los métodos de Nivel I, Nivel II y Nivel III, así como un análisis de los resultados obtenidos en cada uno de ellos.

10.2 COMPARACIÓN TEÓRICA DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO

En esta sección se realiza una comparación entre las características de cada uno de los métodos de cálculo de la ROM 0.0. Las diferencias entre ellos se han ido mencionando a lo largo del documento, por lo que en este caso se mencionan a modo de recordatorio sin extenderse mucho para evitar ser repetitivo.

Los métodos de cálculo de la ROM 0.0 se dividen en dos en función de su enfoque, deterministas o probabilísticos.

En el primer caso, se incluyen los métodos de Nivel I, donde los valores de los factores de proyecto toman valores deterministas, excepto para los agentes del medio físico, donde se recurre a valores característicos en función de sus modelos de probabilidad.

El resultado de estos métodos es un valor indicativo de si la alternativa es o no segura, pero no permiten obtener la probabilidad de fallo del diseño, es decir, la fiabilidad de la alternativa no se conoce y por ende no puede optimizarse el diseño. Se emplean para el diseño de estructuras con carácter general bajo o como una primera aproximación inicial o predimensionamiento.

Por estos motivos, la aplicación de estos métodos resulta más sencilla y es la más extendida en la práctica. Además, para abordar la incertidumbre se debe recurrir al empleo de coeficientes de seguridad que derivan de cálculos probabilísticos de Nivel II.

Los métodos probabilísticos, métodos Nivel II y Nivel III, presentan diversas ventajas en comparación con las metodologías deterministas convencionales.

Estos métodos permiten verificar y evaluar con mayor precisión el diseño de la estructura al tener en cuenta las incertidumbres inherentes a las variables que intervienen en el problema al definir las a través de sus funciones de distribución probabilísticas.

Como resultado de la aplicación de estos métodos se obtiene la probabilidad de fallo para cada posible modo de fallo, lo que permite optimizar la estructura para encontrar un equilibrio entre seguridad y coste o comparar entre distintas alternativas de proyecto.

Por tanto, los diseños probabilísticos ofrecen un enfoque más completo y realista para el diseño y la evaluación de estructuras marítimas. Estos métodos consideran la variabilidad y la incertidumbre, lo que resulta en diseños más seguros y eficientes, al mismo tiempo que proporcionan una mayor comprensión de los riesgos asociados. Sin embargo, es conveniente recordar que la fiabilidad de los métodos de Nivel II y III depende en gran medida del ajuste de las funciones de distribución al comportamiento real de las variables.

A pesar de que ambos métodos son probabilistas, existen diferencias significativas entre el método de nivel II y III que se describen a continuación.

Las diferencias clave radican en la base teórica y las técnicas utilizadas. Mientras que el Nivel II se apoya en momentos estadísticos y transformaciones de variables, el Nivel III se centra en las funciones de distribución reales y utiliza enfoques más directos, como la integración y la simulación.

En concreto, los métodos de Nivel II emplean la media y la varianza para describir estadísticamente las variables. Para simplificar el problema y permitir soluciones analíticas se recurre a técnicas de transformación de las variables.

Las variables dependientes se transforman en variables independientes y sus funciones reales de distribución se transforman en funciones normales. Además, la ecuación de verificación se simplifica mediante técnicas de aproximación lineal, cuadrática u otra en función de la complejidad del problema.

Los métodos de Nivel III tienen en cuenta las funciones de distribución reales de las variables y la no linealidad de las ecuaciones de verificación.

Esta diferencia se refleja en la precisión de los resultados. Mientras que en el método de Nivel II se obtienen soluciones aproximadas, en el método de Nivel III los resultados son precisos.

No obstante, en los métodos de Nivel II, al resolverse de forma analítica, se obtienen los valores que toman las variables en el punto crítico o punto de diseño, que es punto de máxima probabilidad de fallo. Del resultado de comparar estos valores con los valores característicos de cada una de las variables se obtienen los coeficientes de seguridad.

10.3 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Esta sección tiene por objeto el análisis de los resultados obtenidos en los diferentes métodos de cálculo y formulaciones empleadas.

En la Tabla 10.1, se recogen estos resultados, mostrando el tamaño y peso de los elementos del manto principal y la probabilidad de fallo asociada.

	NIVEL I		NIVEL II		NIVEL III	
	Hudson	Van der Meer	Hudson	Van der Meer	Hudson	Van der Meer
Dn	2.70	2.90	2.02	2.17	2.24	2.40
W	47.20	58.50	19.80	24.50	27.00	33.20
Pf	-	-	19.61	19.77	19.76	19.80

Tabla 10.1. Resumen de los resultados del dimensionamiento del dique según los métodos de la ROM 0.0
[Elaboración propia]

Se puede observar que, de forma generalizada, el tamaño del elemento obtenido mediante la formulación de Hudson es menor que el resultante mediante el empleo de la ecuación de Van der Meer, es decir, el diseño aplicando la formulación de Van der Meer se encuentra del lado de la seguridad

A lo largo del documento, se ha indicado que la ecuación de Hudson es más simple y tiene más limitaciones que la ecuación de Van der Meer. La simplicidad de la formulación de Hudson la hace adecuada para un estudio previo o predimensionamiento de la estructura. Por estos motivos, para el diseño final de la estructura, se considerarán como válidos los resultados proporcionados por la ecuación de Van der Meer.

En lo referente a la diferencia del resultado entre los distintos métodos, se puede concluir en primer lugar que el método de Nivel I tiende a ser demasiado conservador en comparación con los métodos probabilísticos.

Debido a que en el método de Nivel I no es posible optimizar la estructura y se aplican coeficientes de seguridad estándar para representar las posibles incertidumbres del modelo, se tiende a emplear una solución conservadora y del lado de la seguridad. De esta forma, sin necesidad de aplicar un método de cálculo más complejo, se asegura que no se produce un sesgo en la seguridad de la estructura.

Por otro lado, entre los métodos probabilísticos se han obtenido resultados similares. La diferencia entre ellos se debe a la linealización de la función de fallo y la transformación de la distribución de Weibull de excedencias a una distribución normal en el método de Nivel II. Esto puede llevar a un dimensionamiento ligeramente menos restrictivo, sesgando la seguridad de manera moderada.

En contraste, el método de Nivel III proporciona resultados exactos y óptimos en términos de probabilidad de fallo y tamaño del elemento del manto principal, por lo que será el que se considerará para el diseño final del dique.

No obstante, el método de nivel II no sólo proporciona el dimensionamiento de la estructura, sino que también proporciona los valores de cada uno de los factores en el punto de máxima probabilidad de fallo. Esto permite obtener los coeficientes de seguridad parciales que habría que emplear en los métodos deterministas de Nivel I.

Cabe destacar que el método de Nivel II también aporta información sobre la sensibilidad de los resultados de la ecuación de verificación ante variaciones en los factores de proyecto. Esta información resulta valiosa para simplificar el método de cálculo, identificando las variables que no influyen significativamente y tratándolas como deterministas.

11 DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO DEL DIQUE

11.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se pretende definir la sección del morro del dique.

En primer lugar, se debe seleccionar, en base a las conclusiones plasmadas a lo largo del documento, un tamaño del elemento para el manto principal. Posteriormente se procederá a dimensionar el espesor y tamaño de cada una de las capas de filtro.

Para el resto de los parámetros, se tendrán en consideración las recomendaciones dadas en diferentes fuentes por los expertos en la materia, como son Van der Meer, Burcharth, Vicente Negro, etc., o manuales como el SPM.

Dado que aquí no se han calculado el resto de los modos de fallo, como puede ser el deslizamiento profundo del talud o el rebase, se tomarán como válidas las recomendaciones. Para un caso real, el dique debe dimensionarse teniendo en cuenta todos los modos de fallo principales.

11.2 MANTO PRINCIPAL

Para el manto principal se empleará el dimensionamiento obtenido a través del método de Nivel III, debido a que se consigue una optimización del peso del bloque del manto en función de la probabilidad de fallo de una forma bastante precisa.

El resultado del método de Nivel II, aunque tiene igualmente un enfoque probabilístico, realiza una serie de simplificaciones en la ecuación de fallo y en la distribución de la altura de ola que resultan en un tamaño del elemento inferior.

Por otro lado, debido a que la formulación de Van der Meer es de mayor precisión, se selecciona como válida la solución dada por esta.

Por todo ello, el dimensionamiento de los elementos del manto principal será el obtenido a partir de la aplicación práctica del método de Nivel III empleando la ecuación de fallo definida por Van der Meer.

Los elementos del manto principal, en consecuencia, serán cubos de hormigón de 2.40 m de lado y peso 33.20t.

El manto estará constituido por dos capas, por lo que siguiendo las recomendaciones de Van der Meer [9], el espesor total del manto es:

$$e = nk_t D_{n50}$$

donde

- n Número de capas
 k_t Coeficientes de espesor de capas definido por el SPM [5]

	k_t	n_v
Smooth rock, $n = 2$	1.02	0.38
Rough rock, $n = 2$	1.00	0.37
Rough rock, $n > 3$	1.00	0.40
Graded rock	-	0.37
Cubes	1.10	0.47
Tetrapods	1.04	0.50
Dolosse	0.94	0.56

Tabla 11.1. Valores de k_t y n_v dados en el SPM. [5]

Teniendo en cuenta que el manto está compuesto por dos capas de cubos de hormigón, se tiene:

$$e = nk_t D_{n50} = 2 \cdot 1.10 \cdot 2.40 = 5.30 \text{ m}$$

11.3 CAPA DE FILTRO

Las capas de filtro impiden el lavado del núcleo todo uno a través de los huecos de los elementos del manto principal. En este caso, se dispondrán dos filtros bi-capa formados por escolleras de cantera.

El primer filtro estará compuesto por elementos cuyo tamaño deberá cumplir la condición de filtro respecto del manto principal. Se suele tomar un peso de los elementos de la capa de filtro aproximadamente de 1/10 a 1/20 del peso de los elementos del manto principal para realizar esta función de manera efectiva [5]. En este caso, se toma un valor intermedio:

$$W_{filtro1} = \frac{W_{manto\ principal}}{15} = \frac{33.2}{15} = 2.21 \text{ t}$$

Esto significa que las capas de filtro deberán tener un diámetro nominal de 1.00 m aproximadamente. El espesor total del filtro 1 resulta:

$$e_{filtro1} = nk_t D_{n5\ filtro1} = 2 \cdot 1 \cdot 1.00 = 2.00 \text{ m}$$

Bajo este primer filtro, se colocará un filtro secundario bicapa que impedirá la migración del material todo uno del núcleo a través de sus huecos y cumplirá con la condición de filtro respecto al filtro primario. Se emplearán elementos con un peso entre $W/10$ y $W/20$:

$$W_{filtr} = 0.11t - 0.22t \approx 0.16 \text{ t}$$

El diámetro nominal equivalente sería de 0.40 m aproximadamente, resultando un espesor total para el segundo filtro de:

$$e_{filtr_2} = nk_t D_{n5_{filtr_2}} = 2 \cdot 1 \cdot 0.40 = 0.80 \text{ m}$$

El núcleo está compuesto por materiales con peso máximo de 100 kg, por tanto, cumpliría con la condición de filtro respecto al filtro secundario, ya que $W_{núcleo} = \frac{W_{filtr}}{10-20} = 8 - 16 \text{ kg}$.

Determinados los elementos y espesores que conforman las diferentes capas del dique, se procede al dimensionamiento del resto de elementos.

11.4 ANCHO DE CORONACIÓN

Generalmente, el ancho de coronación suele determinarse por criterios constructivos o funcionales de la estructura. No obstante, en el SPM [5] se define un valor mínimo en función del tamaño de los elementos del manto principal.

$$B_{min} = (3 - 4) \cdot D_{n50}$$

Empleando esta expresión, el ancho mínimo que debe tener la coronación del dique estaría entre 7.2 y 9.6 m.

Por otro lado, Vicente Negro hace referencia en su libro [3] al ancho mínimo B_1 en coronación que debe tener el manto a cada lado de la superestructura recomendado por la British Standard Institution. En la Ilustración 11.1 se muestran las secciones tipo definidas en esta, siendo el ancho mínimo definido de 2 unidades.

$$B_1 = 2 \cdot D_{n5} = 2 \cdot 2.40 = 4.80 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que se considera en coronación una losa de hormigón para proporcionar acceso a vehículos con un ancho de 7 m, el ancho total de la coronación del dique resulta:

$$B = B_1 + 7m + B_1 = 4.80 + 7.00 + 4.80 = 16.6 \text{ m}$$

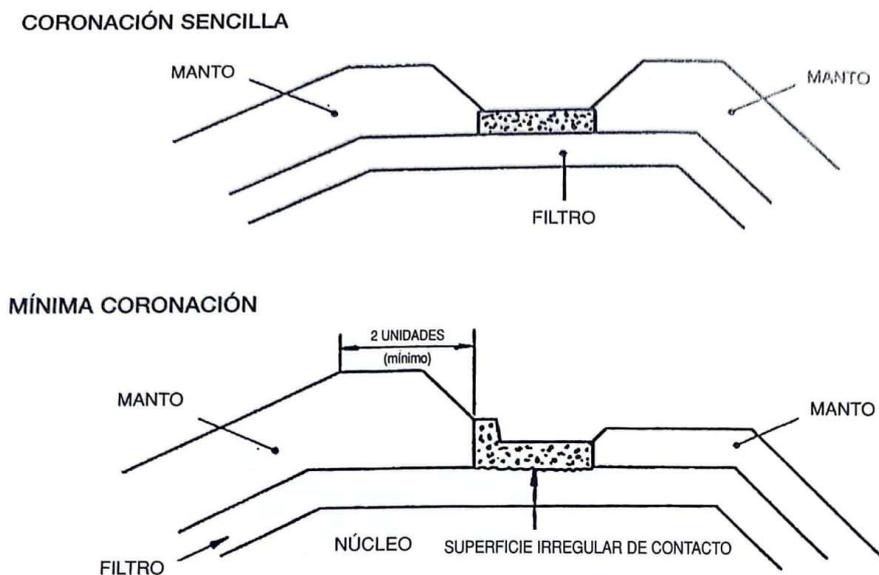


Ilustración 11.1. Geometría de diques en talud en coronación según la British Standard Institution. [3]

11.5 DISEÑO DE LA BERMA

Para el diseño de la berma del dique, se ha considerado nuevamente las recomendaciones dadas por Vicente Negro [3].

En su capítulo “Taludes sumergidos, bermas y banquetas”, se realiza una serie de recomendaciones sobre la profundidad a la que debe encontrarse y su anchura mínima.

En concreto, para diques situados a gran profundidad, se hace referencia nuevamente a las recomendaciones de la British Standard Institution. Esta propone una profundidad para la berma respecto al nivel de BMVE mayor a dos veces la altura significativa de cálculo del dique.

Se considera la altura de ola de diseño empleada en el método de Nivel I, que fue obtenida a partir del régimen extremal direccional de la Boya de Cádiz para el sector Suroeste y propagada posteriormente hasta el morro del dique. Por tanto, la profundidad de la berma debe ser:

$$d \geq 2 \cdot H_s = 2 \cdot 5.92 = 11.84 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$$

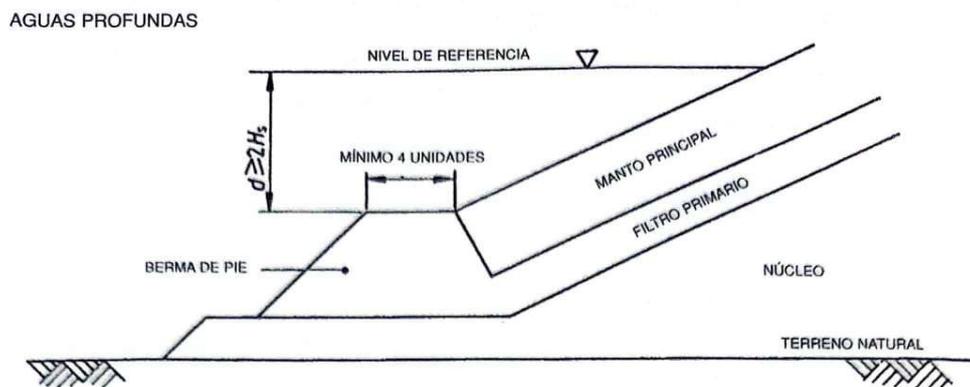


Ilustración 11.2. Detalles de banquetas y bermas según la British Standard Institution. [3]

En la Ilustración 11.2, además de la profundidad de la berma, se define el ancho mínimo de esta. Generalmente, el ancho de la berma viene determinado por criterios geotécnicos, pero debido a que se escapan del alcance de este documento, se dará por válida la recomendación anterior.

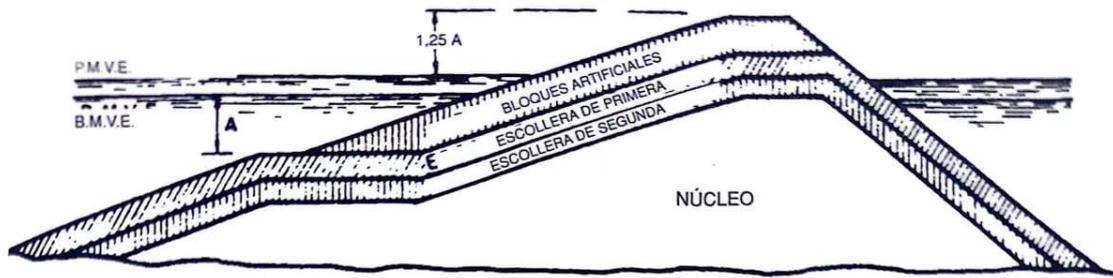
$$B_{berma} = 4 \cdot D_{n50} = 4 \cdot 2.40 = 9.60 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$$

11.6 COTA DE CORONACIÓN DEL DIQUE

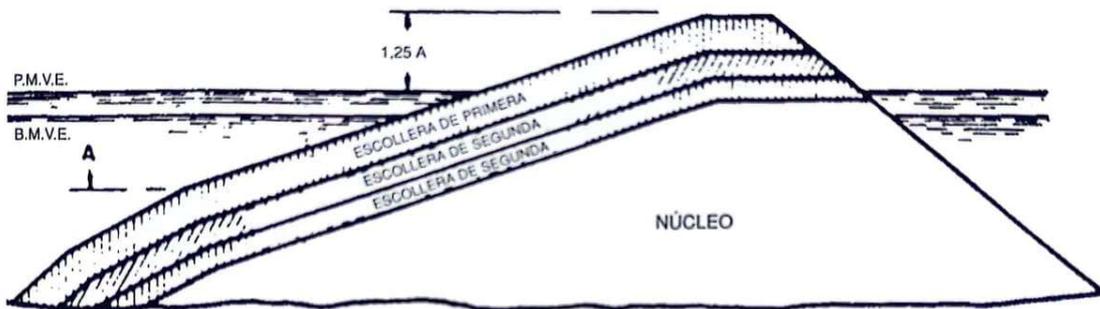
Para determinar la cota de coronación del dique de forma que este sea irrebalsable, se ha recurrido a las recomendaciones de Iribarren recogidas en el libro de Vicente Negro [3].

Iribarren define la geometría del dique en la Ilustración 11.3 en función de si la estructura tiene o no espaldón y en base a un parámetro A.

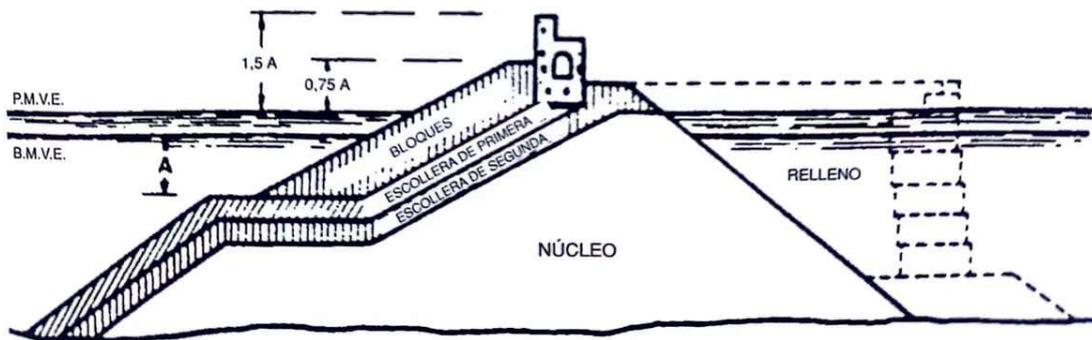
Este parámetro A, representa la altura de ola de cálculo del talud, que anteriormente se ha mencionado que se toma igual a 5.92 m.



a) SIN ESPALDÓN



b) SIN ESPALDÓN



c) CON ESPALDÓN

Ilustración 11.3. Definición general para el diseño de Diques de Escollera. Cotas de coronación y distribución de capas en diques (Iribarren, Obras Marítimas. Oleaje y Diques, 1984). [3]

El dique se diseña sin espaldón, por lo que la altura de coronación viene entonces determinada por 1,25 veces el parámetro A. De este modo resulta:

$$h_c = 1.25 \cdot A = 1.25 \cdot 5.92 = 7.4 \text{ m} \approx 7.5 \text{ m}$$

La sección tipo del dique queda definida a través de estos parámetros y se encuentra representada en el plano incluido en el ANEXO I.

12 CONCLUSIONES

12.1 CONCLUSIONES GENERALES

Este trabajo se ha enfocado en recopilar el conocimiento existente sobre el diseño de diques rompeolas mediante los métodos definidos en la ROM 0.0. Para ello, se han recogido de forma resumida las bases de cálculo necesarias para la verificación de la estructura según la ROM 0.0, así como una introducción teórica a cada uno de los métodos de cálculo.

Posteriormente, se ha detallado la aplicación práctica para el diseño del dique, tanto a través del método de coeficientes parciales como mediante de los métodos probabilísticos de Nivel II y III.

La principal ventaja que presentan los métodos probabilísticos se basa en la obtención del grado de fiabilidad del diseño de un dique. Se pueden analizar situaciones hipotéticas al variar características de la estructura y analizar la probabilidad de fallo resultante.

Esto permite realizar una comparación objetiva entre distintos diseños, lo cual no es posible mediante técnicas de cálculo deterministas. Estos métodos sólo indican si la estructura es o no segura, pero no permiten conocer cómo de segura es dicha alternativa.

Además, los métodos probabilísticos permiten conocer cómo afecta la variabilidad de los factores en la ocurrencia de un modo de fallo o determinar los coeficientes de seguridad.

Es interesante recordar, que únicamente se ha analizado el estado límite último de estabilidad de piezas del manto principal, pero se pueden obtener de forma análoga las probabilidades de fallo para el resto de los modos principales del dique. Esto permite identificar los modos de fallos más limitantes y, mediante diagramas de modos, obtener la probabilidad conjunta de fallo en función de las relaciones o configuraciones entre ellos.

Otra de las ventajas que presentan estos métodos, es que permiten realizar un análisis de alternativas de diseño en base a criterios técnicos y económicos. De esta forma, se puede obtener un diseño de la estructura óptimo considerando su capacidad resistente y durabilidad frente a los costes de construcción y mantenimiento.

En definitiva, el empleo de los métodos probabilísticos de la ROM no sólo permite tener un mayor conocimiento de la interacción entre estructura y sollicitación, sino que permite realizar un estudio de alternativas objetivo con la ventaja de que el proyectista puede seleccionar el grado de seguridad en función de los costes.

12.2 FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO

En esta sección, se mencionan algunas de las futuras líneas de trabajo que pueden continuar con el estudio realizado en este documento.

En primer lugar, puede realizarse el estudio del dique completo considerando el resto de los modos de fallo principales y calculando la probabilidad conjunta de fallo real de la estructura. Para ello, puede hacerse uso de las especificaciones recogidas en la ROM relacionadas con las configuraciones entre los modos de fallo, como son los diagramas o árboles. Además, podrían determinarse los modos de fallo que comprometen más la seguridad de la estructura.

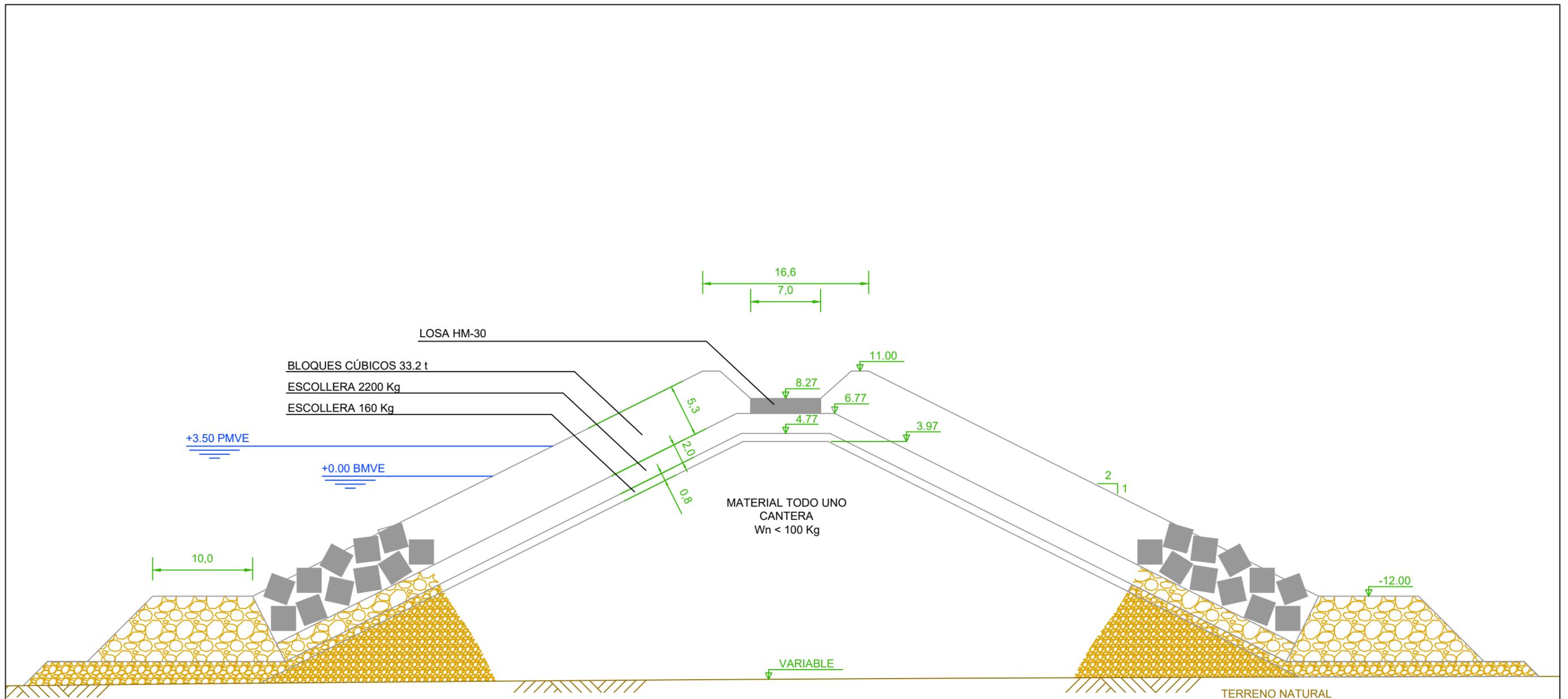
En cuanto al diseño, podría extenderse para el resto de la estructura, analizando la alineación principal y el trasdós del dique. En este caso, las características del oleaje serían variables en el espacio y habría que considerar también los fenómenos de difracción.

Otra de las líneas de trabajo que pueden resultar interesantes es un análisis basado en la optimización del diseño de la estructura considerando conjuntamente los criterios resistentes y de durabilidad con los económicos. Esto no sólo puede emplearse en el diseño de nuevos diques, si no que podría emplearse para analizar las alternativas óptimas para el mantenimiento de los diques existentes o su adecuación ante situaciones climáticas nuevas.

13 REFERENCIAS

- [1] Gobierno de España. Ministerio de Fomento, «Puertos del Estado,» 2019. [En línea]. Available: <http://portus.puertos.es/>. [Último acceso: 2019].
- [2] Gobierno de España. Ministerio de Fomento. Puertos del Estado, ROM 1.0-09. Obras de abrigo frente a las oscilaciones del mar. Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo (Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes climáticos), 2009.
- [3] V. N. V. y. O. V. Carnero, Diseño de Diques Rompeolas, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2008.
- [4] Y. Goda, Random Seas and Design of Maritime Structures, Japón: World Scientific, 2010.
- [5] CERC Dept. of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Shore Protection Manual, Washington, D.C: U.S. Government Printing Research Center, 1984.
- [6] Gobierno de España. Ministerio de Fomento. Puertos del Estado., ROM 0.0. Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias., 2001.
- [7] H. F. Burcharth, Reliability Evaluation and Probabilistic Design of Coastal Structures, Denmark: In International Seminar on Hydro-Technical Engineering for Future Development of Ports and Harbors Un'yushō Kōwan Gijutsu Kenkyūjo., 1993.
- [8] J. M. V. N. P. C. A. C. G. G.-P. G. Chamorro, Métodos Probabilísticos Nivel II y III en Ingeniería Marítima. Una Aproximación Didáctica Basada en la Interpretación Gráfica del Problema., EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA, 2019.
- [9] J. VAN DER MEER, Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters, 1995.
- [10] Universidad de Sevilla, Apuntes de la asignatura Puertos y Costas.
- [11] Universidad de Sevilla, Apuntes de la asignatura Obras Marítimas.

ANEXO I: PLANO SECCIÓN TIPO



SECCIÓN TIPO
 ESCALA 1:400
 Cotas en metros

Fecha NOV - 23	Nombre CELIA LIMÓN GARCÍA	MÁSTER UNIVERSITARIO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	
			
Escala 1/400	Título del proyecto DISEÑO DE UN DIQUE PORTUARIO DE TIPOLOGÍA ROMPEOLAS MEDIANTE LOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS DE LA ROM 0.0	Plano SECCIÓN TRANSVERSAL MORRO	
		Plano N° 1 / 1	

ANEXO II: CÓDIGOS DE MATLAB

MÉTODO NIVEL I – PROPAGACIÓN DEL OLEAJE

DIRECCIÓN SE

```
clc;
clear all;
close all;

%Definición de parámetros de entrada
Ho=5.5;
T=7.5;
Alfao=75;
d=23.50;
L0=1.56*T^2;

%Refraccion
%Preparación del ángulo inicial para introducirlo en las
ecuaciones
if Alfao>90
    Alfaf=18-0-Alfao;
elseif Alfao<=90
    Alfaf=Alfao;
end
[Ks,Kr,Alfa,H]=refraccion(T,Alfaf,d,Ho);
%Calculo Theta según el ángulo final de refracción
if Alfao<90;
    Theta=90-Alfa;
elseif Alfao>=90
    Theta=90+Alfa;
end

%Altura de Ola
Hshoaling=Ho*Ks;
H0_=Ho*Kr;
Hrefracc=Hshoaling*Kr;
K=Ks*Kr;

%Rotura
[Hb]=Goda(T,d,1/100);
if Hb<Hrefracc
    Hrotura=Hb;
    disp(['Rompe:           Hb = ' num2str(Hrotura)])
elseif Hb>=Hrefracc
    Hrotura=Hrefracc;
    disp(['No Rompe:        Hs = ' num2str(Hrotura)])
end

disp(['Coeficiente de refracción:   Kr = ' num2str(Kr)])
disp(['Coeficiente de shoaling:     Ks = ' num2str(Ks)])
disp(['Coeficiente de propagación:  K  = ' num2str(K)])
```

DIRECCIÓN SW

```

clc;
clear all;
close all;

%Definición de parámetros de entrada
Ho=6.5;
T=9.10;
Alfao=15;
d=23.50;
L0=1.56*T^2;

%Refraccion
%Preparación del ángulo inicial para introducirlo en las
ecuaciones
if Alfao>90
    Alfaf=180-Alfao;
elseif Alfao<=90
    Alfaf=Alfao;
end
[Ks,Kr,Alfa,H]=refraccion(T,Alfaf,d,Ho);
%Calculo Theta según el ángulo final de refracción
if Alfao<90;
    Theta=90-Alfa;
elseif Alfao>=90
    Theta=90+Alfa;
end

%Altura de Ola
Hshoaling=Ho*Ks;
H0_=Ho*Kr;
Hrefracc=Hshoaling*Kr;
K=Ks*Kr;

%Rotura
[Hb]=Goda(T,d,1/100);
if Hb<Hrefracc
    Hrotura=Hb;
    disp(['Rompe:                Hb = ' num2str(Hrotura)])
elseif Hb>=Hrefracc
    Hrotura=Hrefracc;
    disp(['No Rompe:           Hs = ' num2str(Hrotura)])
end

disp(['Coeficiente de refracción:  Kr = ' num2str(Kr)])
disp(['Coeficiente de shoaling:    Ks = ' num2str(Ks)])
disp(['Coeficiente de propagación: K  = ' num2str(K)])

```

DIRECCIÓN W

```

clc;
clear all;
close all;

%Definición de parámetros de entrada
Ho=7;
T=10.3;

```

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

```
Alfao=60;
d=23.50;
L0=1.56*T^2;

%Refraccion
%Preparación del ángulo inicial para introducirlo en las
ecuaciones
if Alfao>90
    Alfaf=180-Alfao;
elseif Alfao<=90
    Alfaf=Alfao;
end
[Ks,Kr,Alfa,H]=refraccion(T,Alfaf,d,Ho);
%Calculo Theta según el ángulo final de refracción
if Alfao<90;
    Theta=90-Alfa;
elseif Alfao>=90
    Theta=90+Alfa;
end

%Altura de Ola
Hshoaling=Ho*Ks;
H0_=Ho*Kr;
Hrefracc=Hshoaling*Kr;
K=Ks*Kr;

%Rotura
[Hb]=Goda(T,d,1/100);
if Hb<Hrefracc
    Hrotura=Hb;
    disp(['Rompe:           Hb = ' num2str(Hrotura)])
elseif Hb>=Hrefracc
    Hrotura=Hrefracc;
    disp(['No Rompe:      Hs = ' num2str(Hrotura)])
end

disp(['Coeficiente de refracción:  Kr = ' num2str(Kr)])
disp(['Coeficiente de shoaling:   Ks = ' num2str(Ks)])
disp(['Coeficiente de propagación: K  = ' num2str(K)])

-----

function [Ks,Kr,alfa,H]=refraccion(T,alfa0,d,H0)
g=10;
alfa0=(alfa0*pi)/180;
L=longitud(T,d);
k=(2*pi)/L;
Cg0=(g*T)/(4*pi);
A=1/2*(1+((4*pi*d)/L)/sinh((4*pi*d)/L));
B=((g*T)/(2*pi))*(tanh((2*pi*d)/L));
Cg=A*B;
Ks=sqrt(Cg0/Cg);
alfa=acos(sqrt(1-((tanh(k*d))^2)*(sin(alfa0)^2)));
Kr=sqrt(cos(alfa0)/cos(alfa));
Ks=eval(Ks);
Kr=eval(Kr);
H=H0*Ks*Kr;
alfa=(alfa*180)/pi;
```

```

alfa=eval(alfa);
end

```

```

-----
function [L]=longitud(T,d)
Lo=1.56*(T^2);
syms x
y= Lo*tanh(2*pi*d/x)-x;
L= abs(vpasolve(y,x));
end

```

```

-----
function [Hb]=Goda(T,d,theta0)
A=0.17;
L0=1.56*T^2;
Gamma=( (A*L0)/d)*(1-exp(-1.5*((pi*d)/L0)*(1+15*(theta0)^(4/3))));
Hb=Gamma*d;
end

```

MÉTODO DE NIVEL II

FÓRMULA DE HUDSON

```

-----
clearvars;
clc;
close all;
clear all

tic

%% VARIABLES DETERMINISTAS
%Vida Útil
L=25; %años
%Tamaño del cubo
Dn=2.02; %m
%Profundidad del morro del dique en pleamar.
d=23.5; %m
%Coeficiente Kd. Define un nivel de fallo, se puede y debe considerar
como determinista
Kd=5;
%Pesos específicos
Phi_Hormigon=2.4; %t/m3
Phi_AguaMar=1.03; %t/m3
%Coeficiente de propagación para la dirección SW procedente del método
de
%Nivel I
kp=0.9107;

%% DECLARACIÓN DE VARIABLES SIMBÓLICAS:
% -----
-----

syms A Hs Delta Cot % Variables aleatorias

```

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

```

% syms Ai Hsi Deltai Coti           % Valores iniciales de la iteración
% syms mA mHs mDelta mCot         % valores medios de las variables
% syms sA sHs sDelta sCot         % valores desviación típica de
variables

%% VARIABLES ALEATORIAS. DEFINICIÓN DE VALORES INICIALES (MEDIA).
% Parámetros de Funciones Normales
% -----
-----
mA = 1.00;  sA = 0.10;  %A
mDelta = (Phi_Hormigon/Phi_AguaMar)-1;  sDelta = 0.04;  %Delta
mCot=2;  sCot=0.1;  %cot(alpha)

%Parámetros Función de Weibull para Hs
lambda=3.12;
alpha=1.90; %Umbral
beta=1.66; %Escala
gamma=1.73; %Forma
Fw=1-exp(-(((Hs-alpha)/beta)^gamma)); %Función de distribución
acumulada de Hs
Pa=1-exp(-lambda*(1-Fw)); %
fa=(gamma/beta)*exp(-(((Hs-alpha)/beta)^gamma))*((Hs-
alpha)/beta)^(gamma-1); %Función de densidad de Hs

figure
fplot(Fw,[0 10])
figure
fplot(Pa,[0 10])
figure
fplot(fa,[0 10])

%Se define un valor a la media de la variable X2, es decir de Hs.
Será el valor más probable. Para ello, se iguala la derivada de fa a
0, es decir, se busca el máximo. Se convierte en número con double.

[mHs]=double(solve(diff(fa)==0));

%% Función de Verificación (SIMBÓLICA):
% -----
-----

Z = A*Delta*Dn*(Kd*Cot)^(1/3) - kp*Hs;

%% PROCESO DE ITERACIÓN:
% -----
--

% Valores iniciales del proceso iterativo:

%Se igualan los valores iniciales a las medias de cada variable

Ai = mA;
Hsi = mHs;
Deltai = mDelta;
Coti = mCot;

%Definición del valor inicial del error y contador

```

```

e = 1;

contador = 1;

%Inicio del bucle

while e > 1e-6
    % Evaluación de la función de distribución y de densidad en el
    punto medio
    F=double(subs(Fw,Hs,Hsi)); %Evalua Fw tomando la variable X2 un
    valor igual a X2i
    f=double(subs(fa,Hs,Hsi)); %Evalua fa tomando la variable X2 un
    valor igual a X2i

    %Obtención de la media y la desviación típica de la normal N[0,1]
    %equivalente a la Weibull en el punto de iteración
    sg=(pdf('Normal',icdf('Normal',F,0,1),0,1))/f;
    mg=Hsi-icdf('Normal',F,0,1)*sg;

    M = [mA mg mDelta mCot 1]';
    S2 = [sA^2 sg^2 sDelta^2 sCot^2 0]';

    % desarrollo serie Taylor centrado en [Xi*]
    X = [A Hs Delta Cot];
    XI = [Ai Hsi Deltai Coti];

    Zt = taylor(Z,X,XI,'Order',2);
    Zt = simplify(Zt);

    %Obtención los coeficientes de la función Zt que multimplican a
    %cada variable
    [ai,posicion] = coeffs(Zt,X);
    ai = eval(ai); %Reduce las fracciones a un número decimal

    mZ = ai*M;
    sZ = sqrt(ai.^2*S2);

    b = mZ/sZ;

    alfa1 = sA*ai(1)/sZ; % índices de sensibilidad
    alfa2 = sg*ai(2)/sZ;
    alfa3 = sDelta*ai(3)/sZ;
    alfa4 = sCot*ai(4)/sZ;

    % Nuevo punto de diseño:

    Af = mA - alfa1*b*sA;
    Hsf = mg - alfa2*b*sg;
    Deltaf = mDelta - alfa3*b*sDelta;
    Cotf = mCot - alfa4*b*sCot;

    e = max([abs(Af-Ai) abs(Hsf-Hsi) abs(Deltaf-Deltai) abs(Cotf-
    Coti)]);

    Ai = Af;
    Hsi = Hsf;

```

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

```
    Deltai = Deltaf;
    Coti = Cotf;

    contador = contador+1;

end

% Probabilidad de fallo
Pf = cdf('Normal',-b,0,1);
PL=1-((1-Pf)^L);
% Visualización de resultados de la simulación en pantalla:
% -----
---
disp('-----')
disp(['N° iteraciones hasta convergencia:   N   = '
num2str(contador)])
disp('-----')
disp(['Índice de Fiabilidad:                beta = '
num2str(b)])
disp(['Media de Z:                          mZ   = '
num2str(mZ)])
disp(['desviación Típica de Z:             sZ   = '
num2str(sZ)])
disp(['Valor de diseño de la variable A:    X1,d = '
num2str(Af)])
disp(['Valor de diseño de la variable Hs:    X2,d = '
num2str(Hsf)])
disp(['Valor de diseño de la variable Delta: X3,d = '
num2str(Deltaf)])
disp(['Valor de diseño de la variable cot(a): X4,d = '
num2str(Cotf)])
disp(['Valor de diseño de la variable Kd:    Kd   = '
num2str(Kd)])
disp(['Diámetro de diseño Dn:              Dn   = '
num2str(Dn)])
disp(['Valor de vida útil Kd:              L    = '
num2str(L)])
disp(['Probabilidad de Fallo:              Pf   = '
num2str(Pf)])
disp(['Probabilidad de Fallo:              PL  = '
num2str(PL)])
disp('-----')

toc

-----

FÓRMULA DE VAN DER MEER

-----

clearvars; clc; close all; clear all

tic

%Vida Útil
L=25; %años
%Tamaño del cubo
Dn=2.17;
%Coeficiente de propagación para la dirección SW procedente del método
de
```

```

%Nivel I
kp=0.9107;
%Densidad relativa
Phi_Hormigon=2.4; %t/m3
Phi_AguaMar=1.03; %t/m3

% Declaración de Variables Simbólicas:
% -----
----

syms X1 X2 X3 X4 X5 X6 X7 % Variables aleatorias
% syms X1i X2i X3i X4i X5i X7i X8i % Valores iniciales de la
iteración
% syms mX1 mX2 mX3 mX4 mX5 mX7 mX8 % valores medios de las
variables
% syms sX1 sX2 sX3 sX4 sX5 sX7 sX8 % valores desviación típica de
variables

% Parámetros de Funciones Normales
% -----
----

mX1 = 1.00; sX1 = 0.10; %A
mX3 = (Phi_Hormigon/Phi_AguaMar)-1; sX3 = 0.04; %Delta
mX4 = 0.50; sX4 = 0.10; %Nod
mX5 = 1750; sX5 = 875; %N
%Periodo Significante del oleaje Tm=k1*Tp
mX6=1.10; sX6=0.1;
%Periodo Medio del oleaje Tm=k2*Ts
mX7=1.20; sX7=0.1;

%Parámetros Función de Weibull para H0
lambda=3.12;
alpha=1.90; %Umbral
beta=1.66; %Escala
gamma=1.73; %Forma
Fw=1-exp(-((X2-alpha)/beta)^gamma);
Pa=1-exp(-lambda*(1-Fw));
fa=(gamma/beta)*exp(-((X2-alpha)/beta)^gamma)*((X2-
alpha)/beta)^(gamma-1);

figure
fplot(Fw,[0 10])
figure
fplot(Pa,[0 10])
figure
fplot(fa,[0 10])

[mX2]=double(solve(diff(fa)==0));

% Función de Verificación (SIMBÓLICA):
% -----
----

Z =
(X1*X3*Dn*(6.7*(X4^0.4/X5^0.3)+1.0)*((2*pi*kp*X2)/(9.81*((5.42*X2^0.3
3)/(X6*X7))^2)))^(-0.1))-kp*X2;

% PROCESO DE ITERACIÓN:

```

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

```
% -----  
--  
  
% Valores iniciales del proceso iterativo:  
  
X1i = mX1;  
X2i = mX2;  
X3i = mX3;  
X4i = mX4;  
X5i = mX5;  
X6i = mX6;  
X7i = mX7;  
  
e = 1;  
  
contador = 1;  
  
while e > 1e-6  
    % Evaluación de la función de distribución y de densidad en el  
    punto medio  
    % H0  
    F1=double(subs(Fw,X2,X2i));  
    f1=double(subs(fa,X2,X2i));  
  
    %Se obtienen la media y la desviación típica de la normal N[0,1]  
    %equivalente a la Weibull en el punto de iteración  
    sg2=(pdf('Normal',icdf('Normal',F1,0,1),0,1))/f1;  
    mg2=X2i-icdf('Normal',F1,0,1)*sg2;  
  
    M = [mX1 mg2 mX3 mX4 mX5 mX6 mX7 1]';  
    S2 = [sX1^2 sg2^2 sX3^2 sX4^2 sX5^2 sX6^2 sX7^2 0]';  
  
    % desarrollo serie Taylor centrado en [Xi*]  
    X = [X1 X2 X3 X4 X5 X6 X7];  
    XI = [X1i X2i X3i X4i X5i X6i X7i];  
  
    Zt = taylor(Z,X,XI,'Order',2);  
    Zt = simplify(Zt);  
  
    [ai,posicion] = coeffs(Zt,X);  
    ai = eval(ai);  
  
    mZ = ai*M;  
    sZ = sqrt(ai.^2*S2);  
  
    b = mZ/sZ;  
  
    alfa1 = sX1*ai(1)/sZ;    % índices de sensibilidad  
    alfa2 = sg2*ai(2)/sZ;  
    alfa3 = sX3*ai(3)/sZ;  
    alfa4 = sX4*ai(4)/sZ;  
    alfa5 = sX5*ai(5)/sZ;  
    alfa6 = sX6*ai(6)/sZ;  
    alfa7 = sX7*ai(6)/sZ;  
  
    % Nuevo punto de diseño:
```

```

X1f = mX1 - alfa1*b*sX1;
X2f = mg2 - alfa2*b*sg2;
X3f = mX3 - alfa3*b*sX3;
X4f = mX4 - alfa4*b*sX4;
X5f = mX5 - alfa5*b*sX5;
X6f = mX6 - alfa6*b*sX6;
X7f = mX7 - alfa7*b*sX7;

e = max([abs(X1f-X1i) abs(X2f-X2i) abs(X3f-X3i) abs(X4f-X4i)
abs(X5f-X5i) abs(X6f-X6i) abs(X7f-X7i)]);

X1i = X1f;
X2i = X2f;
X3i = X3f;
X4i = X4f;
X5i = X5f;
X6i = X6f;
X7i = X7f;

contador = contador+1;

end

% Probabilidad de fallo
Pf = cdf('Normal',-b,0,1);
PL=1-((1-Pf)^L);
% Visualización de resultados de la simulación en pantalla:
% -----
---
disp('-----')
disp(['N° iteraciones hasta convergencia:   N   = '
num2str(contador)])
disp('-----')
disp(['Índice de Fiabilidad:                beta = '
num2str(b)])
disp(['Media de Z:                          mZ   = '
num2str(mZ)])
disp(['desviación Típica de Z:              sZ   = '
num2str(sZ)])
disp(['Valor de diseño de la variable A:    X1,d = '
num2str(X1f)])
disp(['Valor de diseño de la variable Hs:   X2,d = '
num2str(X2f)])
disp(['Valor de diseño de la variable Delta: X3,d = '
num2str(X3f)])
disp(['Valor de diseño de la variable Nod:   X4,d = '
num2str(X4f)])
disp(['Valor de diseño de la variable N:     X5,d = '
num2str(X5f)])
disp(['Valor de diseño de la variable K1:    X6,d = '
num2str(X6f)])
disp(['Valor de diseño de la variable K2:    X7,d = '
num2str(X7f)])
disp(['Valor de diseño de la variable Dn:    Dn   = '
num2str(Dn)])
disp(['Probabilidad de Fallo:                Pf   = '
num2str(Pf)])
disp(['Probabilidad de Fallo:                PL   = '
num2str(PL)])

```

```
disp('-----')
```

```
toc
```

MÉTODO DE NIVEL III

FÓRMULA DE HUDSON

```
%%METODO NIVEL III PARA CUBOS USANDO LA FÓRMULA DE HUDSON
clearvars;
clc;
clear all;
close all;

%% DEFINICIÓN DE VARIABLES DETERMINISTAS
%Vida útil
L=25; %años
%Coeficiente Kd
Kd=5.00; %Define un nivel de fallo, se puede y debe considerar como
determinista
%Densidades
Phi_Hormigon=2.40; %t/m3
Phi_AguaMar=1.03; %t/m3
%Coeficiente de Propagación
kp=0.9107;

%% DEFINICIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE VARIABLES ALEATORIAS

%Coeficiente A. Incertidumbre de la fórmula
mA=1; sA=0.10;
%Densidad relativa Delta
mDelta=(Phi_Hormigon/Phi_AguaMar)-1; sDelta=0.04;
%cot(alpha) Talud del dique
mCot=2; sCot=0.1;

%Altura de Ola Significante
lambda=3.12;
alpha=1.90; %Umbral
beta=1.66; %Escala
gamma=1.73; %Forma

Dn50=1.90:0.10:2.90;
i=1;
N=length(Dn50);
Dn=zeros(N,1);
W=zeros(N,1);
Pfa=zeros(N,1);
Pfl=zeros(N,1);

while i<=N

    Dn50i=Dn50(i);

    %%
```

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%INICIO DE
BUCLE%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%N° de pruebas
M=1e5;

%Función de Verificación;

Ho=zeros (M,1);
a=zeros (M,1);
Delta=zeros (M,1);
Cot=zeros (M,1);
Hs=zeros (M,1);
vector=zeros (M,1);
prueba=zeros (M,1);

for n=1:M

    aleatorio=rand(4,1);
    Ho(n)=beta*(-log((aleatorio(1)/lambda)))^(1/gamma)+alpha;
    a(n)=icdf('Normal', aleatorio(2),mA,sA);
    Delta(n)=icdf('Normal', aleatorio(3),mDelta,sDelta);
    Cot(n)=icdf('Normal', aleatorio(4),mCot,sCot);

    %%CALCULO DE VARIABLES DERIVADAS
    %ola de diseño
    Hs(n)=kp*Ho(n);

    prueba(n)=(a(n)*Delta(n)*Dn50i*((Kd*Cot(n))^(1/3)))-Hs(n);

    if prueba(n)>0
        vector(n)=0;
    else
        vector(n)=1;
    end
end

s=sum(vector);
Pf=s/M;
PL=1-((1-Pf)^L);

Dn(i)=Dn50i;
W(i)=(Dn50i^3)*Phi_Hormigon;
Pfa(i)=Pf;
Pfl(i)=PL;

i=i+1;

end

```

FÓRMULA DE VAN DER MEER

```

%% METODO NIVEL III PARA CUBOS USANDO LA FÓRMULA DE VAN DER MEER
clc;
clear all;
close all;

```

Diseño de un Dique portuario de tipología rompeolas mediante los métodos probabilísticos de la ROM 0.0

```
% DEFINICIÓN DE VARIABLES DETERMINISTAS
%vida útil
L=25; %años
%Coeficiente de propagación
kp=0.9107;
%Densidad relativa
Phi_Hormigon=2.4; %t/m3
Phi_AguaMar=1.03; %t/m3

% DEFINICIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE VARIABLES ALEATORIAS

%Coeficiente A, incertudumbre de la fórmula
mA=1; sA=0.10;
%Peso relativo. LO TENÍA DEFINIDO COMO VARIABLE DETERMINISTA
mDelta=(Phi_Hormigon/Phi_AguaMar)-1; sDelta=0.04;
%Nod Número de unidades de armado desplazadas
mNod=0.5; sNod=0.1;
%N Número de olas en una tormenta
mN=1750; sN=875;
%Periodo Significante del oleaje Tm=k1*Tp
mk1=1.10; sk1=0.1;
%Periodo Medio del oleaje Tm=k1*Ts
mk2=1.20; sk2=0.1;

%Altura de Ola Significante
lambda=3.12;
alpha=1.90; %Umbral
beta=1.66; %Escala
gamma=1.73; %Forma

Dn50=1.90:0.10:2.90;
i=1;
J=length(Dn50);
Dn=zeros(J,1);
W=zeros(J,1);
Pfa=zeros(J,1);
Pfl=zeros(J,1);

while i<=J

    Dn50i=Dn50(i);
    %N° de pruebas
    M=1e5;

    %Función de Verificación;

    Ho=zeros(M,1);
    a=zeros(M,1);
    Delta=zeros(M,1);
    Nod=zeros(M,1);
    N=zeros(M,1);
    k1=zeros(M,1);
    k2=zeros(M,1);
    Hs=zeros(M,1);
    Tp=zeros(M,1);
    Ts=zeros(M,1);
    Tm=zeros(M,1);
```

```

vector=zeros(M,1);
prueba=zeros(M,1);

for n=1:M

    aleatorio=rand(7,1);
    Ho(n)=beta*(-log((aleatorio(1)/lambda)))^(1/gamma)+alpha;
    Delta(n)=icdf('Normal', aleatorio(2),mDelta,sDelta);
    a(n)=icdf('Normal', aleatorio(3),mA,sA);
    Nod(n)=icdf('Normal', aleatorio(4),mNod,sNod);
    N(n)=icdf('Normal',aleatorio(5),mN,sN);
    k1(n)=icdf('Normal',aleatorio(6),mk1,sk1);
    k2(n)=icdf('Normal',aleatorio(7),mk2,sk2);

    %%CALCULO DE VARIABLES DERIVADAS
    %Periodo pico del oleaje (boya de Cadiz)
    Tp(n)=5.42*Ho(n)^0.33;
    %Periodo significativa
    Ts(n)=Tp(n)/k1(n);
    %Periodo medio del oleaje
    Tm(n)=Ts(n)/k2(n);
    %ola de diseño
    Hs(n)=kp*Ho(n);

prueba(n)=(a(n)*Delta(n)*Dn50i*(6.7*((Nod(n)^0.4)/(N(n)^0.3))+1.0)*((2
*pi*Hs(n))/(9.81*(Tm(n)^2)))^(-0.1))-Hs(n);

    if prueba(n)>0
        vector(n)=0;
    else
        vector(n)=1;
    end
end

s=sum(vector);
Pf=s/M;
PL=1-((1-Pf)^L);

Dn(i)=Dn50i;
W(i)=(Dn50i^3)*Phi_Hormigon;
Pfa(i)=Pf;
Pfl(i)=PL;

i=i+1;

end

```