



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



DISEÑO PROBABILÍSTICO DE OBRAS MARÍTIMAS. APLICACIÓN AL DIQUE EXTERIOR DEL PUERTO DE LAREDO

Trabajo realizado por:

David Lucio Fernández

Dirigido:

Javier López Lara

Titulación:

**Máster Universitario en Ingeniería
de Caminos, Canales y Puertos**

Santander, Julio de 2016

TRABAJO FINAL DE MASTER

Agradecimientos

En estas pocas líneas me gustaría tener un pequeño agradecimiento con mi director, Javier L. Lara, por su tutelaje a lo largo de estos meses y aumentar mí ya interés por la estadística, el modelado y la simulación aplicada a esta rama de la ingeniería.

También me gustaría agradecer al investigador del IH Antonio Tomás Sampedro su continua paciencia, su permanente disponibilidad y todos los conocimientos de estadística y simulación sin los cuales este trabajo no hubiese sido lo mismo.

DISEÑO PROBABILÍSTICO DE OBRAS MARÍTIMAS. APLICACIÓN AL DIQUE EXTERIOR DEL PUERTO DE LAREDO.

Autor: David LUCIO FERNÁNDEZ, Trabajo Final de Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Convocatoria de Julio de 2016.

Dirigido por: Javier LÓPEZ LARA.

RESUMEN

La verificación estructural de las obras marítimas mediante métodos de Nivel III puede ser enfocada de diversas formas. En este trabajo se recoge una metodología clásica basada en el Método de Monte Carlo para calcular la probabilidad de fallo en los diques en talud, desarrollándose para los modos de fallo de desplazamiento de las piezas del manto principal, deslizamiento y vuelco del espaldón. A lo largo del trabajo, se muestran las hipótesis adoptadas y la formulación teórica del modelo desarrollado para el caso concreto del dique exterior del Puerto de Laredo. Partiendo de una sección que previamente se ha diseñado con una metodología determinista, se procede a la verificación con este método de Monte Carlo. Los resultados muestran que la sección que se pre-diseñó con métodos deterministas cumple la ROM para un puerto de estas características. No obstante, esta metodología permite un análisis mucho más completo, pudiendo caracterizar el clima marítimo local que alcanza al dique en su vida útil, comparar diferentes alternativas o realizar un diseño optimizado.

Palabras clave: Nivel III, verificación, probabilidad de fallo, modos de fallo, fiabilidad, clima marítimo, optimización.

1. Introducción

Este trabajo es un ejemplo práctico de cómo realizar una metodología de nivel III para el diseño de un dique en talud.

En primer lugar, se explica la metodología y los objetivos de este método. En segundo lugar, se verifica con este método la sección pre-diseñada con métodos deterministas. Esta tiene el manto principal de bloques cúbicos de 32T y un espaldón de 914 KN/mL. Finalmente, apoyándose en esta herramienta, se analiza como optimizar el diseño y se propone una tramificación para este caso en concreto.

2. Objetivos y metodología

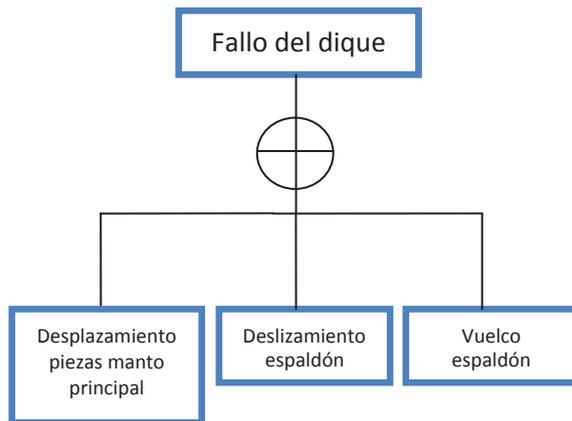
Los objetivos del presente trabajo son mostrar las posibilidades que un diseño

probabilístico ofrece frente a una metodología determinista.

Estos se podían resumir en los siguientes puntos:

- Verificar el diseño del dique.
- Obtener la probabilidad de fallo de cada modo de fallo.
- Caracterizar el oleaje que llega a la estructura a lo largo de su vida útil.
- Realizar un diseño optimizado.

Para poder verificar el diseño se debe conocer la relación entre los modos de fallo. En este caso se considera en serie en base al árbol de fallo siguiente:



Por tanto, se produce el fallo del dique si se produce el fallo de alguno de los modos de fallo. Contabilizando el número de vidas útiles en las que se produce el fallo de alguno de los modos, se obtiene la probabilidad conjunta de fallo. Dicho valor es el que nos dirá si se verifica el diseño en base al valor límite que admite la ROM para un puerto de estas características.

Para determinar si en una vida útil se produce el fallo de un modo, debemos conocer la ecuación de verificación de dicho modo. En este caso se basan en formulaciones semi-empíricas y son:

- Desplazamiento de las piezas del manto principal

$$Z_{mp} = W_{dispuesto} - W_{requerido}$$

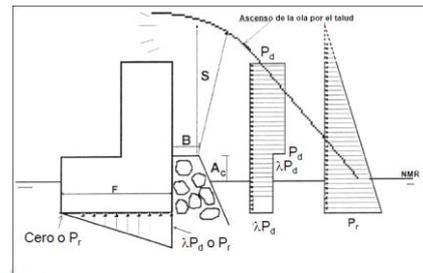
El peso dispuesto se calcula al inicio de cada vida útil en base al diámetro de los cubos y la densidad del hormigón. El peso requerido para el temporal simulado se obtiene mediante la formulación de Van der Meer (1988c) para diques de dos capas construidos con cubos, la cual se muestra continuación.

$$\frac{Hs}{\Delta D_N} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) s_{om}^{-0.1}$$

- Deslizamiento del espaldón

$$Z_{des} = (F_p - F_v)\mu - F_h$$

El peso del espaldón y el coeficiente de rozamiento núcleo-espaldón se simula al comienzo de cada vida útil. Las fuerzas desestabilizadoras de cada temporal se obtienen mediante la metodología de Martín.



Presión pseudohidrostática:

$$P(z) = \mu \rho g (s + A_c - z)$$

cota de cimentación $< z < A_c + s$

Presión dinámica:

$$Pd1 = \alpha \rho g s \quad A_c < z < A_c + s$$

$$Pd2 = \lambda Pd1 = \lambda \alpha \rho g s$$

cota de cimentación $< z < A_c$

Si en el temporal analizado alguna de las dos provoca el deslizamiento del espaldón, se tiene que en la vida útil a la que pertenece dicho temporal se produce el fallo por deslizamiento del espaldón.

- Vuelco del espaldón

$$Z_{vuelco} = M_p - (M_h + M_v)$$

En base a las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras anteriores, se calculan sus momentos asociados, provocando el fallo nuevamente si para alguno de los dos tipos de leyes de presión sobre el espaldón la ecuación de verificación es menor o igual a 0.

Parámetro	Distribución	μ	σ
D_N	Normal	2,40 m	3%
ρ_h	Normal	2,35 t/m ³	2%
Δ	Normal	1,293	5%
$\mu_{\text{NÚCLEO-ESPALEÓN}}$	Normal	0,6	15%

Con todo ello, se puede obtener las probabilidades de fallo individual y global del dique.

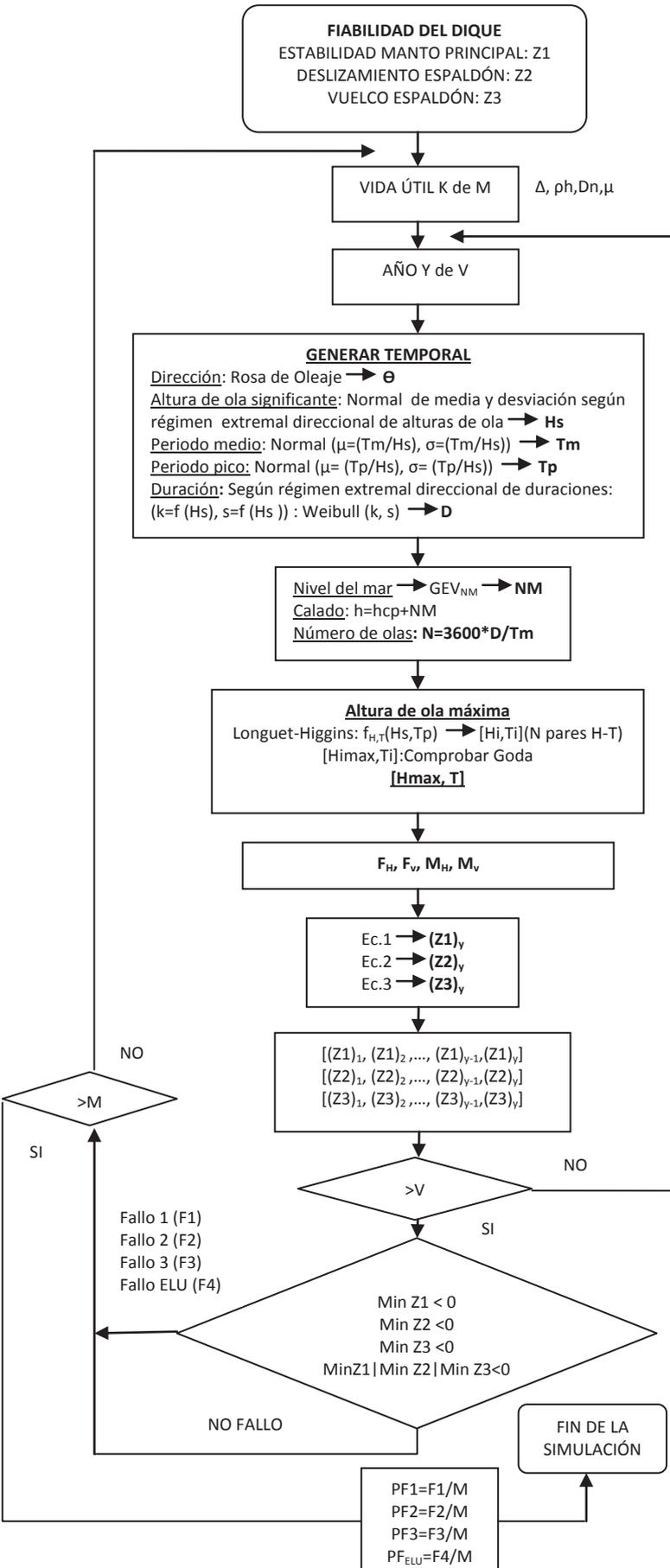
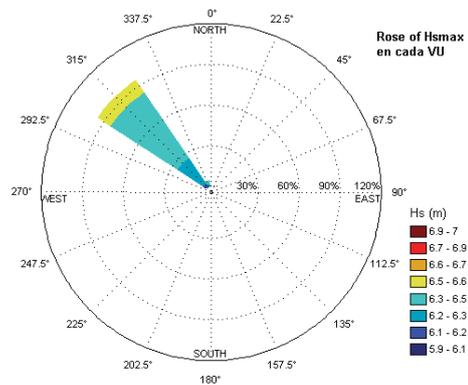
Una aplicación de la herramienta anterior es la optimización del diseño. Utilizando el programa para analizar situaciones hipotéticas en las que se varía alguna característica del dique, como el peso de los bloques, se puede ver qué consecuencias tiene dicha variación en términos de seguridad estructural. Conociendo el coste de cada una de estas situaciones, se puede realizar un análisis crítico y objetivo de las características del dique en base a criterios económicos y estructurales. Esto se usa en este trabajo para realizar un diseño tramificado.

3. Resultados

Los resultados de la ejecución del programa son de 3 tipos:

- Características del clima marítimo local que afecta a la estructura.
- Probabilidades de fallo y análisis estructural de cada modo.
- Fiabilidad del dique y su verificación estructural.

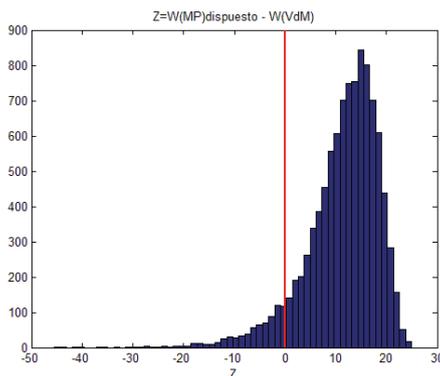
Respecto a los primeros, en el trabajo se muestran los resultados de direcciones, alturas de ola significativa, periodos medio y pico, duraciones y alturas de ola máxima. Por ejemplo, en la figura siguiente, se observa como el sector direccional mas energético y frecuente es el NW.



Respecto a los modos de fallo, los resultados obtenidos son:

Modo de Fallo	MP	DESL.	VUELCO
PF(%)	7,27	0,03	0,00
CV(%)	3,57	57,72	-
IC _{90%} PF (%)	7,61	0,05	0,00
μZ	14,32	258,65	4515,61
σZ	6,21	55,03	686,51
β	2,30	4,70	6,57
CS	-	2,69	3,14
IC _{10%} CS	-	2,06	2,73

En la siguiente figura, se muestra a modo de ejemplo, el histograma de la ecuación de verificación del manto principal.



Y los resultados de la verificación del dique en global son:

Modo de Fallo	ELU
PF(%)	7,29
CV(%)	3,57
IC _{90%} PF (%)	7,62
R(%)	92,71

En un puerto de estas características, la ROM exige que la probabilidad de fallo conjunta de los modos adscritos al ELU sea inferior al 10%. En base a lo anterior, vemos que la sección prediseñada con métodos deterministas (bloques de 32T y espaldón de 914 KN/mL) es correcta.

No obstante, se propone una optimización teniendo en cuenta criterios económicos y estructurales en base a este método, tal y como se muestra a continuación.



Tramo	Bloques MP	Peso del espaldón	Longitud (m)
Tramo 1	35 T	800 KN/mL	410,00
Tramo 2	45 T	800 KN/mL	390,00
Morro	50 T	800 KN/mL	40,00

Dicha tramificación, está justificada desde el punto de vista económico y de seguridad estructural, como se muestra a continuación.

MP	32T	35T	45T	50T
Δ coste	0,00%	3,62%	14,56%	19,52%
ESPALDÓN	914 KN/mL	800KN/mL		
Δ coste	0,00%	-12,47%		

Tramo	PF _{MP}	PF _{desl.}	PF _{vuelco}	ELU
Tramo 1	4,13%	0,26%	0,00%	4,32%
Tramo 2	0,99%	0,26%	0,00%	1,18%
Morro	0,45%	-	-	0,45%

4. Conclusiones

Esta metodología permite unas mayores posibilidades que una metodología determinista. Se tiene un mayor conocimiento de los procesos relacionados con el oleaje y la respuesta estructural del dique, permite comparar alternativas o realizar un diseño optimizado.

PROBABILISTIC DESIGN OF COASTAL STRUCTURES. APPLICATION TO THE OUTER BREAKWATER OF THE PORT OF LAREDO

Author: David LUCIO FERNÁNDEZ, Trabajo Final de Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. July 2016

Directed by: Javier LÓPEZ LARA.

ABSTRACT

Verification of coastal structures by Level III methods can be approached in different ways. In this work a classic methodology based on Monte Carlo method is developed to calculate the probability of failure in breakwaters, considering the failure modes of displacement of units of the armour layer, sliding and overturning of the crown wall. Throughout the work, the hypotheses made and the theoretical formulation of the model developed for the specific case of the outer breakwater of the Port of Laredo are shown. Starting from a section which has previously been designed with a deterministic methodology, it proceeds to verify it by using this Monte Carlo method. The results show that the section designed with deterministic methods meets the requirements (ROM) for a port of these features. However, this methodology allows a more complete analysis, being able to characterize the local wave climate that reaches the breakwater in its useful life, compare different alternatives or perform an optimized design.

Key words: Level III, verification, probability of failure, failure modes, reliability, local wave climate, optimization.

1. Introduction

This work is a practical example of how to perform a level III methodology for the design of a mound breakwater.

First, the methodology and the objectives of this method are explained. Secondly, the section designed with deterministic methods is verified. This section consists of cubes of 32T and a crown wall of 914 KN/mL. Finally, relying on this tool, it's analyzed how to optimize the design and it's proposed a sectioning for this particular case.

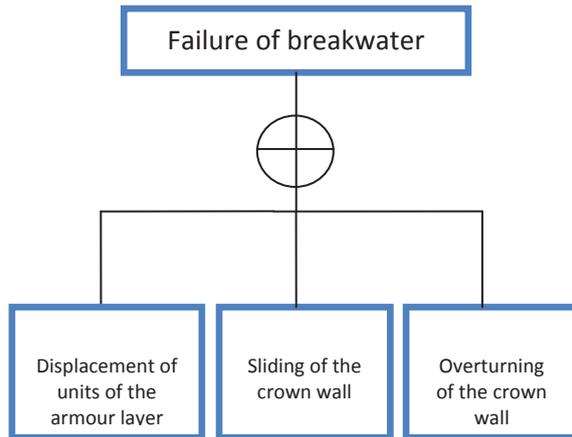
2. Objectives and methodology

The objectives of this work are to show the possibilities that a probabilistic design offers over a deterministic methodology.

These can be summarized in the following points:

- Verify the design of the breakwater.
- Get the failure probability of each failure mode.
- Characterize the local wave climate reaching the structure throughout its useful life.
- Perform an optimized design.

In order to verify the design must know the relationship between the failure modes. In this case it is considered a series system, as shown in the following fault tree:



Therefore, the breakwater failure is produced when the failure of one of the failure modes occurs. Counting the number of useful lives in which the failure of any of the failure modes occurs, the joint probability of failure is obtained. This value indicates whether the design is verified by comparing the value that ROM allows for a port of these features.

To determine if the failure mode occurs must know the verification equation of each failure mode. In this case they are based on semi-empirical formulations as shown below:

- Displacement of units of the armour layer

$$Z_1 = W_{placed} - W_{required}$$

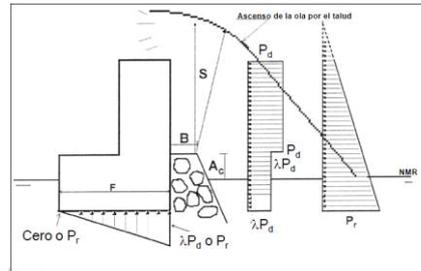
The weight placed is calculated at the beginning of each useful life from the diameter of the cubes and the density of the concrete. The weight required for the simulated storm is obtained from the formulation of Van der Meer (1988c) for concrete units, which is shown below.

$$\frac{Hs}{\Delta D_N} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) S_{om}^{-0.1}$$

- Sliding of the crown wall

$$Z_2 = (F_p - F_v)\mu - F_h$$

At the beginning of each useful life, the weight of the crown wall and the friction coefficient between the crown wall and the core material are simulated. The destabilizing forces are obtained by the methodology of Martin.



Reflecting pressures:

$$P(z) = \mu \rho g (s + A_c - z)$$

$$w_f < z < A_c + s$$

Dynamic pressures

$$Pd1 = \alpha \rho g s \quad A_c < z < A_c + s$$

$$Pd2 = \lambda Pd1 = \lambda \alpha \rho g s$$

$$w_f < z < A_c$$

If any of the two laws pressure causes the sliding of the crown wall, it turns out that in this useful life the failure occurs by sliding the crown wall.

- Overturning of the crown wall

$$Z_3 = M_p - (M_h + M_v)$$

Based on previous destabilizing and stabilizing forces, their associated bending moments are calculated, causing failure if for one of the two laws of pressure on the crown wall, the verification equation is less than or equal to 0.

Parameter	Distribution	μ	σ
D_N	Normal	2,40 m	3%
ρ_h	Normal	2,35 t/m ³	2%
Δ	Normal	1,293	5%
$\mu_{\text{crown wall-core}}$	Normal	0,6	15%

Thus, failure probabilities of each mode and failure probability of the breakwater can be calculated.

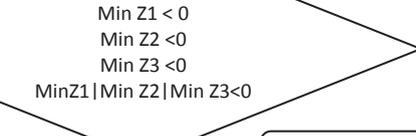
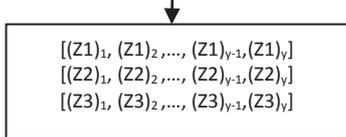
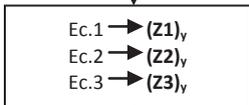
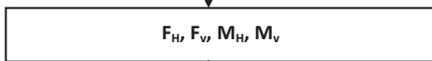
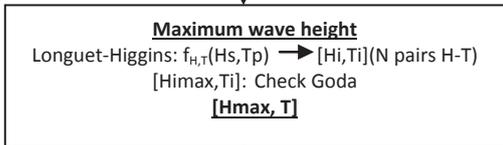
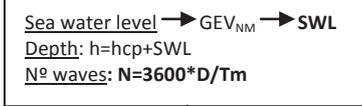
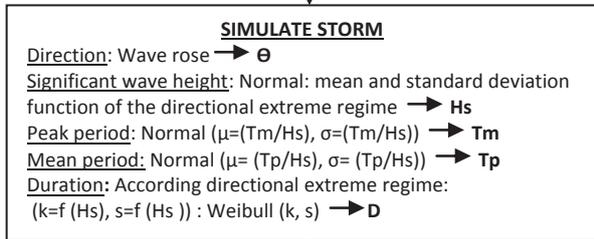
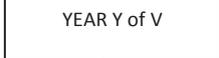
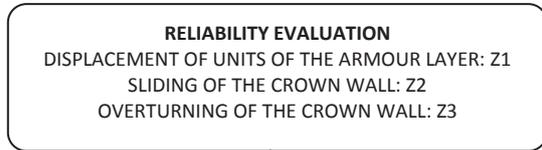
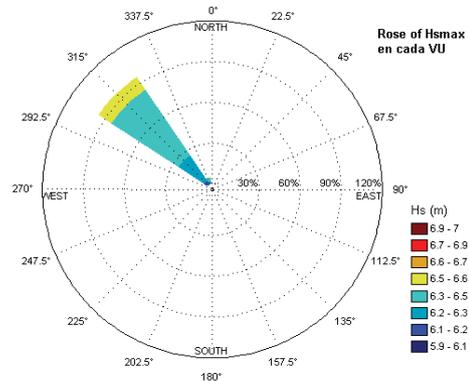
An application of the previous tool is the realization of an optimized design. Using the program to analyze hypothetical situations in which some characteristic of the breakwater, as the weight of the cubes, is varied you can see what are the consequences of this variation in terms of structural safety. Knowing the cost of each of these situations, you can make a critical and objective analysis of the characteristics of the breakwater based on economic and structural criteria. This is used in this work for a sectional design.

3. Results

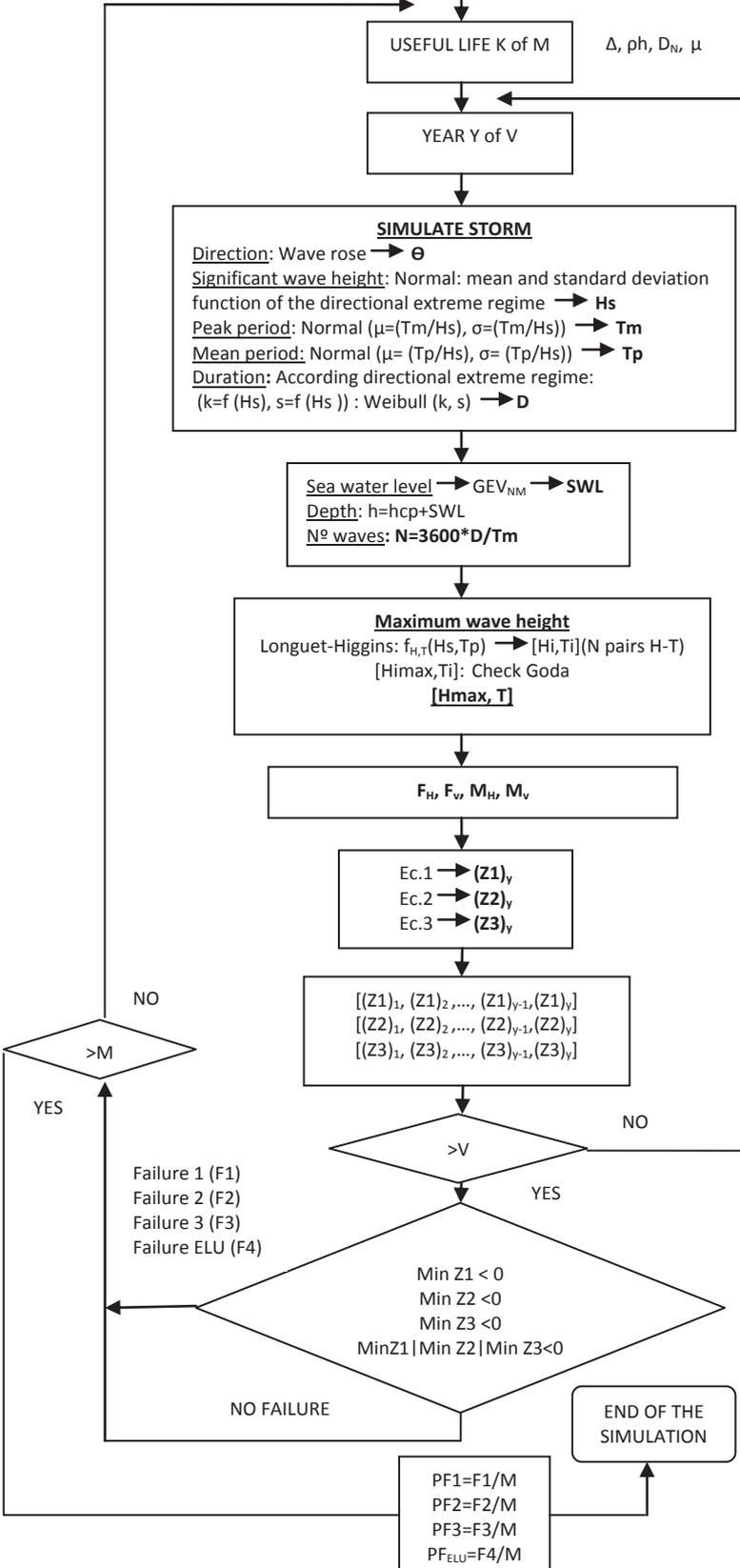
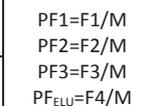
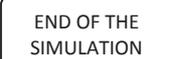
The results of the execution of the program are of 3 types:

- Characteristics of the local wave climate that reaches the structure.
- Failure probabilities and structural analysis of each mode.
- Reliability of the breakwater and its structural verification.

Respect to the first, work results are: directions, significant wave heights, mean and peak periods, durations and maximum wave heights. For example, in the following figure, it is seen as the most energetic and frequent directional sector is NW.



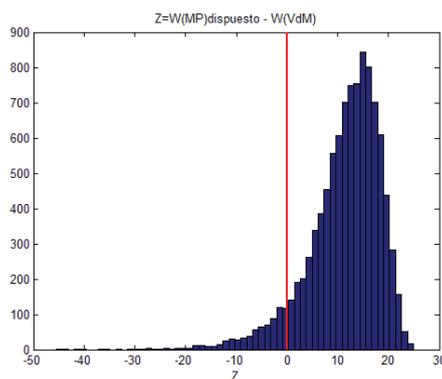
NO FAILURE



Regarding the failure modes, the results are:

Failure mode	AL	SL	OT.
PF(%)	7,27	0,03	0,00
CV(%)	3,57	57,72	-
IC _{90%} PF (%)	7,61	0,05	0,00
μZ	14,32	258,65	4515,61
σZ	6,21	55,03	686,51
β	2,30	4,70	6,57
CS	-	2,69	3,14
IC _{10%} CS	-	2,06	2,73

In the following figure, is shown as an example, the histogram of the verification equation of the armour layer.



And the results of the verification of the breakwater are:

Failure mode	ELU
PF(%)	7,29
CV(%)	3,57
IC _{90%} PF (%)	7,62
R(%)	92,71

In a part of these features, the ROM requires that the joint probability of failure against the modes ascribed to ELU be lower than 10%. Based on the above, we see that the section predesigned with deterministic methods (cubes of 32T and crown wall of 914 KN / mL) is correct.

However, an optimization is proposed considering economic and structural criteria based on this method, as shown below.



Section	Cubes	Weight of the crown wall	Longitude (m)
Section 1	35 T	800 KN/mL	410,00
Section 2	45 T	800 KN/mL	390,00
Head	50 T	800 KN/mL	40,00

Such sectioning is justified from economic point of view and structural safety, as shown below.

CUBES	32T	35T	45T	50T
Δ cost	0,00%	3,62%	14,56%	19,52%
CROWN WALL	914 KN/mL	800KN/mL		
Δ cost	0,00%	-12,47%		

Section	PF _{AL}	PF _{SL}	PF _{OT}	ELU
Section 1	4,13%	0,26%	0,00%	4,32%
Section 2	0,99%	0,26%	0,00%	1,18%
Head	0,45%	-	-	0,45%

4. Conclusions

This methodology allows greater possibilities than a deterministic methodology. You have more knowledge of the processes related to the waves and the structural response of the breakwater; it allows comparing alternatives or performs an optimized design.

Contenido

1.	Introducción	6
1.1.	Estructura del trabajo	7
2.	Estado del arte en el diseño estructural de diques	8
2.1.	Modos de fallo y funciones de fallo	8
2.2.	Métodos de nivel I	10
2.3.	Métodos de nivel II	11
2.4.	Métodos de nivel III	14
2.5.	Análisis de los modos de fallo de sistemas	16
2.6.	Incertidumbres relacionadas con los parámetros involucrados en la determinación de la fiabilidad de la estructura	17
3.	Objetivos y metodología	19
3.1.	Objetivo 1	19
3.2.	Objetivo 2	20
3.3.	Objetivo 3	20
3.4.	Objetivo 4	21
3.5.	Objetivo 5	22
3.6.	Objetivo 6	23
4.	Diseño de Nivel I – Aplicación al dique exterior del puerto de Laredo	25
4.1.	Caracterización del Clima Marítimo local	26
4.1.1.	Altura de ola significativa, H_s	27
4.1.2.	Periodo pico, T_p	28
4.1.3.	Periodo medio, T_m	28
4.1.4.	Duración del temporal de cálculo	29
4.1.5.	Nivel del mar	32
4.2.	Cálculo de la sección tipo	33
4.2.1.	Mantos exteriores	33
4.2.2.	Cota de la berma superior y coronación del espaldón	36
4.2.3.	Mantos interiores	40
4.2.4.	Cálculo del espaldón	42
4.2.4.1.	Presión pseudohidrostática	44
4.2.4.2.	Presión dinámica	45
4.3.	Sección tipo	47

5. Verificación del diseño con métodos de nivel III- Aplicación al dique exterior del puerto de Laredo	48
5.1. Modelo de nivel III basado en la simulación de Monte Carlo	48
5.1.1. Caracterización de las variables estructurales	48
5.1.2. Caracterización de las variables climáticas	49
5.1.2.1. Rosa de oleaje	49
5.1.2.2. Régimen extremal direccional de alturas de olas	50
5.1.2.3. Periodo Pico, T_p	51
5.1.2.4. Periodo medio, T_m	51
5.1.2.5. Régimen extremal direccional de duraciones.....	52
5.1.2.6. Nivel del mar	54
5.1.2.7. Altura de ola máxima del temporal	54
5.1.3. Descripción del modelo de simulación.....	55
5.1.3.1. Diagrama de flujo 1	55
5.1.3.2. Diagrama de flujo 2	56
5.2. Resultados.....	57
5.2.1. Análisis de las variables climáticas que afectan a la estructura.....	57
5.2.2. Análisis de los modos de fallo	61
5.2.2.1. Desplazamiento de las piezas del manto principal	62
5.2.2.2. Deslizamiento del espaldón	63
5.2.2.3. Vuelco del espaldón	66
5.2.3. Análisis de la fiabilidad del dique	68
5.3. Análisis de resultados	69
6. Optimización del diseño- Aplicación al dique exterior del puerto de Laredo.....	71
6.1. Análisis de sensibilidad de las variables estructurales	71
6.2. Optimización del diseño	74
6.3. Propuesta de tramificación.....	81
7. Conclusiones.....	85
7.1. Conclusiones generales.....	85
7.2. Futuras líneas de trabajo	86
8. Anejo de código en Matlab	87
9. Bibliografía.....	97

1. Introducción

Los puertos han sido a lo largo de la historia parte del motor de la actividad socio-económica de la región en la que se encuentran. Juegan un papel fundamental en sectores como el turismo, el tráfico de pasajeros o el tráfico de mercancías, todas ellas actividades con gran incidencia tanto en la generación de riqueza como de empleo de la zona.

Por tanto, es tremendamente importante tener infraestructuras que hagan posibles dichas actividades. Para ello los ingenieros debemos construir estructuras costeras, y más concretamente en el caso de los puertos obras marítimas como diques verticales, diques de escollera, espigones o muelles, que garanticen la estabilidad de la obra y la funcionalidad del puerto permitiendo una explotación correcta del mismo.

De entre estas posibles estructuras vamos a centrarnos en los diques de escollera, que es la tipología de dique que vamos a analizar en el presente trabajo. En base a lo anterior, el diseño consistirá en definir la estructura para poder alcanzar unos estándares (*probabilidad de fallo, número medio de paradas, duración de las paradas...*) ante la exposición de una dinámica del mar concreta. La definición geométrica y estructural de los elementos que conforman el dique debe garantizar que cada uno de estos parámetros, como por ejemplo la probabilidad de fallo, se cumplan a lo largo de la vida útil del dique. El cumplimiento de estos estándares indirectamente significa un correcto funcionamiento estructural y funcional del puerto.

En lo referente a las solicitudes a las que se encuentran expuestas las obras marítimas, el oleaje es la más relevante. Como el oleaje es un proceso ergódico y estocástico la caracterización del mismo requerirá un tratamiento estadístico. Según el procesado que le demos a esta información estadística tenemos dos líneas diferenciadas de dimensionamiento: Diseño determinista y diseño probabilístico. El primero caracteriza el oleaje a través de una serie de valores representativos obtenidos del tratamiento estadístico y que representan, en este caso de forma determinista, el oleaje. El segundo caracteriza el oleaje a través de una serie de funciones de probabilidad obtenidas del tratamiento estadístico y que representan, en este caso de forma probabilística, el oleaje.

Lógicamente el diseño determinista es más sencillo, pero también más limitado. Con un diseño probabilístico además de dimensionar el dique podemos ver, por ejemplo, cómo se comporta el mismo ante un cambio en los patrones climáticos. Si por cualquier circunstancia los temporales con dirección norte aumentan, podemos ver que incidencia tiene en nuestro puerto en términos de variación de la probabilidad de fallo o funcionalidad. También permiten realizar un diseño optimizado entendiendo por tal el incremento del coste que supone la reducción de la probabilidad de fallo, y si dicho coste es justificado. Por ejemplo, si para reducir la probabilidad en un punto porcentual el incremento de coste asociado es muy elevado, en las zonas del dique donde no haya peligrosidad ni supongan una criticidad en las actividades, puede justificarse que no merece la pena tal gasto.

En definitiva, el diseño probabilístico además de ser una herramienta de diseño, es también una herramienta de gestión del puerto tal y como veremos en este trabajo.

1.1. Estructura del trabajo

Este trabajo, dentro de una serie de limitaciones, es un ejemplo práctico de cómo realizar y utilizar un modelo probabilístico para el diseño de un puerto. La estructuración del mismo es la siguiente:

- En el capítulo 2 se revisa brevemente el estado de la técnica del diseño de diques.
- En el capítulo 3, se analiza la metodología y los objetivos de un diseño probabilístico.

En base a la metodología explicada en el capítulo 3, se procede a una aplicación práctica de la misma:

- En el capítulo 4, se analiza la metodología de nivel I y se realiza un diseño determinista del dique exterior del Puerto de Laredo.
- En capítulo 5, se analiza la metodología de nivel III y se realiza una verificación probabilística de la estructura diseñada en el punto anterior.
- En capítulo 6, en base al modelo creado para el punto anterior, se propone una tramificación en planta del mismo con el objetivo de optimizar el diseño del dique.
- Finalmente, en el capítulo 7 se recogen las principales conclusiones de este trabajo.

2. Estado del arte en el diseño estructural de diques

El objetivo del diseño por estabilidad es que la resistencia de la estructura sea mayor que las cargas de diseño. En base al tratamiento y la forma en que describamos las variables que definen las cargas de la sollicitación y la resistencia de la estructura, tres son los tipos de diseño posible.

El primero, diseño de nivel I, utiliza valores de cálculo para las acciones de carga y las de resistencia, reglas de diseño para dimensionar los diferentes elementos de la estructura y asume que la obra es segura siempre que el margen de seguridad entre el valor característico de la resistencia y el valor de diseño de la acción, sea suficientemente grande para todos los estados límites de todos sus elementos. Los otros dos tipos se tratan de métodos probabilísticos, en el que a diferencia del primero, la probabilidad de fallo no será una función escalón ya que puede tomar cualquier valor entre 0 y 1. Dicho fallo se producirá cuando un valor aleatorio de la función de la sollicitación sea mayor que un valor aleatorio de la función de la resistencia. Por tanto, la probabilidad de fallo será la probabilidad de que la función resistencia menos la función sollicitación sea menor o igual que cero. Esto es lo que se conoce como ecuación de estado límite (G) y se define como $G = R - S$ y por tanto $p_f = Pr(G \leq 0)$.

La diferencia entre uno y otro radica precisamente en la forma en la que se definen las funciones de probabilidad de las variables. En el segundo, diseño de nivel II, se asume que las funciones de probabilidad son estadísticamente independientes y que se distribuyen normalmente, por lo que puede definirse analíticamente la probabilidad de fallo. En el tercero, diseño de nivel III, se evalúan las probabilidades de fallo teniendo en cuenta que las distribuciones estadísticas de la resistencia y la sollicitación son únicamente independientes. A diferencia del caso anterior, abordar analíticamente la formulación de la probabilidad de fallo es tremendamente complicado. No obstante, ante el desconocimiento de la función de distribución conjunta se puede resolver el problema, tal y como se hace en el presente trabajo, con métodos numéricos (método de Monte Carlo).

A continuación, se explica la base teórica de los tres métodos de diseño (Nivel I, nivel II y nivel III), así como la de una serie de conceptos necesarios para su comprensión.

2.1. Modos de fallo y funciones de fallo

Previamente a la descripción de los métodos de diseño, se describe brevemente los conceptos de modos de fallo y funciones de fallo, para así poder entenderlos correctamente.

La evaluación de la seguridad estructural está siempre relacionada con la respuesta estructural definida a través de los modos de fallo. Esto quiere decir, que en primer lugar debemos identificar todos y cada uno de los posibles mecanismos de fallo. Después ya estimamos la probabilidad de fallo individual de cada uno y finalmente, en base a la correlación entre ellos, la de la obra global. Por lo tanto, el no evaluar uno de ellos puede infravalorar la seguridad de la estructura.

A continuación se muestran los modos de fallo en un dique convencional de escollera. De entre todos los mostrados, en el presente trabajo se analizan los modos de fallo de extracción de las piezas del manto principal, vuelco y deslizamiento del espaldón.

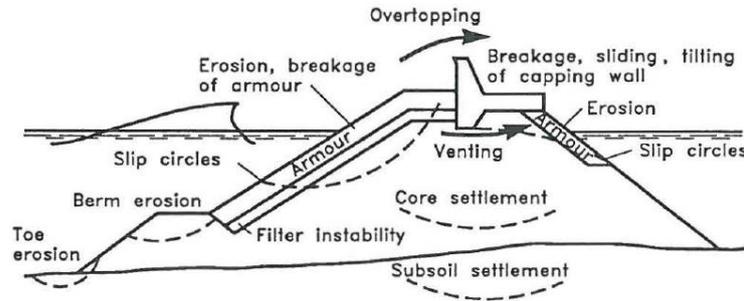


Figura 1: Modos de fallo en un dique en talud (Fuente: Reliability Evaluation and Probabilistic Design of Coastal Structures, Falk H. Burcharth)

Definido individualmente cada modo de fallo, debemos conocer la fórmula que lo describe (como la de *Van der Meer* para extracción de piezas del manto principal) y la interacción entre los modos de fallo.

Tomando como referencia el modo de fallo de extracción de las piezas del manto principal y la ecuación 6 que veremos al hablar del nivel I, vemos que hay una serie de variables que contribuyen a la resistencia y únicamente la variable H_s actúa como carga, por lo que la eq.6 puede ser escrita:

$$G = \Delta D_N \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) s_{om}^{-0.1} - H_s \rightarrow G = R - S \quad (Eq. 1)$$

Donde R representa la resistencia y S la sollicitación. En un caso genérico, R y S son funciones de varias variables aleatorias, es decir:

$$R = R(X_1^{res}, X_2^{res}, \dots, X_n^{res}) \text{ y } S = S(X_1^{load}, X_2^{load}, \dots, X_m^{load}) \quad (Eq. 2) \text{ y } (Eq. 3)$$

El estado límite se alcanza si la función G vale 0, por lo que define la superficie de fallo que separa la zona segura de la región de fallo.

Asumiendo que las que las distribuciones de R y S son ambas independientes del tiempo, la probabilidad de fallo durante cualquier periodo de referencia de duración T años es la siguiente:

$$P_f = Prob[G \leq 0] \quad (Eq. 4)$$

Y finalmente por tanto la fiabilidad se define:

$$R = 1 - P_f \quad (Eq. 5)$$

2.2. Métodos de nivel I

El diseño convencional de estructuras costeras es determinista y se basa en el concepto de que la carga de diseño no debería exceder la resistencia de la estructura. La carga de diseño se define generalmente sobre una base probabilística como un valor característico de la carga, por ejemplo, el valor esperado (media) del evento con período de retorno de 500 años. La resistencia es en la mayoría de los casos definida en términos de la sollicitación que provoca un cierto daño sobre la estructura y no se da como una fuerza máxima o deformación. Esto es porque la mayoría de las fórmulas de diseño disponibles únicamente dan la relación entre las características del oleaje y la respuesta estructural, por ejemplo en términos de run-up, overtopping, daño del manto, etc.

Por ejemplo, en la función de Van der Meer (1988c) para diques de dos capas construidos con cubos, en el que la función de estabilidad depende del nivel de daño relativo (N_{od}), el número de olas (N) y el peralte de la ola (s_{om}) de la forma siguiente:

$$\frac{Hs}{\Delta D_N} = f(N_{od}, N, s_{om}) \rightarrow \frac{Hs}{\Delta D_N} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) s_{om}^{-0.1} \quad (Eq. 6)$$

La ecuación de estado límite G será:

$$G = \Delta D_N \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) s_{om}^{-0.1} - Hs \quad (Eq. 7) \quad \left\{ \begin{array}{l} < 0 \text{ fallo} \\ = 0 \text{ estado limite (fallo)} \\ > 0 \text{ no fallo} \end{array} \right.$$

Los valores que adoptan cada uno de los parámetros se describen en el capítulo 4 cuando se diseña con este procedimiento el dique exterior. No obstante, indicar que por ejemplo el valor de Hs corresponde al valor de la banda de confianza del 90% asociado al periodo de retorno de de cálculo.

El fallo se asume que es una función escalón, es decir la estructura falla ($p_f=1$) o es segura ($p_f=0$). Cuando veamos las limitaciones de este método incidiremos en este aspecto.

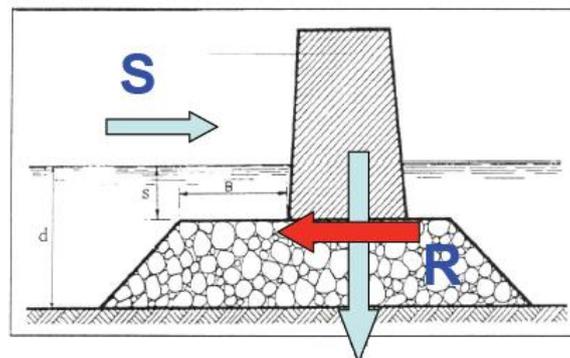


Figura 2: Modo de fallo de deslizamiento del dique con enfoque determinista

Este método, si bien es el más sencillo, tiene una serie de limitaciones que son las siguientes:

- No permite determinar la fiabilidad del diseño y por tanto tampoco optimizarlo.
- El sistema completo es considerado como un conjunto elementos independientes entre sí. De una manera implícita se asume que el fallo del conjunto de la obra se produce cuando tiene lugar el fallo de uno cualquiera de sus elementos. Esto quiere decir que se asume que los elementos del sistema se relacionan con la obra mediante una relación en serie.
- Proporciona el mismo diseño independientemente de la dimensión de la obra. Sin embargo, a mayor dimensión, la probabilidad de fallo será mayor.
- No es posible comparar la resistencia de elementos diferentes de la obra, como por ejemplo en el caso de una playa artificial, la resistencia de diques, espaldones, dunas o playas.
- Es incompatible con políticas de seguridad asociadas a otros campos, como puede ser la seguridad de personas, del transporte, de procesos industriales, de reservas naturales, etc.

2.3.Métodos de nivel II

El objetivo último es calcular la probabilidad de fallo de la ecuación 4 para el modo de fallo dado. Este método no es más que una simplificación numérica del problema real, ya que como se ha explicado, el conocer la función de distribución conjunta analíticamente es en la mayoría de casos reales imposible. Para ello, en este método se asume que las variables aleatorias R y S se distribuyen normalmente, y por tanto, la función de fiabilidad G también es una variable aleatoria normal. Con esta simplificación lo que estamos consiguiendo es, como se verá, ser capaces de obtener una expresión analítica de la función de distribución conjunta.

Por tanto, si R y S se distribuyen normalmente y consecuentemente G también, la media y varianza de G se pueden expresar como:

$$\mu(G) = \mu(R) - \mu(S) \quad (Eq. 8)$$

$$\sigma^2(G) = \sigma^2(R) + \sigma^2(S) \quad (Eq. 9)$$

La probabilidad de fallo del modo de fallo es:

$$P_f = P(G < 0) = \int_{-\infty}^0 f_g(g)dg \quad (Eq. 10)$$

Haciendo uso del cambio de variable siguiente

$$x = \frac{g - \mu(G)}{\sigma(G)} \quad (Eq. 11)$$

Se transforma la distribución normal $N(\mu, \sigma)$ en una normal $N(0,1)$. Realizando el cambio, y teniendo en cuenta que la integral (10) representa el valor de la función de distribución de G en el punto $g=0$, la probabilidad de fallo se puede expresar por:

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_g(g) dg = F_{N(\mu(g), \sigma(g))}(g=0) = F_{N(0,1)}\left(-\frac{\mu(G)}{\sigma(G)}\right) = F_{N(0,1)}(-\beta) \quad (Eq. 12)$$

Donde $\beta = \mu(g)/\sigma(g)$ es el denominado índice de fiabilidad.

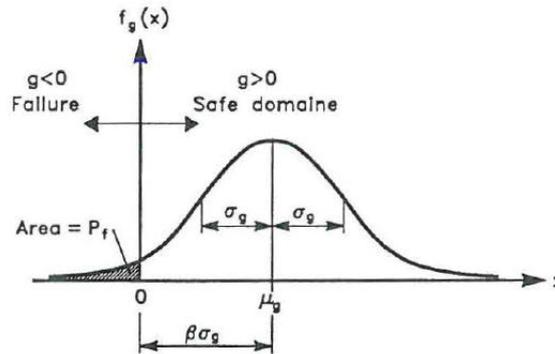


Figura 3: Ilustración del índice de fiabilidad. (Fuente: Reliability Evaluation and Probabilistic Design of Coastal Structures, Falk H. Burcharth)

Generalizando, si las $n+m$ variables aleatorias independientes que intervienen en la función de Resistencia (R) y la función de carga (S) (Eq.2 y 3) se distribuyen normalmente y se relacionan mediante una combinación lineal de variables R y S , entonces la función G se puede suponer formada por una combinación lineal de variables aleatorias normales del tipo:

$$G = \sum_{i=1}^n a_i X_i^{res} + \sum_{j=1}^m b_j X_j^{load} = \sum_{k=1}^{p=n+m} c_k X_k \quad (Eq. 13)$$

En este caso, la función de distribución de G será una normal con media y varianza dadas por:

$$\mu(G) = \sum_{i=1}^p c_i \mu(X_i) \quad (Eq. 14)$$

$$\sigma^2(G) = \sum_{i=1}^p (c_i \sigma(X_i))^2 \quad (Eq. 15)$$

Luego, en la base del método de cálculo de nivel II de la probabilidad del modo de fallo de un elemento se encuentra la suposición de que la función G , de p variables, puede ser expresada como una combinación lineal de variables.

Si la función es débilmente no lineal, se puede realizar un desarrollo de Taylor de la función G alrededor del punto $x_i^0 = (x_1^0, x_2^0, \dots, x_p^0)$ y tomar solo los términos lineales:

$$G = G^0 + \sum_{i=1}^p (X_i - X_i^0) \left(\frac{\partial G}{\partial X_i} \right)_0 \quad (Eq. 16)$$

Donde G^0 es el valor de G en el punto x_i^0 y la derivada de G está evaluada en dicho punto. Si las variables x_i son normales e independientes, la función G es una variable normal con media y desviación típica dadas por:

$$\mu(G) = G^0 + \sum_{i=1}^p \left((\mu(X_i) - X_i^0) \left(\frac{\partial G}{\partial X_i} \right)_0 \right) \quad (Eq. 17)$$

$$\sigma^2(G) = \sum_{i=1}^p \left(\sigma(X_i) \left(\frac{\partial G}{\partial X_i} \right)_0 \right)^2 \quad (Eq. 18)$$

Y por tanto la probabilidad del modo de fallo puede ser determinada utilizando la función de distribución normal $N(0,1)$ tal y como se ha indicado anteriormente.

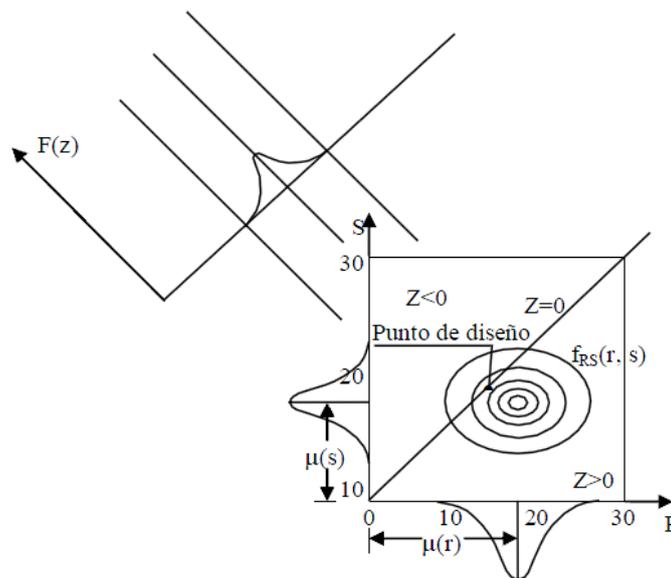


Figura 4: Definición del punto de diseño como el punto del contorno de fallo donde la densidad de probabilidad de la distribución conjunta de R y S es máxima

Lo mostrado en la figura 4 es la obtención del punto de diseño sabiendo que este es aquel del contorno de fallo ($G=0$) donde la densidad de probabilidad conjunta de R y S es máxima. Además, en este punto se cumple que la función $\beta_z = \mu(z)/\sigma(z)$ presenta un mínimo.

Finalmente, es importante destacar que existen varios métodos diferentes para el tratamiento de variables aleatorias con distribuciones no normales. El procedimiento más común consiste en reemplazar las distribuciones no normales por sus distribuciones normales equivalentes.

La condición que se impone es que, el valor de la función de distribución de cada variable aleatoria x_i en el punto x_i^0 , $F_{x_i}(x_i^0)$, debe mantenerse con la nueva distribución normal. Como la distribución normal tiene dos parámetros, μ y σ , la determinación de los mismos exige una segunda condición. Dicha condición es la de tangencia de ambas distribuciones en el punto de diseño, o lo que es lo mismo, la igualdad en dicho punto de las funciones de densidad. De esta manera se tienen dos ecuaciones para cada variable aleatoria x_i :

$$\left. \begin{aligned} F_N(x_i^0) &= F_{x_i}(x_i^0) \\ f_n(x_i^0) &= f_{x_i}(x_i^0) \end{aligned} \right\} \mu_N(X_i), \sigma_N(X_i) \quad (Eq. 19)$$

Este método se denomina de la Distribución Completa Aproximada.

2.4.Métodos de nivel III

Las metodologías mediante simulación permiten abordar el problema real sin necesidad de conocer la expresión analítica concreta. Esto si bien en la actualidad es un método sencillo, hasta hace relativamente poco tiempo no era posible y obligaba resolver el problema con las simplificaciones de la metodología anterior. La estimación de la probabilidad de fallo con el método de Monte Carlo se basa en simular un gran número de situaciones en el que la probabilidad de fallo será la porción de simulaciones donde G es menor o igual que 0. La fiabilidad del método depende por supuesto de una medida realista de las funciones de distribución para las variables y sus correlaciones.

Partiendo del problema original, dada una función de densidad conjunta $f_{\bar{x}}$ del vector $\bar{X}=(X_1, X_2, \dots, X_n)$ entonces la ecuación 4 se puede expresar como:

$$P_f = \int_{R \leq S} f_{\bar{x}}(\bar{x}) d\bar{x} \quad (Eq. 20)$$

Si solo se consideran dos variables R y S entonces la ecuación 20 se reduce a:

$$P_f = \int_{R \leq S} f_{(R,S)}(r, s) dr ds \quad (Eq. 21)$$

Esta situación es la que se muestra en la figura siguiente. En un caso más general con más de dos variables no es posible describir la función de densidad conjunta como una superficie, sino que requiere una descripción multi-dimensional.

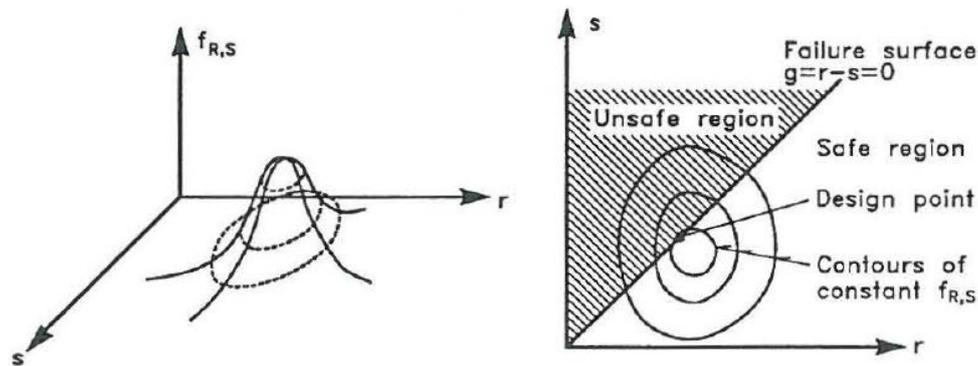


Figura 5: Ilustración de la función de densidad conjunta bidimensional de la carga y resistencia.

Como ya hemos explicado, desafortunadamente la función de densidad conjunta rara vez se conoce. Sin embargo, las variables pueden asumirse a menudo independientes en cuyo caso la ecuación 20 viene dada por:

$$P_f = \int \int \int \int_{R \leq S} f_{(R,S)} \dots \int f_{x_1}(x_1) \dots f_{x_n}(x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (Eq. 22)$$

Donde f_{x_i} representa la función de densidad marginal de las variables X_i .

Volviendo al caso de solo dos variables e integrando por partes, la ecuación 22 se simplifica en

$$P_f = \int \int_{R \leq S} f_R(r) f_S(s) dr ds = \int_0^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (Eq. 23)$$

Donde F_R es la función de distribución de la resistencia. Si la resistencia y la carga son variables aleatorias independientes entre sí, la probabilidad de que un modo de fallo se produzca ($G < 0$) puede calcularse si se determina la suma de probabilidades de todos los casos en los que, para todo valor x de la carga, la resistencia tenga un valor menor o igual que x . Esto es lo que se muestra en la ecuación 23 y en la figura siguiente.

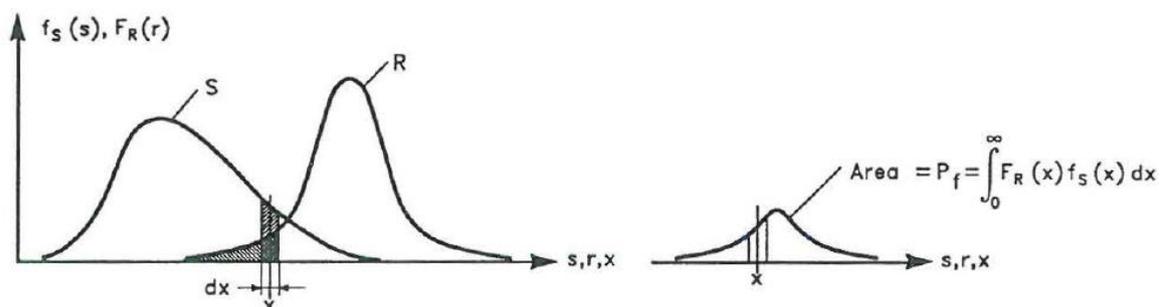


Figura 6: Probabilidad de fallo en caso de 2 variables independientes, S y R

2.5. Análisis de los modos de fallo de sistemas

Como se ha visto en la figura 1, un dique es un sistema compuesto por varios elementos que pueden fallar o no. Debido a la interacción entre ellos, el fallo de un componente puede provocar el fallo en otro o incluso el fallo del sistema. Para aclarar estas relaciones entre los modos de fallo existen los llamados árboles de fallo.

Un árbol de fallo describe las relaciones entre el fallo del sistema y las causas que condujeron a dicho fallo.

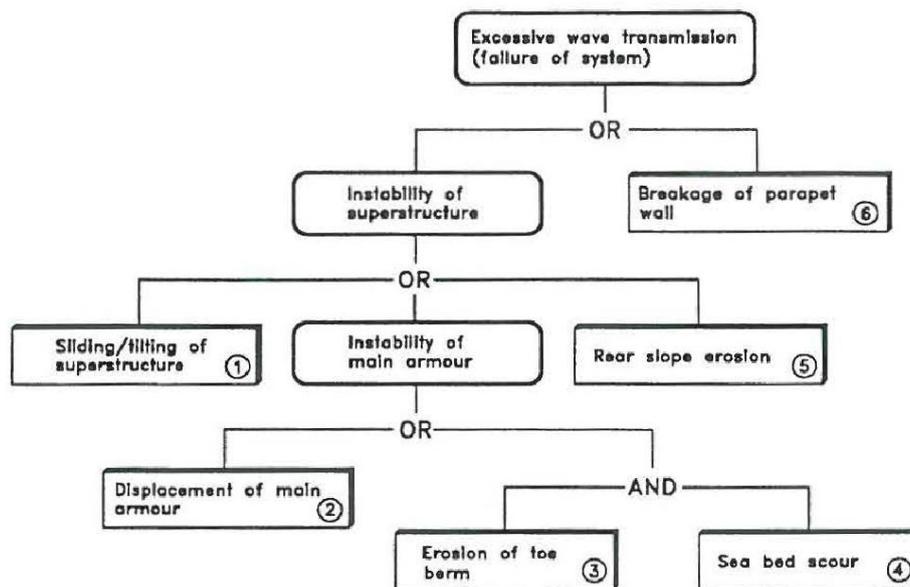


Figura 7: Ejemplo de un árbol de fallo para un dique

La probabilidad de fallo del sistema depende de la probabilidad de fallo de cada modo de fallo individual y sus correlaciones con el resto. La probabilidad de fallo individual se calcula con alguna de las tres metodologías anteriormente descritas. La correlación por su parte depende de dos factores, la interacción física (por ejemplo, fallo del manto principal por fallo de la berma) y la correlación debida a parámetros comunes como Hs. La correlación debida a la interacción física no está todavía cuantificada. Consecuentemente, sólo la correlación debida a parámetros comunes puede ser tratada de forma cuantitativa. Sin embargo, es posible calcular de forma analítica los límites superior e inferior para la probabilidad de fallo del sistema.

Un sistema está formado dos tipos fundamentales según la relación entre sus elementos, sistemas en serie y sistemas en paralelo.

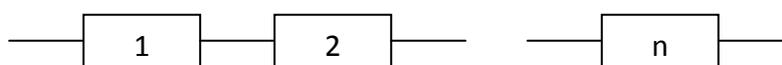


Figura 8: Sistema en serie

En un sistema en serie el fallo ocurre si alguno de sus elementos $i=1,2, \dots, n$ falla. Los límites superior e inferior de la probabilidad de fallo del sistema son:

$$\text{Límite superior} \quad P_{fS}^U = 1 - (1 - P_{f1})(1 - P_{f2}) \dots (1 - P_{fn}) \quad (\text{Eq. 24})$$

$$\text{Límite inferior} \quad P_{fS}^L = \max P_{fi} \quad (\text{Eq. 25})$$

Por tanto en un sistema en serie, que corresponde con los “or” de la figura 7, la probabilidad de fallo del sistema estará en el intervalo $\max P_{fi} \leq P_{fS} \leq 1 - (1 - P_{f1})(1 - P_{f2}) \dots (1 - P_{fn})$.

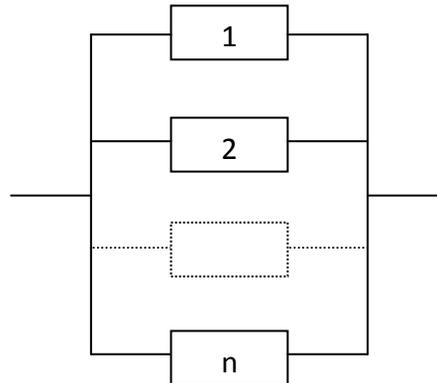


Figura 9: Sistema en paralelo

En un sistema en paralelo el fallo ocurre si y solo si todos los elementos fallan. Los límites superior e inferior de la probabilidad de fallo del sistema son:

$$\text{Límite superior} \quad P_{fS}^U = \min P_{fi} \quad (\text{Eq. 26})$$

$$\text{Límite inferior} \quad P_{fS}^L = P_{f1} \times P_{f2} \times \dots \times P_{fn} \quad (\text{Eq. 27})$$

Por tanto en un sistema en paralelo, que corresponde con los “and” de la figura 7, la probabilidad de fallo del sistema estará en el intervalo $P_{f1} \times P_{f2} \times \dots \times P_{fn} \leq P_{fS} \leq \min P_{fi}$.

2.6. Incertidumbres relacionadas con los parámetros involucrados en la determinación de la fiabilidad de la estructura

El cálculo de la fiabilidad o de la probabilidad de fallo de una estructura está basado en fórmulas que describen la respuesta de la estructura frente a las solicitaciones a las que se encuentra sometida. No obstante, en los parámetros de dichas fórmulas existe una cierta incertidumbre debida a los errores de caracterización, a la aleatoriedad y a la falta de conocimiento completa del proceso.

Es por ello que a la hora de utilizar las fórmulas se debe tener en cuenta esta incertidumbre. La forma de tenerlo en cuenta es a través de una distribución de probabilidad, que se asume normal, y asumiendo un coeficiente variación (σ').

$$\sigma' = \frac{\sigma}{\mu} \quad (\text{Eq. 28})$$

Al hablar de la incertidumbre de las fórmulas de fiabilidad hay que tener en cuenta que puede ser bastante considerable. Coeficientes de variación del 15-20% o incluso superiores son bastante normales.

La incertidumbre relacionada con los parámetros ambientales (errores debidos a las mediciones, los métodos de cálculo, aleatoriedad, caracterización mediante distribuciones teóricas, extrapolaciones...) es bastante superior a la incertidumbre relacionada con los parámetros estructurales (densidad o parámetros geométricos como los diámetros de las piezas).

Los valores de estos rangos de variación se indicarán a la hora de mostrar la aplicación práctica al dique exterior del Puerto de Laredo.

3. Objetivos y metodología

Los objetivos del presente trabajo son mostrar las posibilidades de un diseño probabilístico a través de una aplicación práctica, analizando las ventajas que ello ofrece frente al diseño determinista convencional.

Sin embargo, todos los objetivos que se citarán a continuación pueden ser integrados en uno global: Desarrollar una herramienta de gestión. Aunque en el presente trabajo se limita a ser una herramienta para el diseño y la optimización del mismo, también puede ser empleada para analizar la evolución de las características funcionales y de seguridad a lo largo de la vida útil del puerto o para simular la respuesta frente a nuevas situaciones climáticas.

Los objetivos así como la metodología para conseguirlos se detallan a continuación:

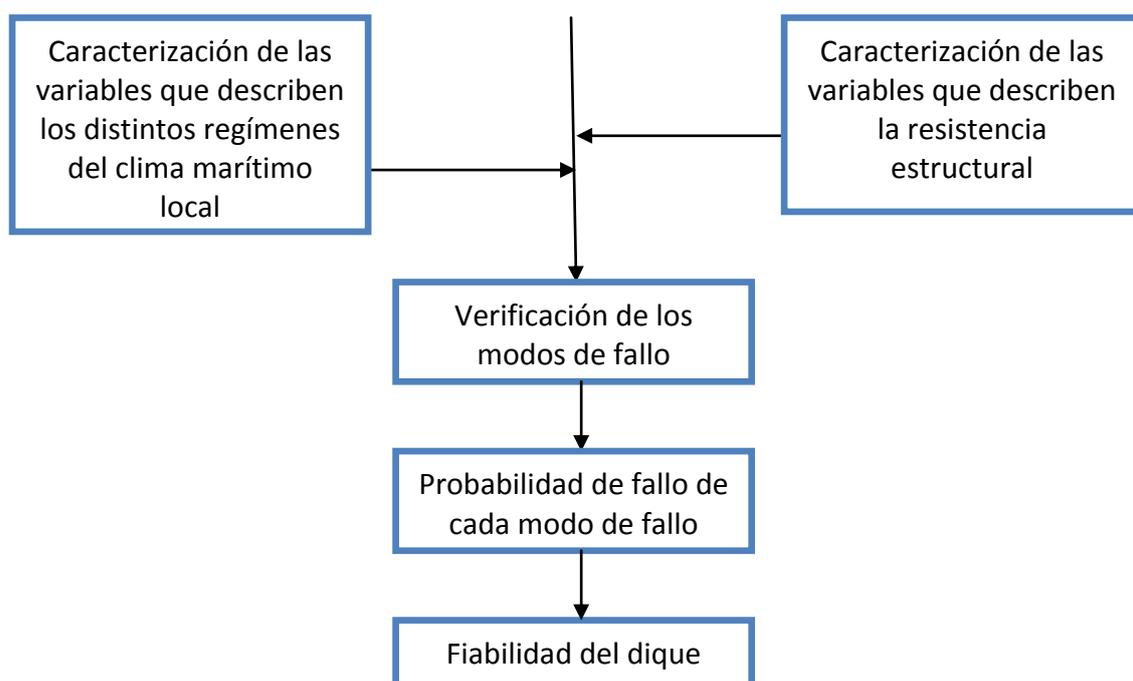
3.1. Objetivo 1

Verificar el diseño del dique

En primer lugar se realiza un diseño siguiendo la metodología de nivel I, que es lo que se muestra en el capítulo 4. Con ello conseguimos la definición geométrica y estructural del dique.

El siguiente paso es verificar dicho diseño mediante una metodología de nivel III, es decir conociendo las características resistentes del dique y las características del clima marítimo que lo solicita obtener la probabilidad de fallo para los modos de fallo de extracción de las piezas del manto principal, deslizamiento y vuelco del espaldón mediante simulación numérica.

Para ello se sigue el siguiente esquema:



Aunque la explicación pormenorizada del proceso se hace en el capítulo 5, indicar brevemente la metodología del esquema anterior. Esta se basa en simular un determinado número de veces variables climáticas y estructurales (en base a las funciones de probabilidad que las caracterizan) y comprobar en cada simulación si se produce el fallo. Así podemos obtener la probabilidad de fallo de cada modo individual y la fiabilidad global del dique.

3.2. Objetivo 2

Obtener la probabilidad de fallo de cada modo de fallo

En este caso lo que se busca es conocer la probabilidad de fallo de cada modo de fallo, lo cual es una consecuencia directa de la metodología en sí y del objetivo anterior. Si se simulan N vidas útiles y se chequea en cada una de ellas si se produce el fallo, habrá K vidas útiles en las que el modo de fallo en cuestión falle y M vidas útiles en las que el modo de fallo en cuestión no falle.

Pues bien, se define como probabilidad de fallo del modo X a:

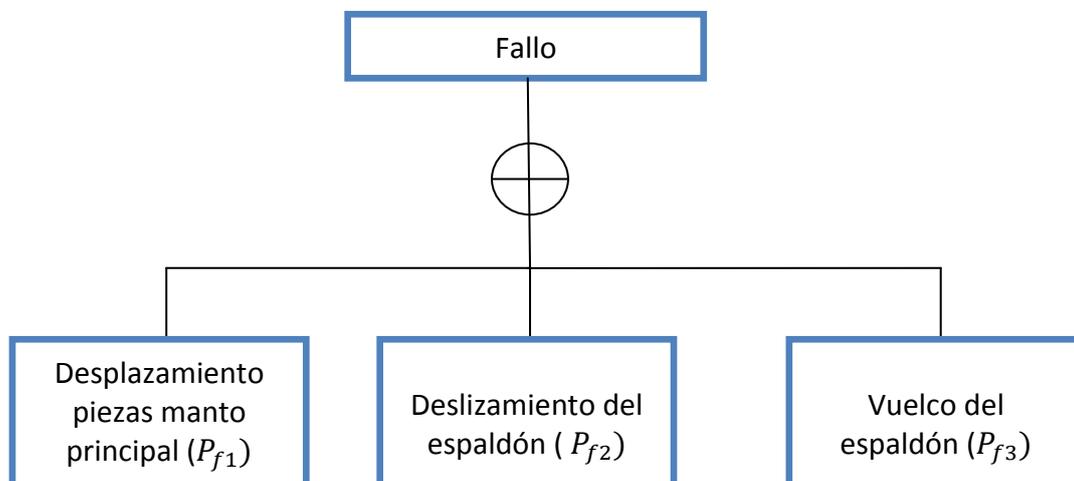
$$P_f = \frac{K}{N} \quad (\text{Eq. 29})$$

3.3. Objetivo 3

Determinar la fiabilidad del dique

Es el objetivo último, y se trata de definir la probabilidad de no fallo frente a los modos adscritos al estado límite último. Por ello, una vez calculada la probabilidad de fallo individual de los modos considerados, se debe establecer la relación entre los diferentes modos a través de un árbol de fallo.

En este caso, que únicamente consideramos tres modos de fallo y relación en serie, el árbol es el siguiente:



Como se ha visto en la ecuación 5, para un modo de fallo el valor de la fiabilidad es el complementario de la probabilidad de fallo. Como ahora estamos analizando la probabilidad de fallo del dique, la fiabilidad del dique será el complementario de la probabilidad conjunta de fallo.

$$R = 1 - P_{fELU} \quad (Eq. 30)$$

En el apartado 2.5 se describía como calcular esta probabilidad, y se llegó a la conclusión de que analíticamente únicamente es posible definir sus cotas superior e inferior.

Como en este caso estamos en un sistema en serie, el fallo del sistema ocurre si falla alguno de sus elementos, y por tanto recordando las ecuaciones 24 y 25, los límites superior e inferior son:

$$\text{Límite superior} \quad P_{fELU}^U = 1 - (1 - P_{f1})(1 - P_{f2})(1 - P_{f3})$$

$$\text{Límite inferior} \quad P_{fELU}^L = \max P_{fi}$$

Sin embargo, aunque sepamos que $\max P_{fi} \leq P_{fELU} \leq 1 - (1 - P_{f1})(1 - P_{f2})(1 - P_{f3})$, al ser este un método basado en la simulación numérica podemos obtener el valor de P_{fELU} sabiendo que si se simulan M vidas útiles y se produce el fallo de alguno de los 3 modos de fallo en L de ellas,

$$P_{fELU} = \frac{L}{M} \quad (Eq. 31)$$

Este valor, para que se verifique el diseño del dique (Objetivo 1), tiene que ser menor que el valor que viene recogido en la ROM en función del índice ISA.

3.4. Objetivo 4

Caracterizar las solicitaciones que llegan a la estructura

Esto es una consecuencia del método, ya que en cada simulación voy a tener que conocer la sollicitación que llega a la estructura. Si se realizan N simulaciones tendré N valores de cada una de las variables que definen el clima marítimo local.

Por tanto, se podrá realizar un tratamiento estadístico de las mismas y caracterizar el clima marítimo que afecta a la estructura durante su vida útil.

Este punto en el presente trabajo no tiene mayor relevancia ya que se trabaja con una base de datos que no tiene en cuenta ningún tipo de modificación de las características del oleaje a lo largo de la vida útil de la estructura. No obstante, en trabajos más sofisticados o de investigación donde se tienen en cuenta tendencias de las variables, debidas por ejemplo al cambio climático, este puede ser un objetivo importante.

3.5. Objetivo 5

Realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros que definen el dique

Lo que se trata en este punto es analizar cómo afecta a la probabilidad de fallo la variación de las características de los elementos constituyentes del dique. Por ejemplo, se trata de ver como varía la probabilidad de fallo ante variaciones del peso de las piezas del manto principal o del peso del espaldón, como se muestra en la figura siguiente.

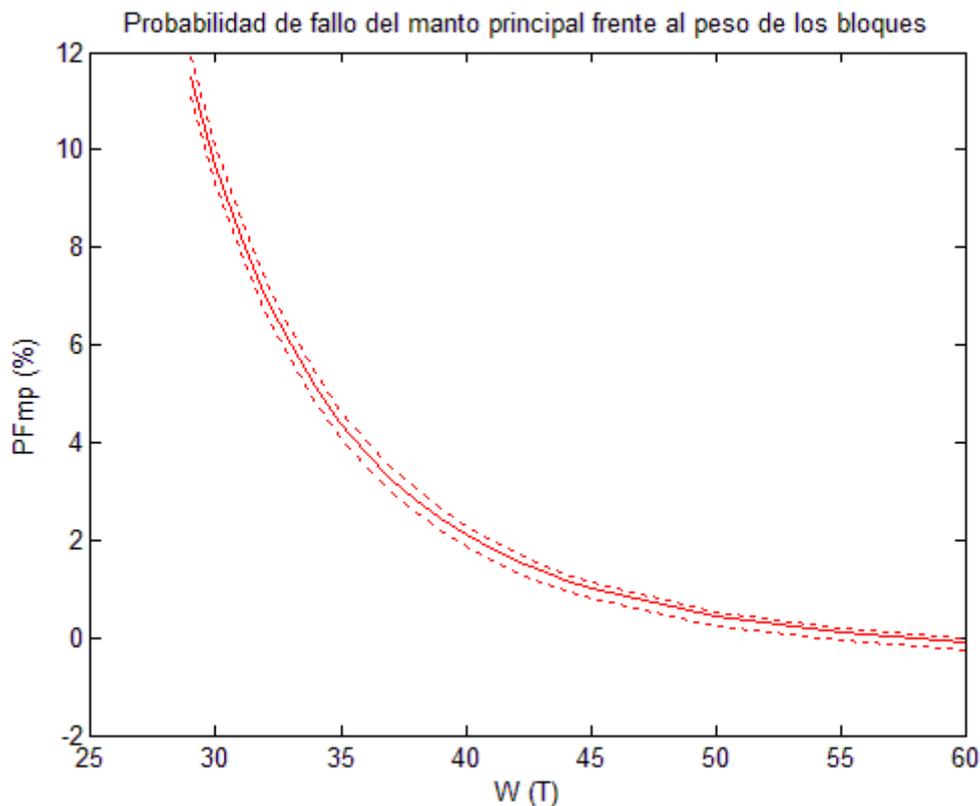


Figura 10: Variación de la probabilidad de fallo del manto principal respecto al peso de las piezas del mismo.

Para ello, en base al modelo creado para nuestro puerto, se simulan nuevas situaciones en las que vamos variando alguna de sus características, por ejemplo el peso de las piezas del manto principal. Si se representa como varía la probabilidad de fallo frente a la característica que estamos analizando se obtienen curvas tipo la de la figura 10.

El conocer como varía la seguridad o funcionalidad de la estructura frente a las variaciones de estos parámetros nos permite, como se verá a continuación, realizar un diseño optimizado del dique.

3.6. Objetivo 6

Realizar un diseño optimizado del dique

Conociendo la influencia que tiene sobre la seguridad y la funcionalidad la variación de las características de los diferentes elementos del dique se puede realizar un diseño optimizado del mismo.

Para ello, en primer lugar se debe conocer la sensibilidad de los parámetros que sean objeto de una posible optimización, tal y como se vio en el apartado anterior.

En segundo lugar se debe conocer como varía el coste respecto a la variación de estos parámetros (Por ejemplo variación del coste respecto al peso de las piezas). Esto es lo que se muestra en la figura 11.

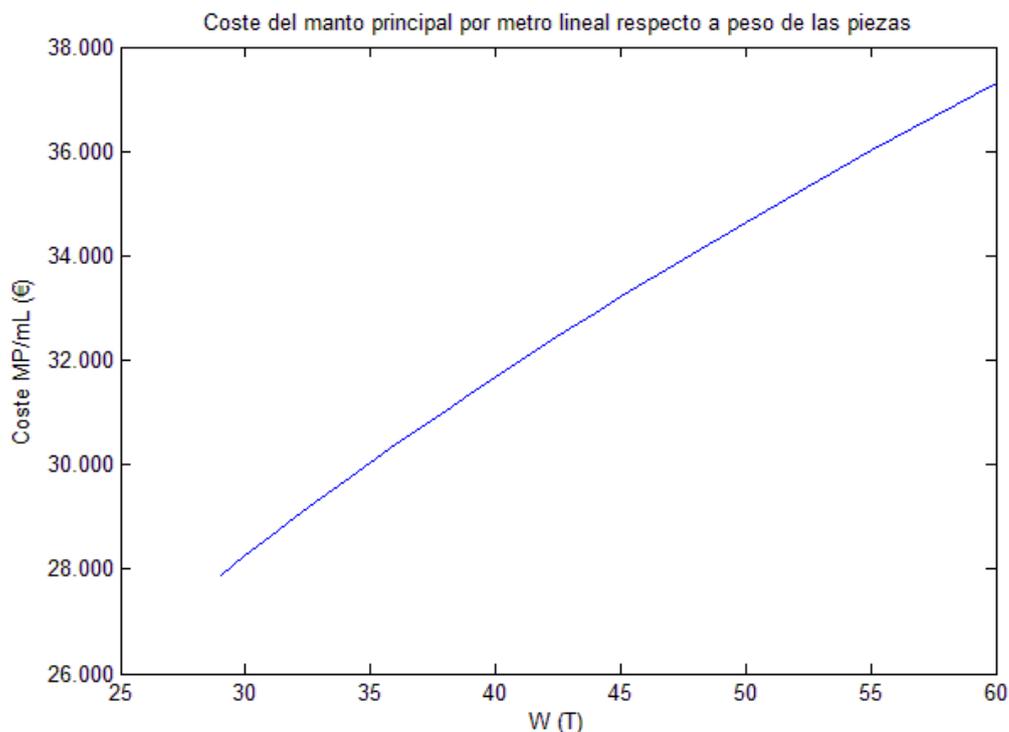


Figura 11: Variación del coste respecto al peso de las piezas

Combinando la figura 10 y la figura 11 se puede obtener la figura 12, que representa la variación de la probabilidad de fallo respecto al coste.

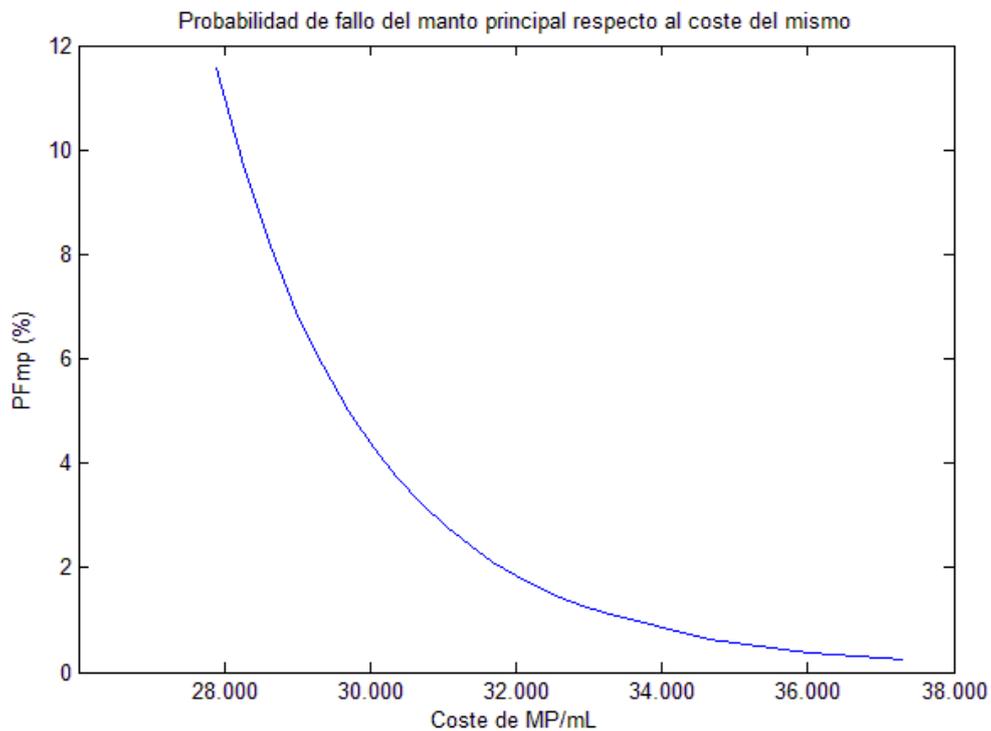


Figura 12: Variación de la probabilidad de fallo respecto al coste

Esta curva nos permitirá tomar decisiones relativas al diseño, tales como si es rentable económicamente reducir la probabilidad de fallo o realizar un análisis crítico de cara a decidir las características óptimas según el tramo del dique. Por ejemplo, si para reducir la probabilidad de fallo en un punto porcentual el incremento de coste asociado es muy elevado, en las zonas del dique donde no haya peligrosidad ni supongan una criticidad en las actividades puede justificarse que no merece la pena tal gasto.

4. Diseño de Nivel I – Aplicación al dique exterior del puerto de Laredo

En esta cuarta parte del trabajo se procede al diseño del dique exterior del puerto de Laredo empleando los métodos deterministas que la ROM recoge como métodos de Nivel I. Con ello se consigue la definición geométrica y estructural de los elementos del dique.

Primeramente debemos definir nuestra obra marítima describiendo la actividad que allí se va a llevar a cabo, las características del área abrigada y la repercusión de la misma. Así en base a los criterios generales de proyecto obtenemos el IRE (Índice de repercusión económica,) ISA (Índice de repercusión social y ambiental), vida útil y probabilidad conjunta de fallo en ELU. Con estos parámetros se diseñará el dique.

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

Figura 13: Índice IRE y vida útil (Fuente: ROM 1.0-09)

Figura 2.2.34. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y P_{FELS}

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA	P _{FELU}	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	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	

Figura 14: Índice ISA y P_{FELU} (Fuente: ROM 1.0-09)

Previamente a realizar el cálculo de cada uno de los elementos debemos definir el periodo de retorno asociado a los temporales que alcanzan Laredo. La definición de la probabilidad de fallo en ELU y la vida útil nos permite calcular el periodo de retorno ($T_R = f(V, P_{f_{ELU}})$):

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{f_{ELU}})^{\frac{1}{V}}} \quad (Eq. 32)$$

Por tanto, ahora ya estamos en condición de definir las acciones que llegan a la estructura (Caracterización del clima marítimo local → definición del temporal de cálculo) y que características geométricas y estructurales deben tener los diferentes elementos del dique para que expuestos ante estas acciones marítimas locales resistan y cumplan la función requerida. Es decir, tendremos una serie de variables de cargas producidas por ese clima marítimo local y una serie de variables resistentes debidas a los elementos estructurales del dique. Como estamos en un método de nivel I, debemos obtener los valores característicos que representan estas variables, según lo explicado en el apartado 2.2

4.1. Caracterización del Clima Marítimo local

El oleaje queda definido a través de las fichas MARUCA correspondientes a la zona de nuestra obra. Dichas fichas son una síntesis de un tratamiento estadístico de una base de datos de oleaje propagado hasta la costa denominada DOW 1.1 desarrollada en IH Cantabria (Downscaled Ocean Waves, Camus *et al.* 2013), con una duración de más de 60 años (1948-2014), con una resolución temporal horaria y una resolución espacial de entre 50m y 200m.

Para la generación de dicha base de datos se ha desarrollado una metodología híbrida (Camus *et al.*, 2011b) que combina la generación y propagación numérica del oleaje, con técnicas estadísticas avanzadas de selección (MaxDiss, Kennard y Stone, 1969) e interpolación (RBF, Franke, 1982) de variables de alta dimensionalidad. La propagación se realiza mediante la ejecución del modelo numérico SWAN (Booij, 1999) forzado con los vientos del reanálisis SeaWind-NCEP y con los espectros de oleaje del reanálisis en aguas abiertas GOW 1.1 (Global Ocean Waves, Reguero *et al.*, 2012) calibrados con datos de satélites (Mínguez *et al.*, 2011a y b).

La base de datos GOW 1.1 tiene una resolución espacial de aproximadamente 10 km en el litoral español. Dicha base de datos ha sido simulada con el modelo numérico WaveWatch III (Tolman, 2002) que está forzado con el reanálisis de vientos SeaWind-NCEP.

Tanto los datos GOW 1.1 (oleaje en aguas abiertas) como los datos del DOW 1.1 (oleaje propagado a las costas) han sido validados con datos de 16 boyas en profundidades indefinidas y 32 boyas costeras a lo largo de la costa española.

Descrita la fuente de caracterización del oleaje, el siguiente paso es ser capaces de definir el temporal de cálculo para el Puerto de Laredo, que es lo que se muestra a continuación.

4.1.1. Altura de ola significativa, H_s .

La altura de ola significativa del temporal de cálculo depende del periodo de retorno, T_R , asociado a dicha obra. El periodo de retorno correspondiente a una probabilidad de fallo de 0.10 y con una vida útil de 25 años según la ecuación 32 es de 238 años. Entrando en la función GEV que describe el régimen extremal, ya somos capaces de obtener la H_s para el temporal de cálculo.

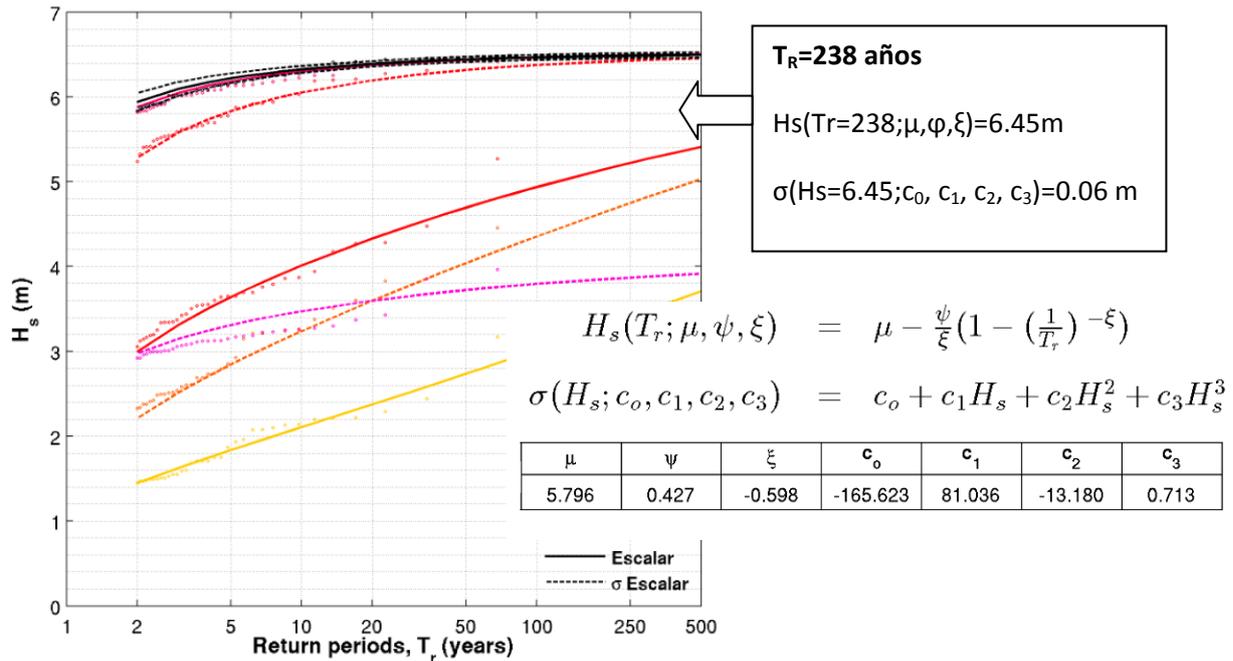


Figura 15: Función GEV para régimen extremal, $H_s(T_R)$.

Por tanto conocido el régimen extremal que rige nuestra zona y el periodo de retorno, podemos definir la altura de ola significativa de cálculo. Aquí tener en cuenta que en nivel I se trabaja con la altura de ola significativa con una banda de confianza del 90%. Es decir, de dicho régimen extremal obtenemos $H_s(T_R)$ y $\sigma(H_s)$ y distribuimos normalmente H_s fijado T_R (*media= $H_s(T_R)$ y desviación típica= $\sigma(H_s)$*), obteniendo para definir el temporal de cálculo $H_{s_{Tr=238 \text{ BCsup.90\%}}}$, tal y como se muestra en la figura.

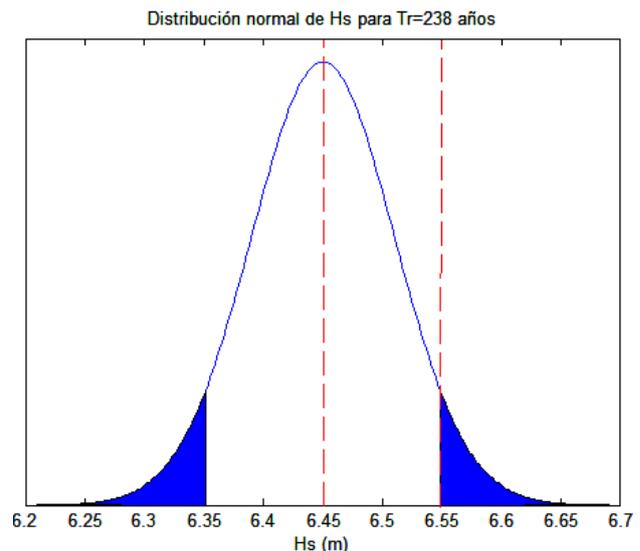


Figura 16: Normal de media=6.45, $\sigma=0.06$ y BC superior e inferior del 90%

Por tanto, el valor característico que representa el oleaje es $H_{s_{Tr=238 \text{ años BCsup.90\%}}}=6.55 \text{ m}$.

4.1.2. Periodo pico, T_p

La segunda variable del temporal de cálculo es el periodo pico, el cual está condicionado a H_s tal y como se muestra en la figura siguiente.

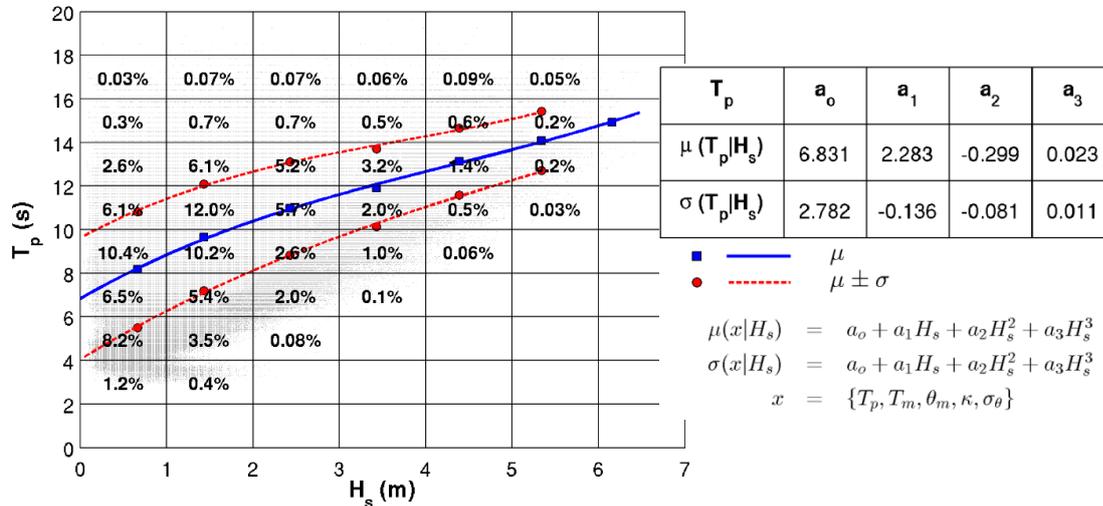


Figura 17: Periodo pico condicionado a H_s , $T_p(H_s)$.

Al igual que para obtener la altura de ola significativa de cálculo, para el periodo pico también trabajamos con el periodo pico correspondiente a una banda de confianza del 90%. Es decir, conocida ya la altura de ola significativa de diseño ($H_s=6.55m$) obtenemos la distribución normal del periodo pico correspondiente a dicha H_s , con parámetros media y desviación típica calculados según la figura 17. Con todo ello obtenemos que el valor característico de esta variable es $T_{p_{H_s=6.55m} BC_{sup.90\%}}=17.93$ segundos.

4.1.3. Periodo medio, T_m

La tercera variable del temporal de cálculo es el periodo medio, el cual se determina exactamente igual que el periodo pico puesto que también está condicionado a la altura de ola significativa. Se obtiene la distribución normal para nuestra H_s , con media y desviación típica calculadas según la figura 18. Con todo ello obtenemos que el valor característico de esta variable es $T_{m_{H_s=6.55m} BC_{sup.90\%}}=15.18$ segundos.

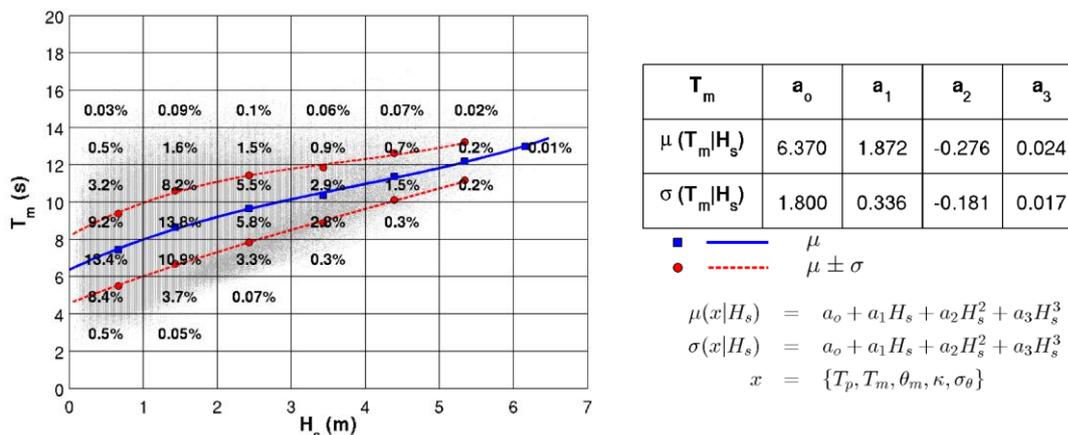


Figura 18: Periodo medio condicionado a H_s , $T_m(H_s)$.

4.1.4. Duración del temporal de cálculo

En este apartado buscamos determinar la duración del temporal de cálculo, la cual se determina según lo siguiente.

Dada la serie temporal de una variable (en este caso Hs) y fijando un determinado umbral de la misma, se puede definir el número de eventos en los que se supera (excedencias) y el periodo de tiempo de dichos eventos (duraciones de las excedencias), obteniendo la serie $(y_1, t_1), (y_2, t_2), \dots, (y_n, t_n)$ en el que “y” es el número de excedencia y “t” la duración de la misma. Estas duraciones, para la Hs umbral analizada, se distribuyen generalmente siguiendo una función de densidad Weibull de 2 ó 3 parámetros. Esto significa que si obtenemos dicha función para el valor umbral de Hs analizado, queda completamente definida la probabilidad de ocurrencia de ese temporal con una duración determinada.

Por ejemplo, en la figura 19, tenemos 3 eventos independientes (y_1, y_2, y_3) en los que se supera un determinado umbral (Hsi) con unas duraciones asociadas de los mismos t_1, t_2, t_3 . En la figura 20, se representa el histograma de las duraciones asociadas a las excedencias sobre ese umbral Hsi y su ajuste a una Weibull de 2 parámetros.

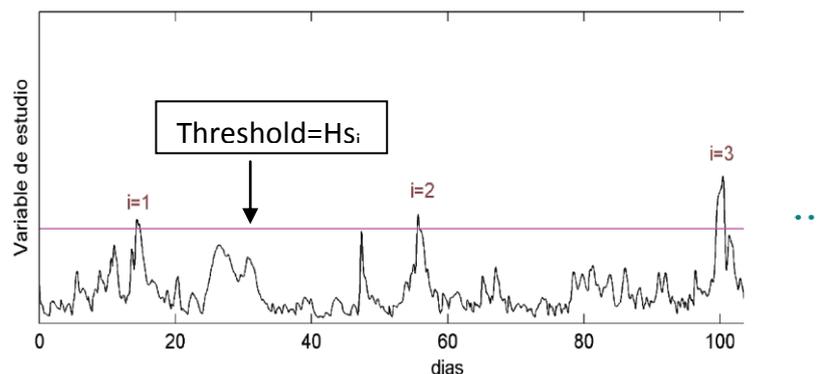


Figura 19: Método POT (Peak over threshold).

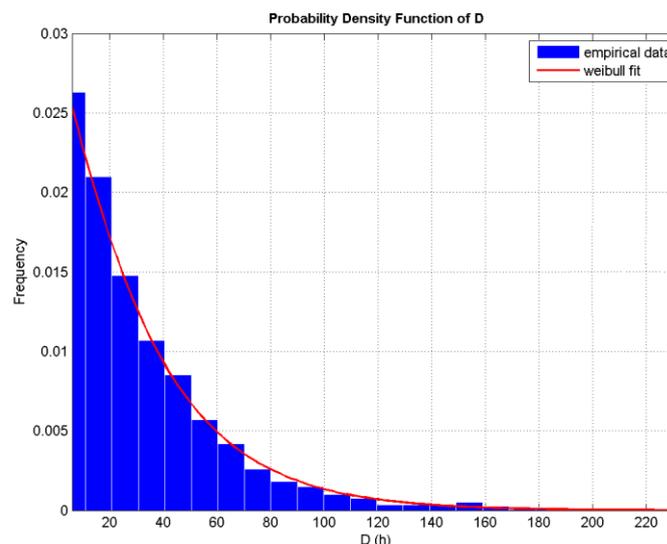


Figura 20: Histograma y Ajuste a una Weibull de 2 Parámetros de las duraciones para las excedencias sobre un umbral Hsi.

Por tanto, como ya conocemos el valor de H_s del temporal de cálculo, bastaría seguir el método descrito anteriormente para obtener la duración del temporal de cálculo. No obstante como el valor de H_s es lógicamente extremo, la muestra de excedencias que se obtiene es muy reducida o nula. Esto nos lleva a seguir la siguiente metodología para en base a lo anterior obtener un valor de duración del temporal de cálculo coherente:

- i. Para diferentes valores umbral de H_s , obtengo tal y como se describió anteriormente, la función de densidad de las duraciones asociadas a las excedencias sobre este valor de H_s (que en este caso es una Weibull de 2 parámetros).
- ii. Dicha función de densidad Weibull queda descrita por 2 parámetros, k y s , los cuales se representan en función de H_s , como se muestra en las figuras 21 y 22.
- iii. Realizado el ajuste en ambos parámetros, puedo estimar el valor de k y s para la H_s del temporal de cálculo.
- iv. Represento la función de densidad de Weibull para la H_s del temporal de cálculo con los parámetros obtenidos, y ya obtengo la duración buscada (figura 23). Notar que esta duración es la correspondiente a la banda de confianza superior del 90 %, obteniendo el resultado de **Duración _{$H_s=6.55m$ BCsup.90%}=4.82 horas.**

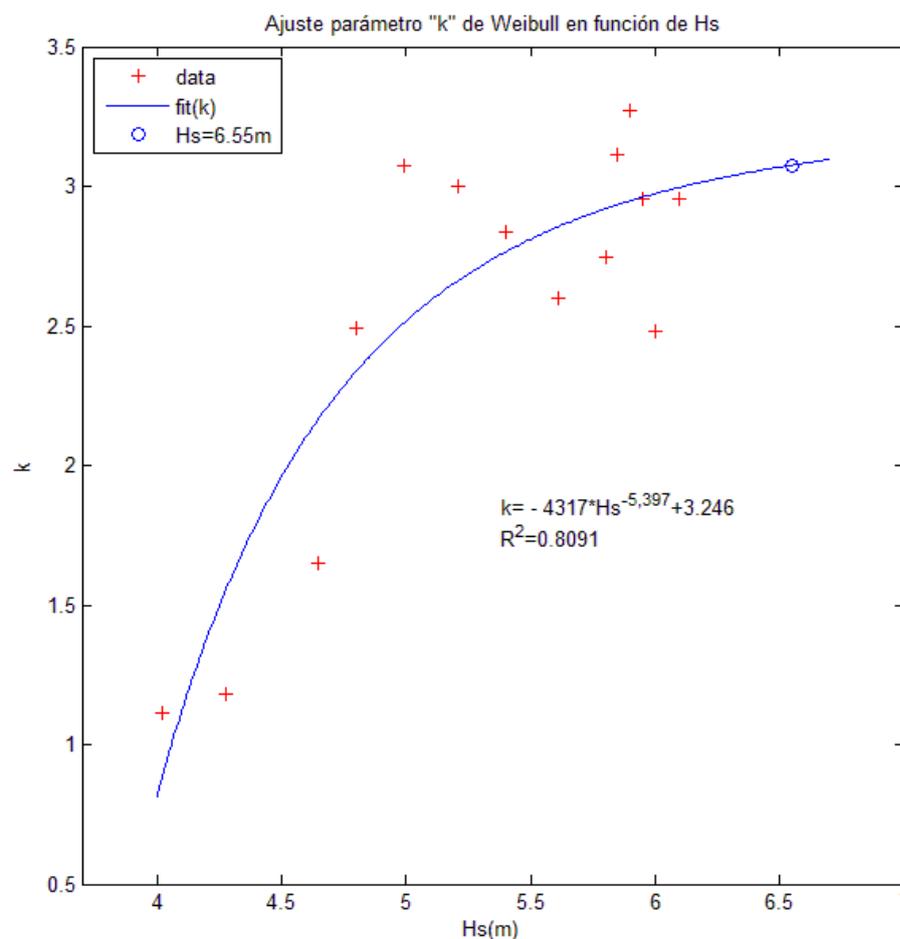


Figura 21: Parámetro "k" de Weibull en función de H_s .

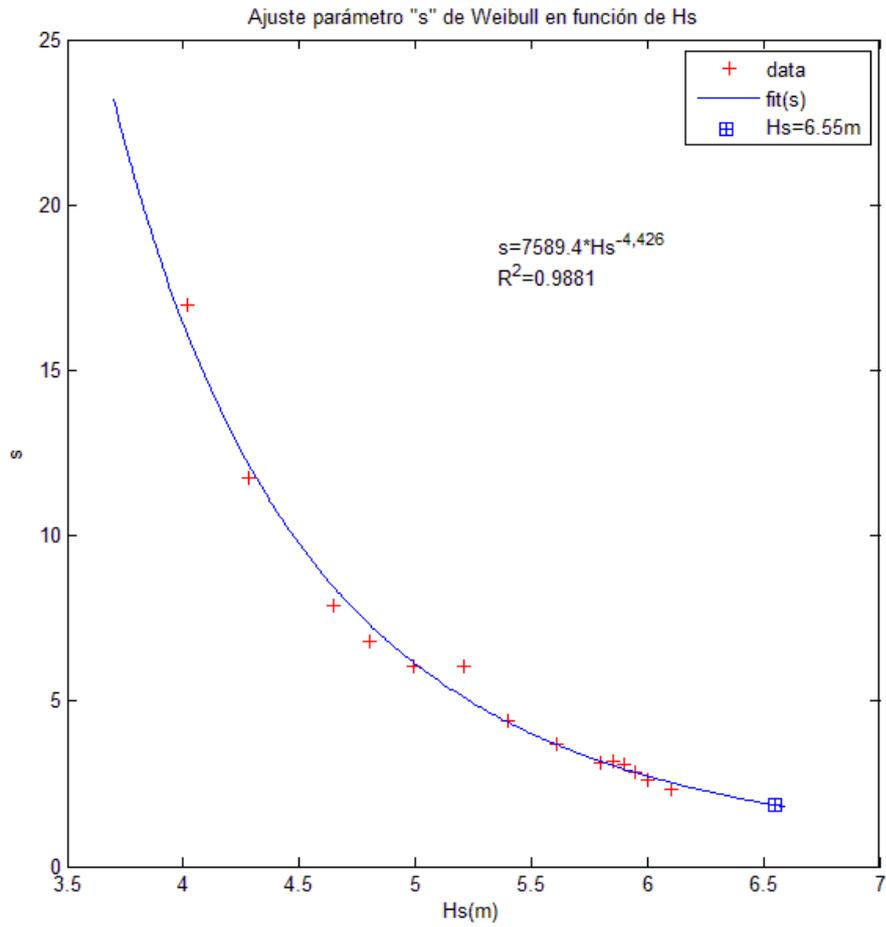


Figura 22: Parámetro "s" de Weibull en función de Hs.

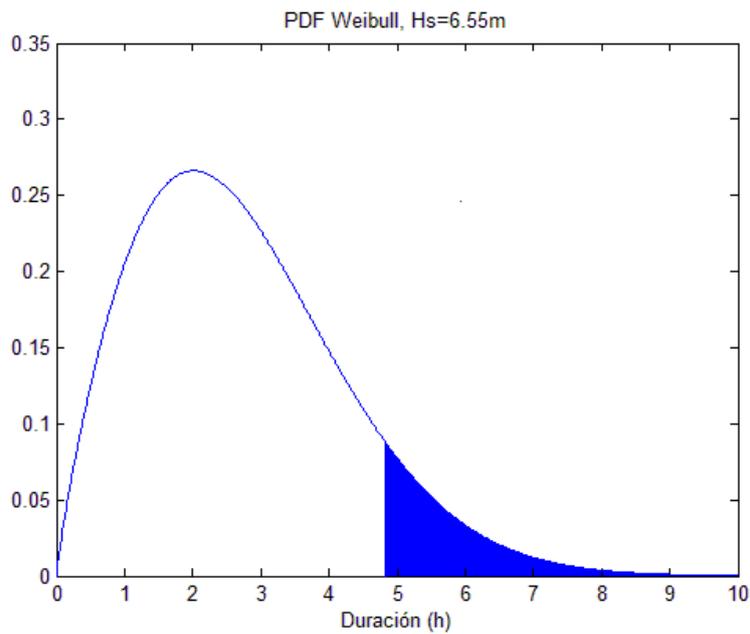


Figura 23: Función de densidad de Weibull de las duraciones para las excedencias sobre Hs=6.55m

4.1.5. Nivel del mar

En este método I el nivel del mar adopta el valor más desfavorable según el elemento que estemos dimensionando. Es decir, deberemos definir el nivel máximo y mínimo que existe a pie de la estructura, que es lo que se muestra en el esquema siguiente.

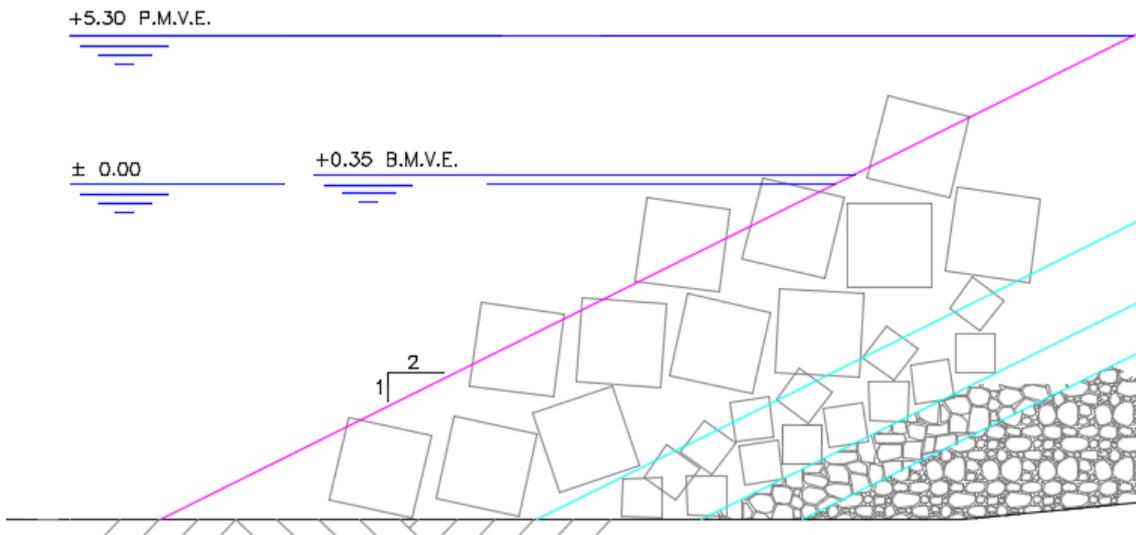


Figura 24: Nivel del mar a pie de estructura.

En la figura anterior se muestran los niveles máximos y mínimos correspondientes a la marea astronómica. Estos definen la PMVE de +5.30 m y la BMVE de +0.35 m respecto al cero del puerto. A esto hay que añadir la marea meteorológica, que en nivel I y en los puertos del Cantábrico se adopta un valor de +0.5 m.

Como resumen de la caracterización del clima marítimo local en Laredo, el temporal de cálculo queda descrito de la siguiente forma:

Periodo de retorno, T_R	238 años
Altura de ola significativa, H_s.	6.55 m
Periodo Pico, T_p.	17.93 segundos
Periodo medio, T_m.	15.18 segundos
Duración	4.82 horas
Nivel del mar	Nivel máximo: +5.80 m. respecto cero del puerto*.
	Nivel mínimo: +0.35 m respecto cero del puerto*.

*El cero del puerto se sitúa 8m por encima del fondo

Tabla 1: Temporal de Cálculo

4.2. Cálculo de la sección tipo

A continuación se muestra el dimensionamiento de la sección del dique exterior del Puerto de Laredo. Se comienza definiendo los mantos exteriores, en segundo lugar se define la cota de la berma superior y la cota de coronación, en tercer lugar los mantos interiores y finalmente el espaldón.

4.2.1. Mantos exteriores

En este apartado el objetivo es determinar las características del manto asegurando el correcto comportamiento del mismo frente a las sollicitaciones a las que se encuentra sometido.

El modelo utilizado para ello es la formulación de Van der Meer (1988c) para diques de dos capas construidos con cubos, en el que la función de estabilidad depende del nivel de daño relativo (N_{od}), el número de olas (N) y el peralte de la ola (s_{om}) de la forma siguiente:

$$\frac{Hs}{\Delta D_N} = f(N_{od}, N, s_{om}) \rightarrow \frac{Hs}{\Delta D_N} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) s_{om}^{-0.1} \quad (Eq. 33)$$

El parámetro N_{od} representa el número actual de unidades desplazadas en relación con una anchura (a lo largo del eje longitudinal de la estructura) de un diámetro nominal, es decir, es un parámetro similar al daño "S". El valor del mismo oscila entre 0 (No daño) y 2 (fallo), utilizándose en este caso el valor de 0.5 propuesto por Van der Meer y otros autores (Tabla 2).

Armour type	Damage number	Start of damage	Intermediate damage	Failure
Cube		0	–	2
Tetrapod	N_{od}	0	–	1.5
Accropode™		> 0	–	> 0.5

Tabla 2: Nivel de daño característico para varios tipos de piezas del manto.

El número de olas que alcanza la estructura provocando un daño sobre el manto de la misma es un parámetro difícil de medir ya que se refiere a las olas que llegan a lo largo de la vida útil y no a las olas de un estado de mar. Van der Meer recomienda el uso de un valor de N entre 1000-3000, utilizándose el valor que varios autores proponen de 3000 olas para el Cantábrico (Tabla 3).

N=1000	Mediterráneo y Alborán
N=3000	Cantábrico
N=3000 - 5000	Atlántico Norte
N=1500 - 2000	Atlántico Sur
N=7500	Estabilización de la avería

Tabla 3: Valores propuestos de N en la costa Española para la formulación de Van der Meer (Fuente: III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas)

Finalmente, la influencia del periodo de la ola se introduce mediante el peralte a través de la expresión:

$$s_{om} = 2\pi Hs / (gT_p^2) \quad (Eq. 34)$$

En la siguiente tabla se recogen los parámetros y los valores necesarios para el dimensionamiento de los cubos:

Hs	6,55 m
Tp	17,93 seg.
cot(α)	2 (talud dique 2:1)
N _{od}	0,5
N	3000 olas
Tipo de piezas	Cubos
ρ _w	1,025 t/m ³
ρ _h	2,35 t/m ³
S _{om}	0.013

Tabla 4: Parámetros de diseño

Entrando en la (Eq.33) con los valores de la tabla anterior, el valor del diámetro nominal de los cubos (D_N) es de 2.40 m. **Por tanto el manto principal se compone de 2 capas formadas por bloques cúbicos de hormigón de 2.4 m de lado y 32 t de peso.**

Para comprobar el resultado anterior, se calcula el diámetro nominal de los cubos empleando la formulación de Hudson. En la fórmula de Hudson la función de estabilidad depende únicamente del talud (afectada por un coeficiente, denominado coeficiente de estabilidad K_d), como se ve en la expresión siguiente:

$$\frac{Hs}{\Delta D_N} = f(cot\alpha) \rightarrow \frac{Hs}{\Delta D_N} = K_D (cot\alpha)^{1/3} \quad (Eq. 35)$$

El valor del coeficiente se determina según la tabla siguiente:

Tipo de pieza	Capas	cot θ	K _D Tronco	K _D Morro
Escollera rodada lisa vertida	2	1.5 a 3	1.2	1.1
Escollera rodada lisa vertida	>3	1.5 a 3	1.6	1.4
Escollera de cantera vertida	2	2.0	2.0	1.6
Escollera de cantera vertida	>3	1.5 a 3.0	2.2	2.1
Escollera de cantera colocada ⁽¹⁾	2	1.5 a 3.0	5.8	5.3
Escollera paralelepípedica a*a*3a colocada ⁽¹⁾	2	1.5 a 3.0	7.0	---
Tetrápodos y cuadrípodos coloc. aleatoria	2	1.5 2.0 3.0	7.0 7.0 7.0	5.0 4.5 3.5
Tribar, colocación aleatoria	2	1.5	9.0	8.3
Tribar, colocación uniforme (1 capa)	1	2.0 3.0 1.5 a 3.0	9.0 9.0 12.0	7.8 6.0 7.5
Dolos, colocación aleatoria	2	2.0 3.0	15.8 ⁽²⁾ 15.8 ⁽²⁾	8.0 7.0
Cubo modificado, colocación aleatoria	2	1.5 a 3.0	6.5	---

Tabla 5: Valores de K_d de Hudson función del tipo de pieza, capas, talud y sección.

Entrando en la (Eq.35) con los valores de la tabla 4 y 5, se obtiene un valor de $D_N=2.25$ m, por lo que el resultado obtenido anteriormente es válido.

Los mantos secundarios se dimensionan según una serie de recomendaciones que se recogen en la siguiente tabla:

Manto principal/1^{er} manto secundario	$W_{50}/w_{50} < 10$
Entre mantos secundarios:	$10 < W_{50}/w_{50} < 20$
Entre manto secundario y núcleo	$10 < W_{50}/w_{50} < 20$
Núcleo	Todo uno de cantera sin finos

Tabla 6: Pesos recomendados mantos secundarios

Así mismo, en cuanto las características constructivas permitan construir los bloques de escollera estos sustituirán a los de hormigón. La experiencia española en la explotación de canteras para la construcción de diques se concreta en los siguientes intervalos de pesos:

Intervalos de peso (Kg) *
100-400
400-1500
1500-4000
4000-7000

* $\rho_{escollera}=2.65 \text{ t/m}^3$

Tabla 7: Intervalos de peso en la explotación de canteras

Por tanto, en función de las Tablas 6 y 7, los mantos secundarios quedan definidos de la siguiente manera:

- **Primer manto secundario:** 2 capas de escollera del intervalo 1500 – 4000 kg. con $\bar{W} = 2750 \text{ kg}$. y $\bar{D} = 1.02 \text{ m}$
- **Segundo manto secundario:** 2 capas de bloques de escollera del intervalo 100-400Kg. con $\bar{W} = 250 \text{ kg}$. y $\bar{D} = 0.46 \text{ m}$
- **Núcleo:** TU de cantera [$1 < W_n(\text{Kg}) < 100$], máx. 10% <1Kg y 5% > 100Kg.

En la siguiente figura, se esquematiza como queda la disposición de los mantos exteriores del dique exterior del Puerto de Laredo.

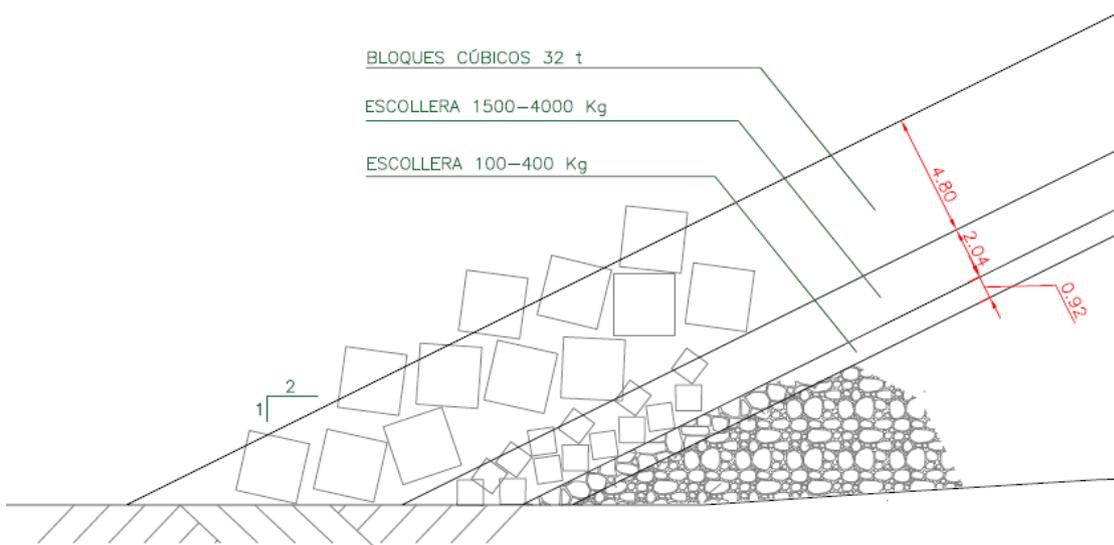


Figura 25: Disposición de los mantos exteriores

4.2.2. Cota de la berma superior y coronación del espaldón

La determinación de la cota de coronación del dique se realiza siguiendo un análisis de funcionalidad. En este sentido la ROM recoge el concepto de parada operativa entendiendo por tal el incumplimiento de la operatividad del puerto. Para definir cuantitativamente el instante en el que se incumple la ROM establece tres criterios:

- I. Operatividad mínima
- II. Número medio de paradas
- III. Duración máxima de una parada

Por tanto, en base a la serie temporal de ascensos sobre el talud y a los 3 criterios anteriores definiremos la cota de la berma superior.

Los valores que ofrece la ROM para un puerto de estas características se recogen en las 2 figuras siguientes:

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISAO	N _m	TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE IREO	r _{i,ELO}	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	r ₀₃	Alto	2	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	r ₀₃	Alto	0.99	
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas	r ₀₂	Bajo	5			r ₀₂ ²	Medio	0.95 ¹	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o sólo con las que no les afecte el rebase	r ₀₁	No signif.	10	Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique con adosadas a las que no les afecte el rebase		r ₀₃ ²	Alto	0.99 ¹		
	PUERTO PESQUERO		r ₀₂	Bajo	5	PUERTO PESQUERO		r ₀₃	Alto	0.99 ¹		
	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO		r ₀₂	Bajo	5	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO		r ₀₃	Alto	0.99 ¹		
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	r ₀₃	Alto	2	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	r ₀₃	Alto	2
			Mercancías no peligrosas	r ₀₂	Bajo	5			Mercancías no peligrosas	r ₀₂	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o adosadas a las que no les afecte el rebase	r ₀₁	No signif.	10	Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o adosadas a las que no les afecte el rebase		r ₀₁	No signif.	10		

Figura 26: Izquierda número medio de paradas, derecha operatividad mínima

ÍNDICE IREO	ÍNDICE ISAO			
	No significativo	Bajo	Alto	Muy alto
Bajo	24 horas	12 horas	6 horas	0
Medio	12 horas	6 horas	3 horas	0
Alto	6 horas	3 horas	1 horas	0

Figura 27: Duración máxima probable de una parada

A continuación se procede a analizar cada uno de los 3 criterios y en base al más limitante definir la cota de la berma.

Operatividad mínima

El régimen medio de run-up que se tiene a pie de dique es el que se muestra en la figura 28. Como la ROM exige una operatividad mínima de 0.99, el valor buscado es el Rup correspondiente a esta probabilidad de no excedencia que resulta ser de **6.98m**

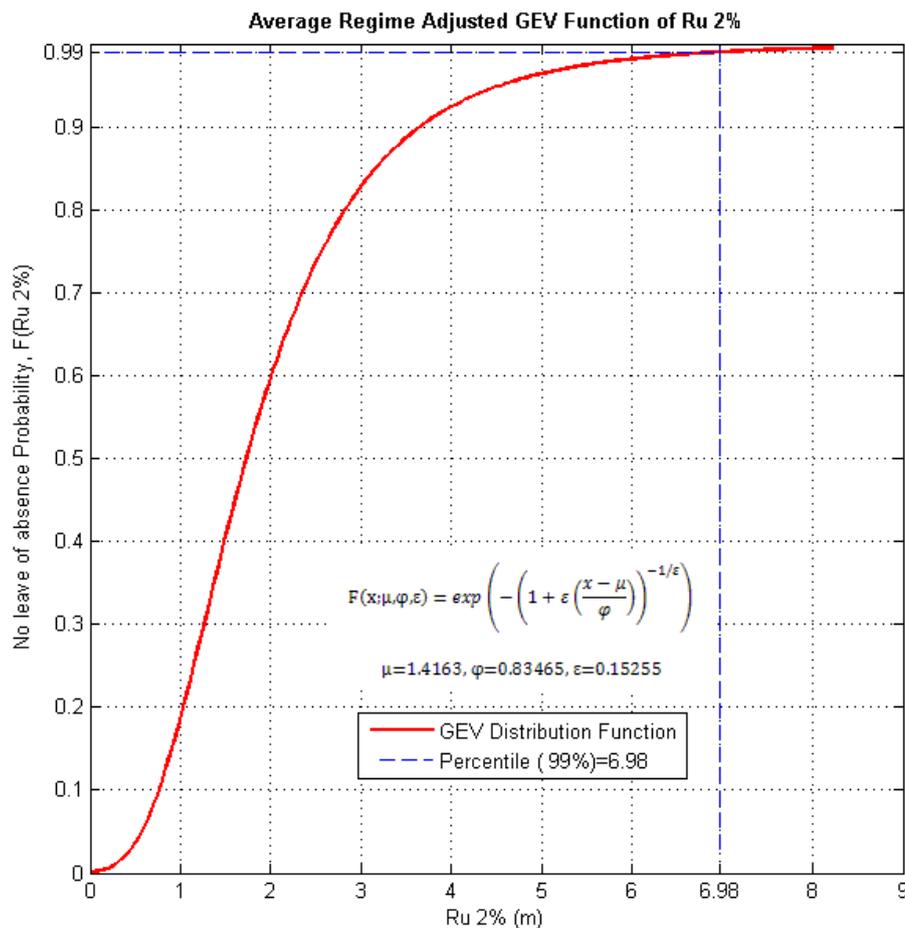


Figura 28: Régimen medio de Rup a pie de dique.

Número medio de Paradas

En base a la serie temporal de ascensos se puede definir la curva que relaciona cada valor de Rup con el número medio de veces al año en que se excede, es decir el número medio de paradas anuales. Esto es lo que se recoge en la figura 29, del que se obtiene que para 5 paradas anuales el valor de **Rup es 6.54 m.**

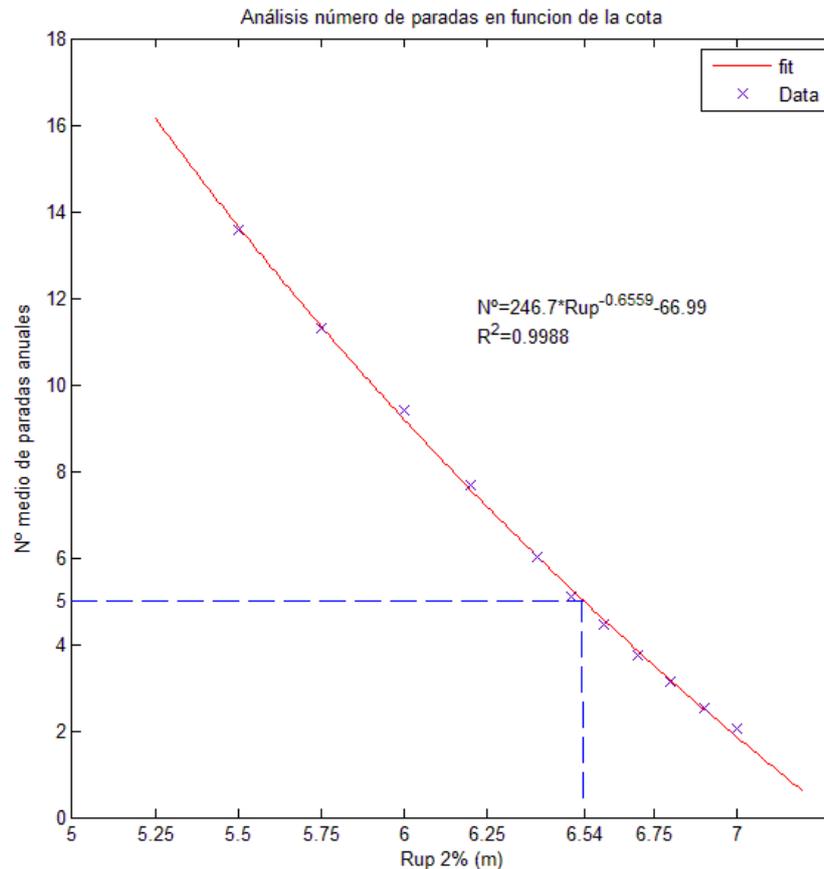


Figura 29: Número de paradas-Run up

Duración máxima de una parada

En base a la serie temporal de ascensos se puede definir para cada valor de Rup el número de veces en el que se excede y la duración de cada una de estas excedencias. Si de entre todas estas duraciones nos quedamos con la máxima probable (D2%) se puede definir una curva que relaciona Rup-D2%. Esto se recoge en la figura 30, de la que obtenemos que para una duración máxima probable de 3 horas el Rup asociado es de **7.82 m.**

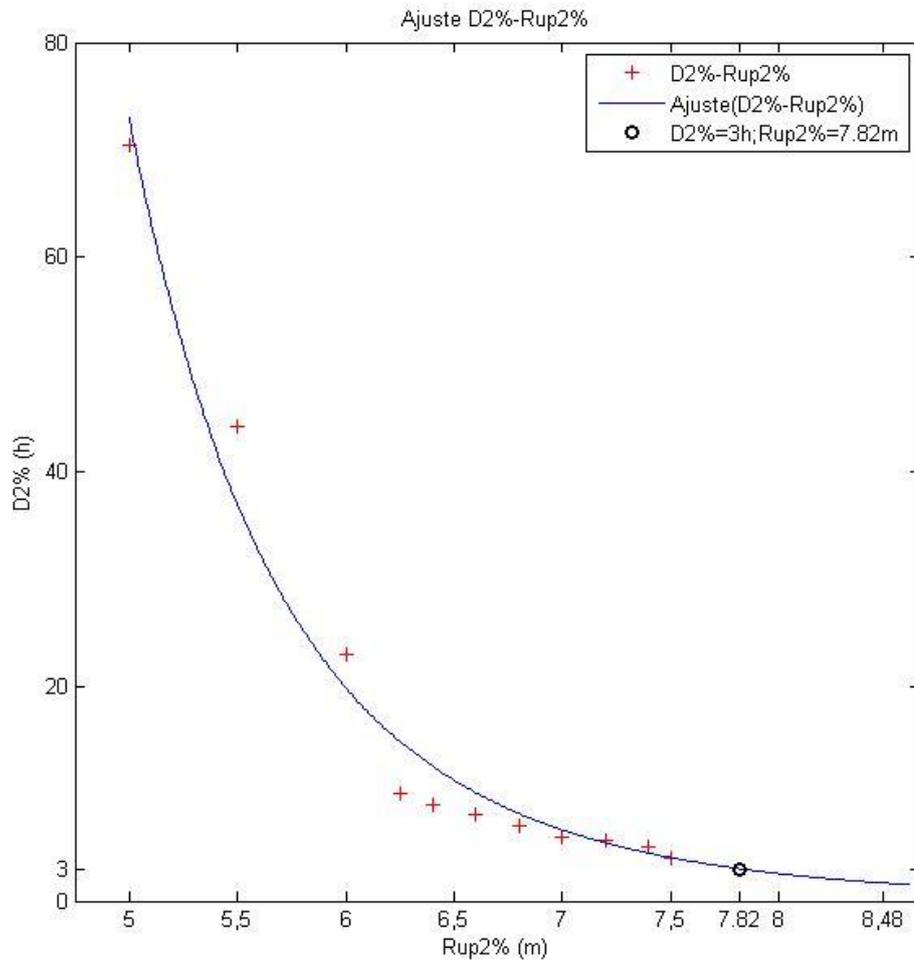


Figura 30: Duración máxima probable-Run up

Por tanto, de entre los 3 criterios aquel que arroja un valor máximo de Rup es este último con 7.82m. La cota de la berma superior tomando como referencia estos 7.82m se coloca a 8m (cota sobre el nivel de cálculo). La cota de coronación del espaldón se adopta el valor de 2 m sobre la berma superior como criterio de buena práctica que recoge la ROM. Estas cotas se muestran en el esquema siguiente.



Figura 31: Cota de la berma superior y coronación del espaldón.

4.2.3. Mantos interiores

Los mantos interiores se dimensionan siguiendo la metodología de Van der Meer para escolleras, la cual se recoge a continuación:

- Olas rompiendo en voluta-colapso sobre el dique:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} I_{rm}^{-0.5} \quad ; \text{ para } I_{rm} < I_{rmc} \quad (\text{Eq. 36})$$

- Olas sin romper (oscilación) sobre el dique:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} I_{rm}^p \quad ; \text{ para } I_{rm} \geq I_{rmc} \quad (\text{Eq. 37})$$

El valor de I_{rm} se fija con H_s y L_{0m} ($I_{rm} = f(H_s, L_{0m})$) y la transición entre las dos fórmulas se define mediante el número de Iribarren crítico, I_{rmc} , dado por la expresión:

$$I_{rmc} = \left(6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{p+0.5}} \quad (\text{Eq. 38})$$

Como vemos, para definir los mantos interiores debemos conocer la altura de ola del temporal de cálculo que se produce en el interior de nuestro puerto. Esta altura de diseño se determina estableciendo la relación entre la altura de ola al pie del dique exterior y la altura de ola en el trasdós del dique a través del coeficiente de agitación.

Dicha agitación es debida a la transmisión del oleaje hacia la zona abrigada. En una estructura costera esta puede producirse por el rebase sobre la coronación, transmisión a través del macizo poroso y por la difracción por los extremos de la estructura.

No obstante, en estructuras de talud rebasables (como esta) la transmisión debida al rebase se hace rápidamente dominante, siendo la relación entre el francobordo y la altura de ola incidente el parámetro geométrico dominante en la transmisión. Esto se recoge en la figura siguiente, con el que obtenemos el valor que nos permite obtener la relación entre la altura de ola exterior e interior.

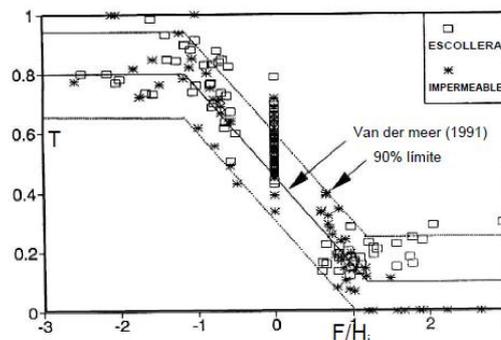


Figura 32: Transmisión del oleaje sobre estructuras en talud rebasables en función de F/H_i .

Por tanto en base a lo anterior ya podemos calcular la altura de ola de cálculo que se produce en el interior del puerto en el temporal de diseño. Los datos necesarios para dimensionar los mantos interiores se recogen a continuación:

$(H_s)_{pie\ dique}$	6.55 m
T_m	15.18 s
Duración	2.65 h
$\tan\alpha$	1/1.5
P	0.4 (Manto principal + filtro + Núcleo)
Criterio de avería	Inicio avería
S (Daño)	1.5 ($\cot\alpha=1.5$, Criterio de avería= Inicio Avería)
$\rho_{escollera}$	2650Kg/m ³
Número de olas (N)	629 olas (Duración 2.65h, $T_m=15.18$ seg)
Francobordo (F)	10 m

Tabla 8: Parámetros de diseño

Según la figura 32 y los datos de la tabla anterior obtenemos un coeficiente de transmisión de 0.25 (quedándonos con la banda de confianza superior del 90%). Esto significa que $(H_s)_{interior}=1.64m$.

Empleando la metodología de Van der Meer descrita en la página anterior se obtiene $I_{rmc}=4.42$ y $I_{rm}=9.87$ por lo que debemos emplear la (Eq.37). Con ello se tiene que el diámetro nominal de la escollera (D_{n50}) es de 0.58m y peso 450 Kg. No obstante, como ya se explicó, debemos trabajar con intervalos siendo el indicado el de 400-1500 Kg con $\bar{D}=0.75$ m.

El manto secundario se dimensiona siguiendo las relaciones de la Tabla 6.

En resumen los mantos interiores se conforman por:

- **Manto principal interior:** 1 capa de escollera del intervalo 400- 1500Kg. con $\bar{W} = 950\ kg$. y $\bar{D} = 0.75m$
- **Manto secundario interior:** 1 capa de escollera del intervalo 100-400Kg. con $\bar{W} = 250\ kg$. y $\bar{D} = 0.46m$

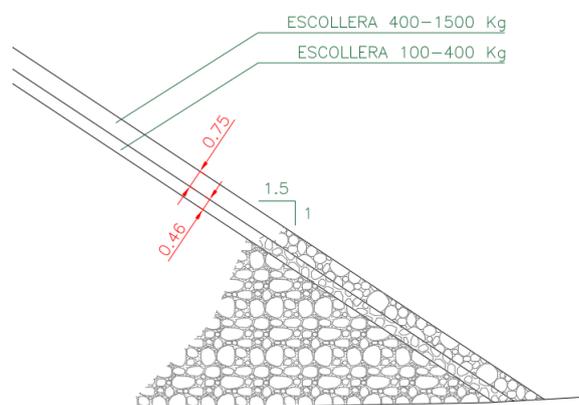


Figura 33: Disposición mantos interiores

4.2.4. Cálculo del espaldón

El espaldón se dimensiona siguiendo la metodología de Martín *et al.* (1995). Este método plantea dos diagramas de presiones sobre el espaldón, cada uno de ellos correspondiente a los dos picos que presenta la ley de presiones sobre el paramento vertical. El primero de los picos corresponde a la deceleración del frente de onda (Presión dinámica) y el segundo se produce durante el descenso de la masa de agua acumulada sobre la estructura (presión pseudohidrostática).

En la figura siguiente se muestran las leyes de presiones sobre un paramento vertical, remarcándose los picos A (presión dinámica) y B (presión pseudohidrostática).

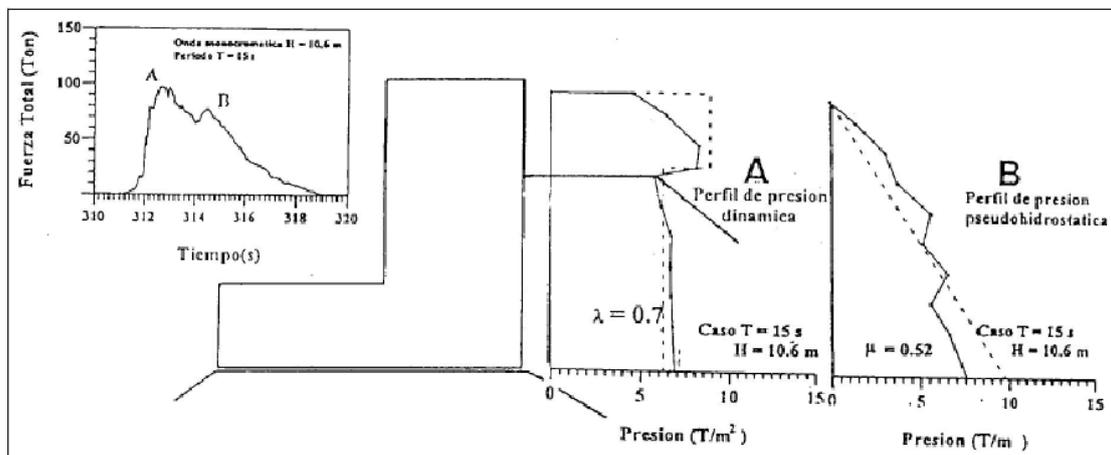


Figura 34: Diagrama de presiones Dinámicas (A) y Pseudohidrostáticas (B). (Fuente: Martín *et al.* (1995))

Los dos diagramas de presiones de la figura anterior se simplifican según las líneas discontinuas de forma que se tienen las dos distribuciones de cálculo siguientes:

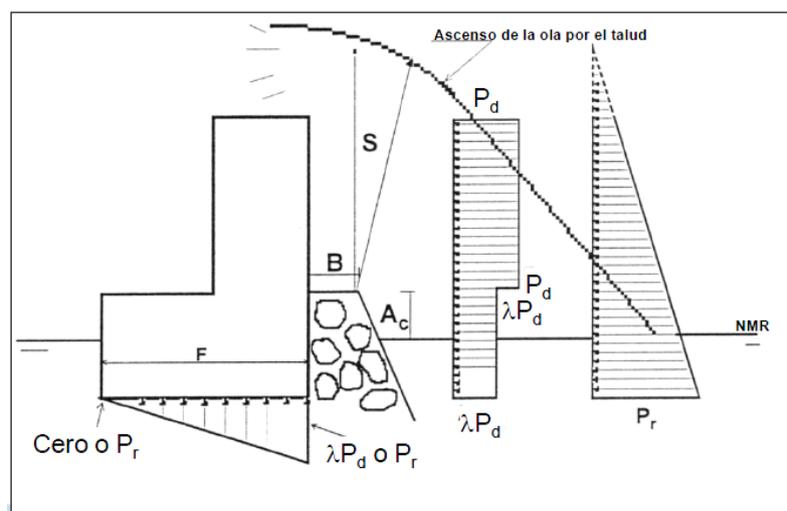


Figura 35: Leyes de presiones de cálculo. (Fuente Martín *et al.* (1995))

Por lo tanto empleando el método anteriormente descrito vamos a dimensionar el espaldón. Aquí notar que las presiones dinámicas y pseudohidrostáticas no se suman, sino que se tratan independientemente. Para ello debemos calcular cual de las dos es la dominante, y para esta dimensionar el espaldón.

Para la definición geométrica del espaldón, se fija el valor de 8 m de anchura para el camino de rodadura para posibilitar el paso y maniobras de vehículos en él coronándose este a la +8. Por lo tanto la variable de diseño es el ancho total del espaldón tal y como se muestra en la figura siguiente:

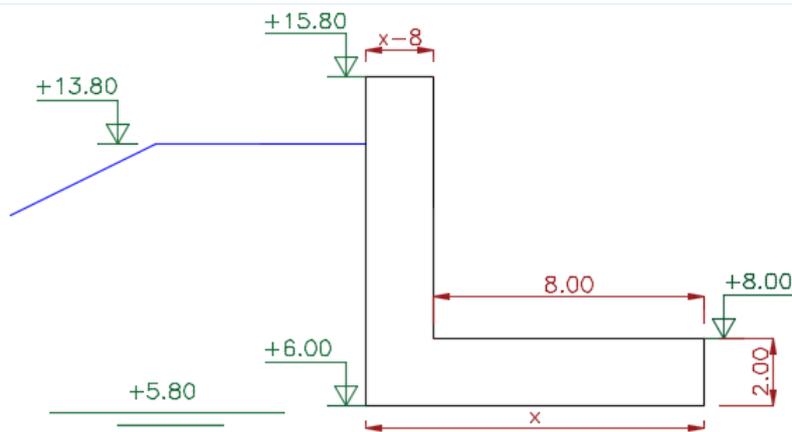


Figura 36: Sección del espaldón

La altura de ola de cálculo es la altura de ola máxima más probable en el temporal de cálculo. Esta se calcula siguiendo la expresión siguiente:

$$\frac{\tilde{H}_{\max, N}}{H_{rms}} = \sqrt{\ln N} \quad (Eq.39)$$

En esta expresión hay que tener en cuenta que el número de olas se determina mediante el periodo de pico del temporal de cálculo ya que domina el efecto del aumento del ascenso sobre la disminución del número de olas. Así mismo la relación entre H_{rms} y H_s se determina teniendo en cuenta que el oleaje en el temporal se distribuye según Rayleigh.

Con nuestros datos ($H_s=6.55m$, $T_p=17.93s$, $D=2.65 h$), resulta $\tilde{H}_{\max, N}=11.59 m$, la cual hay que comprobar si es posible por fondo utilizando el Criterio de Goda (Eq.40).

$$\left(\frac{H_b}{L_0}\right) = 0.17 \left(1 - \exp \left(-1.5\pi \left(\frac{h_b}{L_0}\right) \left(1 + 15(\tan\beta)^{\frac{4}{3}}\right) \right) \right) \quad (Eq. 40)$$

De la fórmula anterior todos son parámetros conocidos menos la pendiente del fondo la cual se toma el valor $\tan\beta=1/50$. Con ello se obtiene que la altura de ola máxima posible por fondo es 11.16 m, por lo que $H_c=H_b=11.16 m$.

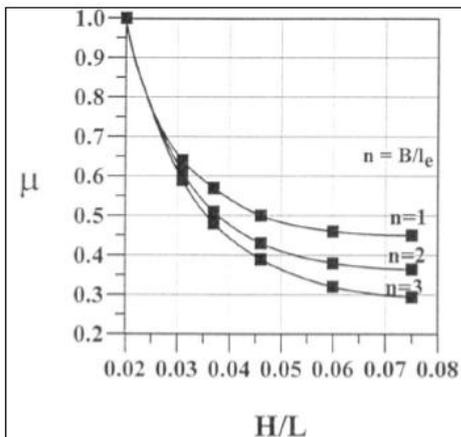
A continuación se recoge un resumen de los parámetros que serán necesarios para el cálculo de las presiones sobre el espaldón:

Hc	11.16 m.	L. pie dique	202.5 m.
Tc	17.93 seg.	L ₀	501.5 m.
hc	13.80 m (8+5.80)	Ancho de la berma	3 piezas de D=2.4 m.
Francobordo (A _c)	8.00 m		

4.2.4.1. Presión pseudohidrostática

La ley de presiones pseudohidrostáticas es triangular según la ecuación:

$$P(z) = \mu \rho g (s + A_c - z) \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c + s \quad (\text{Eq. 41})$$



El valor de μ se determina en base al gráfico de la izquierda, la relación $H/(L \text{ .pie dique})$ y el número de piezas en la berma superior.

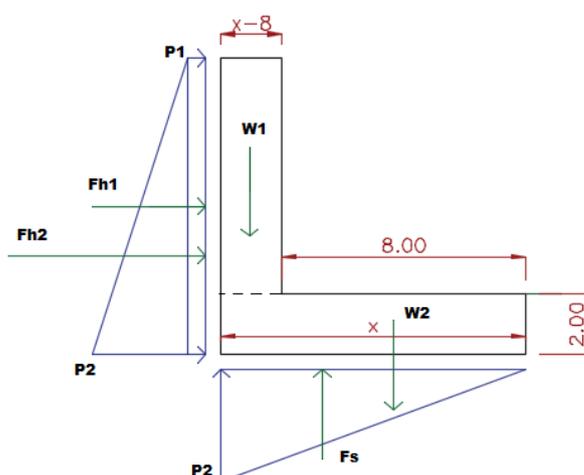
Con ello el valor de μ es **0.34**

El valor de s , anchura de la lámina de agua sobre el talud supuesto este indefinido, se calcula con la siguiente expresión:

$$s = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u} \right) \quad (\text{Eq. 42})$$

El valor de H es la altura de ola de cálculo y A_c el francobordo. El run-up asociado a esta altura de ola se calcula siguiendo la metodología de Losada y Giménez-Curto tal y como proponen los autores, obteniéndose el valor de $R_u=10.48\text{m}$. Con todo ello en la (Eq.42) el valor que se obtiene es $s=2.64\text{ m}$. Nótese que este valor de la lámina de agua supera la cota del espaldón.

El diagrama de presiones pseudohidrostáticas en base a la (Eq.41) se muestra a continuación:



$$P1=2188 \text{ N/m}^2$$

$$P2=35692 \text{ N/m}^2$$

$$Fh1=21442.4 \text{ N/m}; MFh1=105067.76 \text{ Nm/m}$$

$$Fh2=164169.6 \text{ N/m}; MFh2=536287.36 \text{ Nm/m}$$

$$Fs=17846 \text{ x N/m}; MFs=11897.33 \text{ x}^2 \text{ Nm/m}$$

$$W1=175991.4 (x-8) \text{ N/m};$$

$$Mw1=175991.4 (x-8)(0.5x+4) \text{ Nm/m}$$

$$W2=45126 \text{ x N/m}$$

$$Mw2=22563 \text{ x}^2 \text{ Nm/m}$$

Figura 37: Diagrama de presiones pseudohidrostáticas

4.2.4.2. Presión dinámica

El diagrama presenta dos tramos según el espaldón este protegido o no por el manto del talud. Las expresiones son las siguientes:

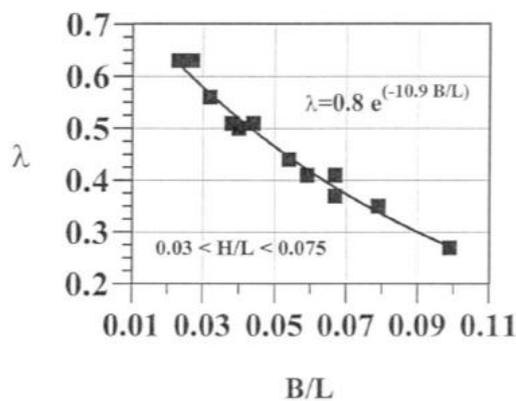
$$\left. \begin{aligned} Pd1 &= \alpha \rho g s \quad A_c < z < A_c + s \\ Pd2 &= \lambda Pd1 = \lambda \alpha \rho g s \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c \end{aligned} \right\} \text{(Eq.43)}$$

El parámetro α se obtiene a partir de la siguiente expresión analítica:

$$\alpha = 2.9 \left(\frac{Ru}{H} \cos\beta \right)^2 \quad \text{(Eq. 44)}$$

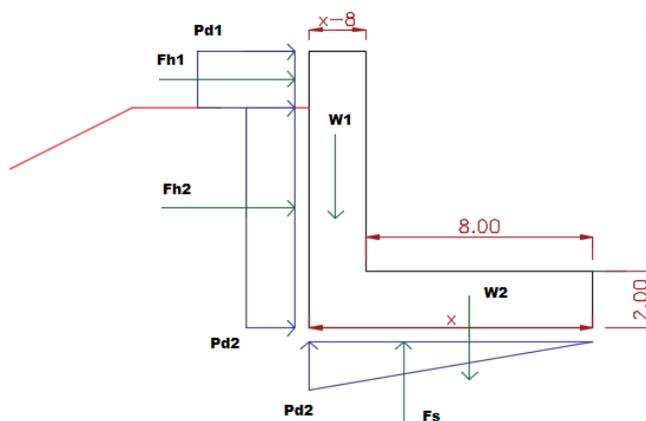
Con los valores ya conocidos de $Ru=10.48$ m, $H=11.16$ m y una pendiente del talud de 0.5, el valor que se obtiene de la (Eq.44) es $\alpha=2.05$

El valor de la lámina del agua sobre el francobordo es el mismo que en el cálculo anterior ($s=2.64$ m).



El parámetro λ reduce la presión debido a la berma del manto. Se calcula con la gráfica de la izquierda teniendo en cuenta que el ancho de la berma, con 3 bloques, es de 7.2 m. Este resulta $\lambda = 0.543$.

Con todo, el diagrama de presiones dinámicas en base a la (Eq.43) es el siguiente:



$$Pd1 = 54419 \text{ N/m}^2$$

$$Pd2 = 0.543 * Pd1 = 29549.52 \text{ N/m}^2$$

$$Fh1 = 108838 \text{ N/m}; M_{Fh1} = 957774.4 \text{ Nm/m}$$

$$Fh2 = 230486.2 \text{ N/m}; M_{Fh2} = 898896.2 \text{ Nm/m}$$

$$Fs = 14774.7 \text{ x N/m}; M_{Fs} = 9849.8 \text{ x}^2 \text{ Nm/m}$$

$$W1 = 175991.4 (x-8) \text{ N/m};$$

$$M_{w1} = 175991.4 (x-8)(0.5x+4) \text{ Nm/m}$$

$$W2 = 45126 \text{ x N/m}; M_{w2} = 22563 \text{ x}^2 \text{ Nm/m}$$

Figura 38: Diagrama presiones dinámicas.

Como se ha dicho al comienzo de este apartado, al ser ambas leyes de presiones independientes y ya tenerlas definidas debemos comprobar cuál es la dominante. Para ello partimos de la hipótesis de que el modo de fallo limitante es el deslizamiento del espaldón. Estableciendo la relación entre fuerzas desestabilizadoras y estabilizadoras se obtiene el valor del ancho del espaldón x para que el coeficiente de seguridad sea 1.4 (Eq.45).

$$1.4 = \frac{\mu(W1 + W2 - Fs)}{Fh1 + Fh2} \quad (Eq.45)$$

Como valor del coeficiente de rozamiento del espaldón con el núcleo del dique se adopta $\mu=0.6$.

- **Presión pseudohidrostática:** $x=9.06$ m; Peso del espaldón 595.4 KN/m.
- **Presión dinámica:** $x=10.46$ m; Peso del espaldón 904.96 KN/m.

Por tanto la presión que condiciona el dimensionamiento del espaldón es la presión dinámica. Ahora debemos comprobar si la sección calculada con $x=10.50$ m es estable al modo de fallo de vuelco del espaldón. Para ello establecemos la relación entre momentos estabilizadores y desestabilizadores y calculamos el coeficiente de seguridad (Eq.46). Si dicho coeficiente de seguridad es mayor de 1.4 la sección será estable al vuelco y por tanto nuestra hipótesis de dimensionamiento será correcta.

$$\frac{Mw1 + Mw2}{MFh1 + MFh2 + MFs} \geq 1.4 \quad (Eq.46)$$

- **Presión pseudohidrostática:** CSV=3.36
- **Presión dinámica:** CSV=2.23

Como vemos, la hipótesis de partida es válida. La sección final es la que se muestra a continuación.

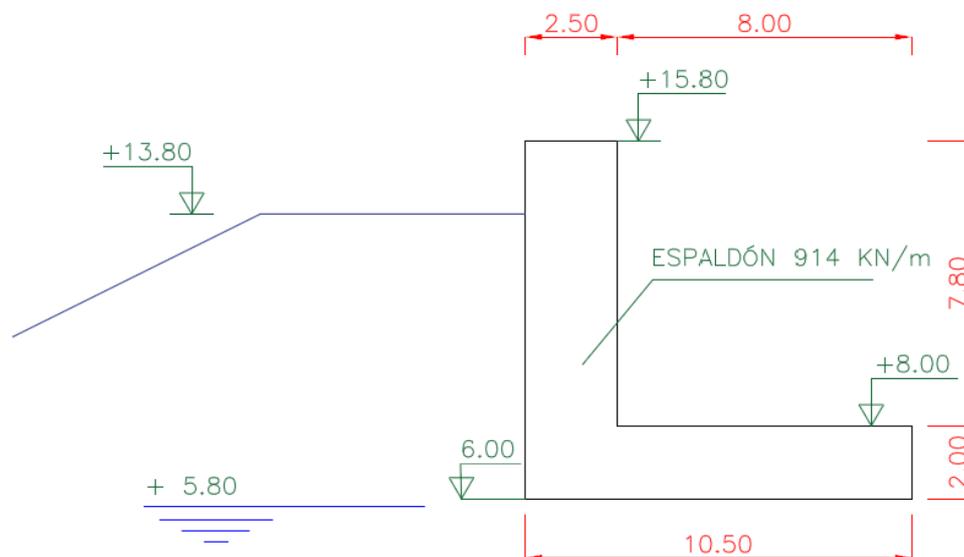
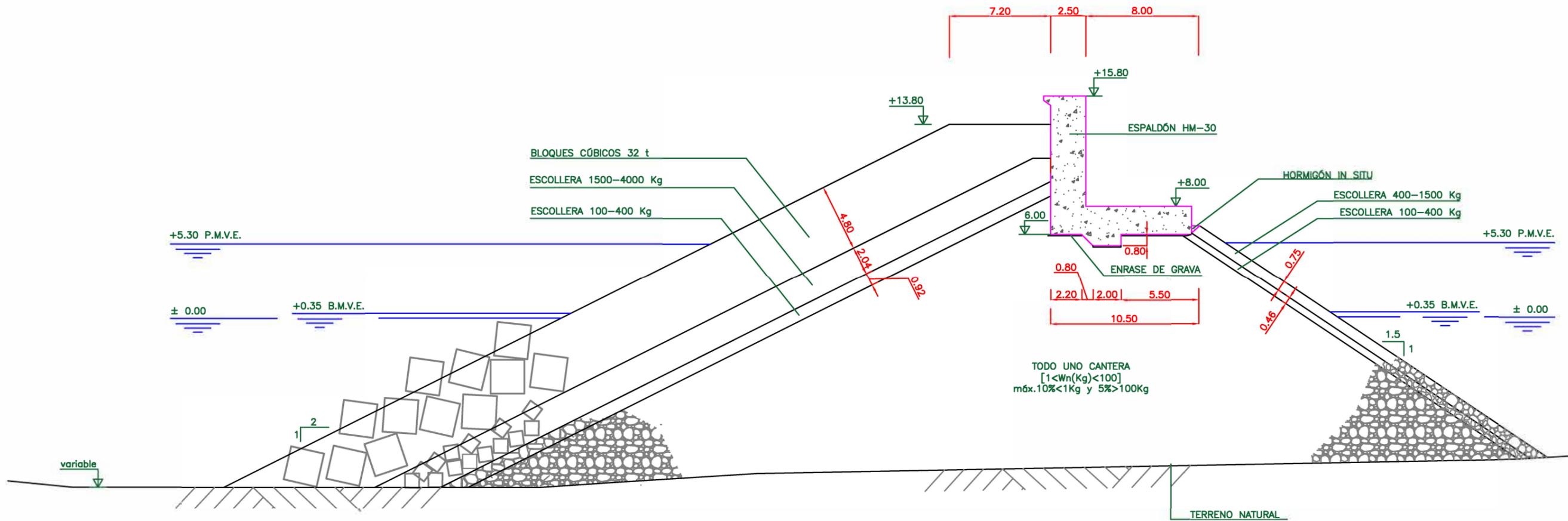


Figura 39: Sección del espaldón.

4.3.Sección tipo

A continuación se muestra la sección tipo final resultante del diseño anterior.



SECCIÓN TIPO

ESCALA 1:300
Cotas en metros.



5. Verificación del diseño con métodos de nivel III- Aplicación al dique exterior del puerto de Laredo

En este apartado se procede a verificar con métodos probabilísticos la sección calculada previamente. Para ello se simularán mediante el método de Monte Carlo un determinado número de vidas útiles, cada una con un determinado número de temporales, y se obtendrá en cuántas de ellas para la sección dispuesta se produce el fallo de algún modo o del dique.

A continuación se detalla el modelo creado para realizar la verificación del dique exterior de Laredo.

5.1. Modelo de nivel III basado en la simulación de Monte Carlo

El modelo desarrollado parte de dos fuentes de datos claramente diferenciadas tal y como se vio en el apartado 3.1. Por una parte se tiene la caracterización del oleaje en la zona, y por otra las características de la estructura que ya hemos diseñado. Las primeras representan las solicitaciones sobre la estructura y las segundas las resistencias ante tales solicitaciones.

A continuación se explica cómo se han caracterizado.

5.1.1. Caracterización de las variables estructurales

A la hora de realizar el diseño, dos han sido los elementos esenciales que se han dimensionado: los bloques del manto principal y el espaldón. .

Al tratarse este de un método probabilístico se deben seleccionar al inicio de cada vida útil los parámetros geométricos y de los materiales de ambos elementos. Los valores resultantes en cada vida útil se obtendrán de unas distribuciones normales en el que las medias serán los valores de diseño del capítulo 4 y las desviaciones serán según la tabla siguiente.

A falta de datos específicos, se han considerado las leyes de distribución de la tabla 9, tomados de valores propuestos por Van der Meer (1988b) y otros autores.

Parámetro	Distribución	Media	Desviación
D_N	Normal	2,40 m	3%
ρ_h	Normal	2,35 t/m ³	2%
Δ	Normal	1,293	5%
$\mu_{\text{NÚCLEO-ESPA LDÓN}}$	Normal	0,6	15%

Tabla 9: Funciones de distribución de ajuste para las variables estructurales

5.1.2. Caracterización de las variables climáticas

En el capítulo 4 definíamos una serie de valores característicos extremos que servían para realizar el diseño determinista. En este capítulo, lo que debemos definir son una serie de funciones de distribución que caractericen dicho oleaje.

Para ello debemos definir, según se explicará a continuación, las funciones de probabilidad de las siguientes variables: Dirección, Hs, Tp, Tm, Duración y Nivel del mar.

En este caso es importante señalar que se ajustan siguiendo una metodología GEV, es decir de máximos anuales. Esto es conveniente señalarlo ya que así cada vida útil de V años tendrá V temporales (un temporal anual).

El cómo obtener estas variables se explica continuación, si bien la secuencia se muestra en el apartado 5.1.3.

5.1.2.1. Rosa de oleaje

Las rosas de oleaje representan la intensidad y frecuencia de aparición de la altura de ola respecto su dirección. A partir de ella se puede saber cuál es la dirección predominante y la probabilidad de ocurrencia de un temporal con una altura de ola determinada para cada dirección.

Si nos fijamos en la figura 40, que representa la rosa de oleaje en el pie del dique exterior del Puerto de Laredo, vemos como la práctica totalidad de los temporales se encuentran en la ventana $[-67.5^{\circ}, 45^{\circ}]$. Con esta ventana será con la que se trabajará a partir de ahora para definir el régimen extremal direccional.

De entre estas direcciones es claramente predominante el sector NW, además de ser el más energético.

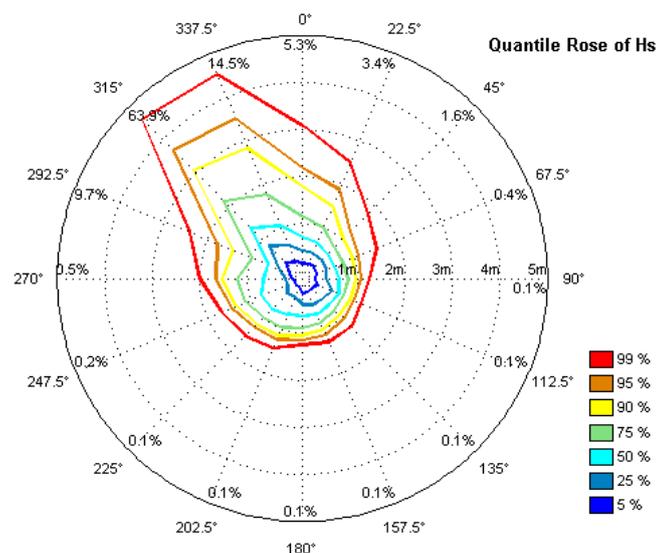


Figura 40: Rosa de oleaje en el pie del dique exterior del Puerto de Laredo

Llegados a este punto ya somos capaces de en cada temporal simular una dirección en base a las probabilidades asociadas a cada dirección de la figura anterior.

5.1.2.2. Régimen extremal direccional de alturas de olas

Es sabido que el oleaje queda definido por la dirección de donde procede. Por ello debemos definir la función de distribución GEV para cada una de las direcciones pertenecientes a la ventana espacial descrita en el apartado anterior.

$$F(H_s^*; \mu, \varphi, \xi) = \exp\left(-\left(1 + \xi\left(\frac{H_s^* - \mu}{\varphi}\right)\right)^{-1/\xi}\right) \quad (Eq. 47)$$

$$H_s^*(T_r; \mu, \varphi, \xi) = \mu - \frac{\varphi}{\xi} \left(1 - \left(\frac{1}{T_r}\right)^{-\xi}\right) \quad (Eq. 48)$$

$$\sigma(H_s^*; c_0, c_1, c_2, c_3) = c_0 + c_1 H_s^* + c_2 H_s^{*2} + c_3 H_s^{*3} \quad (Eq. 49)$$

Los valores de los parámetros anteriores por sectores direccionales se muestran a continuación:

	N	NNE	NE	WNW	NW	NNW
μ	2,761	1,998	1,325	2,839	5,729	5,024
φ	0,654	0,591	0,328	0,392	0,45	0,775
ξ	-0,149	-0,063	0,049	-0,313	-0,568	-0,521
c_0	-0,329	0,289	0,308	-2,673	-131,256	-35,408
c_1	0,626	0,073	-0,306	2,62	64,685	19,004
c_2	-0,22	-0,077	0,113	-0,824	-10,59	-3,346
c_3	0,024	0,016	-0,002	0,085	0,576	0,194

Tabla 10: Valores de los parámetros de la función GEV para el régimen extremal direccional

En base a la tabla 10 y las ecuaciones 48 y 49 simularemos en cada temporal una altura de ola significativa.

Para ello, según la dirección obtenida del apartado anterior, se simularán los valores de H_s^* (Eq.48) y σ (Eq.49) entrando en dichas funciones con los parámetros correspondientes a esa dirección. El valor de H_s del temporal se obtiene simulando una distribución normal con media H_s^* y desviación σ .

5.1.2.3. Periodo Pico, T_p

A partir del análisis de máximos anuales y conociendo que el periodo pico está condicionado al valor de H_s , el cual se obtuvo en el apartado anterior, el valor del periodo pico se obtiene simulando una función de distribución normal con media $\mu_{MA}(T_p|H_s)$ y desviación $\sigma_{MA}(T_p|H_s)$ obtenidas según las ecuaciones siguientes:

$$\mu_{MA}(T_p|H_s) = 4.717 H_s^{0.622} \quad (Eq. 50)$$

$$\sigma_{MA}(T_p|H_s) = 2.327 H_s^{-0.172} \quad (Eq. 51)$$

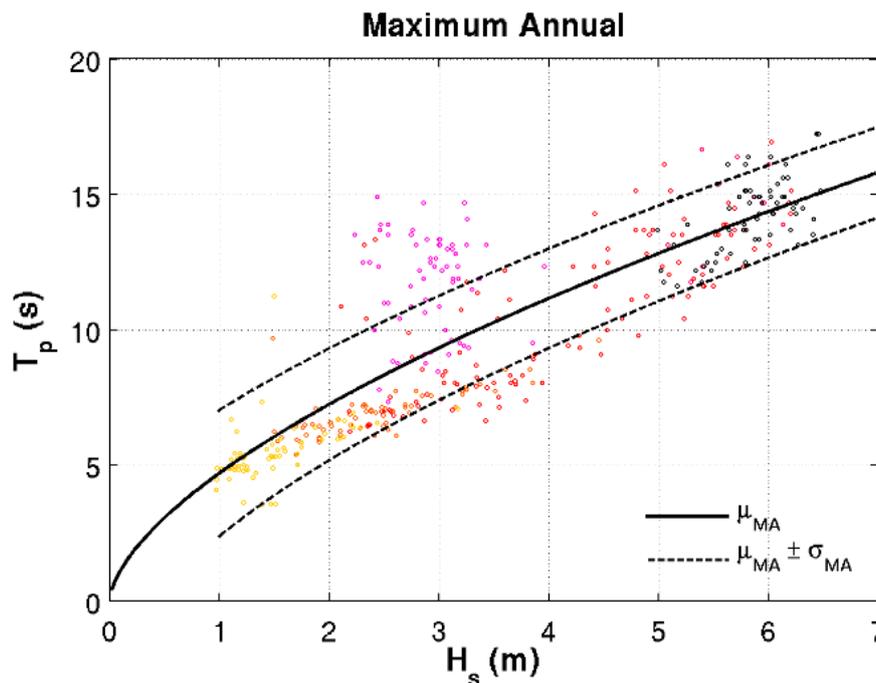


Figura 41: Máximos anuales. Periodo pico condicionado a H_s

5.1.2.4. Periodo medio, T_m

Se calcula igual que el anterior ya que el periodo medio está condicionado al valor de H_s . El valor del periodo medio se obtiene simulando una función de distribución normal con media $\mu_{MA}(T_m|H_s)$ y desviación $\sigma_{MA}(T_m|H_s)$ obtenidas según las ecuaciones siguientes:

$$\mu_{MA}(T_m|H_s) = 4.368 H_s^{0.521} \quad (Eq. 52)$$

$$\sigma_{MA}(T_m|H_s) = 2.04 H_s^{-0.292} \quad (Eq. 53)$$

5.1.2.5. Régimen extremal direccional de duraciones

La metodología para determinar la duración del temporal es la misma que la descrita en el apartado 4.1.4, con la salvedad que para el diseño determinista trabajábamos con el régimen escalar y en este caso trabajamos con régimen direccional. Esto quiere decir que si antes bastaba con realizar un único ajuste, ahora debemos definir las funciones condicionadas de los parámetros k y s de Weibull para cada una de las direcciones analizadas.

Las funciones direccionales de los parámetros de ajuste de Weibull son de la forma:

$$s = a_1 Hs^{b_1} \quad (Eq. 54)$$

$$k = a_2 Hs^{b_2} + c_2 \quad (Eq. 55)$$

A continuación se muestra a modo de ejemplo el ajuste para el sector NE, en el cual las alturas de olas significantes, como puede ver en la figura 40, son prácticamente todas inferiores a 2m.

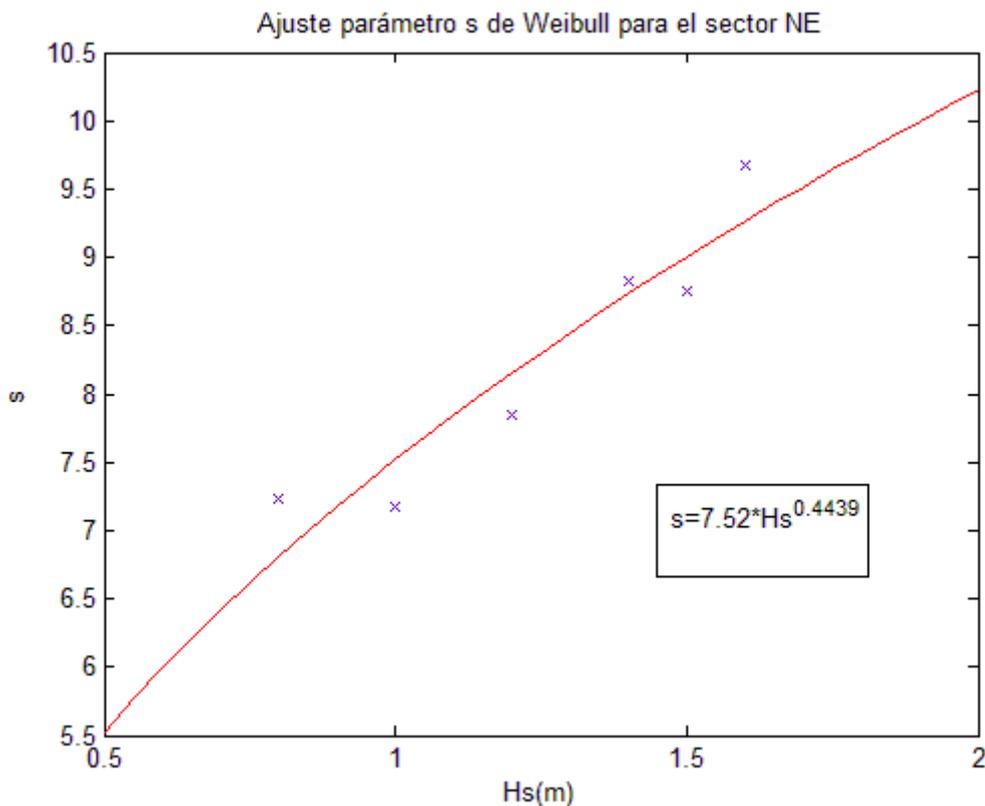


Figura 42: Ajuste del parámetro s de Weibull para el sector NE

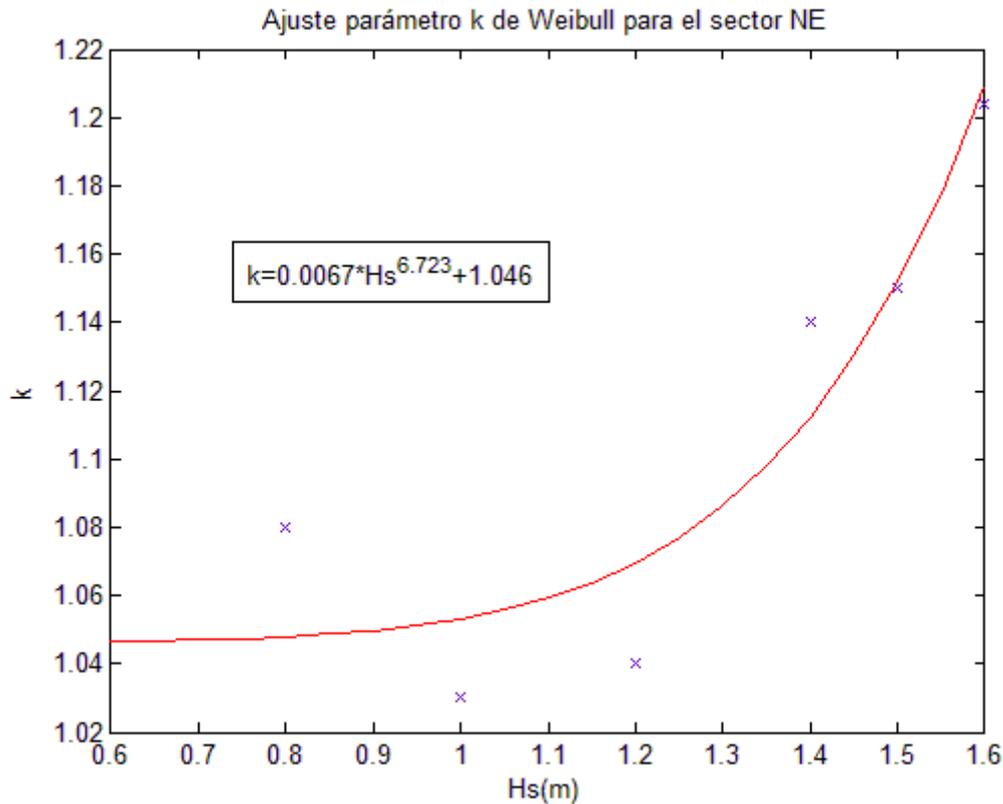


Figura 43: Ajuste parámetro k de Weibull para el sector NE.

Para el resto de direcciones, en las que se sigue la misma metodología, los valores de los parámetros a_1 , a_2 , b_1 , b_2 y c_2 se recogen en la siguiente tabla:

	N	NNE	NE	WNW	NW	NNW
a1	8,71	11,92	7,52	7,21	63,59	60,07
a2	0,0603	0,0119	0,0067	0,0752	0,0002	0,0001
b1	0,228	0,277	0,443	0,654	-1,879	-1,587
b2	2,836	4,698	6,723	2,654	4,784	4,649
c2	0,899	0,962	1,046	0,942	1,368	1,361

Tabla 11: Parámetros de las funciones de ajuste direccional de k y s de Weibull

Por tanto, conociendo la dirección, se entrará en la función de ajuste de k y s correspondiente. Con la altura de H_s del temporal se obtienen estos parámetros y posteriormente se simulará la duración del temporal sabiendo que resulta de una función de distribución Weibull de parámetros k y s , con la siguiente expresión:

$$f(D; k, s) = \frac{s}{k} \left(\frac{D}{k}\right)^{s-1} e^{-\left(\frac{D}{k}\right)^s} \quad (\text{Eq. 56})$$

5.1.2.6. Nivel del mar

El nivel del mar se obtiene de un análisis estadístico de una serie temporal con las mismas características que la serie utilizada para describir el oleaje, solo que en esta ocasión se registran niveles respecto al cero del puerto. El valor que se representa en dichos niveles tiene en cuenta la marea meteorológica y astronómica.

Para caracterizar los niveles, en este trabajo, se ha optado por ajustar la serie anterior en los mismos términos que las variables anteriores. Es decir, como tenemos la serie de niveles en nuestra zona no realizamos el análisis por separado de la componente astronómica y meteorológica, sino que a partir de los máximos niveles anuales se ha definido la función GEV de niveles.

La función GEV (Eq.47), en este caso queda caracterizada por los parámetros:

$$\mu = 4.818; \varphi = 0.0911; \xi = 0$$

5.1.2.7. Altura de ola máxima del temporal

En cada estado de mar definido por H_s y T_p , se obtienen los pares $[H_i, T_i]$ individuales mediante la función de densidad conjunta de Longuet-Higgins(1983).

$$f_{H_a, T_a} = C_L \left(\frac{H_a}{T_a} \right)^2 \exp \left\{ -\frac{H_a^2}{8} \left[1 + \frac{1}{v^2} \left(1 - \frac{1}{T_a} \right)^2 \right] \right\} \quad (Eq. 57)$$

$$C_L = \frac{1}{4v\sqrt{2\pi}[1 + (1 + v^2)^{-1/2}]} \quad (Eq. 58)$$

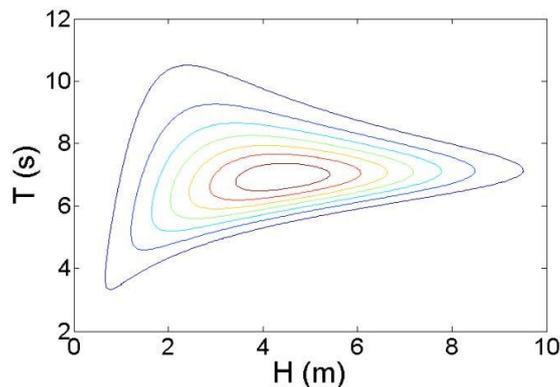


Figura 44: Función de densidad conjunta H-T de Longuet-Higgins

El máximo valor de H_i (H_{max}) se comprueba si es posible por fondo (Criterio de Goda (1975)), resultando que si es posible $H_{max} = H_{max}$ y si no $H_{max} = H_b$.

$$H_b = 0.17L_0 \left(1 - \exp \left(\frac{-1.5\pi h_b}{L_0} (1 + 15 \tan \beta^{4/3}) \right) \right) \quad (Eq. 59)$$

5.1.3. Descripción del modelo de simulación

A continuación se muestra el diagrama de flujo que representa el modelo de simulación. Describas las variables estructurales y climáticas, lo siguiente es verificar los modos de fallo individuales y del dique. Para ello cabe recordar que en el presente trabajo se analizan los modos de fallo de desplazamiento de las piezas del manto principal, deslizamiento y vuelco del espaldón.

Así mismo, el cómo se obtienen las ecuaciones de verificación y las fuerzas actuantes, viene recogido en el capítulo 4 cuando se explicó el método determinista.

Para explicar el modelo se presentan dos diagramas de flujo, si bien ambos modelos reflejan la metodología del programa pero con diferente perspectiva.

El número de vidas útiles simuladas son 10000 constando cada una de ellas con 25 temporales (Vida útil requerida 25 años y trabajando con función GEV).

Así mismo, en el anejo 1, se muestra el código de programación en Matlab.

5.1.3.1. Diagrama de flujo 1

En las dos siguientes páginas se representa el funcionamiento del programa creado para verificar la fiabilidad del dique.

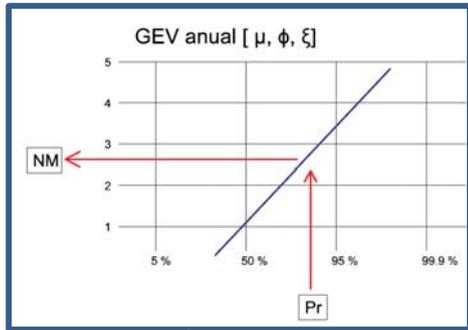
En cada simulación o vida útil se generan V temporales

M SIMULACIONES

En cada temporal se simulan las variables que definen el estado de mar : Θ , H_s , T_p , T_m , **Duración**.

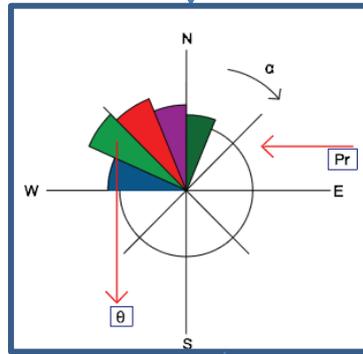
V AÑOS DE VIDA ÚTIL

Además, también se simula el nivel del mar sobre el que se propaga, **NM**.



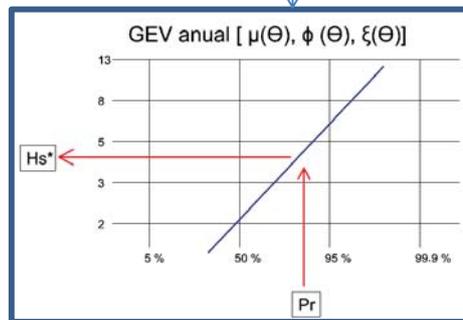
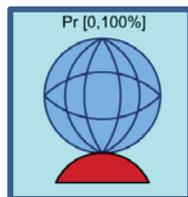
NM

2. El nivel del mar sobre el que se propaga el temporal se simula en base a la función GEV que describe el régimen extremal de niveles.



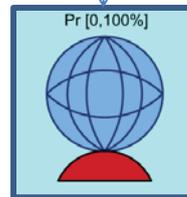
1. En base a la rosa de oleaje a pie de dique, se genera una dirección pseudo-aleatoria, Θ .

Θ



3. Entrando en la función GEV del régimen extremal direccional que corresponda al valor de Θ , se obtiene H_s^* .

Distribuyendo normalmente H_s^* , se obtiene H_s .

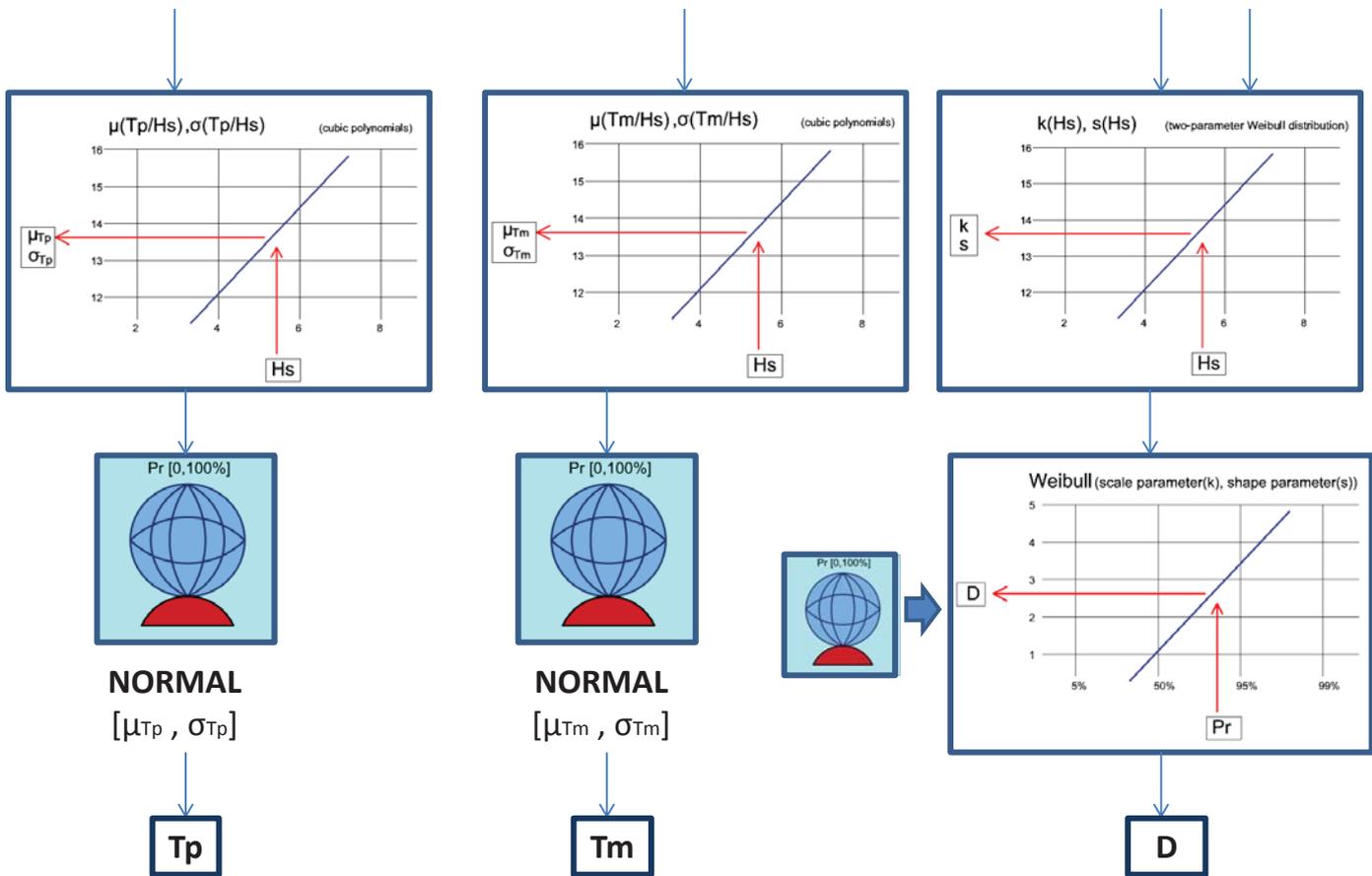


NORMAL

$[\mu_{H_s} = H_s^*, \sigma_{H_s}(H_s^*)]$

4. Las variables T_p y T_m están condicionadas al valor de H_s . Para definir la **duración** hay que entrar en las funciones de k y s que corresponda al valor de Θ . Así mismo estos parámetros también dependen de H_s

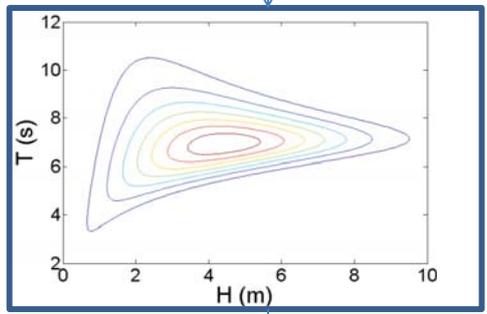
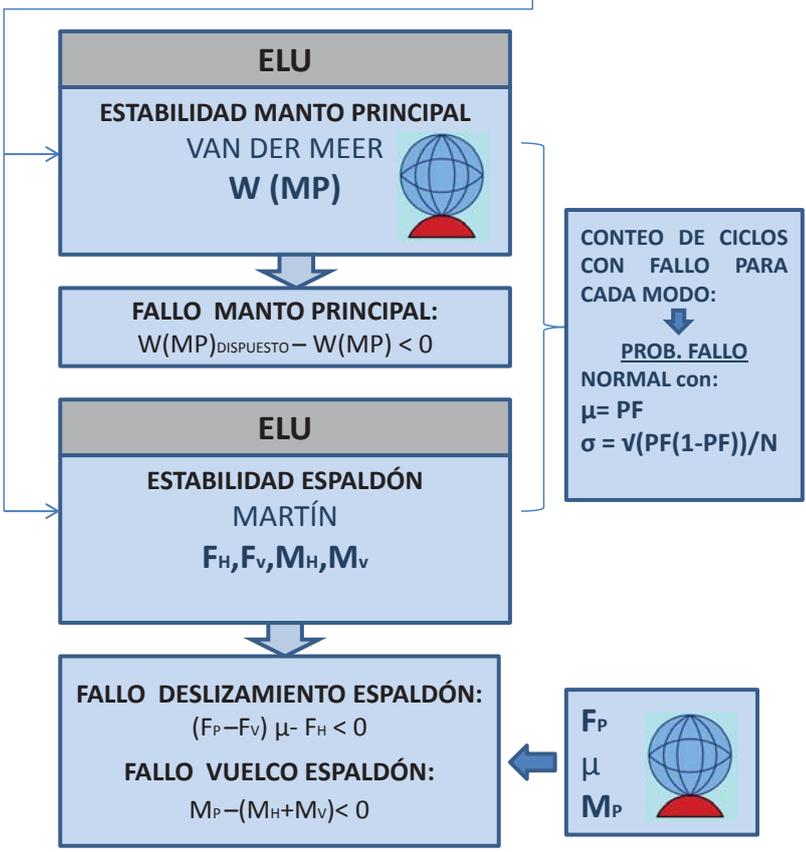
Hs



OLEAJE INCIDENTE EN EL DIQUE CARACTERIZADO → **5. VERIFICACIÓN MODOS DE FALLO**

OLEAJE INCIDENTE EN EL DIQUE:
 $\theta, H_s, T_p, T_m, \text{Duración}, NM, H_{max}$.

En cada estado de mar definido por H_s y T_p , se obtienen los pares $[H_i, T_i]$ individuales mediante la función de densidad conjunta de Longuet-Higgins(1983).
 El máximo valor de H_i (H_{max}) se comprueba si es posible por fondo (Criterio de Goda(1975)), resultando que si es posible $H_{max}=H_{imax}$ y si no $H_{max}=H_b$.



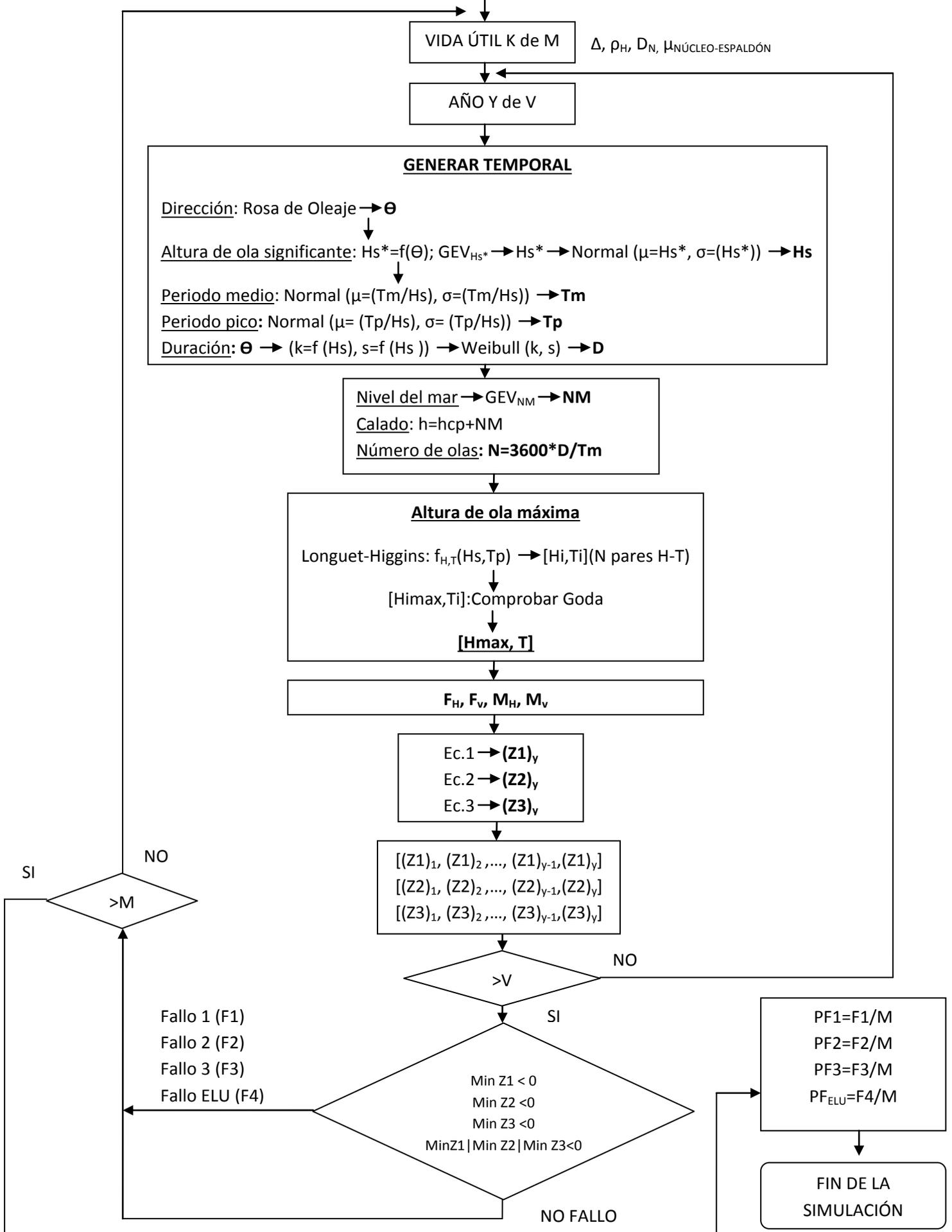
$[H1, T1], [H2, T2], [H3, T3] \dots [Hnolas, Tnolas]$
 $[H_{imax}, T_i]$
 Goda (h =calado respecto CP + NM): H_b
 H_{max}

5.1.3.2. *Diagrama de flujo 2*

En la siguiente página se representa con otro enfoque el funcionamiento del programa creado para verificar la fiabilidad del dique.

FIABILIDAD DEL DIQUE

- ESTABILIDAD MANTO PRINCIPAL: Ec.verificación 1: $Z1 = W(MP)_{DISPUESTO} - W(MP)$
- DESLIZAMIENTO ESPALDÓN: Ec.verificación 2: $Z2 = (F_p - F_v) \mu - F_H$
- VUELCO ESPALDÓN: Ec.verificación 3: $Z3 = M_p - (M_H + M_v)$



5.2.Resultados

A continuación se muestran los resultados de la ejecución del programa descrito anteriormente. Estos resultados son principalmente de 3 tipos:

- Características del clima marítimo local que afecta a la estructura (*Objetivo 4*).
- Probabilidades de fallo y análisis estructural de cada modo (*Objetivo 2*).
- Fiabilidad del dique y su verificación estructural (*Objetivo 1 y 3*).

5.2.1. Análisis de las variables climáticas que afectan a la estructura

Como se explicó en el *Objetivo 4*, el realizar un análisis estadístico de las variables climáticas que le llegan al dique puede ser muy importante para conocer cuáles son los temporales predominantes sobre la estructura, con qué energía le llegan, con qué frecuencia...

Para ello a continuación se muestran una serie de gráficos representativos que permiten realizar un análisis de estas variables:

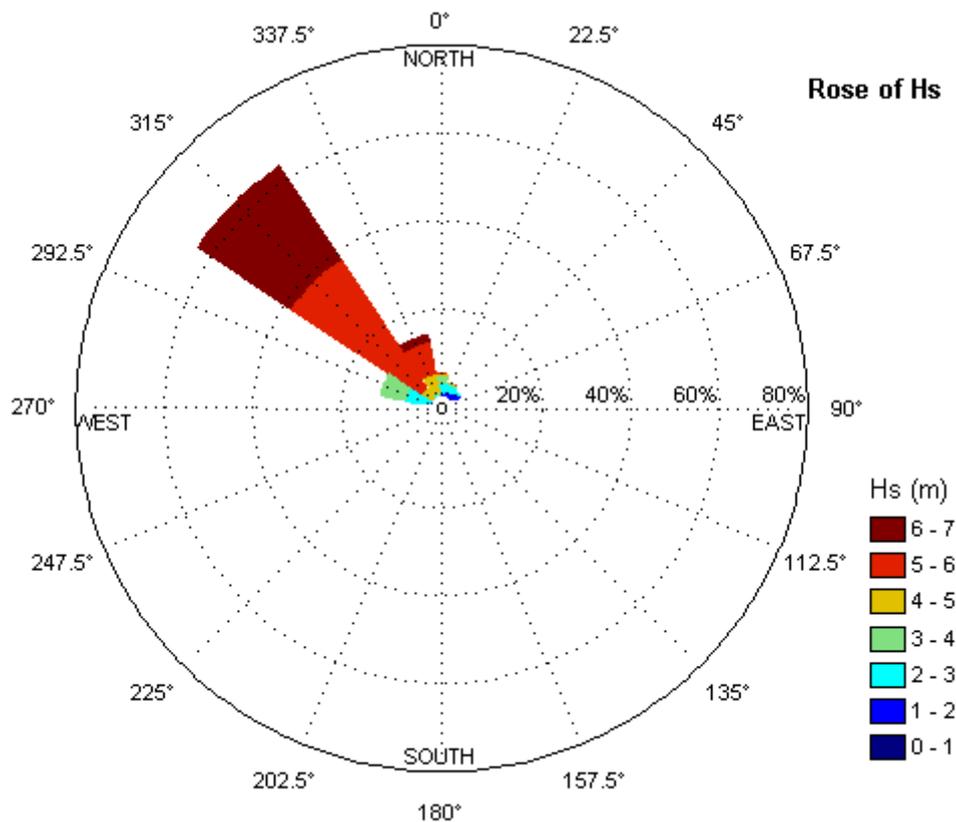


Figura 45: Rosa de Hs

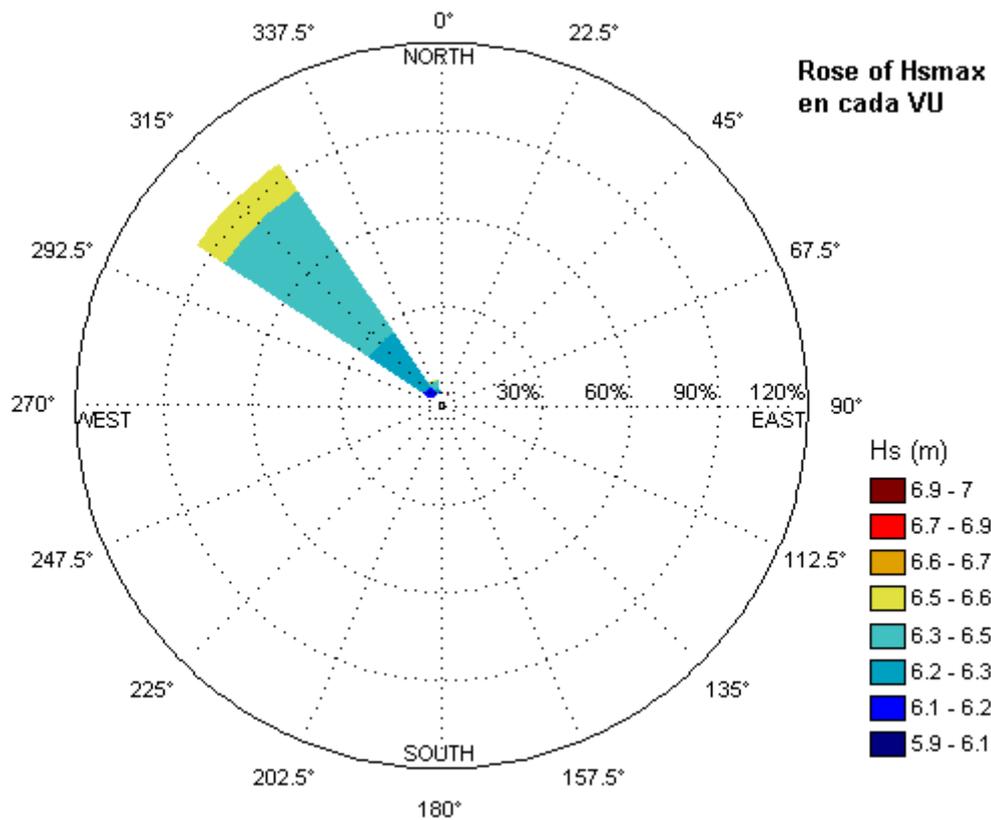


Figura 46: Rosa de Hsmax en cada vida útil

La figura 45 representa la rosa de oleaje para todos los temporales simulados. Se observa como la dirección predominante es la del sector NW, además de ser también la más energética.

Relacionado con lo anterior, si este sector es el predominante y con mayores alturas de ola, el temporal pésimo de cada vida útil será con esta procedencia la práctica totalidad de las veces. Esto es lo que se muestra en la figura 46, donde se representa la rosa de oleaje para las Hsmax de cada vida útil.

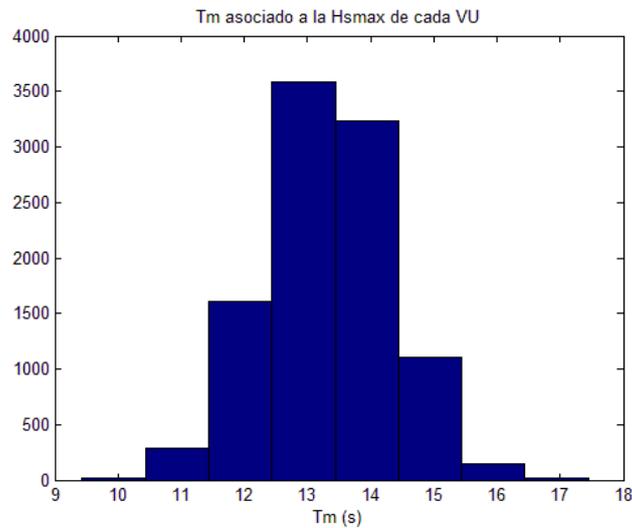


Figura 47: Periodo medio asociado a la Hsmax de cada vida útil

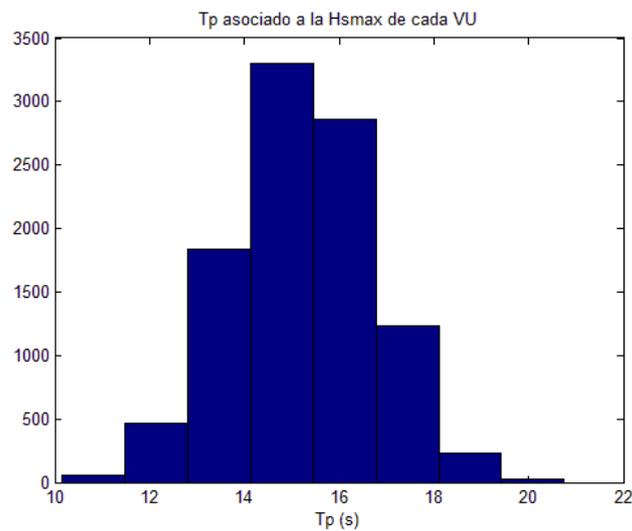


Figura 48: Periodo pico asociado a la Hsmax de cada vida útil

En las figuras 47 y 48 se muestran los histogramas de los periodos medio y pico asociados a las Hsmax de cada una de las 10000 vidas útiles. Se observa como el periodo medio del temporal pésimo de cada vida útil se encuentra entre los 9 y 16 segundos, siendo la media aproximadamente 13 segundos. Por su parte, el periodo pico del temporal pésimo de cada vida útil se encuentra entre los 10 y 21 segundos, siendo la media 15-16 segundos.

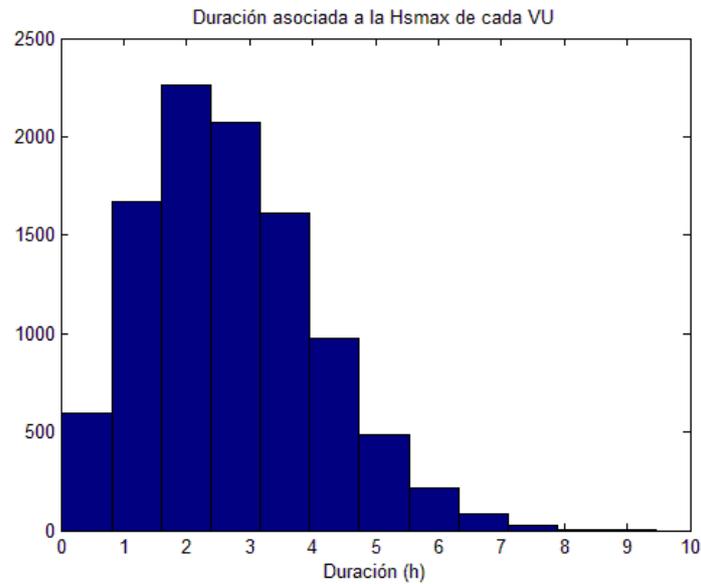


Figura 49: Duración asociada a la Hsmax de cada vida útil

La duración del temporal con mayor altura de ola de cada vida útil es lo que se muestra en la figura 49. La duración depende de la dirección y esta es, como se vio en la figura 46, la del sector NW. Quiere esto decir que las duraciones representadas en la figura anterior son prácticamente en su totalidad asociadas a esta dirección.

Los valores que se observan son entre muy pocas horas y 8-9 horas, siendo la media en torno a las 2-3horas.

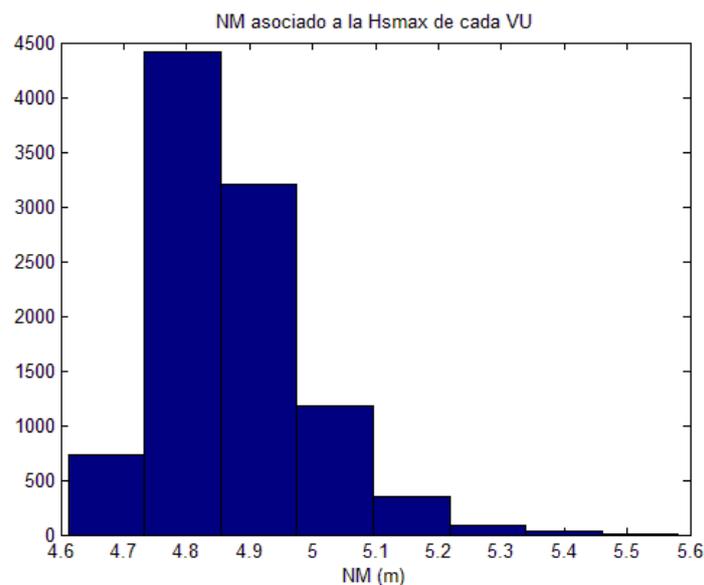


Figura 50: Nivel del mar asociado a la Hsmax de cada vida útil

En la figura 50 se representa el nivel del mar respecto al cero del puerto sobre el que se propaga el temporal con la mayor altura de ola significativa de cada vida útil.

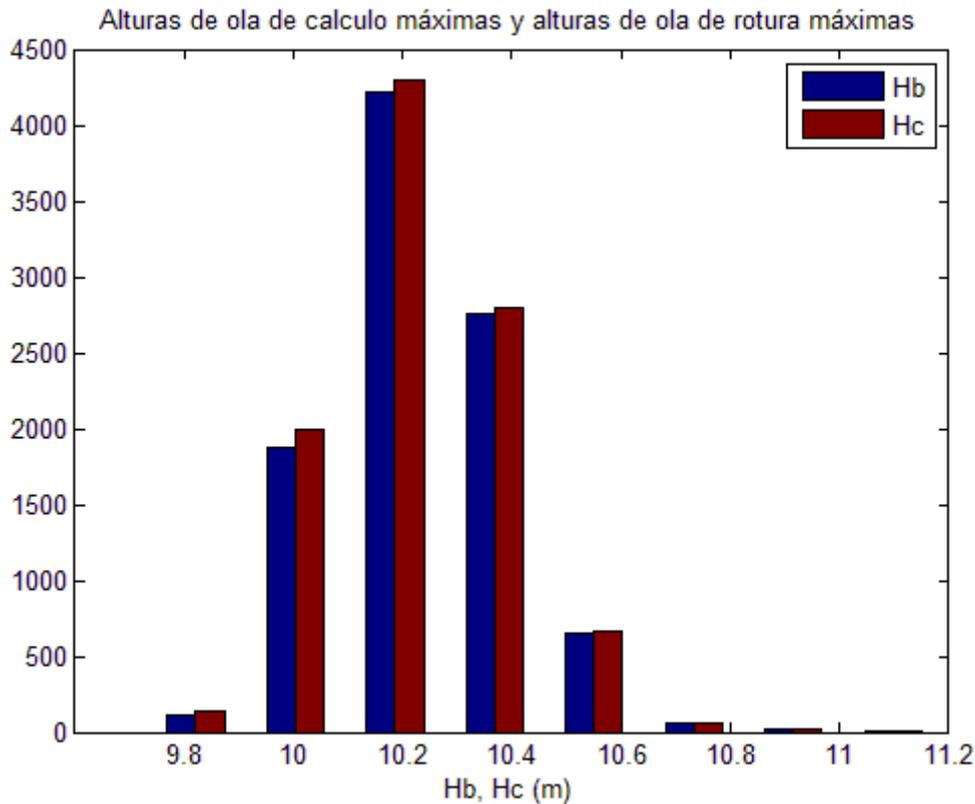


Figura 51: Histograma de alturas de olas máximas y altura de ola de rotura máximas

En la figura 51 se representan las alturas de ola de cálculo máximas y las alturas de ola de rotura máximas en cada vida útil. Se observa como en este caso el oleaje está limitado por fondo ya que en prácticamente todas las vidas útiles la altura de ola máxima y la altura de ola máxima posible por fondo coinciden.

Los valores medios que se obtienen son entre 10 y 10.4 m, llegando esporádicamente a superar los 11m.

5.2.2. Análisis de los modos de fallo

A continuación se procede a mostrar los resultados de este análisis para los tres modos de fallo considerados.

Para cada uno de ellos se obtiene:

- Probabilidad de fallo, PF (%)
- Coeficiente de variación, CV (%)
- Intervalo de confianza del 90% de la probabilidad de fallo, $IC_{90\%PF}$ (%)
- Media del histograma de la ecuación de verificación, μZ .
- Desviación típica del histograma de la ecuación de verificación, σZ .
- Índice de fiabilidad, β .

Estos valores se calculan sabiendo que la el número de vidas útiles simuladas son 10.000 y que:

- La probabilidad de fallo, PF (%), como ya se explicó en el apartado 3.2, es la relación en tanto por ciento entre el número de vidas en las que se produce el fallo y las 10.000 simuladas.
- La probabilidad de fallo se distribuye normalmente con $\mu=PF$ y $\sigma = \sqrt{\frac{PF(1-PF)}{10000}}$
- El coeficiente de variación es la relación en tanto por ciento entre la desviación típica y la media, es decir, $CV(\%) = \sqrt{\frac{PF(1-PF)}{10000}} \times 100$
- El histograma consta de 10.000 valores siendo estos los pésimos de cada vida útil.
- El índice de fiabilidad es la relación entre σZ y μZ , siendo un indicador de la concentración del fallo.

5.2.2.1. Desplazamiento de las piezas del manto principal

El manto principal se ha diseñado siguiendo la metodología de Van der Meer (1988c) para diques de dos capas construidos con cubos. La formulación de dicho método viene recogida en el apartado 4.2.1 cuando se diseñó el manto principal, si bien aquí se recuerda:

$$\frac{Hs}{\Delta D_N} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) s_{om}^{-0.1} \quad (Eq. 33)$$

Luego si la ecuación de verificación que se emplea para analizar este modo es de la forma $Z_{mp}=W_{dispuesto}$ en cada vida útil - $W_{requerido}$ en cada temporal, en base a la ecuación 33, la ecuación de verificación para este modo de fallo es:

$$Z_{mp} = D_N^3 \rho_{hormigón} - \left(\frac{Hs}{\Delta \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) s_{om}^{-0.1}} \right)^3 \rho_{hormigón} \quad (Eq. 60)$$

Como ya se explicó al describir las variables estructurales y climáticas, al comienzo de cada vida útil se obtiene un valor del diámetro de las piezas, densidad del hormigón y Δ . Para cada temporal por su parte se obtiene un valor de Hs , N y s_{om} . Con todo ello, se puede obtener los valores de Z_{mp} a lo largo de todos los temporales y vidas útiles, llegándose a los siguientes resultados:

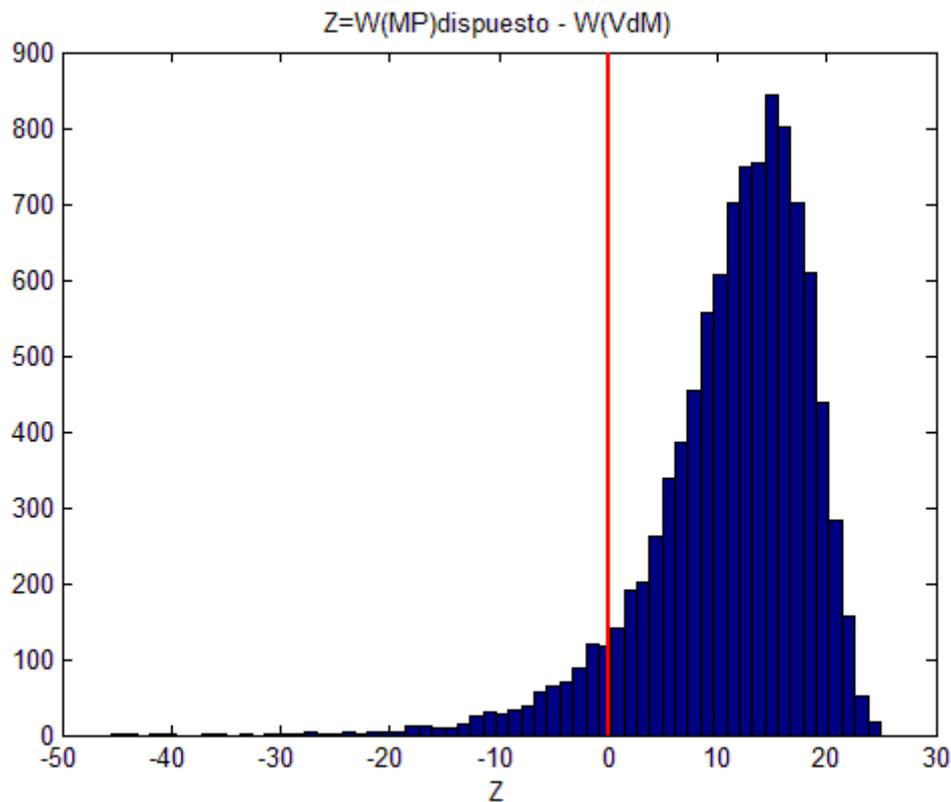


Figura 52: Ecuación de verificación en cada vida útil para el modo de fallo de desplazamiento de las piezas del manto principal.

Modo de Fallo	PF(%)	CV (%)	IC _{90%} PF (%)	μZ_{mp}	σZ_{mp}	β
MP	7,27	3,57	7,61	14,32	6,21	2,30

Tabla 12: Resultados análisis del modo de fallo de desplazamiento de las piezas del manto principal.

5.2.2.2. Deslizamiento del espaldón

El espaldón se ha diseñado siguiendo la metodología de Martín (1995) en el que se plantean dos diagramas de presiones independientes sobre el espaldón, las presiones pseudohidrostáticas y las presiones dinámicas. La formulación de dicho método viene recogida en el apartado 4.2.4 cuando se diseñó el espaldón, si bien aquí se recuerda:

La ley de presiones pseudohidrostáticas es triangular según la ecuación:

$$P(z) = \mu \rho g (s + A_c - z) \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c + s \quad (\text{Eq. 41})$$

El diagrama de presiones dinámicas presenta dos tramos según el espaldón este protegido o no por el manto del talud. Las expresiones son las siguientes:

$$\left. \begin{aligned} Pd1 &= \alpha \rho g s \quad A_c < z < A_c + s \\ Pd2 &= \lambda Pd1 = \lambda \alpha \rho g s \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c \end{aligned} \right\} (\text{Eq. 43})$$

Definidas las leyes de presiones sobre el espaldón, y por tanto las fuerzas que lo solicitan, el siguiente paso es establecer la relación entre fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras para este modo de fallo. Existirán unas fuerzas estabilizadoras que se oponen al deslizamiento debidas al peso propio del espaldón y unas fuerzas desestabilizadoras provocadas por las leyes de presiones anteriores. Esto es lo que se recoge en el esquema siguiente para ambas leyes de presiones:

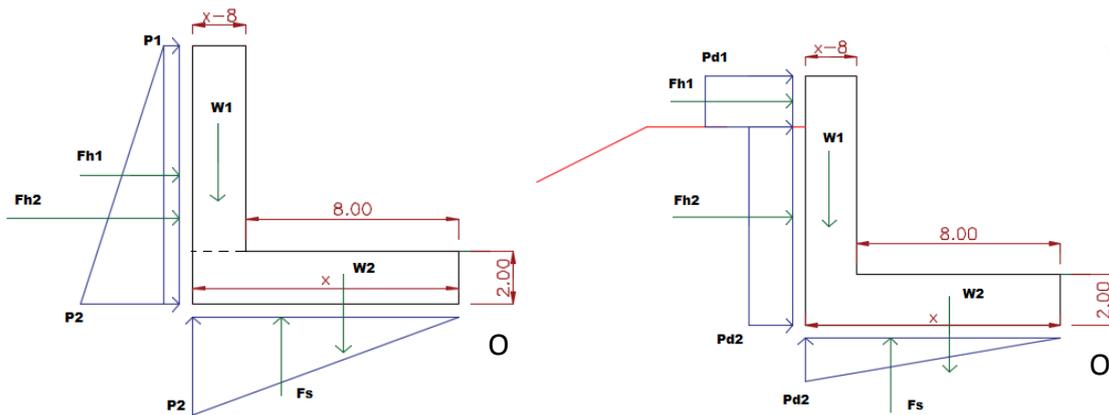


Figura 53: Izquierda, fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras debidas a la ley de presiones pseudohidrostática. Derecha, ídem para la ley de presiones dinámicas.

Luego si el modo de fallo a analizar es el deslizamiento, la componente que se opone al mismo será $((W_1+W_2-F_s) \mu_{\text{núcleo-espaldón}})$ y la componente que lo favorece será $(F_{h1}+F_{h2})$.

Esto hace que la ecuación de verificación de este modo de fallo sea:

$$Z_{des} = (W_1 + W_2 - F_s)\mu - (F_{h1} + F_{h2}) \quad (Eq. 61)$$

$$Z_{des} = (Area_{transversal\ espaldon} g \rho_{hormigón} - F_s)\mu - (F_{h1} + F_{h2}) \quad (Eq. 62)$$

$$Z_{des} = (F_p - F_v)\mu - F_h \quad (Eq. 63)$$

Como ya se explicó al describir las variables estructurales y climáticas, al comienzo de cada vida útil se obtienen el coeficiente de rozamiento núcleo-espaldón y la densidad del hormigón. Esta última multiplicada por el área transversal y g resulta la componente el peso del espaldón en N/m.

Para cada temporal por su parte se obtiene un valor de Hmax, limitado por fondo o no, y su periodo asociado. Esto permite obtener los parámetros que describen las leyes de presiones pseudohidrostáticas y dinámicas, y por tanto las fuerzas desestabilizadoras.

La forma de verificar este modo de fallo para cada temporal es ir comprobando la ecuación de verificación anterior, por una parte para la ley de presiones pseudohidrostáticas y por otra parte para la ley de presiones dinámicas. Por tanto, si para alguna de las dos leyes se obtiene un valor de $Z_{des} < 0$ se produce el fallo por deslizamiento del espaldón.

Con todo ello, se puede obtener los valores de Z_{des} a lo largo de todos los temporales y vidas útiles, llegándose a los siguientes resultados:

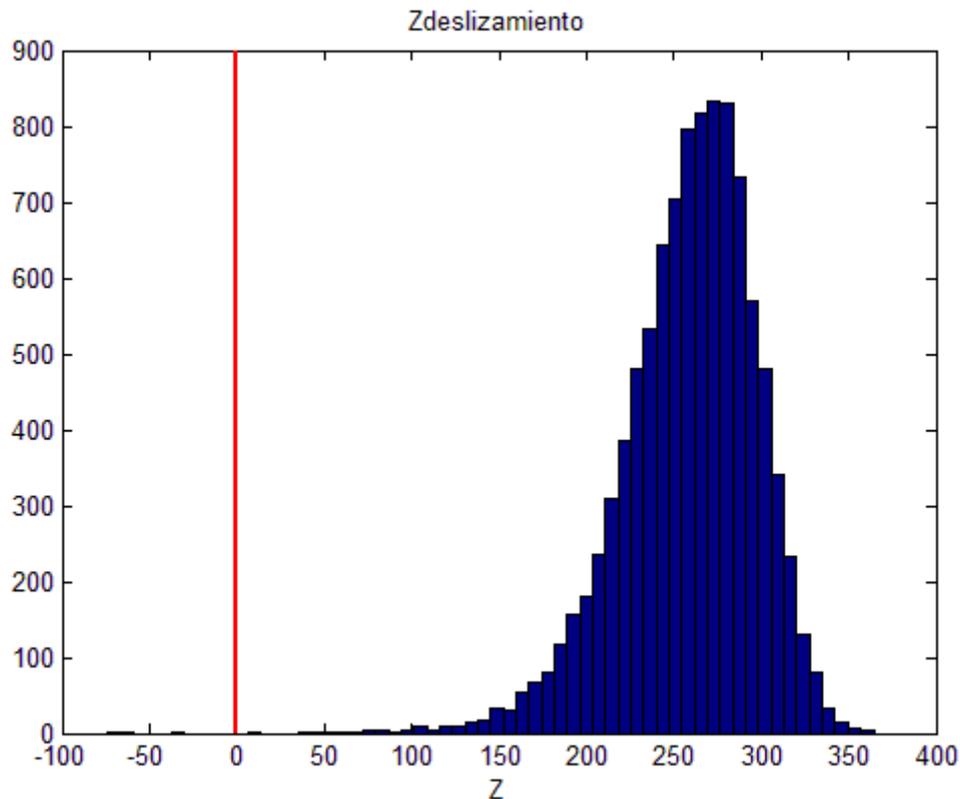


Figura 54: Ecuación de verificación en cada vida útil para el modo de fallo de deslizamiento del espaldón

En este modo de fallo resulta también interesante representar la ecuación de verificación en términos de coeficiente de seguridad. Esto es lo que se representa en la figura 55:

$$CS_{des} = \frac{(Fp - F_v)\mu}{F_h} \quad (Eq. 64)$$

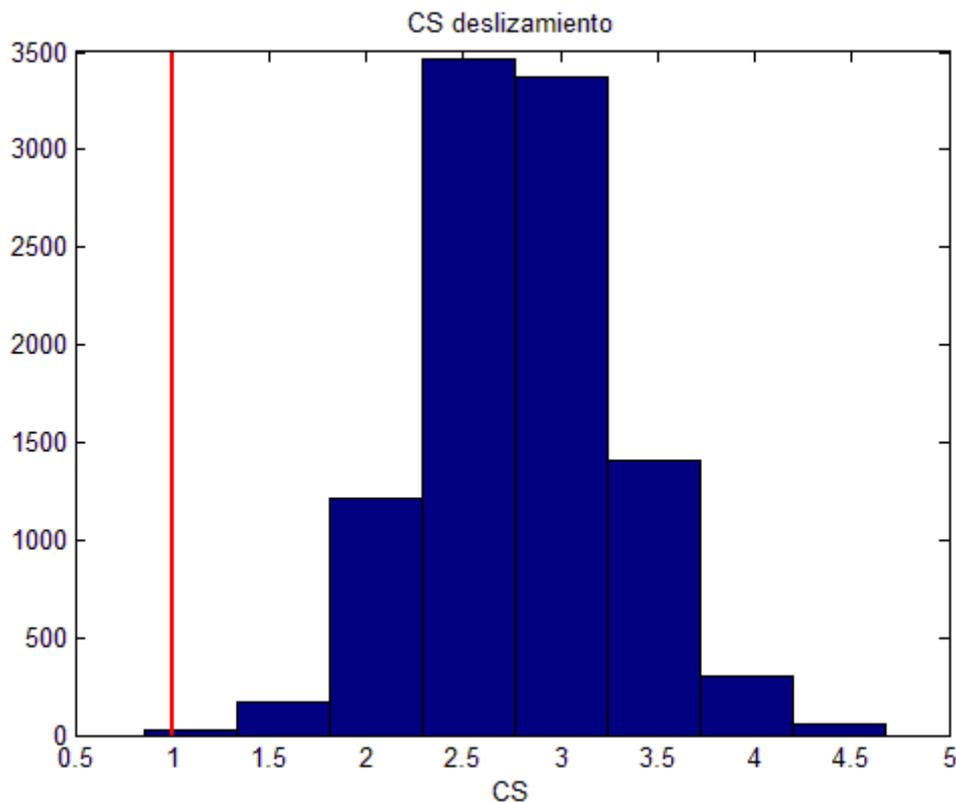


Figura 55: Coeficiente de seguridad en cada vida útil para el modo de fallo de deslizamiento del espaldón

Modo de Fallo	PF(%)	CV (%)	IC _{90% PF} (%)	μZ_{des}	σZ_{des}	β	CS	IC _{10% CS}
Des	0,03	57,72	0,05	258,65	55,03	4,70	2,69	2,06

Tabla 13: Resultados análisis del modo de fallo de deslizamiento del espaldón

5.2.2.3. Vuelco del espaldón

Partiendo de las leyes de presiones descritas anteriormente se analiza el modo de fallo de vuelco del espaldón.

Del análisis de la figura 53, se observa que existen una serie de fuerzas que provocan un momento desestabilizador en torno al punto O, siendo estas fuerzas F_{h1} , F_{h2} y F_s . Por el contrario, existen otras fuerzas que provocan un momento estabilizador oponiéndose al vuelco en torno a este punto, siendo estas fuerzas W_1 y W_2 .

Luego si el modo de fallo a analizar es el vuelco, la componente que se opone al mismo será ($M_{w1} + M_{w2}$) y la componente que lo favorece será ($M_{F_{h1}} + M_{F_{h2}} + M_{F_s}$).

Esto hace que la ecuación de verificación de este modo de fallo sea:

$$Z_{vuelco} = (Mw_1 + Mw_2) - (MF_{h1} + MF_{h2} + MF_s) \quad (Eq. 65)$$



$$Z_{vuelco} = M_p - (M_h + M_v) \quad (Eq. 66)$$

En este caso, partiendo de las fuerzas calculadas en el apartado anterior, la forma de verificar este modo de fallo es ir comprobando la ecuación de verificación para el vuelco, por una parte para la ley de presiones pseudohidrostáticas y por otra parte para la ley de presiones dinámicas. Por tanto, si para alguna de las dos leyes se obtiene un valor de $Z_{vuelco} < 0$ se produce el fallo por vuelco del espaldón.

Con todo ello, se puede obtener los valores de Z_{vuelco} a lo largo de todos los temporales y vidas útiles, llegándose a los siguientes resultados:

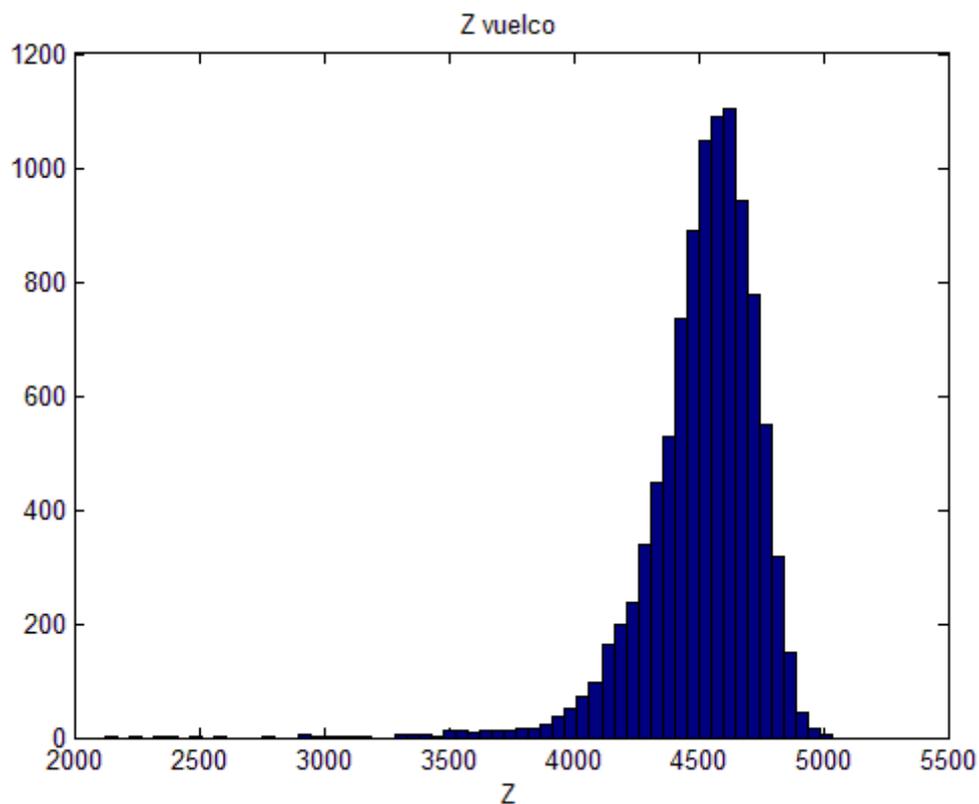


Figura 56: Ecuación de verificación en cada vida útil para el modo de fallo de vuelco del espaldón

En este modo de fallo también resulta interesante representar la ecuación de verificación en términos de coeficiente de seguridad. Esto es lo que se representa en la figura 57:

$$CS_{vuelco} = \frac{M_p}{M_h + M_v} \quad (Eq. 67)$$

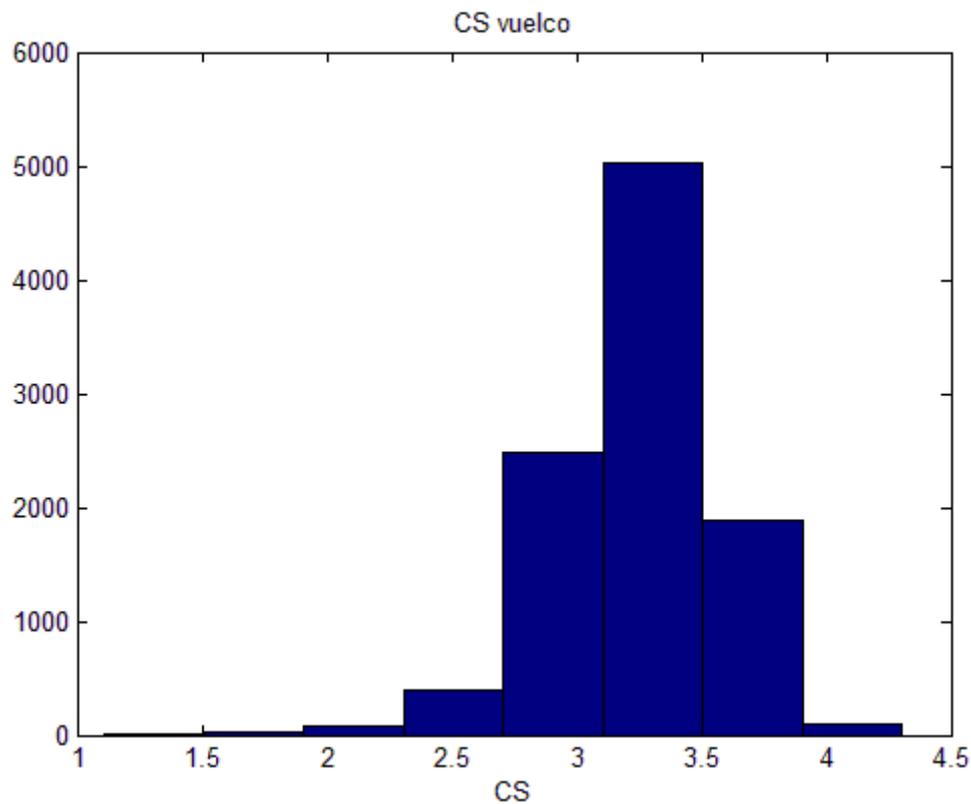


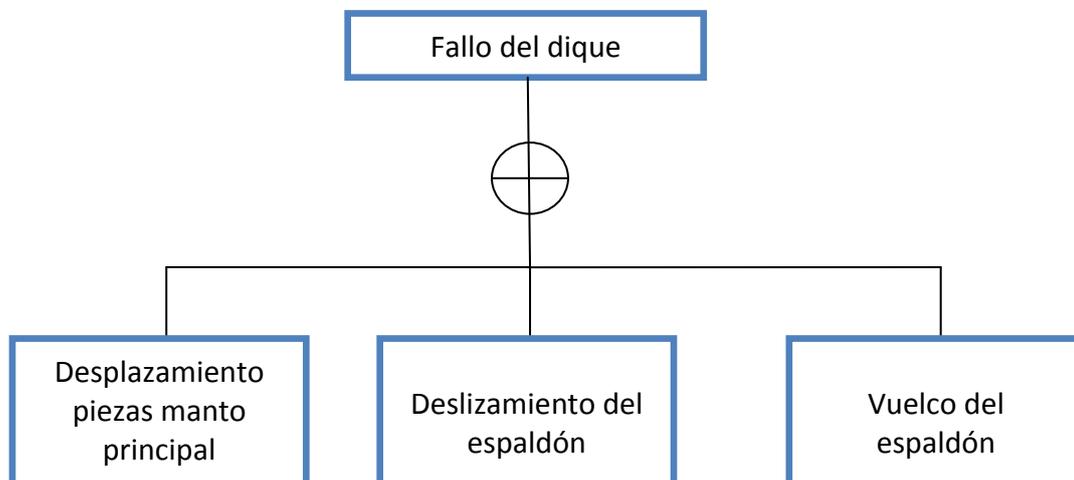
Figura 57: Coeficiente de seguridad en cada vida útil para el modo de vuelco del espaldón

Modo de Fallo	PF(%)	CV (%)	IC _{90% PF} (%)	$\mu_{Z_{vuelco}}$	$\sigma_{Z_{vuelcp}}$	β	CS	IC _{10% CS}
Vuelco	0,00	-	0,00	4515,61	686,51	6,57	3,14	2,73

Tabla 14: Resultados análisis del modo de fallo de vuelco del espaldón

5.2.3. Análisis de la fiabilidad del dique

Para analizar la probabilidad conjunta de fallo del dique y su fiabilidad hay que recordar el tipo de relación que había entre los modos de fallo adscritos al estado límite último del dique. Esto es lo que se recoge en el siguiente árbol de fallo:



Al ser una relación en serie, se producirá el fallo del dique si se produce el fallo en alguno de los modos. Luego para conocer la probabilidad conjunta de fallo se deberán de contabilizar las vidas en las que se produce el fallo de alguno de los tres modos según la metodología descrita en los apartados anteriores.

Como se explicó en el apartado 3.3, la probabilidad conjunta de fallo esta acotada a los siguientes límites:

$$\text{Límite superior } P_{fELU}^U = 1 - (1 - 0.0727) (1 - 0.0003) = 7,30\%$$

$$\text{Límite inferior } P_{fELU}^L = \max P_{fi} = 7,27\%$$

Se observa como lo anterior es correcto, ya que el número de vidas útiles en las que se produce el fallo de alguno de los modos es 729 Luego:

$$P_{fELU} = \frac{L}{M} = \frac{729}{10.000} \times 100 = 7,29\%$$

Consecuentemente la fiabilidad del dique, que es el complementario de la probabilidad conjunta de fallo resulta ser:

$$R = 1 - P_{fELU} = 1 - 0,0729 = 0,9271$$

El resumen de los resultados para el estado límite último del dique se recoge a continuación:

Modo de Fallo	PF(%)	CV (%)	IC _{90%} PF (%)	R(%)
ELU	7,29	3,57	7,62	92,71

Tabla 15: Resultados análisis de ELU del dique

5.3. Análisis de resultados

Respecto a las variables climáticas, como ya se comentó, el sector direccional más frecuente y energético es el NW. En la práctica totalidad de las vidas útiles el temporal con mayor altura de ola proviene de esta dirección, siendo su altura de ola significativa a pie de dique de entre 6 y 6,6 m. Estos resultados son coherentes con el valor de altura de ola significativa de diseño que se ha empleado en el capítulo 4 (6,55 m).

En lo referente al resto de variables los valores del periodo medio y pico del capítulo 4 son coherentes si se comparan con los resultados de las figuras 48 y 49. Respecto a la duración si nos fijamos en la figura 49 vemos que la duración más usual asociada a la H_{smax} de cada vida útil es aproximadamente 2-3 horas. Estos resultados son también coherentes con valor de duración de diseño, la duración de la banda de confianza del 90%, que se ha empleado en el capítulo 4 (4.82 horas).

Respecto al nivel del mar, si nos fijamos en la figura 50, se observa que los niveles del mar respecto al cero del puerto más usuales asociados a la H_{smax} de cada vida útil son de 4,8-5m, llegando los máximos hasta valores de 5,5-5,6m. En este caso vemos como en el capítulo 4 se ha diseñado con un valor bastante conservador ya que se ha considerado que un temporal con una fuerte componente de marea meteorológica va a coincidir con una pleamar máxima viva equinoccial. Esto hace que al estar el oleaje limitado por fondo en muy rara ocasión la altura de ola máxima simulada va a ser similar a la altura de ola con la que se diseñó. Si nos fijamos en la figura 51, la altura de ola máxima rara vez llega a 11.20 m frente a los 11.16 m utilizados en el capítulo 4. Lo anterior va a tener especial relevancia en aquellos modos de fallo que dependan del nivel del mar sobre el que se propaga el oleaje (deslizamiento y vuelco del espaldón), ya que su probabilidad de fallo se va a ver fuertemente reducida.

En cuanto a los modos de fallo, el desplazamiento de las piezas del espaldón es el más limitante con una probabilidad de fallo superior al 7%.

En cuanto a los modos de fallo asociados al espaldón la probabilidad de fallo es mínima. Esto es debido a que el diseño ha sido muy conservador. En primer lugar, se ha utilizado un valor de nivel del mar de 5,80 m el cual es como se ha comentado un valor bastante elevado. En segundo lugar, la altura de ola de diseño estaba limitada por fondo lo que quiere decir que la altura de ola máxima era la máxima posible para este calado ya de por si elevado. Y en tercer lugar, el diseño se ha realizado tomando un coeficiente de seguridad de 1.4. Todo ello hace que la probabilidad de fallo ante el deslizamiento sea del 0.03% y 0.00% ante el vuelco.

Lo que si se obtiene, al igual que ocurría en el diseño, es que el modo de fallo limitante a la hora de diseñar el espaldón es el deslizamiento del mismo. Esto quiere decir que fijándonos en la figura 54 donde se muestra la ecuación de verificación para el deslizamiento expresada en KN/m, el peso del espaldón se puede reducir en 100-150KN/m sin impedir que se incumpla a priori la ROM. No obstante, en el capítulo 6, se realizará un análisis de sensibilidad del peso del espaldón y se comprobará lo dicho anteriormente.

Finalmente, queda por analizar la fiabilidad del dique. La probabilidad conjunta de fallo es del 7,29% (inferior al 10% que permite la ROM para un puerto de estas características) luego, como se ve en la figura siguiente, el diseño queda verificado.

ISA	$P_{f,ELU}$	β_{ELU}
< 5	0,20	0,84
5 – 19	0,10	1,28
20 – 29	0,01	2,32
≥ 30	0,0001	3,71

Figura 58: Probabilidad conjunta de fallo, $P_{f,ELU}$ (Fuente: ROM 1.0-09)

6. Optimización del diseño- Aplicación al dique exterior del puerto de Laredo

En este capítulo se realiza una optimización del diseño usando la herramienta que se ha utilizado anteriormente para la verificación estructural.

Para ello se simulan nuevas condiciones hipotéticas en las que se varía alguna característica del dique, como el peso de los bloques del manto, y se analiza qué consecuencias tiene en términos de seguridad estructural.

Para ello se realiza un análisis de sensibilidad de las variables de las que depende la seguridad. En este caso, se ha simplificado y solamente se han tenido en cuenta los bloques del manto principal y el peso del espaldón. Otra variable podía haber sido la cota de la berma y la cota de coronación del dique, pero como se han determinado en base a criterios de operatividad (los cuales no se han tenido en cuenta en la simulación de Monte Carlo) se obvian en este caso.

Así pues conocido como varía la probabilidad de fallo con la variación de las características estructurales del dique, o lo que es lo mismo como varía la probabilidad de fallo con el coste, se realiza finalmente una propuesta de tramificación para el dique exterior del puerto de Laredo.

6.1. Análisis de sensibilidad de las variables estructurales

En este apartado se busca representar las curvas que relacionan las características del dique con la probabilidad de fallo. El objetivo no es más que utilizarlas en el siguiente apartado para poder tomar decisiones respecto a la tramificación del dique con un criterio suficientemente sencillo y sólido.

Para ello se parte de las siguientes hipótesis simplificadoras:

- El calado es constante a lo largo de toda la longitud en planta del dique.
- Las características del oleaje son uniformes a lo largo de toda la longitud en planta del dique.

Las dos hipótesis anteriores vienen a decir que la caracterización del clima marítimo local del capítulo 5 sirve para analizar lo que ocurre en cualquier punto del dique. Esto nos permite utilizar el modelo de simulación del capítulo 5 en cualquier punto del dique, analizando el comportamiento del mismo independientemente de su dimensión en planta.

Se comienza analizando los bloques del manto principal. El peso de este elemento resultó ser en la verificación el mayor condicionante en cuanto a la seguridad estructural de la sección diseñada. Así pues parece razonable que se quiera analizar situaciones hipotéticas en las que el peso de estas piezas varía para poder determinar si es rentable en términos económicos y de seguridad el incremento del peso de los mismos. Esto es lo que se muestra en la figura siguiente:

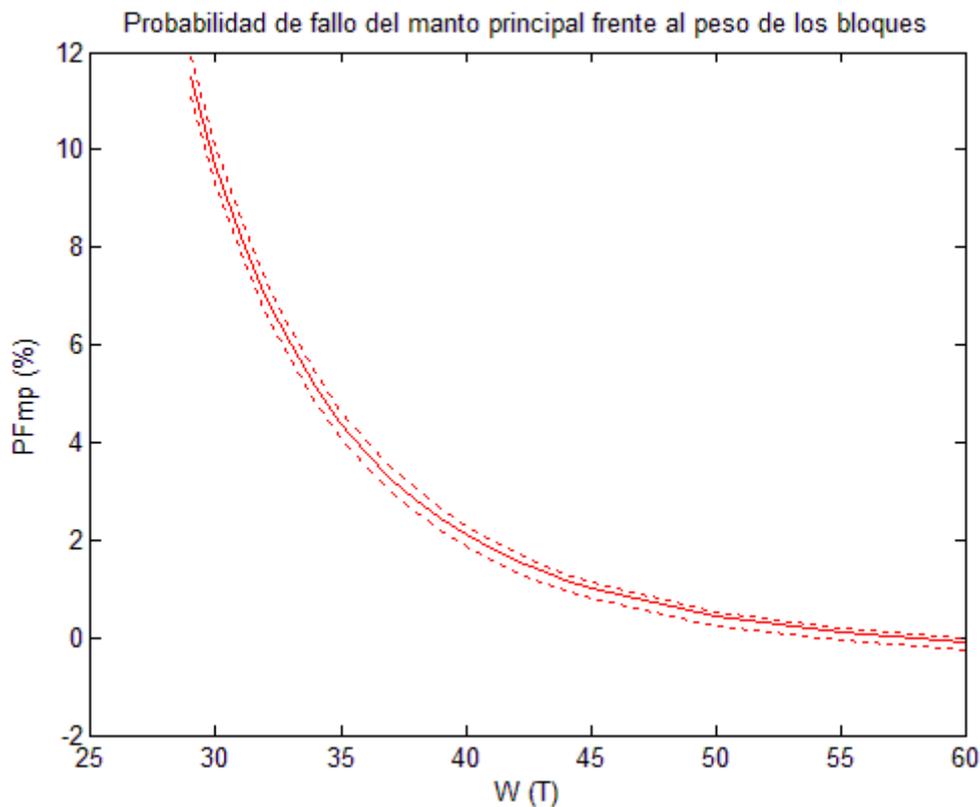


Figura 59: Probabilidad de fallo del MP frente al peso de los bloques

En la figura anterior se representa la curva de probabilidad de fallo del manto principal respecto al peso de los bloques del mismo. Se observa como la mayor pendiente, y por tanto la mayor disminución de la probabilidad de fallo por cada incremento de peso, se tiene hasta un peso de los bloques de aproximadamente 35T. El pasar de un peso de 32 T a 35 T supone una disminución de más del 3% de la probabilidad de fallo para este modo.

A partir de este peso la disminución por cada incremento de peso es mucho menor y prueba de ello es que para conseguir la misma disminución de más del 3% debemos pasar de 35 T a 45T.

Así mismo se observa como para los pesos más elevados, la probabilidad de fallo tiende a ser asintótica con un valor para 60 T de 0,14%.

El segundo elemento del dique que se va a analizar es el espaldón, y más concretamente su peso. En el apartado anterior se dedujo que para un puerto de estas características quizás el diseño había sido conservador, por lo que parece lógico que se quiera realizar un análisis similar al anterior. Así mismo resultó tanto en el capítulo 4 como en el capítulo 5 que el modo de fallo limitante para el espaldón era el deslizamiento del mismo, por lo que el análisis de este elemento del dique se hace en base a este modo de fallo. Esto es lo que se muestra en la figura siguiente:

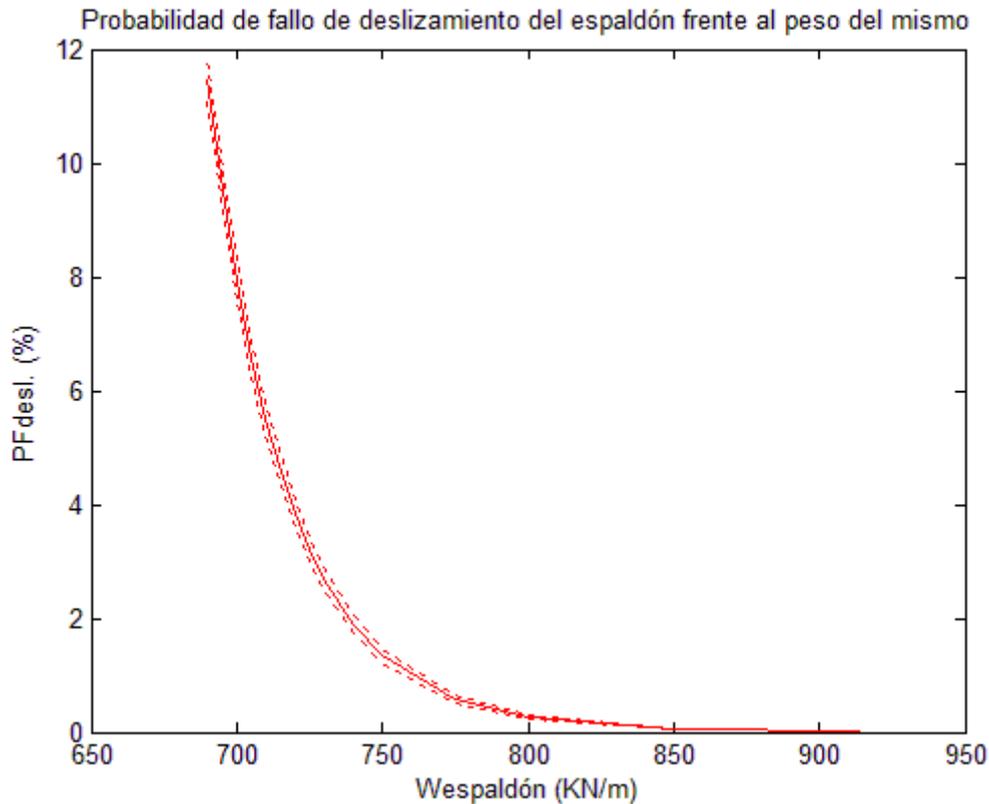


Figura 60: Probabilidad de fallo de deslizamiento del espaldón frente al peso del mismo

En la figura anterior se representa la curva de probabilidad de fallo del espaldón por deslizamiento respecto al peso del mismo. Se observa como el peso que le ha sido asignado en el diseño se encuentra en el final de la rama asintótica de la curva. Esto quiere decir que no es un valor de diseño óptimo ya que para pesos ligeramente inferiores obtenemos probabilidades de fallo similares. Por ejemplo, pasando de 914 KN/m (valor de diseño) a 800 KN/m la probabilidad de fallo sólo se incrementa un 0,23%.

La mayor pendiente, y por tanto el mayor aumento de la probabilidad de fallo por cada disminución de peso, se tiene a partir de un peso de 740 KN/m. El pasar de 740 KN/m a 700 KN/m supone un aumento de más del 5% de la probabilidad de fallo para este modo.

Quiere esto decir que reducir el peso del espaldón por debajo de este valor no es recomendable, ya que si por cualquier circunstancia la sección dispuesta tiene un peso ligeramente inferior al del proyecto, las probabilidades de fallo reales son bastante más elevadas a las consideradas de antemano.

6.2.Optimización del diseño

En base a las curvas de las figuras 59 y 60, y los criterios económicos que se muestran a continuación, se presenta en este apartado una herramienta para la toma de decisiones en el diseño, teniendo en cuenta tanto criterios económicos como de seguridad.

Para ello debemos pasar de las curvas probabilidades de fallo-características estructurales a las curvas probabilidades de fallo-Costes.

Esto se hace determinando el coste por metro lineal asociado a las características estructurales de las figuras anteriores. Así pues, en el caso de la figura 59, debemos conocer el coste por metro lineal del manto principal asociado al peso de los bloques, y en el caso de la figura 60, debemos conocer el coste por metro lineal del espaldón asociado a los diferentes pesos posibles del mismo.

Para ello los diferentes costes que intervienen se han simplificado según lo siguiente:

- El coste de los bloques es proporcional al volumen de los mismos. Todos los costes (hormigón, construcción de la pieza, ejecución...) se recogen dentro del valor de 125€/m³.
- El coste del espaldón es también proporcional al volumen del mismo. En este caso el valor es de 120€/m³.

Los resultados obtenidos para los cubos se muestran en la siguiente tabla y figuras:

W(T)	Nº de bloques/D(m)	€/bloque	€/mL de manto	Variación coste respecto 32T	PF _{MP}	Variación PF _{MP} respecto 32 T
29	33	1.576,09 €	27.888,21 €	-3,81%	11,30%	55,43%
30	33	1.630,43 €	28.263,52 €	-2,52%	9,31%	28,06%
31	32	1.684,78 €	28.631,85 €	-1,25%	8,76%	20,50%
32	32	1.739,13 €	28.993,55 €	0,00%	7,27%	0,00%
33	32	1.793,48 €	29.348,97 €	1,23%	6,26%	-13,89%
34	32	1.847,83 €	29.698,39 €	2,43%	5,33%	-26,69%
35	31	1.902,17 €	30.042,10 €	3,62%	4,13%	-43,19%
36	31	1.956,52 €	30.380,36 €	4,78%	3,86%	-46,91%
37	31	2.010,87 €	30.713,41 €	5,93%	3,33%	-54,20%
38	31	2.065,22 €	31.041,47 €	7,06%	2,62%	-63,96%
39	30	2.119,57 €	31.364,76 €	8,18%	2,27%	-68,78%
40	30	2.173,91 €	31.683,46 €	9,28%	1,94%	-73,31%
41	30	2.228,26 €	31.997,76 €	10,36%	1,69%	-76,75%
42	30	2.282,61 €	32.307,83 €	11,43%	1,47%	-79,78%
43	30	2.336,96 €	32.613,82 €	12,49%	1,33%	-81,71%
44	29	2.391,30 €	32.915,90 €	13,53%	1,11%	-84,73%
45	29	2.445,65 €	33.214,20 €	14,56%	0,99%	-86,38%

50	28	2.717,39 €	34.653,42 €	19,52%	0,45%	-93,81%
55	28	2.989,13 €	36.015,37 €	24,22%	0,26%	-96,42%
60	27	3.260,87 €	37.310,99 €	28,69%	0,14%	-98,07%

Tabla 16: Análisis del coste de los diferentes tipos de bloques del MP

El número de bloques por lado de pieza de anchura (n° bloques/D (m)) necesarios se ha determinado según lo siguiente:

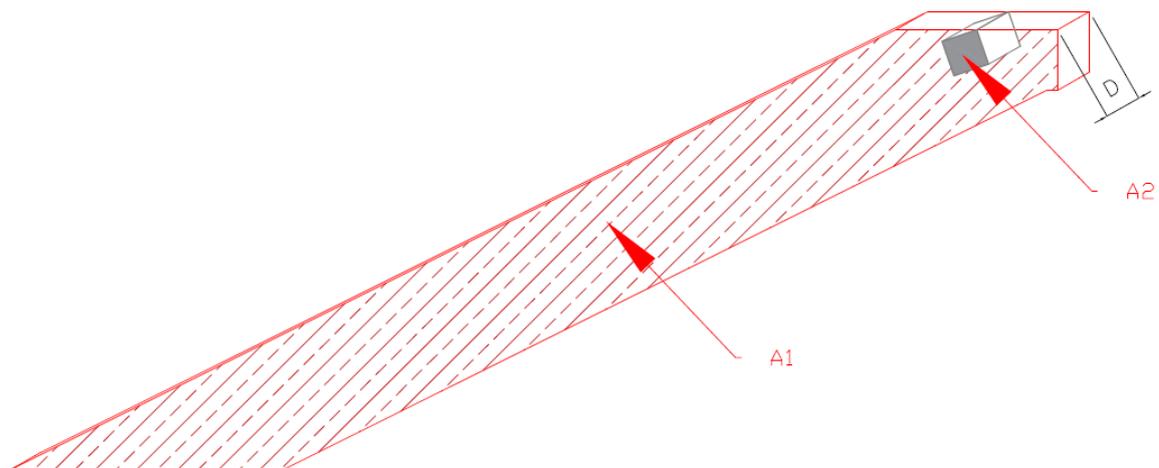


Figura 61: Representación de la determinación de n° bloques/m de lado de cubo

$$n^{\circ} \text{ bloques} / D(m) = 0.8 \frac{A_1}{A_2} \quad (\text{Eq. 68})$$

El valor de 0.8 tiene en cuenta la presencia de huecos entre las piezas, el $area_1$ es la superficie transversal que es necesaria cubrir y el $area_2$ es la superficie de una cara del cubo. Así mismo el $area_1$ depende del diámetro de los bloques (espesor del manto es igual a $2D$, la berma superior mide $3D$...) y el $area_2$ es el lado del cubo al cuadrado. Con todo ello se obtiene según se muestra en la tabla 16 el número de cubos por cada metro de anchura de bloque en función del peso de las piezas.

El coste de cada tipo de cubo se obtiene en base a los $125\text{€}/\text{m}^3$ y considerando una densidad del hormigón de $2,3\text{t}/\text{m}^3$.

Así mismo se recogen otros resultados, como el coste de manto principal por metro lineal según el tipo de piezas y su variación respecto al peso de referencia de 32 T (peso de diseño del capítulo 4).

A continuación se muestra estos mismos resultados en forma de gráfica:

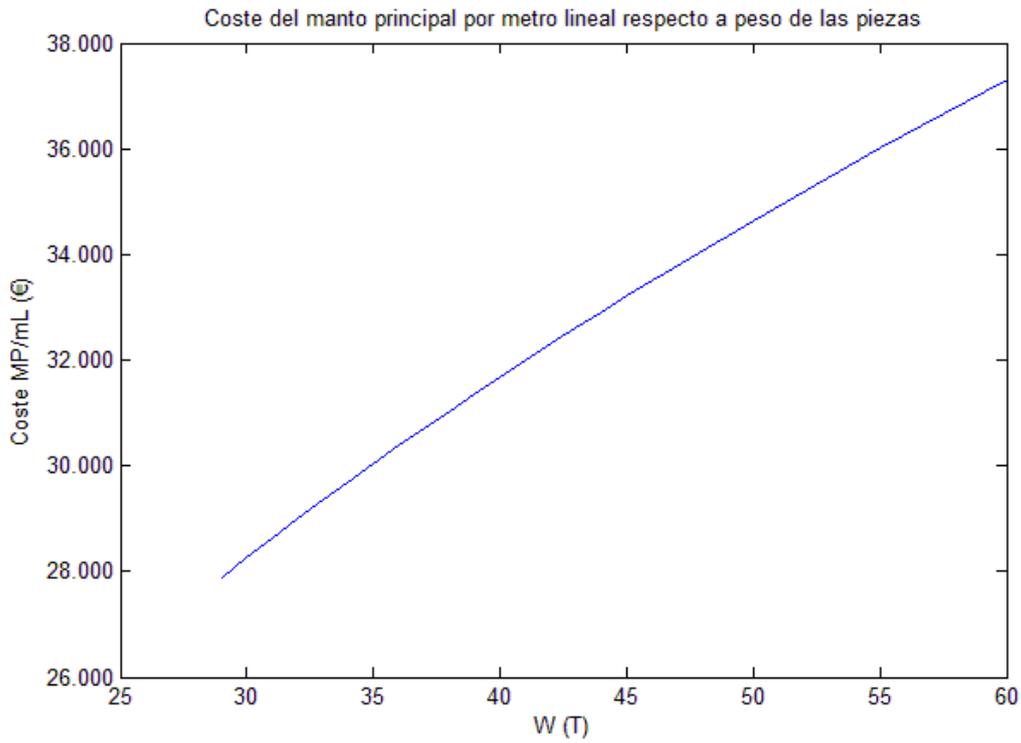


Figura 62: Coste del manto principal por metro lineal en función del peso de las piezas

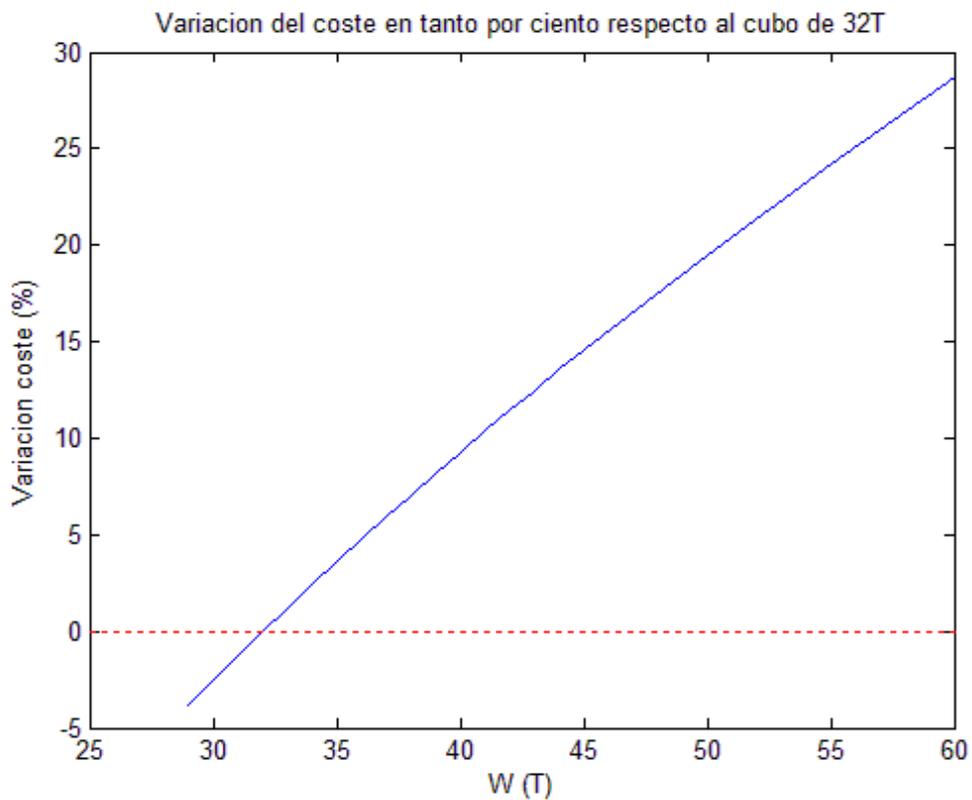


Figura 63: Variación del coste en tanto por ciento respecto al valor del diseño de 32 T en función del peso de las piezas

Finalmente se obtiene la curva que relaciona la probabilidad de fallo del modo de desplazamiento de las piezas del manto principal con el coste del mismo.

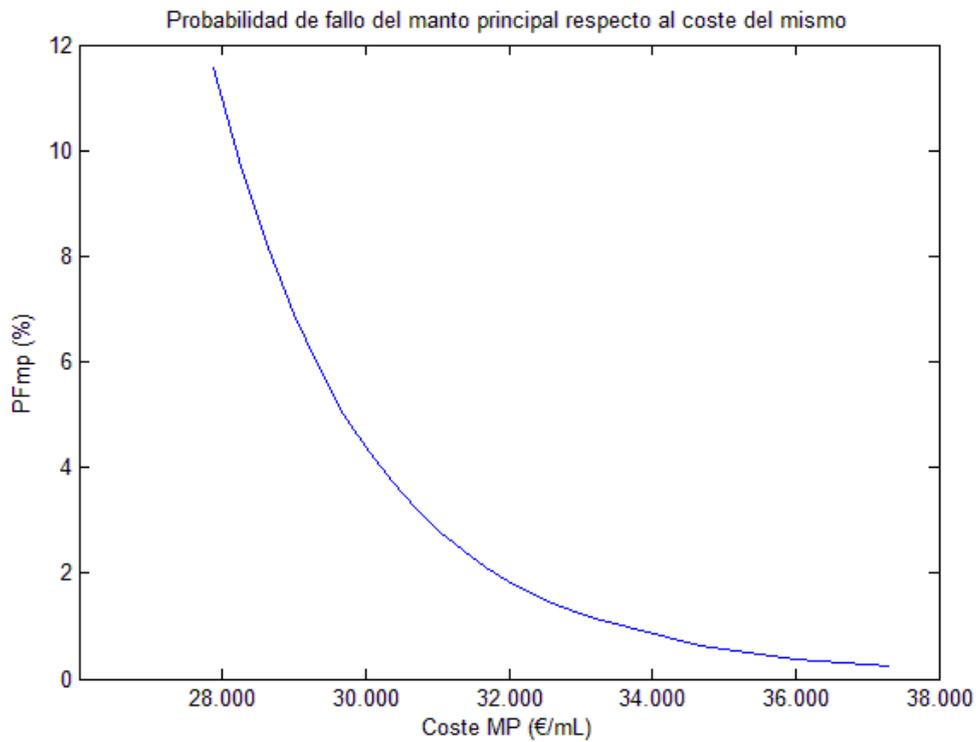


Figura 64: Probabilidad de fallo del manto principal respecto al coste en € por metro lineal del mismo

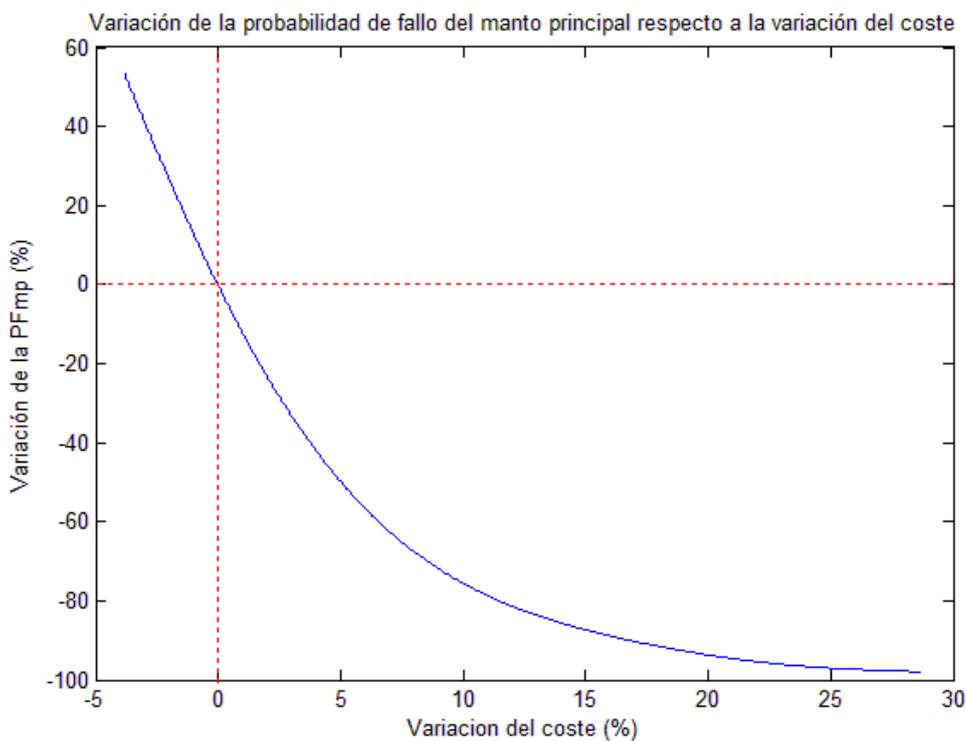


Figura 65: Variación de la probabilidad de fallo del manto principal respecto a la variación del coste (peso de Referencia 32T)

El mismo análisis que se ha hecho para los bloques del manto principal se puede hacer para el espaldón. Esto es lo que se recoge a continuación:

KN/mL	m3/mL	Coste(€/mL)	Variación coste respecto 914 KN/mL	PF _{DESL.ESPALDÓN}	Variación PF _{DESL.} respecto 914 KN/mL
914	40,51	4.861,06 €	0,00%	0,03%	0,00%
850	37,67	4.520,68 €	-7,00%	0,06%	100,00%
800	35,46	4.254,75 €	-12,47%	0,26%	766,67%
775	34,35	4.121,79 €	-15,21%	0,54%	1700,00%
750	33,24	3.988,83 €	-17,94%	1,28%	4166,67%
740	32,80	3.935,65 €	-19,04%	1,84%	6033,33%
730	32,35	3.882,46 €	-20,13%	2,66%	8766,67%
725	32,13	3.855,87 €	-20,68%	3,23%	10666,67%
720	31,91	3.829,28 €	-21,23%	3,91%	12933,33%
715	31,69	3.802,69 €	-21,77%	4,73%	15666,67%
710	31,47	3.776,09 €	-22,32%	5,75%	19066,67%
705	31,25	3.749,50 €	-22,87%	6,96%	23100,00%
700	31,02	3.722,91 €	-23,41%	8,20%	27233,33%
695	30,80	3.696,32 €	-23,96%	9,79%	32533,33%
690	30,58	3.669,72 €	-24,51%	11,62%	38633,33%

Tabla 17: Análisis del coste de los diferentes pesos del espaldón

El coste para cada peso se obtiene en base a los 120€/m³ y considerando una densidad del hormigón de 2,3t/m³.

Así mismo se recogen otros resultados, como el coste del espaldón por metro lineal en función del peso del mismo y su variación respecto al peso de referencia de 914 KN/mL (peso de diseño del capítulo 4).

A continuación se muestra estos mismos resultados en forma de gráfica:

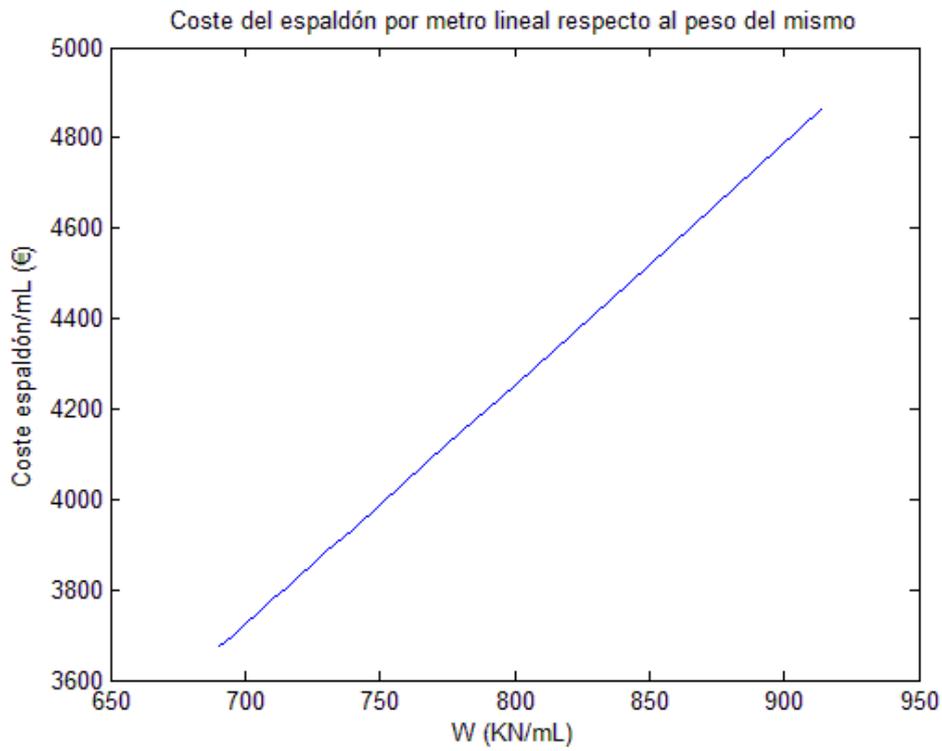


Figura 66: Coste del espaldón por metro lineal en función del peso del mismo

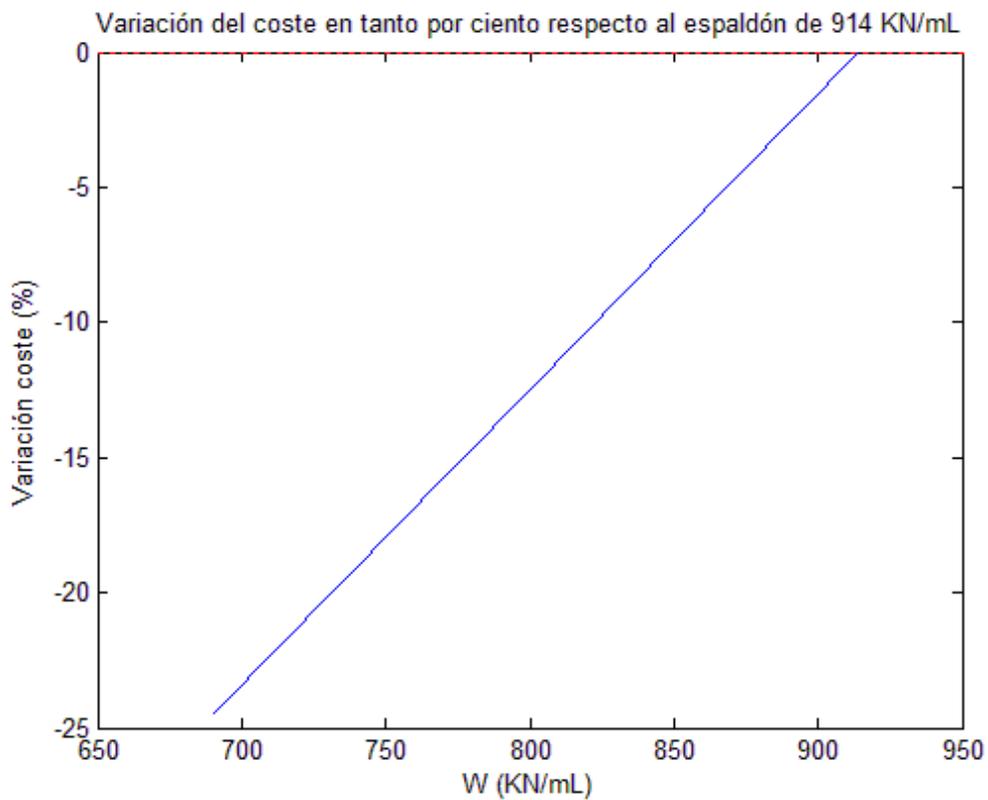


Figura 67: Variación del coste en tanto por ciento respecto al valor del diseño de 914 KN/mL en función del peso del espaldón

Finalmente se obtiene la curva que relaciona la probabilidad de fallo del espaldón con el coste del mismo.

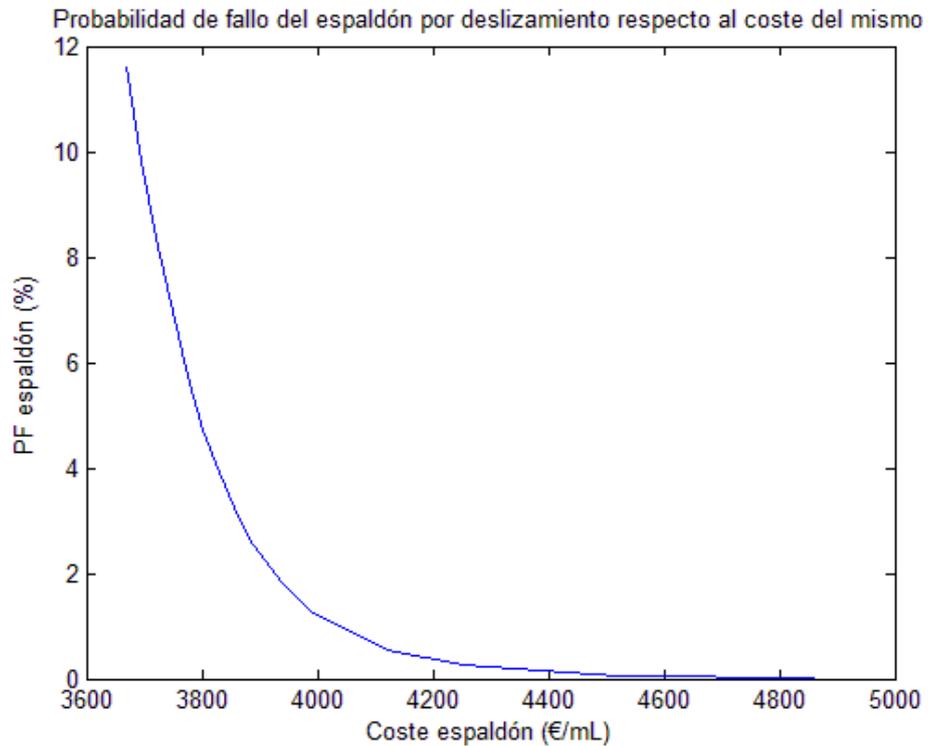


Figura 68: Probabilidad de fallo del espaldón respecto al coste en € por metro lineal del mismo

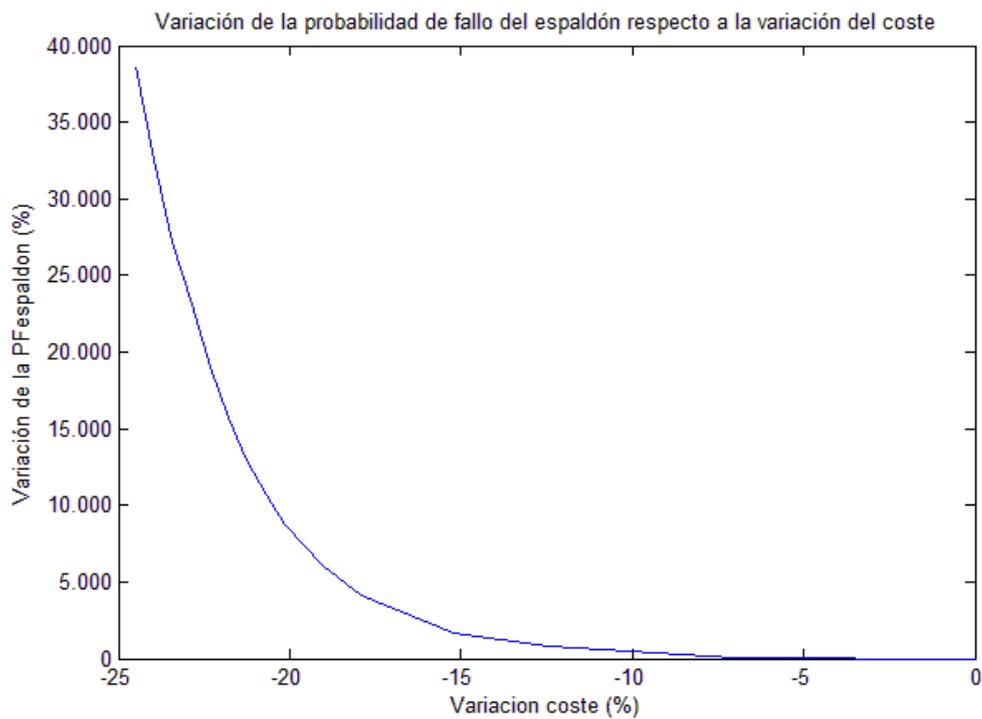


Figura 69: Variación de la probabilidad de fallo del espaldón respecto a la variación del coste (Referencia 914KN/mL)

6.3.Propuesta de tramificación

En base al estudio económico del apartado anterior se procede a proponer un diseño tramificado para el dique exterior del puerto de Laredo.

Comenzando por el manto principal, el dique se ha tramificado según lo siguiente.



Figura 70: Ubicación del Puerto de Laredo

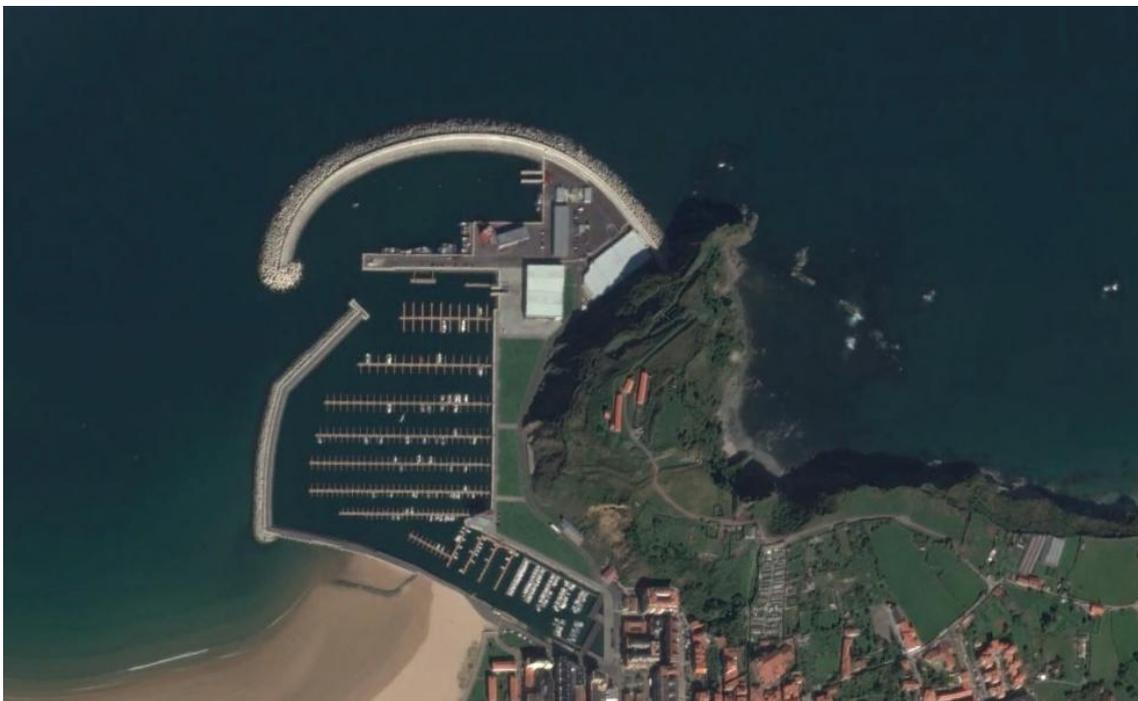


Figura 71: Puerto de Laredo

Fijándose en la figura 71, se observa como el conjunto de instalaciones y edificios del puerto se encuentran en la parte Este del mismo, por lo que esta zona deberá estar suficientemente protegida. No obstante, y dado a la directriz curva del dique, se observa que los temporales más energéticos, los de la dirección NW, llegan perpendiculares a la estructura en la zona Oeste del puerto, como se muestra a continuación:

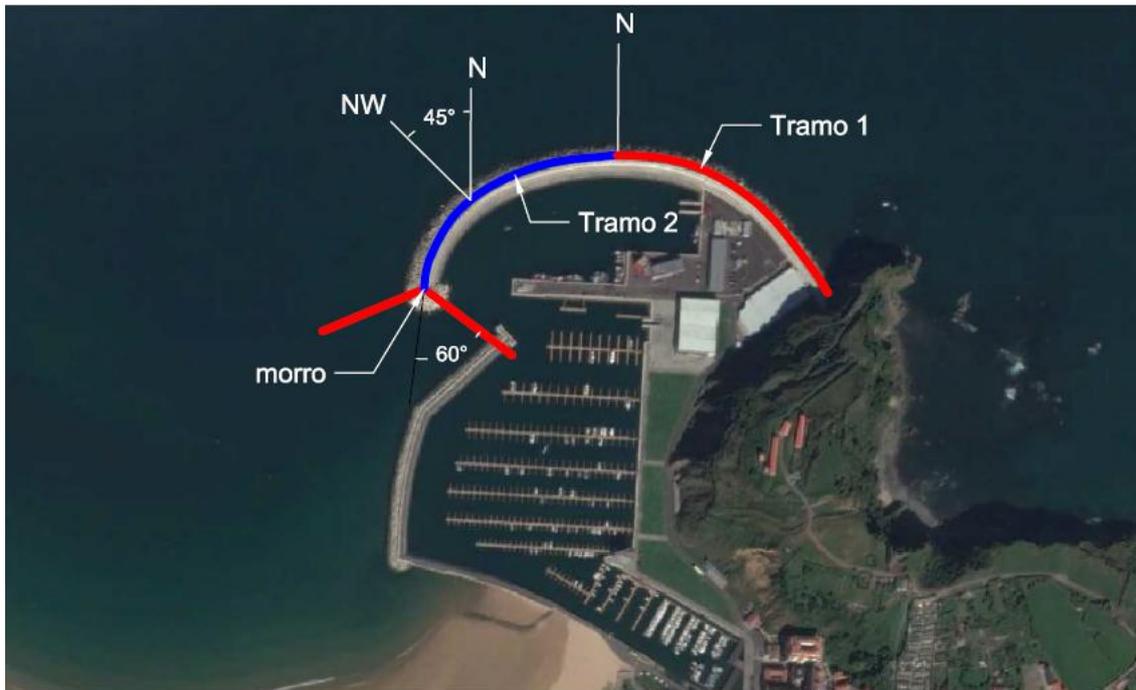


Figura 72: Tramificación propuesta para el manto principal

Por lo tanto parece razonable dividir el manto principal en 3 tramos según lo siguiente

- **El tramo 1**, a pesar de ser la zona más protegida de los temporales, es la zona de mayor actividad por lo que en base al análisis de optimización del apartado 6.2 se propone construir el manto principal de bloques cúbicos de 35T. Pasando de bloques de 32T a 35T se consigue reducir la probabilidad de fallo para el manto principal más de un 3%. El coste por metro lineal de manto se incrementa un 3,62% pero en este caso se considera justificable.
- **El tramo 2**, orientado al sector NW y por tanto dispuesto perpendicularmente a la incidencia de los temporales más severos, se propone construirlo de bloque cúbicos de 45T (Factor multiplicador respecto al tramo 1 de 1.3).
- **En el morro** es sabido que el peso de los bloques debe ser mayor que el peso de los bloques del tronco debido a la concentración del oleaje y a progresar la avería de forma más rápida que en las secciones del tronco. Por ello se propone construirlo de bloques cúbicos de 50T (Factor multiplicador respecto al tramo 1 de 1.5).

Con la tramificación anteriormente propuesta se consigue un diseño del dique suficientemente seguro pero además económicamente viable y justificable. Así mismo, el construir un tramo intermedio entre la sección tipo y el morro permite una mejor transición entre ambos pesos.

A continuación se recogen las principales características de los tres tramos considerados:

Tramo	Longitud(m)	PF _{MP}	Coste/mL (€)	Coste tramo (€)
Tramo 1 (35T)	410,00	4,13%	30.042,10 €	12.317.261,49 €
Tramo 2 (45T)	390,00	0,99%	33.214,20 €	12.953.537,59 €
Morro (50T)	40,00	0,45%	34.653,42 €	1.386.136,94 €
				26.656.936,02 €

Tabla 18: Características estructurales y económicas de los tramos considerados para el manto principal

En cuanto al espaldón, dado que el coste por metro lineal no es tan elevado como el del manto principal y que la anchura de la plataforma debe ser constante para permitir el paso de vehículos a lo largo de todo el dique, se ha considerado oportuno realizar una única sección. No obstante las características de la misma se determinan en base a lo expuesto en el apartado 6.2.

Así, en base al análisis económico del apartado 6.2, **se propone que el espaldón se construya con un peso de 800KN/mL**, ya que pasando de 914KN/mL a 800KN/mL se consigue aumentar la probabilidad de fallo del espaldón únicamente a un 0,26% pero el coste se reduce en más de un 12%.

La sección propuesta por tanto se presenta a continuación:

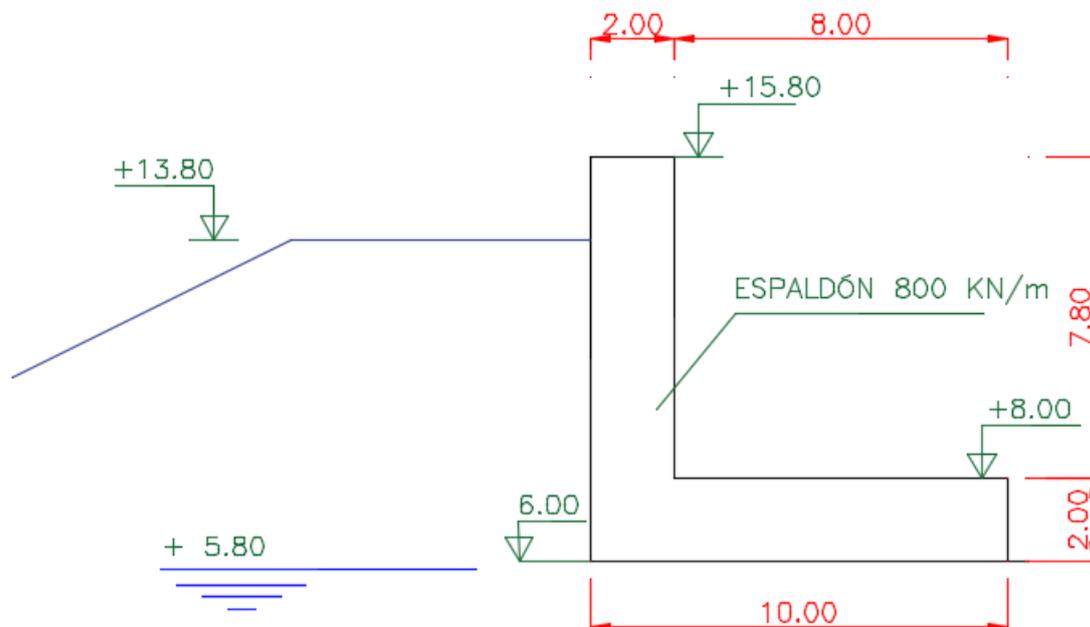


Figura 73: Sección propuesta para el espaldón

Tramo	Longitud(m)	PF _{desl. espaldón}	Coste/mL (€)	Coste tramo (€)
Único (800 KN/mL)	750,00	0,26%	4.254,75 €	3.191.065,02 €

Tabla 19: Características estructurales y económicas del espaldón considerado

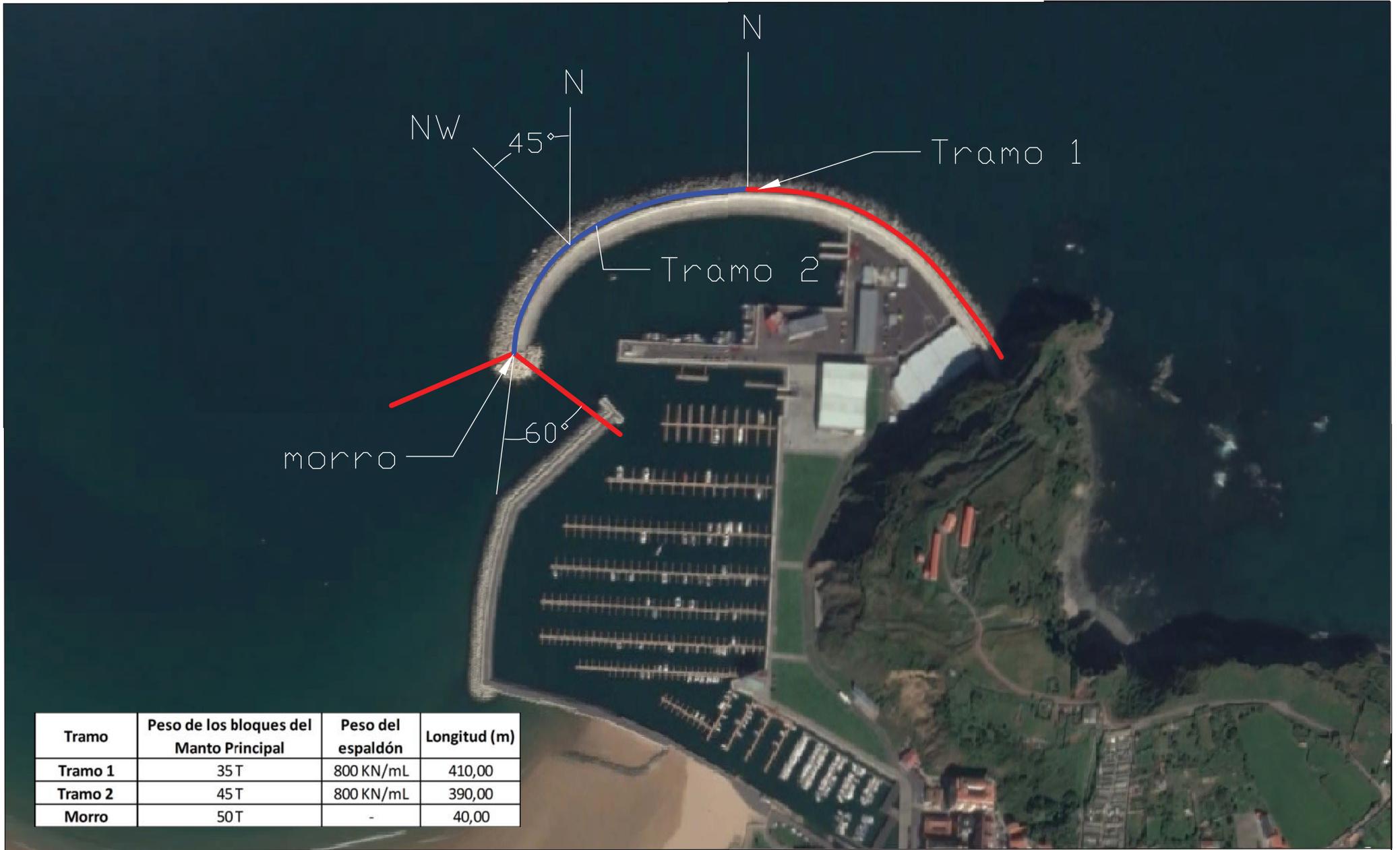
Finalmente, se realiza la verificación estructural de las secciones anteriormente consideradas, con la misma herramienta que la utilizada en el capítulo 5 tal y como se muestra a continuación:

Tramo	PF _{MP}	PF _{desl. espaldón}	PF _{vuelco espaldón}	ELU
Tramo 1	4,13%	0,26%	0,00%	4,32%
Tramo 2	0,99%	0,26%	0,00%	1,18%
Morro	0,45%	-	-	0,45%

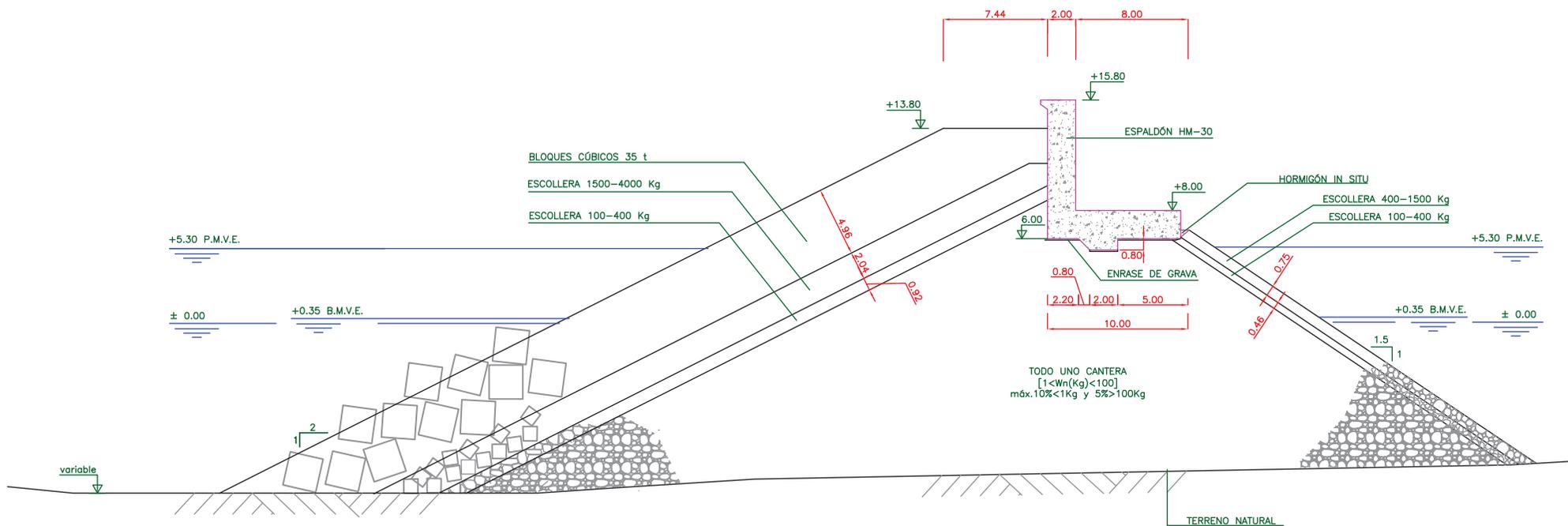
Tabla 20: Verificación estructural de la tramificación propuesta

Luego el diseño propuesto teniendo en cuenta los criterios económicos y estructurales cumple la ROM para un puerto de estas características en todos los tramos en los que se divide el dique.

A continuación se muestra los planos del diseño propuesto. El dimensionamiento de los mantos secundarios se ha realizado siguiendo el mismo criterio del apartado 4.2.1.



Tramo	Peso de los bloques del Manto Principal	Peso del espaldón	Longitud (m)
Tramo 1	35 T	800 KN/mL	410,00
Tramo 2	45 T	800 KN/mL	390,00
Morro	50 T	-	40,00

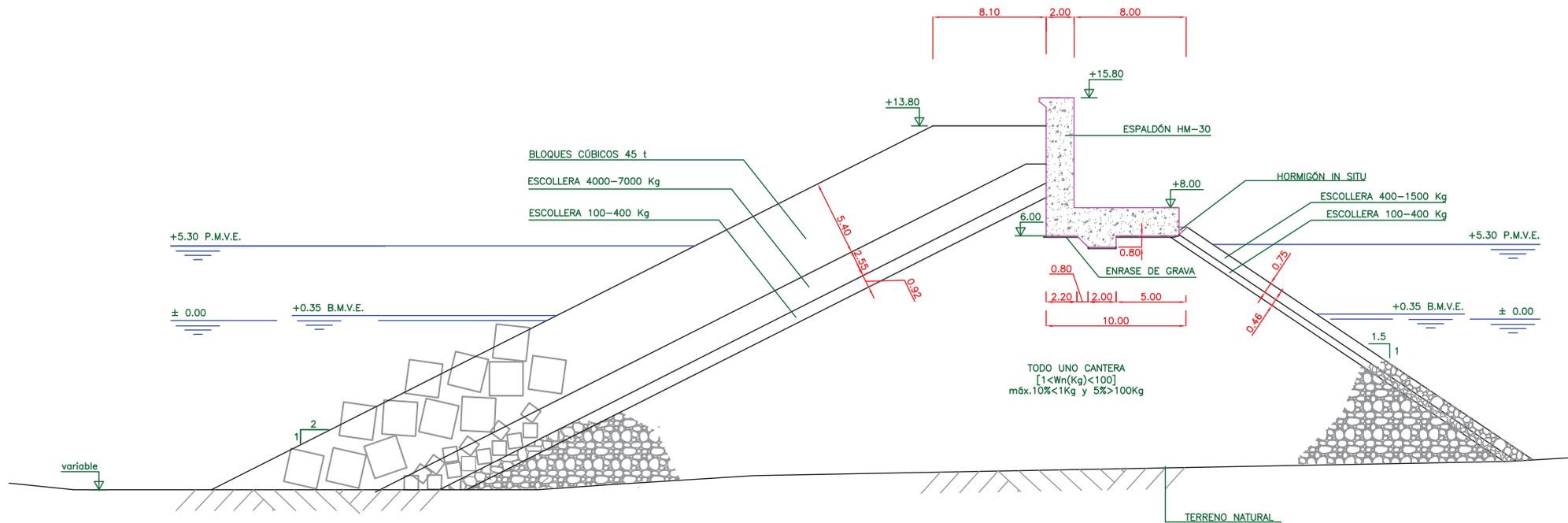


SECCIÓN TIPO

ESCALA 1:300

Cotas en metros.





SECCIÓN TIPO

ESCALA 1:300
Cotas en metros.



7. Conclusiones

7.1. Conclusiones generales

Este trabajo se ha centrado en reunir el conocimiento existente en torno al diseño probabilístico de obras marítimas. Para ello se han enunciado una serie de objetivos y una metodología para lograrlos, descrita en el capítulo 3. Las conclusiones que se pueden extraer son:

El modelo desarrollado de nivel III mediante una simulación de Monte Carlo verifica el diseño del dique. La característica distintiva de esta metodología es un mayor conocimiento de los procesos relacionados con el oleaje y de la respuesta estructural del dique.

Respecto a los procesos relacionados con oleaje, se puede a través de las variables que describen los temporales ($H_s, T_m, T_p...$), caracterizar el clima marítimo local que realmente existe en la estructura a lo largo de su vida útil.

Respecto a la respuesta estructural, se puede verificar el diseño del dique y obtener las probabilidades de fallo de cada modo. Esto nos permite conocer cuáles son aquellos modos de fallos limitantes, saber si el diseño es insuficiente o si por el contrario si es demasiado conservador. Es decir, nos permite cuantificar en términos de probabilidad de fallo el diseño del dique.

Como el modelo se basa precisamente en cuantificar en términos de probabilidad de fallo el diseño del dique, se puede analizar situaciones hipotéticas en las que se varía alguna característica fundamental de la estructura y obtener las nuevas probabilidades de fallo. La gran ventaja de ello es que permite comparar diferentes diseños a través de sus probabilidades de fallo. Esto en un método determinista es impensable, ya que este solo nos permite conocer si falla o no, es decir no nos permite conocer si ese fallo se produce “por mucho” o “por poco”. Con esta metodología por tanto podemos estudiar diferentes alternativas de forma objetiva en base a la probabilidad de fallo de las mismas.

La combinación de lo anterior con criterios económicos, permite como se ha mostrado en el capítulo 6, realizar un diseño optimizado del dique. Es decir, el modelo aquí presentado, es una herramienta muy útil a la hora de diseñar ya que se basa tanto en las características que debe reunir el dique para que expuesto ante la dinámica del mar concreta sea seguro como en el coste de tales características. Con todo ello la persona encargada del diseño puede tomar decisiones de manera objetiva y justificar en términos de seguridad y de costes la alternativa seleccionada.

Otras utilidades de esta herramienta, aunque aquí no se presentan, pueden ser el de ayuda a la gestión del puerto. Dado que lo que se está simulando son las condiciones a las que está expuesto durante su vida útil, también puede ser una herramienta para la explotación.

En definitiva, y dado a las posibilidades que hoy en día ofrece la informática, los métodos basados en simulaciones para el diseño de obras marítimas son una herramienta muy útil en cualquier fase de la vida de un puerto, ya sea en el diseño a la hora de estudiar diferentes alternativas, o en la explotación.

7.2. Futuras líneas de trabajo

Las posibilidades que ofrece esta herramienta son tantas que las futuras líneas de trabajo pueden ser más de las aquí mencionadas.

Por una parte puede cambiar la forma de caracterizar el oleaje. En el presente trabajo se ha descrito a través de los regímenes extremos direccionales, si bien esta puede que no sea la mejor opción por la incertidumbre en el ajuste de las correlaciones entre las distintas variables extremas. Nuevas formas de caracterizar el régimen extremo, como los weather types, pueden ser introducidas en esta metodología.

También pueden tenerse en cuenta situaciones tales como tendencias de variación de distintas variables del oleaje, o cambios en los patrones climáticos sobre la estructura.

Respecto a la respuesta estructural, puede cambiar la forma en la que se determina. En el presente trabajo se han utilizado formulaciones semi-empíricas (Van der Meer y Martín), si bien otras metodologías como el modelado numérico pueden ser introducidas en esta metodología.

En cuanto a la optimización del diseño, este puede realizarse de forma mucho más sofisticada y precisa considerando que el calado es variable a lo largo de la dimensión en planta del dique y que por tanto las características del oleaje no son uniformes. Así mismo pueden tenerse en cuenta otros costes o como varía el precio del dinero en el tiempo, para realizar un diseño mucho más preciso.

Finalmente, relacionado con el uso de esta herramienta para la gestión del puerto, el conocimiento de las características del oleaje a lo largo de la vida útil puede permitir establecer planes de explotación a medio y largo plazo o conocer como se está comportando una estructura ya construida. Este último punto es tremendamente interesante ya que la mayoría de necesidades portuarias en España están completadas, por lo que la labor ahora debe centrarse en conocer el comportamiento de los puertos ya construidos y su adaptación ante nuevas situaciones climáticas.

8. Anejo de código en Matlab

```

clc;
clear all;
V=25;% Años de Vida Util/numero de temporales
NV=10000;%Numero vidas utiles simuladas
%-----Monte Carlo-----
-----
Fmp=0;%Fallo manto principal
Fd=0;%Fallo deslizamiento
Fv=0;%Fallo vuelco
Felu=0;%Fallo dique
Dirb=[];%Vector de las direcciones correspondientes a las Hsmax de
cada VU
zbmp=[];%Valores histograma de Z del MP
zbd=[];%Valores histograma de Z del deslizamiento
csbd=[];%Valores histograma del coeficiente de seguridad para el
desliz.
zbv=[];%Valores histograma de Z del vuelco
csbv=[];%Valores histograma del coeficiente de seguridad para el
vuelco
Hsb=[];%Vector de las Hsmax de cada VU
Tmb=[];%Vector de los Tm correspondientes a las Hsmax de cada VU
Tpb=[];%Vector de los Tp correspondientes a las Hsmax de cada VU
Db=[];%Vector de las duraciones(h) correspondientes a las Hsmax de
cada VU
Nivelb=[];%Vector de los NM correspondientes a las Hsmax de cada VU
for m=1:NV
%---Caracteristicas estructura en la vida util m-----
delta=normrnd(1.293,0.06465);%Valor de delta;Normal con media
1.293 y desviacion 5%
Ns=normrnd(2.35,0.047); %Valor de densidad hormigon;Normal con
media 2.35 y desviacion 2%
DN=normrnd(2.4,0.072);%Valor de diametro piezas;Normal con media
2.4 y desviacion 3%
Dira=[];%Vector de las direcciones en la vida util
zamp=[];%Vector valores Z del MP en la vida util
zapd=[];%Vector valores Z desl. presiones pseudohidros. en la VU
csapd=[];%Vector valores CS desl. presiones pseudohidros. en la VU
zadd=[];%Vector valores Z desl. presiones dinamicas en la VU
csadd=[];%Vector valores CS desl. presiones dinamicas en la VU
zapv=[];%Vector valores Z vuelco presiones pseudohidrost. en la VU
csapv=[];%Vector valores CS vuelco presiones pseudohidros.en la VU
zadv=[];%Vector valores Z vuelco presiones dinamicas. en la VU
csadv=[];%Vector valores CS vuelco presiones dinamicas en la VU
Hsa=[];%Vector valores Hs en la vida util
Tma=[];%Vector valores Tm en la vida util
Tpa=[];%Vector valores Tp en la vida util
Da=[];%Vector valores Duraciones en la vida util
Nivela=[];%Vector valores niveles en la vida util
for n=1:V
%---Caracteristicas temporal n de la vida util m-----
theta=randsample([0,22.5,45,292.5,315,337.5], 1, true,...
[0.0504,0.0339,0.021,0.1075,0.6387,0.1446]);
%Direccion del temporal en base a las probabilidades de la rosa
de oleaje segun la direccion entrando en el regimen extremal
direccional alturas de olas signif. se obtiene Hs1 y sigma para
luego distribuir normalmente y obtener Hs

```

```

if theta==0
    Hs1=random('gev',-0.149,0.654,2.761);
    sigma=-0.329+0.626*Hs1-0.22*Hs1*Hs1+0.024*Hs1*Hs1*Hs1;
end
if theta==22.5
    Hs1=random('gev',-0.063,0.591,1.998);
    sigma=0.289+0.073*Hs1-0.077*Hs1*Hs1+0.016*Hs1*Hs1*Hs1;
end
if theta==45
    Hs1=random('gev',0.049,0.328,1.325);
    sigma=0.308-0.306*Hs1+0.113*Hs1*Hs1-0.002*Hs1*Hs1*Hs1;
end
if theta==292.5
    Hs1=random('gev',-0.313,0.392,2.839);
    sigma=-2.673+2.62*Hs1-0.824*Hs1*Hs1+0.085*Hs1*Hs1*Hs1;
end
if theta==315
    Hs1=random('gev',-0.568,0.450,5.729);
    sigma=-131.256+64.685*Hs1-10.59*Hs1*Hs1+0.576*Hs1*Hs1*Hs1;
end
if theta==337.5
    Hs1=random('gev',-0.521,0.775,5.024);
    sigma=-35.408+19.004*Hs1-3.346*Hs1*Hs1+0.194*Hs1*Hs1*Hs1;
end
Hs=random('norm',Hs1,sigma);%Valor de Hs
muTm=4.368*Hs^(0.521);%mu del Tm condicionado a Hs en
max.anuales
muTp=4.717*Hs^(0.622);%mu del Tp condicionado a Hs en
max.anuales
sigmaTm=2.04*Hs^(-0.292);%sigmaTm condicionado a Hs en
max.anuales
sigmaTp=2.327*Hs^(-0.172);%sigmaTp condicionado a Hs en
max.anuales
Tp=random('norm',muTp,sigmaTp);%Tp;normal con mu y sigma
anteriores
Tm=random('norm',muTm,sigmaTm);%Tm;normal con mu y sigma
anteriores
%--- Segun la direccion se obtiene del regimen extremal
direccional de duraciones obteniendose k y s de Weibull, para
luego en base a esta distribucion obtener la duracion
if theta==0
    Kwbl=0.0603*Hs^(2.836)+0.899;
    swbl=8.71*Hs^(0.2286);
end
if theta==22.5
    Kwbl=0.0119*Hs^(4.698)+0.962;
    swbl=11.92*Hs^(0.2775);
end
if theta==45
    Kwbl=0.0067*Hs^(6.723)+1.046;
    swbl=7.52*Hs^(0.4439);
end
if theta==292.5
    Kwbl=0.0752*Hs^(2.654)+0.942;
    swbl=7.21*Hs^(0.654);
end
if theta==315
    Kwbl=0.0002*Hs^(4.784)+1.368;
    swbl=63.59*Hs^(-1.879);
    
```

```

end
if theta==337.5
    Kwbl=0.0001*Hs^(4.649)+1.361;
    swbl=60.07*Hs^(-1.587);
end
D=random('wbl',Kwbl,swbl);%Valor de la Duracion en horas
Nolas=3600*D/Tm;%Numero de olas
NM=random('gev',0,0.0911,4.818);%Nivel del mar sobre el 0
Puerto
Ac=13.8-NM;%Francobordo. Cota coronacion espaldón menos NM
Fvest=397305*Ns;%Fuerza vertical estabilizadora N/m.
Mest=2851031.25*Ns;%Momento estabilizador Nm/m.
nurozamiento=random('norm',0.6,0.09);%Coeficiente rozamiento
%nucleo espaldon. Normal media 0.6 y desviacion 15%
gama=3.3;%Parametro Gama espectro Jonswap
[Hsim,Tsim]=simulacion_LH(Hs,Tp,gama,Nolas);%Simulacion de los
%pares H-T del temporal segun Longuet-Higgins
[HmaxValor,IndiceHmax]=max(Hsim);%Hmax del temporal asi como
%su posición
Hmax=HmaxValor;%Valor Hmax del estado de mar anterior
T=Tsim(IndiceHmax); %Periodo asociado a esa Hmax
h=8+NM; %Calado (Nivel respecto cero del puerto + MA+ MM)
L0=1.56*T^2;%Longitud de ondas en indefinidas
Lpie=disper(h,T);%Longitud de ondas a pie de dique
tanbeta=1/50;%Pendiente del fondo
Hb=L0*0.17*(1-exp(-1.5*pi*(h/L0)*(1+15*tanbeta^(4/3))));
%Criterio de rotura de Goda. Max. H posible por fondo
if Hmax>Hb
    Hc=Hb;
end
if Hmax<Hb
    Hc=Hmax;
end
%--Presion pseudohidrostatica p=nupseudo*Densidad*g*(s+Ac-z)
nupseudo=(0.0007864*(Hc/Lpie)^(-1.767))+0.2116; %Nu presion
pseudoo.
Ru=Hc*1.05*(1-exp(-0.67*0.5/(sqrt(Hc/L0))));
%Ru de Hc segun la formulacion de Losada y Gimenez-Curto
s=Hc*(1-Ac/Ru);%Altura de la lamina respecto a la berma
superior
%-Forma de la ley de presiones segun la altura de la lamina---
%Diferencia cota berma sup. y cota coronacion 2m luego si es
mayor de 2m la ley sera trapezoidal y si no triangular
if s>2
    P1=nupseudo*1025*9.81*(s+Ac-(15.8-NM));
    %Presion cota superior espaldon N/m2
    P2=nupseudo*1025*9.81*(s+Ac-(6-NM));
    %presion cimentacion N/m2
    FHpseudo=P1*(15.8-6)+(P2-P1)*(15.8-6)*0.5;
    %Fuerza horizontal debido a la ley de presiones N/m
    Fsubp=P2*10.5*0.5;
    %Fuerza debida subpresion
    Mdesp=P1*(15.8-6)*(15.8-6)*0.5+P2*10.5*10.5*0.5*(2/3)...
        +(P2-P1)*(15.8-6)*(15.8-6)*0.5/3;
    %Momento desestabilizador debido presiones pseudohidros.
end
if s<=2
    P1=0;%Presion cota superior espaldon N/m2
    
```

```

P2=nupseudo*1025*9.81*(s+Ac-(6-NM)); %presion cimentacion
N/m2
FHpseudo=P1*(15.8-6)+(P2-P1)*(s+Ac-(6-NM))*0.5;
%Fuerza horizontal debido a la ley de presiones N/m
Fsubp=P2*10.5*0.5;%Fuerza debida subpresion
Mdesp=P1*(15.8-6)*(15.8-6)*0.5+P2*10.5*10.5*0.5*(2/3)+...
(P2-P1)*(15.8-6)*(15.8-6)*0.5/3;
%Momento desestabilizador debido presiones
pseudohidrosataticas
end
%-----Presion dinamica--2 leyes constantes, Pd1 y Pd2-----
-----
alfa=2.9*(Ru*0.89442719/Hc)^2;%Parametro alfa presion dinamica
lambda=0.8*exp(-10.9*7.2/Lpie);
%Parametro lambda reductor por proteccion de la berma
if s>=2
    Pd1=alfa*1025*9.81*s;
    Pd2=lambda*Pd1;
    FHd=Pd1*2+Pd2*7.8;
    %Fuerza horizontal debido a la ley de presiones dinamicas
N/m
    Fsubd=Pd2*10.5*0.5;
    %Fuerza debida subpresion
Mdesd=alfa*1025*9.81*s*2*8.8+lambda*alfa*1025*9.81*s*7.8...
*7.8*0.5+lambda*alfa*1025*9.81*s*10.5*10.5*0.5*2/3;
%Momento desestabilizador debido presiones dinamicas
end
if s>=0 && s<2
    Pd1=alfa*1025*9.81*s;
    Pd2=lambda*Pd1;
    FHd=Pd1*s+Pd2*7.8;
    %Fuerza horizontal debido a la ley de presiones dinamicas
N/m
    Fsubd=Pd2*10.5*0.5;
    %Fuerza debida subpresion
Mdesd=alfa*1025*9.81*s*s*(7.8+s*0.5)+lambda*alfa*1025*9.81...
*s*7.8*7.8*0.5+lambda*alfa*1025*9.81*s*10.5*10.5*0.5*2/3;
%Momento desestabilizador debido presiones dinamicas
end
if s<0
    Pd2=lambda*alfa*1025*9.81*(Hc*(-1+Ac/Ru));
    FHd=Pd2*(7.8+s);
    %Fuerza horizontal debido a la ley de presiones dinamicas
N/m
    Fsubd=Pd2*10.5*0.5;
    %Fuerza debida subpresion
Mdesd=Pd2*(7.8+s)*(7.8+s)*0.5+Pd2*10.5*10.5*0.5*2/3;
%Momento desestabilizador debido presiones dinamicas
end
Zmp=(Ns*(DN)^3)-((Hs/(delta*((6.7*0.5^0.4)/Nolas^0.3)+1))*...
(2*pi*Hs/(9.81*Tp^2))^(-0.1))^3)*Ns;
%Ecuacion verificacion manto principal
Zpd=(nurozamiento*(Fvest-Fsubp)-FHpseudo)/1000;
%Ecuacion verificacion deslizamiento presiones
pseudohidrostaticas
CSpd=(nurozamiento*(Fvest-Fsubp))/(FHpseudo);
    
```

```

        %Coeficiente seguridad deslizamiento presiones
pseudohidrostaticas
        Zdd=(nurozamiento*(Fvest-Fsubd)-FHd)/1000;
        %Ecuacion verificacion deslizamiento presiones dinamicas
        CSdd=(nurozamiento*(Fvest-Fsubd))/(FHd);
        %Coeficiente seguridad deslizamiento presiones dinamicas
        Zpv=(Mest-Mdesp)/1000;
        %Ecuacion verificacion vuelco presiones pseudohidrostáticas
        CSPv=Mest/(Mdesp);
        %Coeficiente seguridad vuelco presiones pseudohidrostaticas
        Zdv=(Mest-Mdesd)/1000;
        %Ecuacion verificacion vuelco presiones dinamicas
        CSdv=Mest/(Mdesd);
        %Coeficiente seguridad vuelco presiones dinamicas
        % A continuacion se almacenan las variables y resultados para
este temporal en los vectores siguientes
        zamp(n)=Zmp;
        zapd(n)=Zpd;
        csapd(n)=CSpd;
        zadd(n)=Zdd;
        csadd(n)=CSdd;
        zapv(n)=Zpv;
        csapv(n)=CSpv;
        zadv(n)=Zdv;
        csadv(n)=CSdv;
        Dira(n)=theta;
        zamp(n)=Zmp;
        Hsa(n)=Hs;
        Tpa(n)=Tp;
        Tma(n)=Tm;
        Da(n)=D;
        Nivel(a)=NM;
    end
    if min(zamp)<0 %Verificacion MP. Si un valor de los Z de esa vida
útil es negativo se produce el fallo
        Fmp=Fmp+1;
    end
    zbmp=[zbmp min(zamp)];%Almacenar valor pesimo para manto principal
    if min(zapd)<0 || min(zadd)<0 %Verificacion deslizamiento. Si un
valor los Z de las presiones dinamicas o pseudohidrostaticas es
negativo se produce el fallo
        Fd=Fd+1;
    end
    %Almacenar el valor pesimo para el deslizamiento de entre
%pseudohidrostatica y dinamica
    if min(zapd)<min(zadd)
        zbd=[zbd min(zapd)];
        csbd=[csbd min(csapd)];
    else
        zbd=[zbd min(zadd)];
        csbd=[csbd min(csadd)];
    end
    if min(zapv)<0 || min(zadv)<0 %Verificacion vuelco. Si un valor
%los Z de las presiones dinamicas o pseudohidrostaticas si es
negativo se produce el fallo
        Fv=Fv+1;
    end
    %Almacenar el valor pesimo para el deslizamiento de entre
%pseudohidrostatica y dinamica
    
```

```

if min(zapv)<min(zadv)
    zbv=[zbv min(zapv)];
    csbv=[csbv min(csapv)];
else
    zbv=[zbv min(zadv)];
    csbv=[csbv min(csadv)];
end
if min(zamp)<0 ||min(zapd)<0 || min(zadd)<0 ||...
    min(zapv)<0 || min(zadv)<0
    Felu=FeLu+1;
end
%Almacenar variables del temporal
[C,I]=max(Hsa);
Hsb=[Hsb Hsa(I)];
Tpb=[Tpb Tpa(I)];
Tmb=[Tmb Tma(I)];
Nivelb=[Nivelb NivelA(I)];
Dirb=[Dirb Dira(I)];
Db=[Db Da(I)];
end
%Probabilidades de fallo finales para los modos de fallo y dique
pfmp=Fmp/NV
pfd=Fd/NV
pfv=Fv/NV
pfelu=FeLu/NV
-----
function [Lr,kr,sigma]=disper(h,T)
%
% -----
% With this function, you can get the value of L (wavelength), k (wave
number),
% sigma(angular frequency), using different solutions of the
dispersion equation.
%
% Inputs:
%           h = deep water (m)
%           T = wave period (s)
%
% Outputs:
%           kr = wave number with Newton-Rhapson (1/m)
%           Lr = wavelength with Newton-Rhapson (m)
%           sigma = angular frequency (1/T)
%
% Syntax :
%           [Lr,kr,sigma]=disper(h,T)
%
% Example:   [Lr,kr,sigma]=disper(3.05,5)
%
% Notes:
%           In the command window you can see the different
values which were computed, using different equations
%
% Referents:
%           Darlymple, R.G. and Dean R.A. (1999). Water Wave
Mechanics
%           for Engineers and Scientist. World Scientific.
Singapore.
%           Fenton,J.D and Mckee,W.D.(1990). On calculating the
lengths
%           of water waves. Coastal Engineering 14, 499-513p.
    
```

```

%
% Programming: Gabriel Ruiz Martinez 2006.
%


---


% Test value
%T =17.93;
%h = 13.8;
x0 =0.0001;

if sign(h) == -1
    h = -h;
end

% ***** Solving dispersion equation, using Newton-Rapshon
%*****
sigma_2 = ((2*pi)/T)^2;
Gamma = (sigma_2*h)/9.81;

con = 1;

if x0 ~= 0
    x(con) = x0;
    x(con+1) = x(con) - ( ( Gamma - (x(con) * tanh(x(con)))) / ...
        ((-x(con)*(sech(x(con)))^2)-tanh(x(con)))));
    while abs( x(con+1) - x(con) ) > 0.00001
        x(con+2) = x(con+1) - ( ( Gamma - (x(con+1) *
            tanh(x(con+1)))) / ...
                ((-x(con+1)*(sech(x(con+1)))^2)-
            tanh(x(con+1)))));
        con = con + 1;
    end
    kr = x(con)/h;
    Lr = (2*pi)/kr;
    sigma = sqrt(sigma_2);
    Cr = Lr/T;
    nr =0.5*(1+((2*kr*h)/sinh(2*kr*h)));
    Cgr = nr * Cr;

else
    disp('WARNING !!!! You cannot run the function with x0 = 0, Try
with other value');
    kr = 0;
    Lr = 0;
end

-----
function [f,S]=jonswap(Hs,Tp,gama);
%
% Calcula el espectro Jonswap unidireccional
% segun la aproximacion de Goda (1985)
%
%Frecuencia de pico
fp=1/Tp;

if fp<0.2 %Periodos mayores a 5s
    f=1/50:0.001:1/1; % f=(frecuencia mínima - frecuencia máxima)
else %Periodos menores a 5s

```

```

        f=0.1*fp:0.001:5*fp; % f=(frecuencia mínima - frecuencia máxima)
end

%Parametro gamma
%gama=3.3;

%Parametro alfa
alfa=0.0624/(0.230+0.0336*gama-0.185*(1.9*gama)^-1);
%Parametro sigma
ii=find(f<=fp);
is=find(f>fp);
sigma=ones(size(f));
sigma(ii)=0.07;
sigma(is)=0.09;
%for i=1:length(f)
%   if f<=fp
%       sigma(i)=0.07;
%   else
%       sigma(i)=0.09;
%   end
%end

bup=-(Tp*f-1).^2;
bdown=2*sigma.^2;
b1=bup./bdown;
b=exp(b1);

S=alfa*Hs^2*Tp^-4*f.^-5.*exp(-1.25*(Tp*f).^-4).*gama.^b;

%figure(1)
%plot(f,S)
%trapz(f,S)^0.5*4.004
-----
function [tao,psi,f]=LH1(H,T,Hs,Tmed,nu,m0);
%
% f (tao,psi)
%
tao=(0.00001:0.1:T)/Tmed;
psi=(0.00001:0.1:H)/sqrt(m0);

Cl=inv(4*nu*sqrt(2*pi)*(1+1/(1+nu^2).^0.5));

for i=1:length(tao)

    beta=-psi.^2/8*(1+1/nu^2*(1-1/tao(i))^2);
    f(i,:)=Cl*(psi/tao(i)).^2.*exp(beta);

end
-----

```

```
function [Hsim,Tsim]=simulacion_LH(Hs,Tp,gama,Nolas);
% funcion que simula los pares H,T de un estados de mar segun
% una dsitribucion de L-H

if Hs<1; Hs=1;end
[f,S]=jonswap(Hs,Tp,gama); % Espectro Jonswap por Goda

% Calculo del momento de orden 0
[m0]=trapz(f,S);
% Calculo del momento de orden 1
[m1]=trapz(f,S.*f.^1);
% Calculo del momento de orden 2
[m2]=trapz(f,S.*f.^2);
% Parametro nu
nu=sqrt(m0*m2/m1^2-1);

% Parametro Periodo medio
Tmed=m0/m1;

H=15; % valor maximo de H supuesto
T=25; % valor maximo de T supuesto

% Funcion de densidad conjunta de Longuet - Higgins
[tao,psi,ff]=LH1(H,T,Hs,Tmed,nu,m0);
tao=tao(:);

close all

areatotal=trapz(psi,trapz(tao,ff));

ff1=ff';

% Funcion de distribucion en H
FH=cumsum(trapz(tao,ff));
% Normalizacion
FH=FH/FH(end);

for i=1:Nolas

    posiH=1;
    while posiH == 1

        aleatorio(i)=rand(1,1);

        % Numero aleatorio para funcion de distribucion
        iinfi=max(find(FH<aleatorio(i)));
        p = polyfit(FH(iinfi:iinfi+1),psi(iinfi:iinfi+1),1);
        FHx(i)=polyval(p,aleatorio(i));

        posiH = max(find(psi<FHx(i)));
    end
end
```

```
fT =ff(:,posiH)';

% Funcion de distribucion en T|H=Hsimulada
FT0=cumsum(fT);

% Normalizada
FT=FT0/FT0(end);

% Numero aleatorio para funcion de distribucion
iinf=1;
while iinf<=1
    nume(i)=rand(1,1);
    iinf=max(find(FT<nume(i)));
    p = polyfit(FT(iinf:iinf+1),tao(iinf:iinf+1)',1);
    FTy(i)=polyval(p,nume(i));
end

Hsim(i)=FHx(i)*sqrt(m0);
Tsim(i)=FTy(i)*Tmed;
end
```

9. Bibliografía

Burcharth, H. F. (1993). Reliability evaluation and probabilistic design of coastal structures. *Aalborg University* .

Grupo de trabajo 2 del Comité Técnico de Ingeniería Portuaria. (2007). ¿Se ajustan las fórmulas de cálculo del manto a los diques existentes? *III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas*.

Kim, Y. C. (2012). *Coastal and ocean engineering practice*. World Scientific.

Martín, F. L., Vidal, C., Losada, M. A., & Medina, R. *Un método para el cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas*.

Ministerio de Fomento. Puertos del Estado. *ROM 0.0. Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*.

Ministerio de Fomento. Puertos del Estado. *ROM 1.0-0.9. Recomendaciones del diseño y ejecución de las obras de abrigo*.

Ochi, M. K. (1998). *Ocean waves. The stochastic approach*. Cambridge University press.

Solari, S. Risk and Whole Life Cost -based verification and optimization of harbour approach channel depth.

Van der Meer, J. (1998). Application and stability criteria for rock and artificial units.

Van der Meer, J. (1999). Design of concrete armour layers.

Van der Meer, J. (1988). *Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers*. .

Van der Meer, J. (1988). *Stability of cubes, tetrapods and accropode*. Delft Hydraulics Laboratory.

Vidal, C., Losada, M. A., Medina, R., & Losada, I. (1994). Análisis de la estabilidad de diques rompeolas.

Vidal, C., Losada, M. A., Medina, R., & Mansard, E. (1993). Estabilidad de diques rebasables. *Revista de Obras Públicas*.

Apuntes de la asignatura ingeniería de costas. (Curso 2015-2016).

Apuntes de la asignatura ingeniería oceanográfica. (Curso 2014-2015).