



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°6 – ESTUDIO DEL CLIMA MARÍTIMO

ANEJO N°6 ESTUDIO DEL CLIMA MARÍTIMO



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°6 – ESTUDIO DEL CLIMA MARÍTIMO

ÍNDICE:

1.- DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS3

2.- OLEAJE.....4

 2.1.- ALTURA DE OLEAJE.....4

 2.2.- DIRECCIÓN DEL OLEAJE.....4

3.- NIVEL DEL MAR.....5

4.- USO Y CRITERIOS DE DISEÑO Y OPERATIVIDAD7

5.- ANÁLISIS DEL RÉGIMEN EXTREMAL 11



1.- DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS

A continuación, en el presente anejo, se procede al estudio del clima marítimo presente en la zona litoral próxima a la estructura de estudio, el dique rompeolas norte del puerto de Castro Urdiales.

Para la realización del análisis se ha hecho uso de tres archivos de datos diferentes. Estas series de datos contienen información del oleaje e información meteorológica digitalizada, la cual hace posible la creación de datos actuales en base a modelos de tiempos pasados. Así mismo, hemos de tener en cuenta que los datos marítimos que vamos a usar ya han sido previamente propagados hasta un punto cercano al puerto (ver punto A, figura 1).

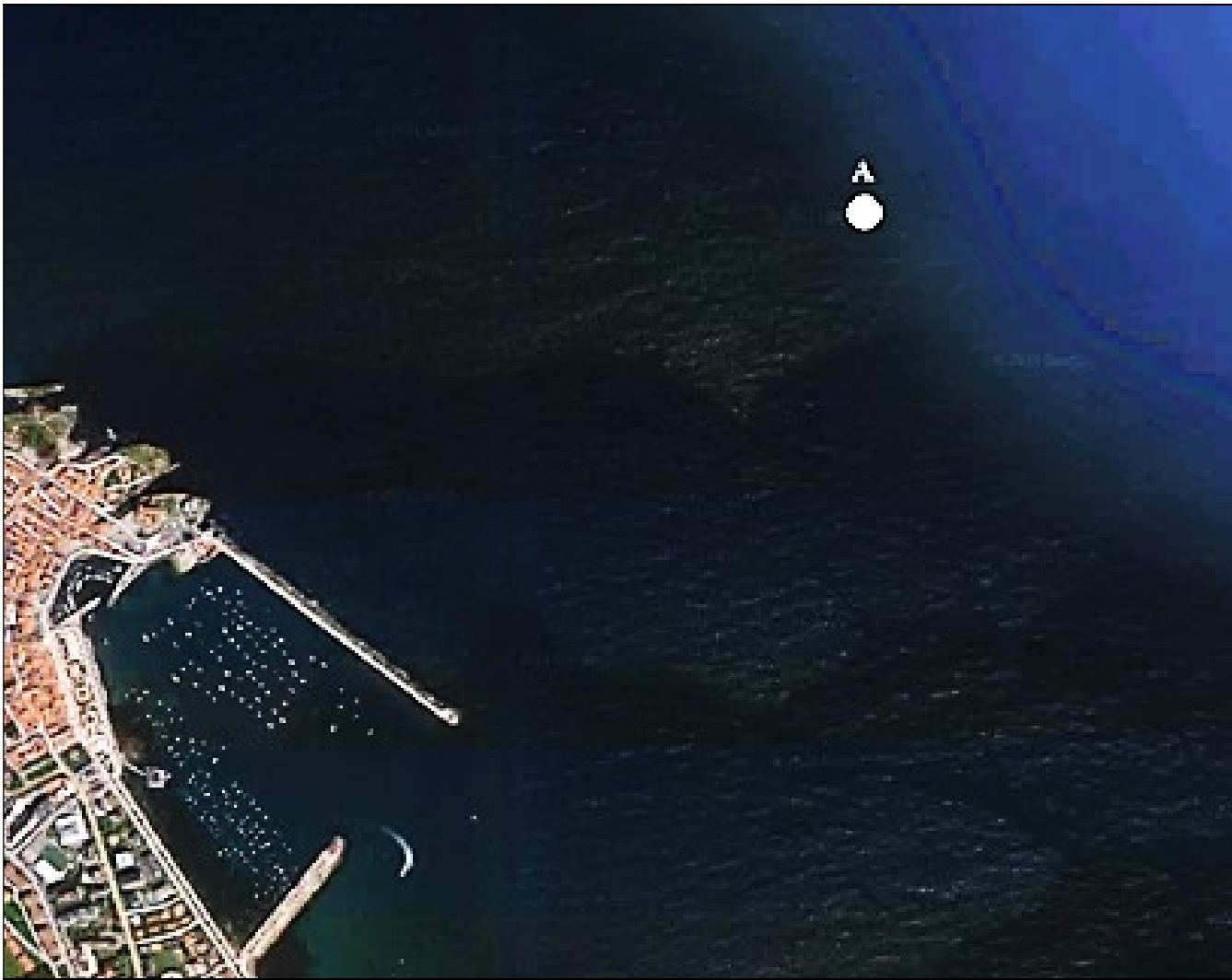


Figura 1. Localización de los datos de oleaje (DOW) y de nivel del mar (GOS y GOT)

En primer lugar, los datos relacionados con el oleaje se hayan en la base de datos DOW, (Downscaled Ocean Waves) la cual contiene series numéricas que se basan en un análisis elaborado por el IH Cantabria, con el que es posible la obtención de la información necesaria en relación a la altura de ola significativa, periodo de pico y dirección de las olas, entre otros. Dichos datos numéricos han sido obtenidos para un punto localizado en la latitud 43.3830 y longitud -3.2113, y comprenden una extensión temporal de 68 años, desde el 1 de febrero de 1948 hasta el 31 de agosto de 2015, en donde se reúne una serie numérica medida con una periodicidad horaria.

Las otras dos bases de datos se corresponden con los ficheros que proporcionan información sobre el nivel del mar. Estos se corresponden con los datos contenidos en GOS, el cual contiene información de la marea meteorológica, y GOT, cuya información se relaciona con la marea astronómica. Ambas bases de datos también han sido desarrolladas por el IH de Cantabria. El primero contiene datos para un punto cuya latitud es 43.4582 y longitud -3.2500; y el segundo se localiza en la latitud 43.4000 y longitud -3.1667. Esta serie numérica también presenta información espaciada horariamente.

Con respecto a los datos representativos del nivel del mar, hay que tener en cuenta que la marea astronómica es aquella producida por la atracción gravitacional entre la luna, el sol, la tierra, y demás cuerpos celestes. Es por ello que tiene un carácter determinista y puede ser predicha. De ahí que la serie numérica contenida en GOT se extienda desde el año 1900 hasta el año 2150, ya que se puede obtener aproximaciones futuras gracias a modelos numéricos creados a partir de datos provenientes de décadas pasadas.

Por otro lado, la marea meteorológica, se corresponde con la elevación de la superficie del mar esencialmente por dos razones, la variación del gradiente de presión atmosférico, y la acción que ejerce el viento sobre la superficie marítima. En este caso, debido a que está sujeto a la evolución de varios sistemas meteorológicos, esta tiene un carácter aleatorio, que debe ser medido. De esta manera, el archivo correspondiente a la marea astronómica se extiende desde el 1 de enero de 1948, hasta el 30 de junio de 2014.

Teniendo en cuenta que la extensión temporal de los tres archivos es diferente, el intervalo que comparten los tres es el que ha sido seleccionado para el siguiente estudio. De esta manera, el análisis desarrollado a continuación hace uso de los datos comprendidos desde el 1 de febrero de 1984 hasta el 30 de junio de 2014.

Por último, con respecto a la distinción entre coordenadas de las tres bases de datos, el punto de localización usado va a ser el de DOW (ver figura 1, punto A). Esto se debe a que la variación espacial de las ondas largas (GOS y GOT) es muchísimo menor que para las ondas cortas. Hemos de tener en cuenta además que la diferencia entre longitudes y latitudes entre las tres bases de datos es mínima.



2.- OLEAJE

Para analizar la operatividad de nuestro dique, es necesario analizar previamente el oleaje que se desarrolla en la zona litoral cercana a este. Para ello, procedemos al uso de los datos numéricos contenidos en el archivo DOW (Downscaled Ocean Waves), que como ya se ha mencionado anteriormente, han sido desarrollados por el IH Cantabria y propagados hasta el punto A. Gracias a esta base de datos, podemos reconstruir el oleaje ocurrido en las últimas décadas en la zona costera de nuestro interés para su posterior análisis.

2.1.- ALTURA DE OLEAJE

Tal como se aprecia en la figura 2, los mayores temporales marítimos ocurridos en la zona cercana al puerto registran unas alturas de ola significativa por encima de los 3.5 metros, siendo la máxima altura de ola significativa de 3.69 metros. Adicionalmente, la mayoría del oleaje de nuestra serie temporal se encuentra por debajo de aproximadamente los 2 metros de altura.

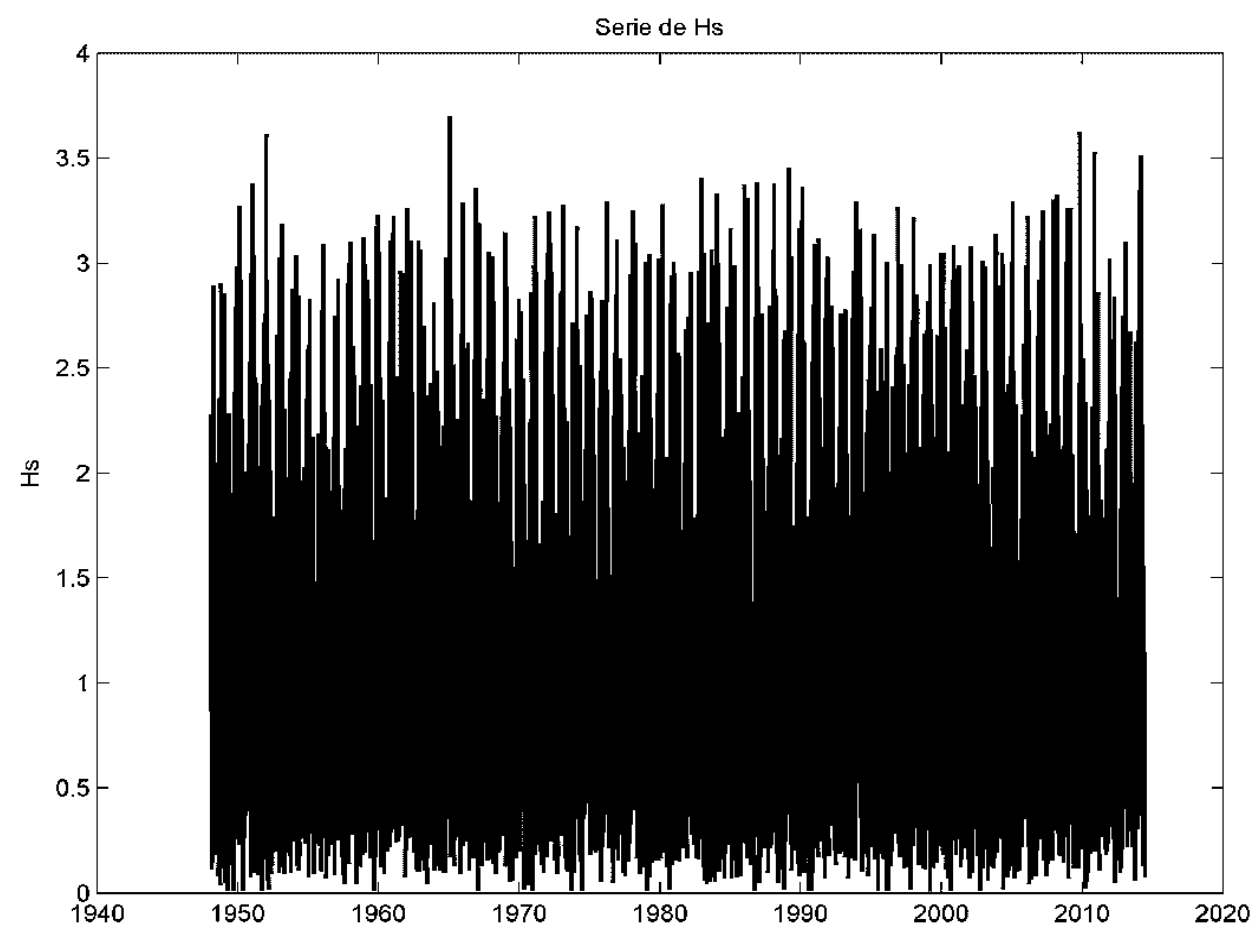


Figura 2. Serie de altura de ola significativa (m) para el punto A.

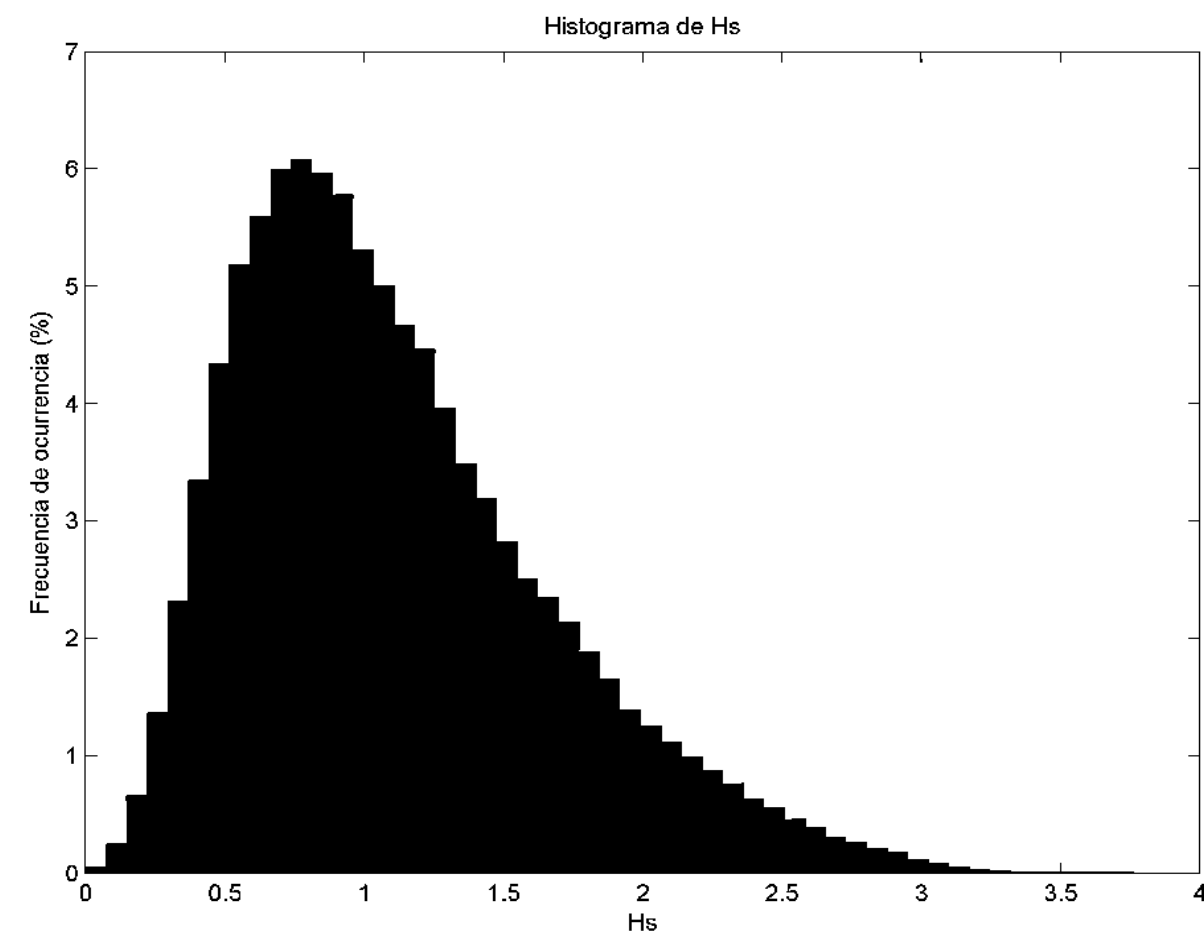


Figura 3. Frecuencia de ocurrencia (%) de altura de ola significativa para el punto A.

Por otro lado, en la figura siguiente (Figura 15), se puede observar la distribución de la frecuencia de ocurrencia de las diferentes alturas de ola significantes. De esta gráfica se puede deducir que las alturas de ola significantes que se dan con más frecuencia en nuestro punto A son de entre 0.7 y 0.9 metros de altura.

2.2.- DIRECCIÓN DEL OLEAJE

Asimismo, gracias a estos datos numéricos, también se ha podido obtener una representación sectorial de las diferentes direcciones de ola. En la figura 4 se muestra la rosa de oleaje que contiene los datos para nuestro punto de estudio A, en donde como se puede observar, la dirección predominante es la NNE, con una probabilidad de ocurrencia del casi 76% (figura 5).

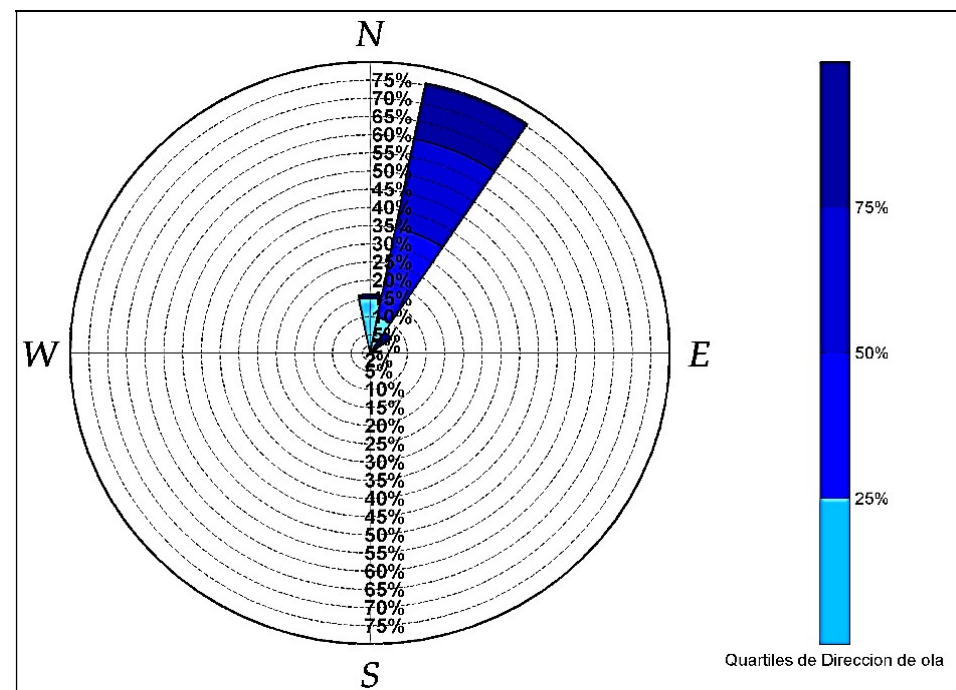


TABLA ESTADÍSTICOS BÁSICOS					
Variable medida: Dirección de ola					
direcciones(°)	prob. dirección	Dirección de ola _{50%}	Dirección de ola _{90%}	Dirección de ola _{95%}	Dirección de ola _{99%}
N	0.1609	8.6145	11.0747	359.3605	359.9001
NNE	0.7561	19.1616	28.4359	32.9712	33.6362
NE	0.0694	39.4108	50.5760	55.5109	56.1610
ENE	0.0094	62.8084	73.5437	78.1129	78.7041
E	0.0018	86.1618	97.1955	100.7686	101.2057
ESE	0.0005	110.3221	120.9635	123.5158	123.5789
SE	0.0002	131.8767	143.9593	145.8537	146.0124
SSE	0.0001	155.6774	165.9004	167.9925	167.9934
S	0.0000	176.7005	187.5594	190.2794	190.2794
SSW	0.0000	202.7426	210.8233	210.9128	210.9128
SW	0.0000	222.9636	234.5733	235.9314	235.9314
WSW	0.0001	251.9201	258.0346	258.6875	258.6875
W	0.0001	274.0433	280.3179	281.1866	281.1949
WNW	0.0001	294.2199	301.9496	303.3115	303.3135
NW	0.0003	318.9488	324.6033	325.7738	325.7981
NNW	0.0011	343.2802	347.9023	348.6557	348.7343

Figura 5. Tabla de probabilidades de las diferentes direcciones del oleaje.

Esta información es de gran importancia ya que nos indica que en el casi 92% del tiempo, las olas van a tomar una trayectoria con una dirección proveniente de los sectores N o NNE, las cuales coinciden con una condición muy cercana a la perpendicularidad con respecto a nuestro dique rompeolas.

3.- NIVEL DEL MAR

El concepto de nivel del mar hace referencia a la posición media de la superficie libre oceánica, como resultado de la suma conjunta de dos componentes, la marea astronómica y la marea meteorológica. Como ya hemos mencionado anteriormente, los datos numéricos para el desarrollo de este apartado del trabajo se corresponden con los datos de los archivos GOT y GOS, los cuales están referidos al nivel medio del mar medido por el mareógrafo de Bilbao.

En primer lugar, se ha obtenido la serie de la marea astronómica, la cual queda representada en la figura 6. Una vez hecho esto, se procede a la realización de la representación gráfica de los datos correspondientes a la marea meteorológica. Estos últimos quedan reflejados en la figura 7. Podemos observar que la influencia de la marea meteorológica es mucho menos destacable que la de la marea astronómica.

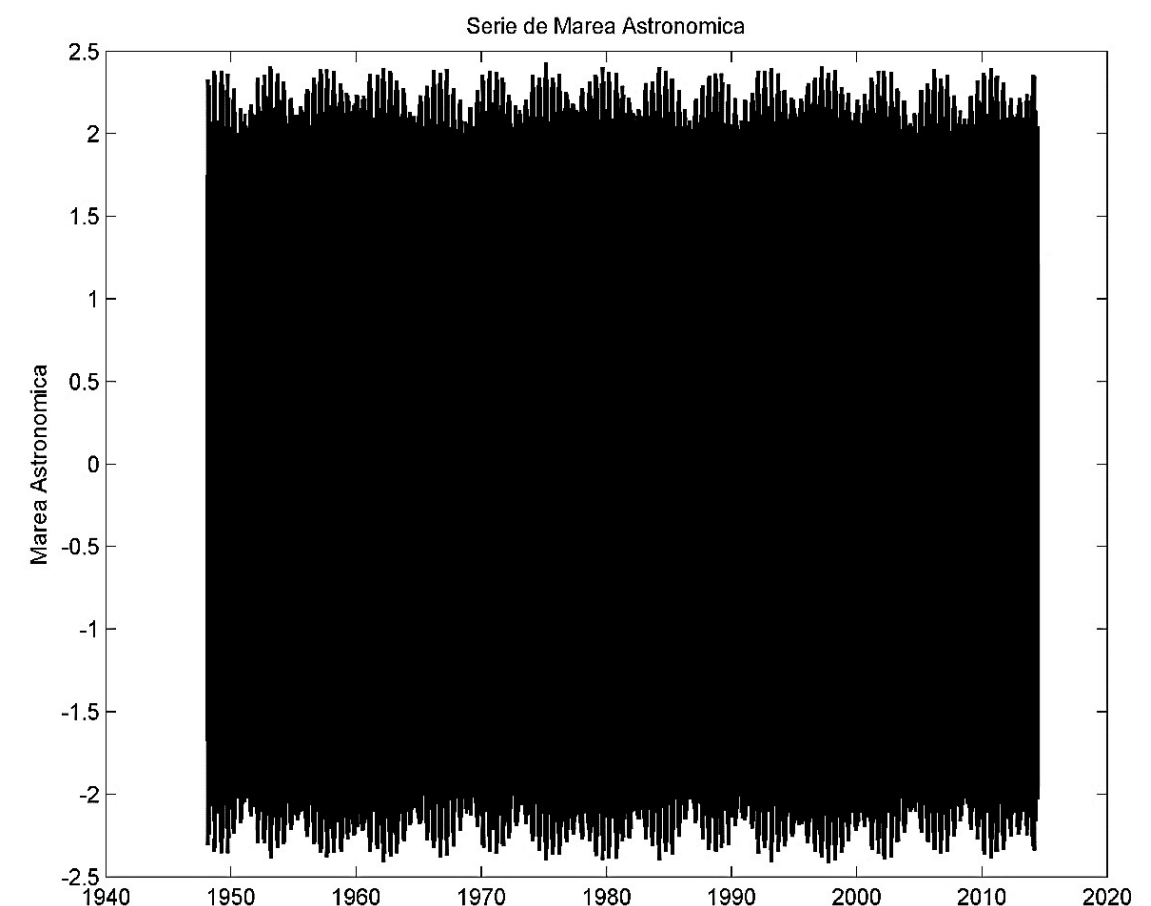


Figura 6. Serie de la marea astronómica (m) el punto A con respecto al cero altimétrico del puerto de Castro Urdiales.

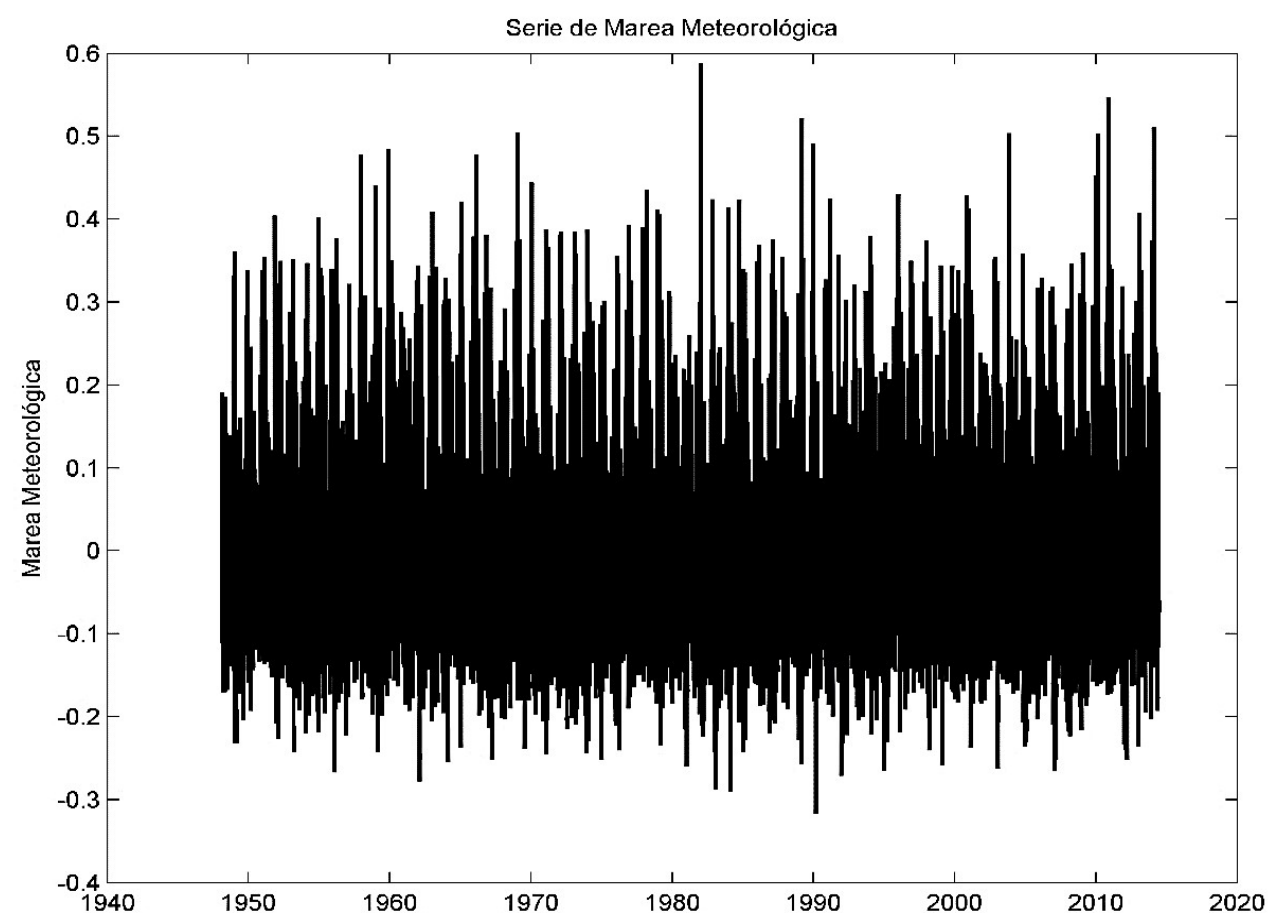


Figura 7. Serie de la marea meteorológica (m) en el punto A con respecto al cero altimétrico del puerto de Castro Urdiales.

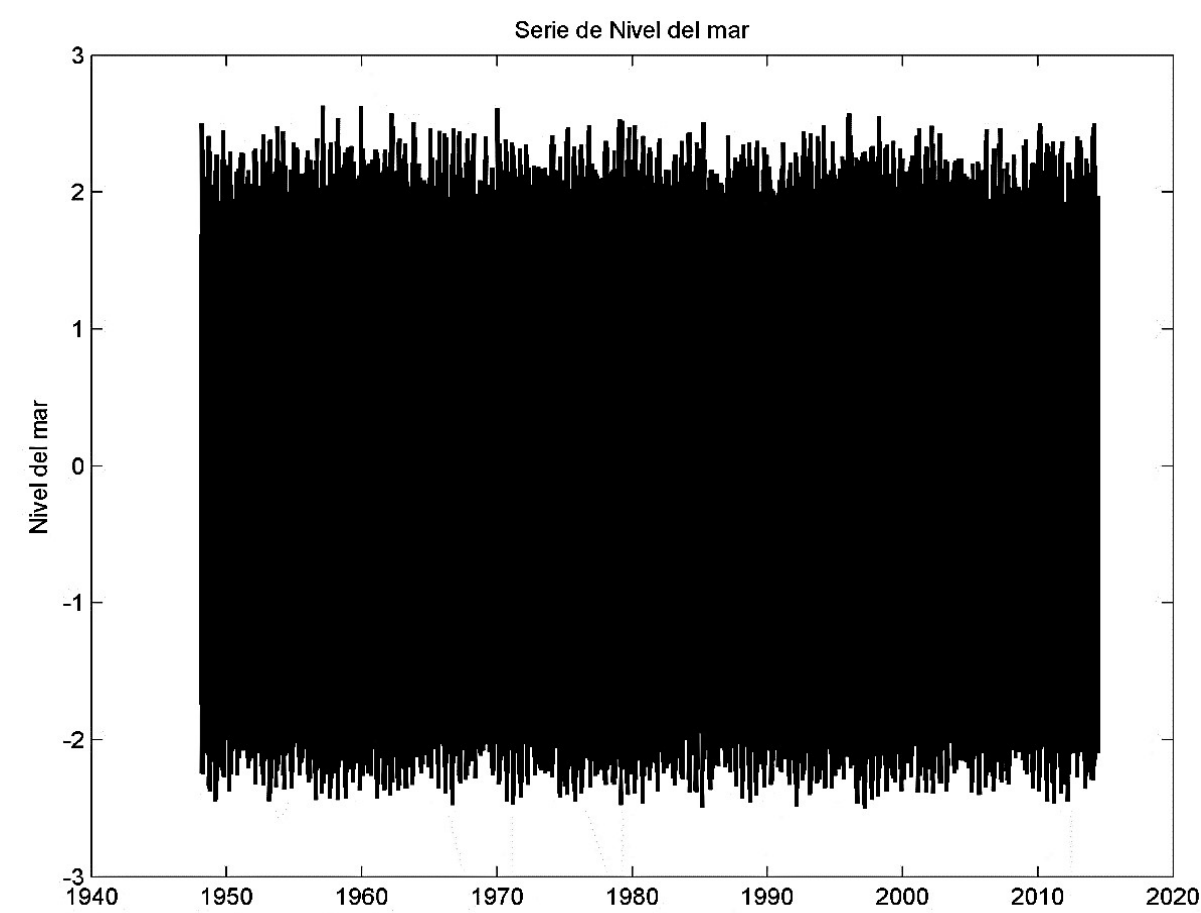


Figura 8. Serie de la evolución del nivel del mar (m) en el punto A con respecto al nivel medio del mar en Bilbao.

Una vez determinadas las dos componentes principales, se procede a la generación de la evolución del nivel del mar para las fechas deseadas, obtenida a partir de la combinación de las dos componentes anteriores.

Como ya se mencionó antes, estos resultados están referenciados con respecto al nivel medio del mar en Bilbao. Hay que transformarlos para que estén referidos al cero del puerto de Castro Urdiales. Entre el cero de Bilbao y el de Castro hay una diferencia de tan solo 3 milímetros aproximadamente, la cual no se tendrá en cuenta. De esta manera, para la transformación de los datos desde la referencia media hasta el cero de Castro Urdiales, es necesario añadir un total de 2.359 metros a todos los puntos de la serie numérica del nivel del mar. Como resultado de esto, se obtiene la gráfica que se muestra a continuación.

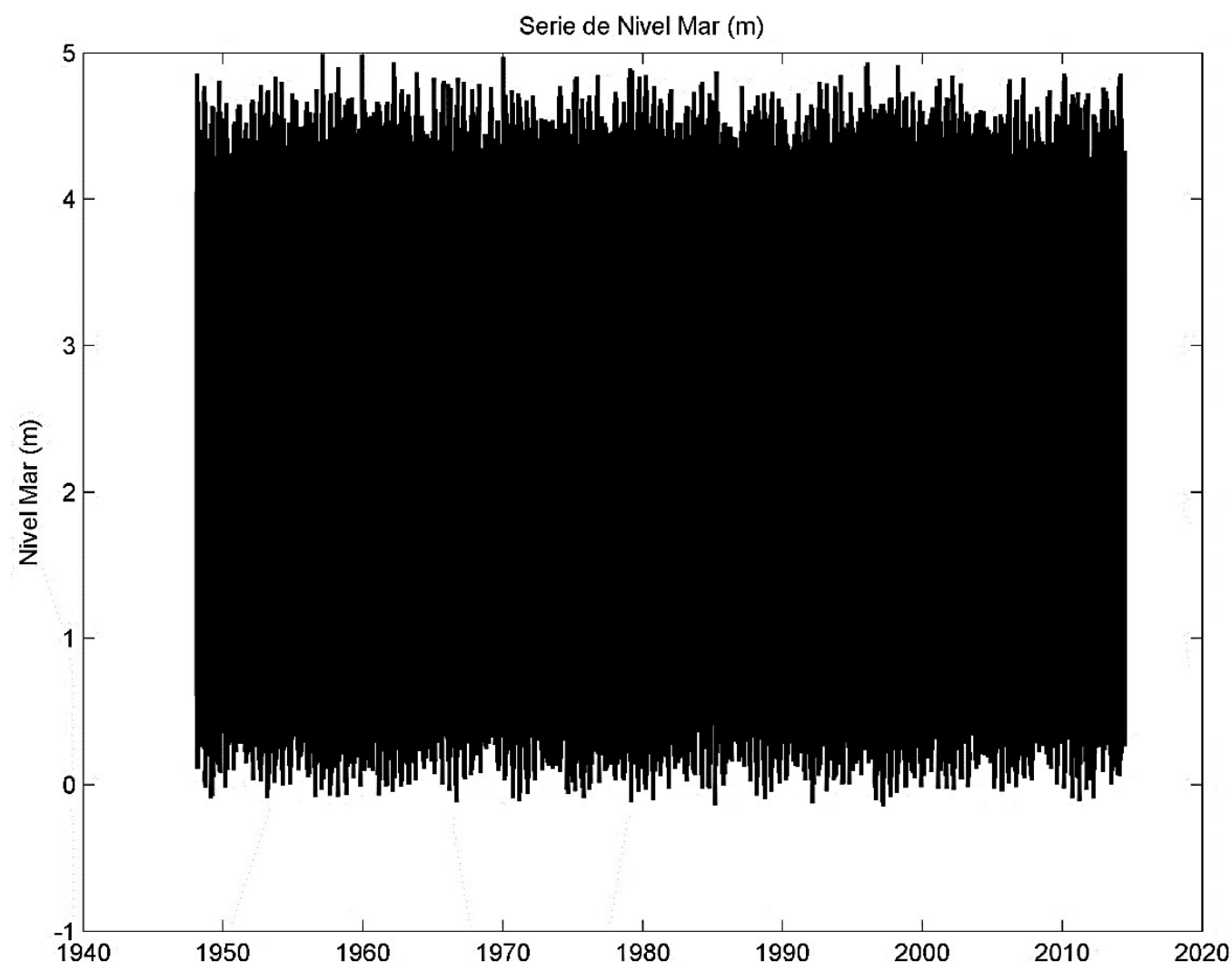


Figura 9. Serie de la evolución del nivel del mar en el punto A con respecto al cero altimétrico del puerto de Castro Urdiales.

Una vez transformada la serie numérica, podemos obtener diversos datos de interés relacionados con las diferentes posiciones del nivel del mar a lo largo de las décadas estudiadas.

- Nivel medio del mar (NMM): 2.3653 metros. Este ha sido obtenido calculando la media aritmética de todos los datos numéricos de la evolución del nivel del mar.
- Máxima pleamar (PMMA): 4.9887 metros. Máximo nivel del mar alcanzado por la serie numérica para las fechas estudiadas.
- Mínima bajamar (BMMI): -0.1443 metros. Mínimo nivel del mar alcanzado por la serie numérica para las fechas estudiadas.

4.- USO Y CRITERIOS DE DISEÑO Y OPERATIVIDAD

Antes de continuar con nuestro estudio del clima marítimo, nos encontramos en la necesidad de determinar el carácter general de nuestro proyecto del contradique norte del puerto de Castro Urdiales. Necesitamos establecer unos criterios que representen la importancia del mismo, así como su repercusión económica, social y ambiental. Para ello procedemos a determinar dos índices fundamentales para la caracterización de nuestra obra:

- **Índice de repercusión económica (IRE):** valora las repercusiones económicas causadas por los diferentes fallos en nuestra estructura.
- **Índice de repercusión social y ambiental (ISA):** estima el impacto social y ambiental en caso de destrucción o pérdida total de operatividad de la obra. Para su cálculo se tienen en cuenta variables como la pérdida de vidas humanas, los daños causados al medio ambiente, el patrimonio histórico y/o artístico que la estructura supone, o la alarma social generada.

Estos índices determinarán la tipología de la obra, y en función de esta, se fijará la vida útil y la posibilidad de fallo admisible. En nuestro caso se han obtenido los siguientes datos:

- Índice de repercusión económica, $5 < IRE < 20$: Obras con repercusión económica media (r2).
- Índice de repercusión social y ambiental, $5 < ISA < 20$: Obras con repercusión social y ambiental baja (s2).

De esta manera, consultaremos la ROM 1.0-09, donde se describen las recomendaciones del diseño y la ejecución de las obras de abrigo. En nuestro caso, se trata de un puerto deportivo, con lo que obtenemos una vida útil de 25 años y una probabilidad de fallo de 0.10.



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA

PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES

ANEJO N°6 – ESTUDIO DEL CLIMA MARÍTIMO

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

Tabla 1. Vida útil mínima en función del tipo de área abrigada.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISA		P _{FELU}	P _{FELS}
ÁREAS PORTUARIAS	COMER-CIAL	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
	INDUS-TRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique	s ₁	No significativo	0.20	0.20	
	MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique ¹		s ₃	Alto	0.01	0.07
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
PROTEC-CIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07	
		Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ³			s ₄	Muy alto	0.0001	0.07
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO			s ₂ (s ₃) ⁴	Bajo (alto) ⁴	0.10 0.0001	0.10 0.07
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES			s ₂ (s ₄) ⁵	Bajo (muy alto) ⁵	0.10 0.0001	0.10 0.07
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS			s ₁	No signif.	0.20	0.20

Tabla 2. Probabilidad conjunta de fallo



Como se ha propuesto anteriormente, es muy necesaria una mejora en cuanto a la infraestructura de atraque del dique. En relación a ello, se ha escogido el valor de 0.10 en la tabla mostrada anteriormente, debido a que, en el caso de llevar a cabo esta mejora, existiría la posibilidad de atracar embarcaciones al dique, por lo que habría operaciones adosadas a la estructura que requieren mayor protección.

Una vez reunidos estos datos, podemos obtener el periodo de retorno para nuestro proyecto. El periodo de retorno de una estructura se define como la estimación de un intervalo temporal, medido en años, que transcurre entre dos eventos sucesivos de un tamaño o intensidad definidos. Así pues, es posible relacionar el periodo de retorno con la probabilidad de fallo de la estructura, basándonos en el tiempo en el que dicha estructura va a estar expuesta a nuestro clima marítimo.

La fórmula para obtener el periodo de retorno de una estructura se muestra a continuación.

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - PVF)^{1/V}}$$

PVF: probabilidad de fallo en V años.
V: vida útil del proyecto (años).

De esta manera, con los datos obtenidos de la tabla 1 y la tabla 2, se procede al cálculo del periodo de retorno de este proyecto.

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - PVF)^{1/V}} = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{1/238}} = 238 \text{ años.}$$

Finalmente se obtiene un periodo de retorno de 238 años, dato que posteriormente será utilizado para continuar con el análisis del clima marítimo.

Adicionalmente a la información relacionada con la vida útil y la probabilidad de fallo de la estructura, de esta sección de la ROM podemos obtener otra serie de datos que serán de vital importancia en futuros apartados.

Así pues, se ha determinado que el contradique de Castro Urdiales debe ofrecer una operatividad mínima de 0.99 (tabla 3), con un número máximo de paradas anuales igual a 5 (tabla 4), además de una duración máxima para dichas paradas de máximo 6 horas cada una, teniendo en cuenta que nuestra estructura tiene un índice IRE medio e ISA bajo (Tabla 5).

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE IREO		r _{f,elo}	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	r _{o3}	Alto	0.99	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique con adosadas a las que no les afecte el rebase	Con tráfico de graneles	r _{o2} ²	Medio	0.95 ¹
			Con tráfico de pasajeros y de mercancía general regulares	r _{o3} ²	Alto	0.99 ¹
			Con tráfico de mercancía general tramp	r _{o2} ²	Medio	0.95 ¹
	PUERTO PESQUERO		r _{o3}	Alto	0.99 ¹	
	PUERTO NAUTICO-DEPORTIVO		r _{o3}	Alto	0.99 ¹	
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	r _{o3}	Alto	0.99	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	r _{o2}	Medio	0.95 ¹	
	MILITAR		r _{o3}	Alto	0.99	
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r _{o3}	Alto	0.99	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES		r _{o3}	Alto	0.99	
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		r _{o3} (r _{o2}) ³	Alto (medio) ³	0.99 (0.95) ³	
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		r _{o1} (r _{o3}) ⁴	Bajo (alto) ⁴	0.85 (0.99) ⁴	
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r _{o1}	Bajo	0.85	

Tabla 3. Operatividad mínima



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA

PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES

ANEJO N°6 – ESTUDIO DEL CLIMA MARÍTIMO

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISAO		N _m
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	s ₀₃	Alto	2
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas	s ₀₂	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o sólo con las que no les afecte el rebase		s ₀₁	No signif.	10
	PUERTO PESQUERO			s ₀₂	Bajo	5
	PUERTO NAUTICO-DEPORTIVO			s ₀₂	Bajo	5
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	s ₀₃	Alto	2
			Mercancías no peligrosas	s ₀₂	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o adosadas a las que no les afecte el rebase		s ₀₁	No signif.	10
	MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique a las que afecte el rebase		s ₀₃	Alto	2
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₀₁	No signif.	10
	PROTECCIÓN*	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	r ₀₃	Alto	2
			Mercancías no peligrosas	s ₀₂	Bajo	5
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES			s ₀₄	Muy alto	0
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO			s ₀₂ (s ₀₃) ²	Bajo (alto) ³	5 (2)
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES			s ₀₁ (s ₀₃) ³	No signif. (alto) ³	10 (2) ³
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS			s ₀₁	No signif.	10

Tabla 4. Número máximo de paradas anuales

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

Tabla 5. Duración máxima de una parada operativa

Estos tres factores de operatividad del dique se utilizarán, como ya se ha mencionado, en futuras secciones del proyecto, y quedan resumidos en la siguiente tabla.

Operatividad mínima	0.99
Número de paradas anuales	5
Duración máxima de la parada (horas)	6

Tabla 6. Resumen de operatividad a ofrecer por la estructura.



5.- ANÁLISIS DEL RÉGIMEN EXTREMAL

Una vez calculado el valor del periodo de retorno, se procede a obtener la gráfica de régimen extremal para los valores de ola significativa que componen la serie numérica de 66 años que se está analizando. La gráfica se ha obtenido introduciendo los datos en el software Carol. Cabe mencionar que el método de cálculo del régimen extremal que ha sido utilizado consiste en la función de distribución de Gumbel de máximos. Para ello se han seleccionado más concretamente los valores correspondientes a los máximos anuales, ya que como la serie temporal estudiada comprende 66 años, se dispone de suficiente información para la obtención de la gráfica con gran exactitud.

La función de distribución Gumbel de máximos de una variable aleatoria x se define como:

$$y = F(x) = \exp\left[-\exp\left(\frac{-(x-\lambda)}{\delta}\right)\right]; -\infty < x < \infty$$

λ : parámetro de localización (es la moda de la distribución).

δ : parámetro de escala (es proporcional a la desviación típica de la distribución).

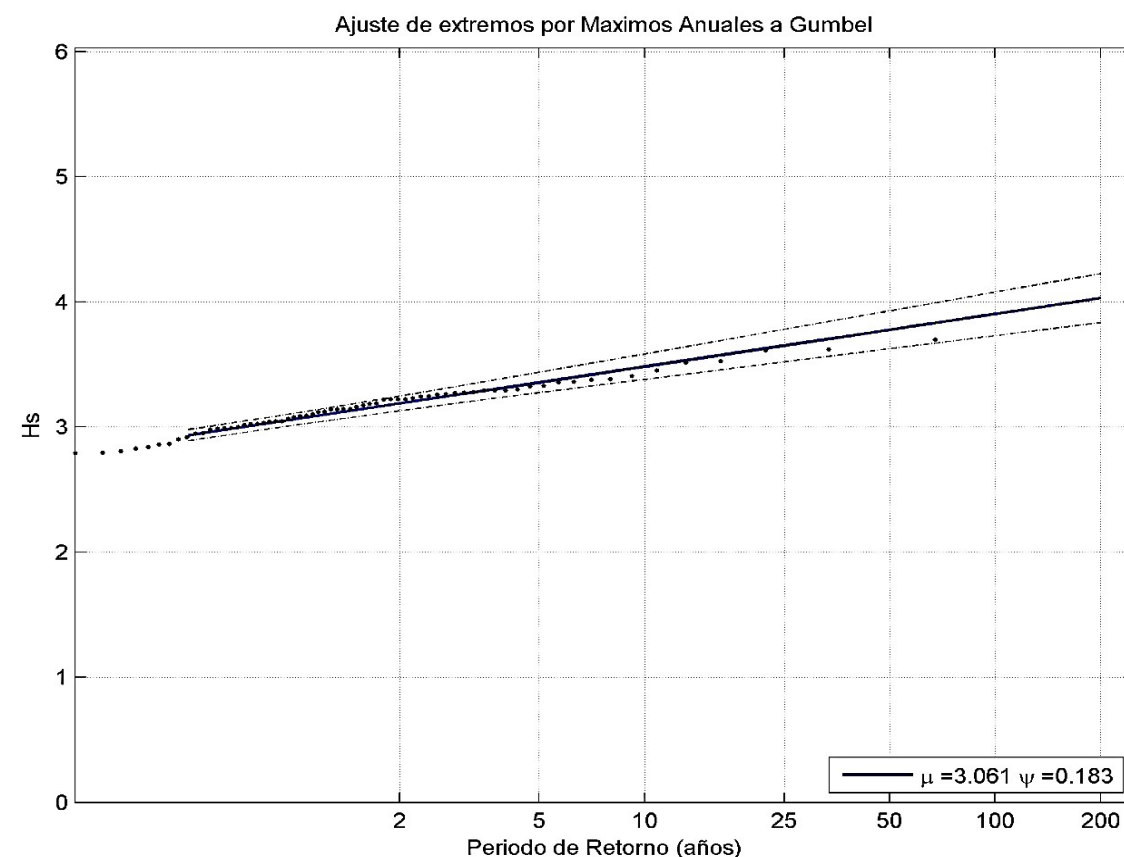


Figura 10. Régimen extremal: Periodo de retorno (años) vs. Altura significativa de ola (m).

La gráfica extremal que se obtiene es la que se muestra en la figura anterior, y como se puede observar relaciona la altura de ola significativa de los datos analizados con el periodo de retorno. Asimismo, como el periodo de retorno que ha obtenido anteriormente ha sido de 238 años, se ha obtenido la ecuación de la recta de la banda de confianza superior, ya que el gráfico resultante solo comprende hasta un periodo de retorno de 200 años y no incluye el valor deseado.

Es por ello que se ha obtenido la siguiente relación lineal para la banda de confianza superior:

$$H_s = 3.887 + (1.87 \cdot 10^{-3} \cdot PR).$$

Por consiguiente, se obtiene una altura de ola significativa para el periodo de retorno de 238 años de 4.33 metros.

A continuación, el siguiente paso es obtener el periodo de pico asociado a dicha altura de ola. Para ello, se ha representamos en Matlab, el conjunto de puntos que relaciona los diferentes periodos de pico con sus correspondientes alturas de ola significativa (figura 11).

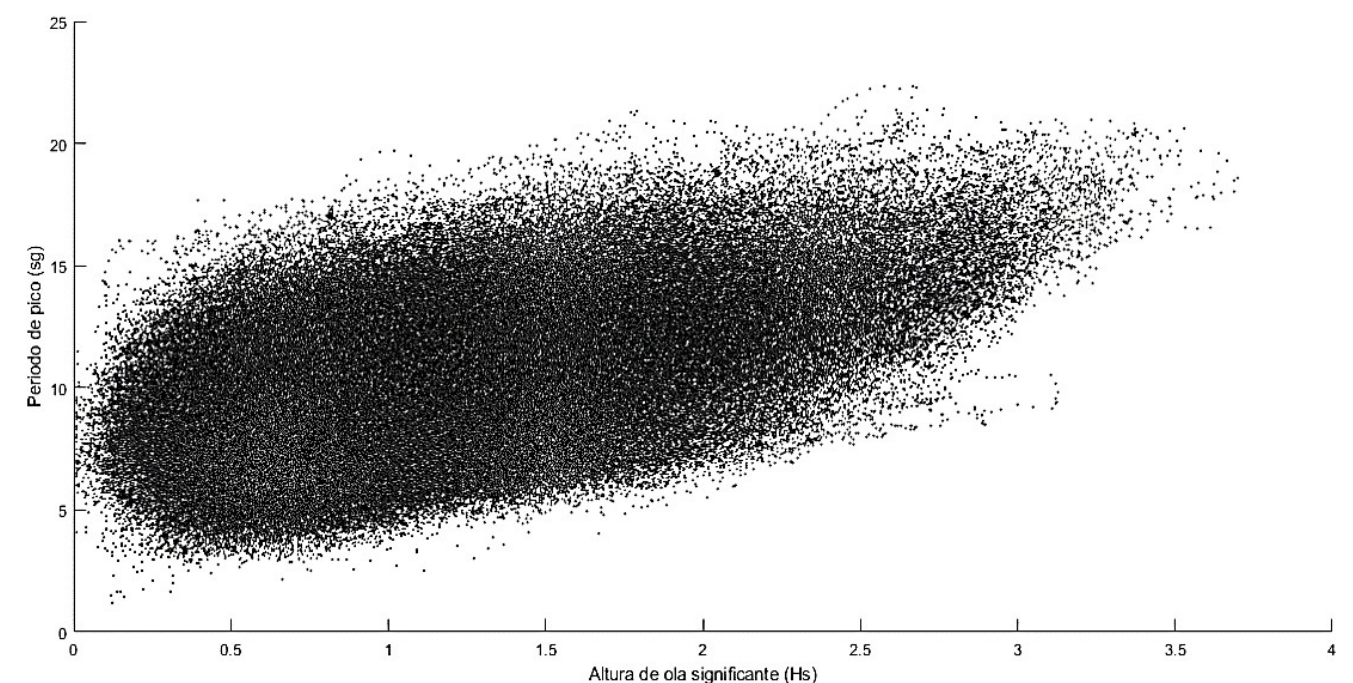


Figura 11. Nube de puntos: Altura de ola significativa (m) vs. Periodo de pico (sg).

Posteriormente, se ha seleccionado los valores máximos obtenidos en la representación numérica anterior. En este caso los puntos seleccionados han sido aquellos cuya altura significativa de ola es superior a los 3.5 metros de altura.



Una vez seleccionados dichos puntos, se ha aplicado un ajuste que toma una forma exponencial, con el que hemos logrado relacionar la altura de ola significativa con el periodo de pico a través de la siguiente ecuación:

$$T_p = 39.95 \exp(-0.2147 H_s).$$

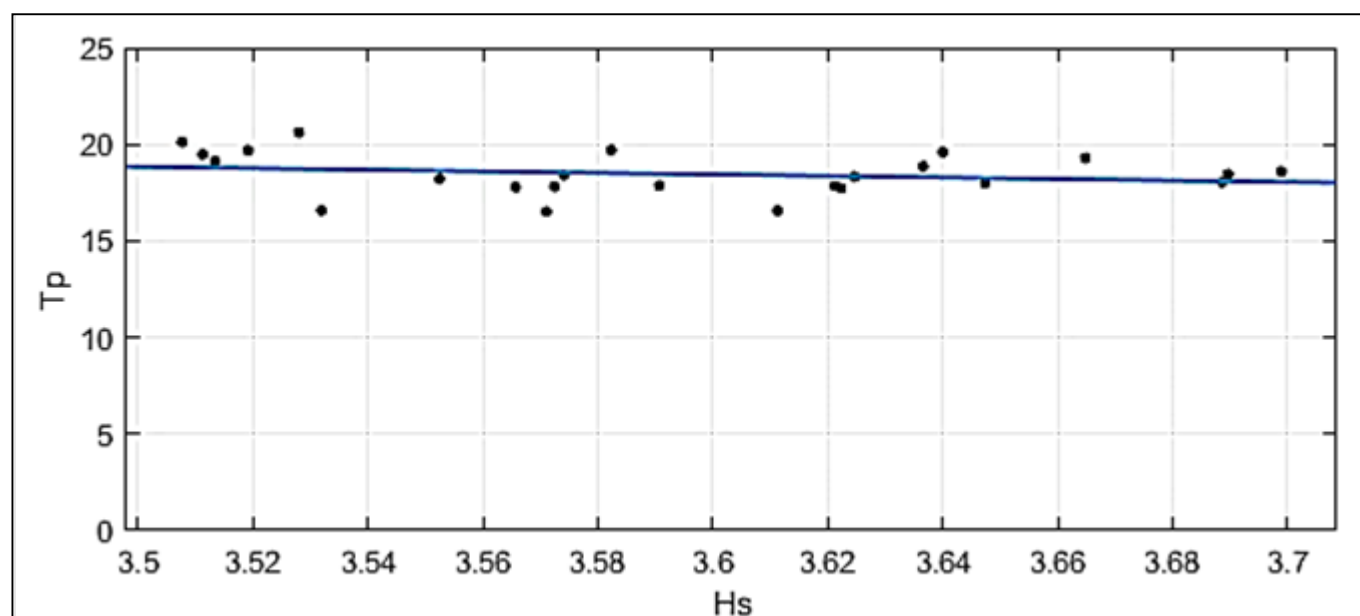


Figura 12. Nube de puntos. Máximos periodos de pico (sg) con sus respectivas alturas de ola significantes (m). Se muestra además el ajuste lineal generado directamente por Matlab.

De esta manera, con el valor de H_s obtenido anteriormente en el régimen extremal, el cual se determinó ser de 4.33 metros, es posible obtener ahora su correspondiente periodo de pico. La línea exponencial del ajuste ofrece un periodo de pico de 15.77 segundos.

En conclusión, a todos los cálculos y análisis realizados y mostrados anteriormente en este apartado del proyecto, la combinación de diseño más desfavorable, se corresponde con la situación en donde la ola esta en cresta, con una altura máxima de 4.33 metros, y cuyo periodo de pico es 15.77 segundos; y en lo que respecta al nivel del mar, tomaremos como condición más desfavorable aquel nivel alcanzado en la máxima pleamar de nuestra serie temporal, el cual se corresponde con un total de 4.99 metros.



ANEJO N°7 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°7 – ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

ÍNDICE:

1.- INTRODUCCIÓN3

2.- ESTUDIO DEL REBASE3

 2.1.- FORMULACIÓN DEL REBASE3

 2.2.- REBASE EN LA ESTRUCTURA ACTUAL5

3.- ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD6

 3.1.- CALCULO DE LAS PRESIONES6

 3.2.- CRITERIOS DE ESTABILIDAD8

 3.3.- ESTABILIDAD EN LA ESTRUCTURA ACTUAL8



1.- INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de este proyecto es modificar la estructura actual del dique de Castro Urdiales para que este ofrezca más protección al área encerrada en la dársena principal del puerto. De esta manera, la condición de rebase sobre el dique ha sido establecida como criterio principal para el diseño estructural del mismo.

Como consecuencia, en este apartado, se va a realizar un análisis en profundidad acerca de la estructura actual para comprobar si cumple con los debidos criterios en lo que a operatividad y estabilidad se refiere.

2.- ESTUDIO DEL REBASE

El rebase hace referencia al proceso natural que provoca que un determinado volumen de agua sobrepase la máxima cota de una estructura artificial. En el caso de este proyecto, la estructura se trata de un dique mixto. Es muy importante estudiar los efectos de rebase y sus consecuencias directas para cuantificar el impacto que puede llegar a causar. Cantidades excesivas de rebase pueden provocar:

- Daño a la estructura de defensa, tanto a corto como a largo plazo, con la posibilidad de rupturas e inundaciones sobre la parte abrigada.
- Daño directo a las personas inmediatamente en la estructura, ya sean peatones, ciclistas, o viajen en algún vehículo.
- Daño a la propiedad que se encuentra en el área abrigada, incluyendo pérdidas económicas, medioambientales o de algún otro tipo de recursos.

Como consecuencia de los daños que pueden ser causados, se determinarán los volúmenes de rebase límites que pueden ser tolerados, los cuales dependerán de las especificaciones particulares del sitio de estudio. Algunas de estas especificaciones contemplan por ejemplo el uso de la estructura que recibe dichos volúmenes o el uso del área detrás de la zona de abrigo, entre otras.

Adicionalmente, el rebase está íntimamente vinculado a dos parámetros:

- **Volumen de rebase:** Volumen de agua que rebasa la coronación de una determinada estructura marítima debido a la incidencia de una ola con una determinada altura (H) y periodo (T). Sus unidades son m³/m (volumen por metro lineal de estructura).
- **Tasa de rebase:** Volumen de agua que sobrepasa la coronación de la estructura por unidad de tiempo. Al igual que para el volumen de rebase, este viene provocado por la incidencia de olas con unas determinadas alturas y periodos. Sus unidades son m³/(t·m), que representa caudal por metro lineal de estructura.

2.1.- FORMULACIÓN DEL REBASE

Para estudiar las condiciones de rebase sobre el dique sujeto a este análisis, se ha consultado la publicación EurOtop para obtener todas las formulaciones necesarias. De esta manera, se ha obtenido la información que se presenta a continuación.

CUANTIFICACIÓN DE REBASE PARA DIQUES ROMPEOLAS

La fórmula que se expresa a continuación es válida para estructuras con una pendiente de entre 1:2 y 1:4/3. En el caso el dique rompeolas del puerto de Castro Urdiales, este presenta una pendiente de 1:2.

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot (H_{mo})^3}} = 0.1035 \cdot \exp\left[-\left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_{mo} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)^{1.3}\right]$$

- q: tasa de rebase por metro lineal de la estructura [m³/(t·m)]
- g: gravedad = 9.81 [m/s²]
- H_{mo}: estimación de la altura de ola significativa [m]
- R_c: francobordo de la estructura [m]
- γ_f: factor de rugosidad de la pendiente de la estructura [adimensional]
- γ_β: factor de oblicuidad del oleaje [adimensional]

FRANCOBORDO DE LA ESTRUCTURA

El francobordo del dique se define como la distancia entre el nivel del mar en cada momento y la coronación de la estructura. Este parámetro variará a lo largo del tiempo y para cada punto será diferente. La razón de ello es que depende del estado del mar en cada instante.

En el caso de la estructura estudiada, actualmente presenta una coronación situada a 10.80 metros con respecto al cero del puerto de Castro Urdiales. Por lo que, para el cálculo del francobordo en cada instante de nuestra serie numérica, se substraerá el valor del nivel del mar en ese instante, conocido gracias a las series analizadas en *Anejo N°6 Clima marítimo*; a dichos 10.80 metros.

FACTOR DE RUGOSIDAD DE LA PENDIENTE DE LA ESTRUCTURA

El manto lateral de protección del dique rompeolas está conformado por bloques de hormigón. Además, su emplazamiento es más bien irregular y aleatorio a lo largo de la longitud del mismo. De esta manera, se ha determinado que el coeficiente de rugosidad de la pendiente es de 0.47, teniendo en cuenta la información que se presenta en la tabla 1, obtenida de la EurOtop. Este es el único que valor de la ecuación que va a permanecer constante a lo largo de los diferentes análisis desarrollados.



Type of armour layer	γ_r	Figure
Smooth impermeable surface	1.00	Figure 6.8
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60	
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45	
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55	
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40	Figure 6.8
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49	
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47	Figure 6.8
Antifers	0.50	Figure 6.8
HARO's	0.47	Figure 6.9
Tetrapods	0.38	Figure 6.9
Dolosse	0.43	
Accropode™ I	0.46	Figure 6.9
Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44	Figure 6.9
Cubipods one layer	0.49	
Cubipods two layers	0.47	

Tabla 1. Valores de los diferentes factores de rugosidad para estructuras de escollera. (Fuente: EurOtop 2018)

FACTOR DE OBLICUIDAD DEL OLEAJE

Para la obtención de este parámetro, es necesario estudiar qué dirección sigue el oleaje marítimo en relación a la posición de la estructura de contención. El ángulo beta (β) se refiere a aquel que se forma entre la dirección de propagación del oleaje y la perpendicular a la dirección longitudinal de la estructura en cuestión.

De esta manera, para estimar este parámetro para cada punto de la serie de datos del clima marítimo, se ha tenido en cuenta que el dique sigue una dirección de aproximadamente 130° con respecto al norte.

Por consiguiente, el ángulo ha sido calculado para cada punto, restando a 40° (130° - 90°) el ángulo del oleaje en cada instante de tiempo analizado. A partir de los resultados obtenidos, se puede proceder a calcular el factor de oblicuidad, usando la fórmula que se presenta a continuación para cada ángulo beta previamente calculado:

$\gamma\beta = 1 - 0.0063 \cdot |\beta|$

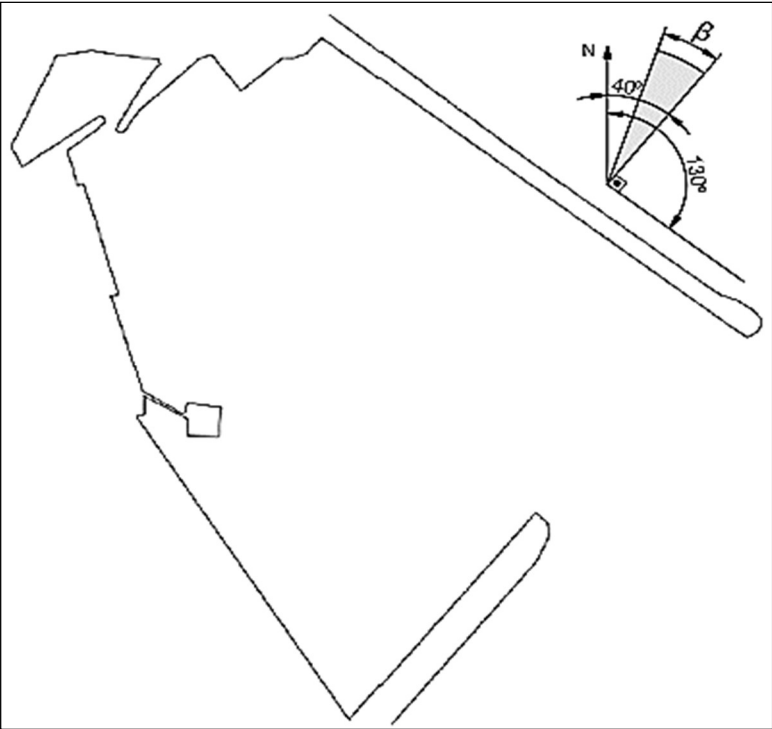


Figura 1. Dirección de propagación del oleaje con respecto a la estructura rompeolas.

EFFECTO DE LA BERMA

Debido a la existencia de una berma en la estructura, debemos calcular y aplicar un coeficiente reductor del rebase, debido a que esta parte de la estructura se encarga de disipar energía.

$Cr = 3.06 \cdot \exp[-1.5 \cdot \frac{Gc}{H_{mo}}]$

- Gc: ancho de la berma [m].
- H_{mo}: estimación de la altura de ola significativa [m].

Para el estudio de la situación actual del dique, se va a utilizar un coeficiente Gc de 2.85 metros. Este valor se ha escogido a partir de las malas condiciones en las que se encuentran los bloques actualmente. Existen zonas donde no existen 3 bloques de berma.



LIMITE DEL REBASE

Para el análisis de rebase sobre la estructura, es necesario establecer un límite en función del uso y operatividad de dicha estructura. En base a la siguiente tabla, la cual presenta en el eje vertical unos límites medidos en litros por segundo (por cada metro lineal de estructura), se ha establecido como límite para el rebase de 0.001. Con este valor, el uso del dique por los peatones es totalmente seguro. Adicionalmente, con este límite, sería también suficientemente seguro para las embarcaciones que habría atracadas en el dique.

		SEGURIDAD FUNCIONAL			SEGURIDAD ESTRUCTURAL		
l/(s x m)	1000	Inseguro a cualquier velocidad	Muy peligroso	Daños estructurales	Daño aún con protección	Daño aunque el paseo esté pavimentado	
	100					Daño si el paseo no está pavimentado	
	10				Sin peligro		
	1					Sin peligro	
	0.1						
	0.01	Inconfortable pero no peligroso	Pequeños daños a accesorios				
	0.001	Inconfortable pero no peligroso		Sin peligro			
	0.0001	Seguro a cualquier velocidad					
			Vehículos	Peatones	Edificios	Muros de contención	Diques con revestimientos

Tabla 2. Valores límite de rebase (l/s-m) para diferentes rangos de seguridad estructural y funcional.

Una vez establecido el límite de rebase, cabe recordar que se definió el objetivo de que la estructura cumpliera con su funcionalidad dentro de unos límites de operatividad establecidos, los cuales se muestran a continuación:

Operatividad mínima	0.99
Número de paradas anuales	5
Duración máxima de la parada (horas)	6

Tabla 3. Resumen de operatividad a ofrecer por la estructura.

2.2.- REBASE EN LA ESTRUCTURA ACTUAL

Para el estudio del rebase sobre la estructura actual se van a considerar las características que ya se han discutido previamente:

- El dique cuenta con una coronación de 10.80 metros sobre el nivel del mar. Esta medición es tomada con respecto al cero del puerto de Castro Urdiales.
- La berma es de aproximadamente 2.85 metros, cuya anchura ya se ha discutido anteriormente.
- Con respecto a la inclinación de la escollera, esta presenta una pendiente de V1:H2.

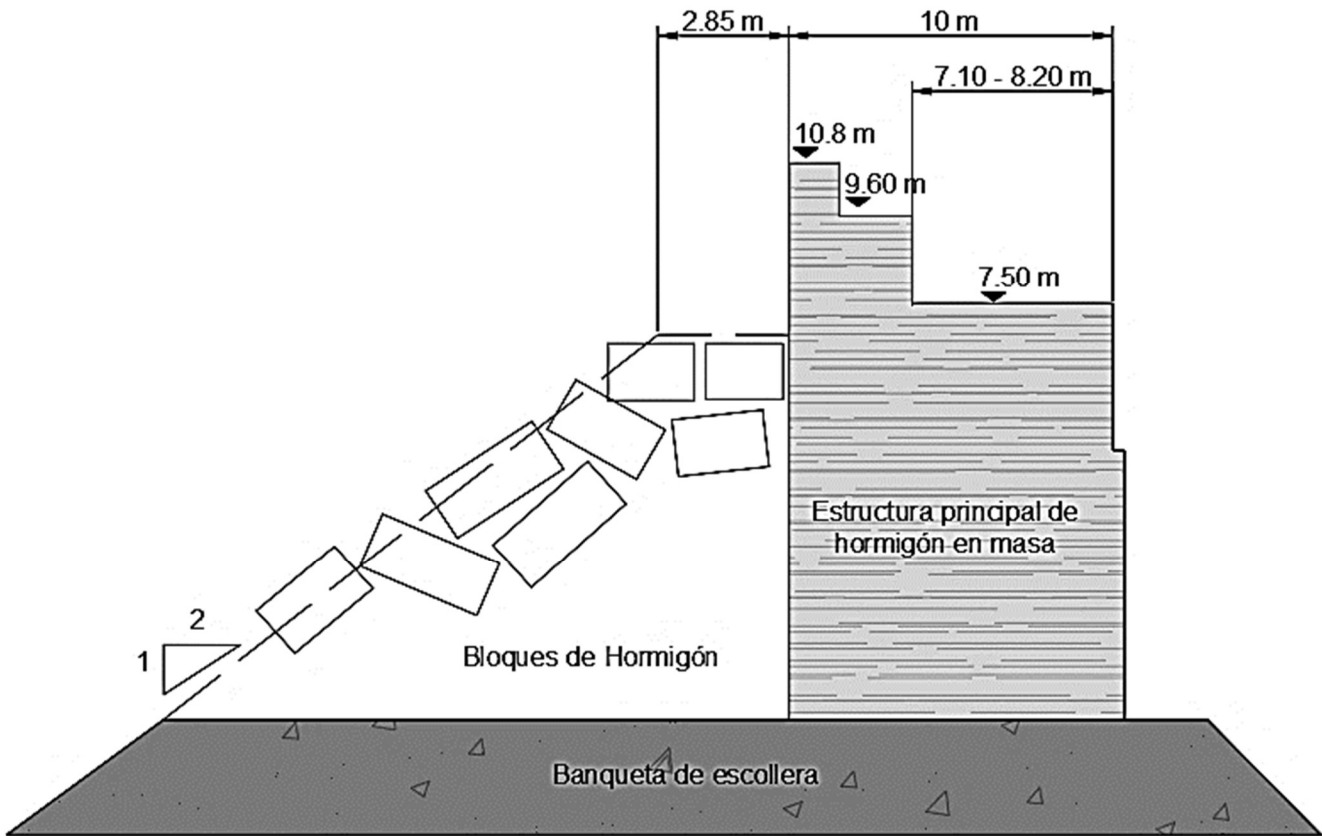


Figura 2. Esquema de la sección transversal de la estructura actual del dique norte de Castro Urdiales.

Conociendo los datos presentados anteriormente, se procede a la obtención de las tasas de rebase, para una periodicidad horaria, a lo largo de la serie temporal que se extiende desde el 1 de febrero de 1948 hasta el 30 de junio de 2014. A continuación, se presenta la representación gráfica de los valores obtenidos.

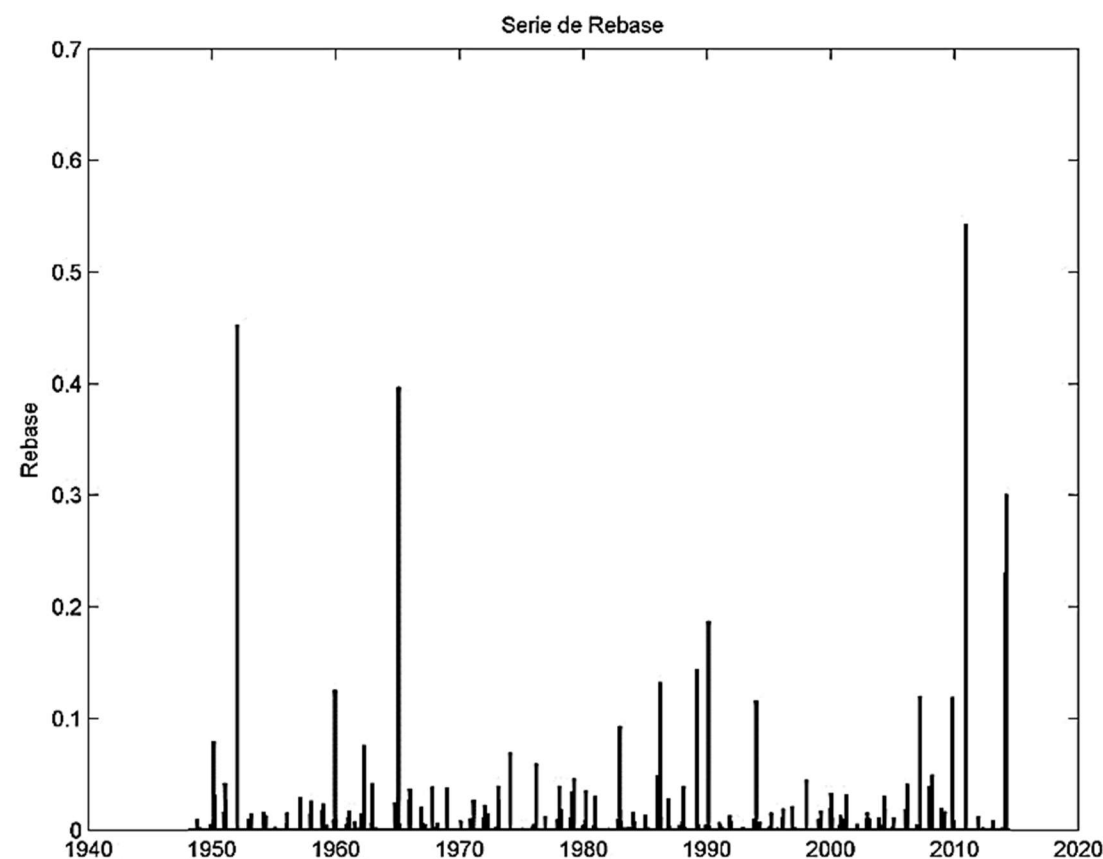


Figura 3. Rebase (l/s-m) sobre la estructura actual del dique.

Tal como se puede observar, las mayores tasas de rebase toman valores de entre los 0.55 y los 0.18 litros por segundo y por metro lineal de la estructura. Como ya se ha establecido previamente, el límite con el que se determinará la operatividad del dique en su situación actual se corresponde con 0.001 L/s-m. Una vez obtenidos los datos de rebase, se puede proceder al cálculo de dichos tres criterios de operatividad. Los valores obtenidos para cada criterio se muestran en la siguiente tabla.

Límite rebase: $q = 0.001$	Objetivo	Resultado
Operatividad mínima	0.99	0.988
Número de paradas anuales	5	9.27
Duración máxima de la parada (horas)	6	3.52

Tabla 4. Resultados de los criterios de operatividad del dique en su situación actual.

Como se puede observar en la tabla anterior, el único criterio que se cumple con la estructura actual es que la duración media de las paradas, que toma un valor medio de 3.52 horas, no superando el límite establecido de 6 horas. Con respecto a los otros dos criterios, la situación actual no alcanza la operatividad mínima, y el número medio de paradas anuales es de 9.27, un valor mayor que el objetivo buscado.

3.- ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD

Una vez se ha analizado cómo funciona la estructura actual con respecto a los criterios de operatividad establecidos, se procede al estudio de la estabilidad de la misma frente a las condiciones marítimas a las que está expuesta.

3.1.- CALCULO DE LAS PRESIONES

Para el cálculo de estabilidad de las secciones del dique, se va a emplear en primer lugar la formulación propuesta por Goda en 1974 (CEM Tabla VI-5-53, p. VI-5-139), a la que posteriormente se le van a aplicar unos factores modificadores propuestos por Takahashi, Tanimoto y Shimosako en 1990 (Tabla VI-5-58), λ_1 , λ_2 y λ_3 , con el objetivo de introducir en la formulación de Goda la protección que ofrecen los bloques de hormigón al dique vertical. En otras palabras, la formulación de Goda se aplica a un dique vertical, e introduciendo los 3 factores de Takahashi se tiene en cuenta la protección lateral que ofrecen los bloques de hormigón.

GODA (1974) Y TANIMOTO (1976)

Este método fue desarrollado a partir de los resultados obtenidos en diferentes modelos, y se basa en el diseño de la estructura a partir de la ola máxima de todo el grupo de olas. En este proyecto, esa ola máxima toma el valor de 4.33 metros (Cap 4. Clima marítimo). En primer lugar, las fórmulas que se aplicarían en el caso de un dique vertical, sin protección lateral de la escollera son las siguientes:

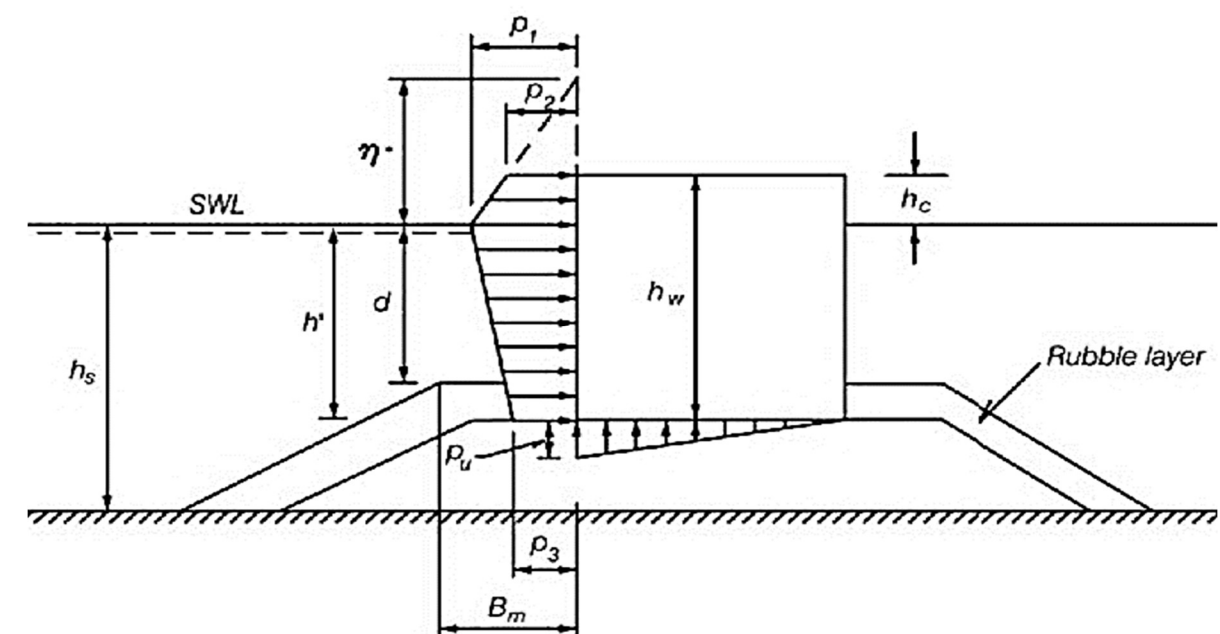


Figura 4. Esquema de dique vertical con elementos fundamentales señalados para la formulación de Goda.



Elevación a la que presión es ejercida	$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design}$
Presiones en el frente vertical de la estructura	$P1 = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$ $P2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{hc}{\eta}\right) \cdot P1 & \text{for } \eta > hc \\ 0 & \text{for } \eta < hc \end{cases}$ $P3 = \alpha_3 \cdot P1$
Presión de flotabilidad	$Pu = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$
Factores de Goda	$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]^2$ $\alpha_2 = \text{the smallest of } \begin{cases} \frac{hb - d \left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2}{3hb} \\ \frac{2d}{H_{design}} \end{cases}$ $\alpha_3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]$

A continuación, se definen las variables presentes en las formulas anteriores:

- β : Angulo de incidencia de las olas. Para el caso de este estudio, los ángulos de los temporales más grandes son muy cercanos a 0°, casi todos por debajo de los 15°, por lo que se va a considerar la condición más desfavorable siendo beta igual a 0°.
- H_{design} : Ola de diseño más grande del estado de mar estudiado, justo en frente de la estructura. Por recomendación práctica, se toma el valor de 1.8·Hs.
- hb: Profundidad del agua a una distancia de 5·Hs de la estructura, en la dirección de donde viene el oleaje.
- L: Longitud de ola a una profundidad hb, y para un periodo de Ts ~ 1.1Tm. En este caso, para el cálculo de la situación más desfavorable posible, se va a utilizar el periodo de pico calculado para la Hsmax, con un valor de 15.77 segundos.

- Para el cálculo de distancias y profundidades, se va a utilizar el nivel del mar correspondiente al caso más desfavorable de toda la serie de datos analizada. De este modo, se ha tomado el valor de la máxima pleamar obtenida para la serie temporal estudiada. Es por ello que se ha utilizado un nivel del mar a una altura de 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- λ_1, λ_2 y λ_3 : factores modificadores que dependen del tipo de estructura que se esté estudiando. En este caso, los modificadores usados se corresponden con la formulación desarrollada por Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).

TAKAHASHI, TANIMOTO Y SHIMOSAKO (1990)

Para que la protección lateral del dique, conformada por bloques de hormigón, sea tomada en cuenta para el cálculo de las presiones ejercidas sobre la estructura, se desarrollaron los parámetros modificadores λ_1, λ_2 y λ_3 .

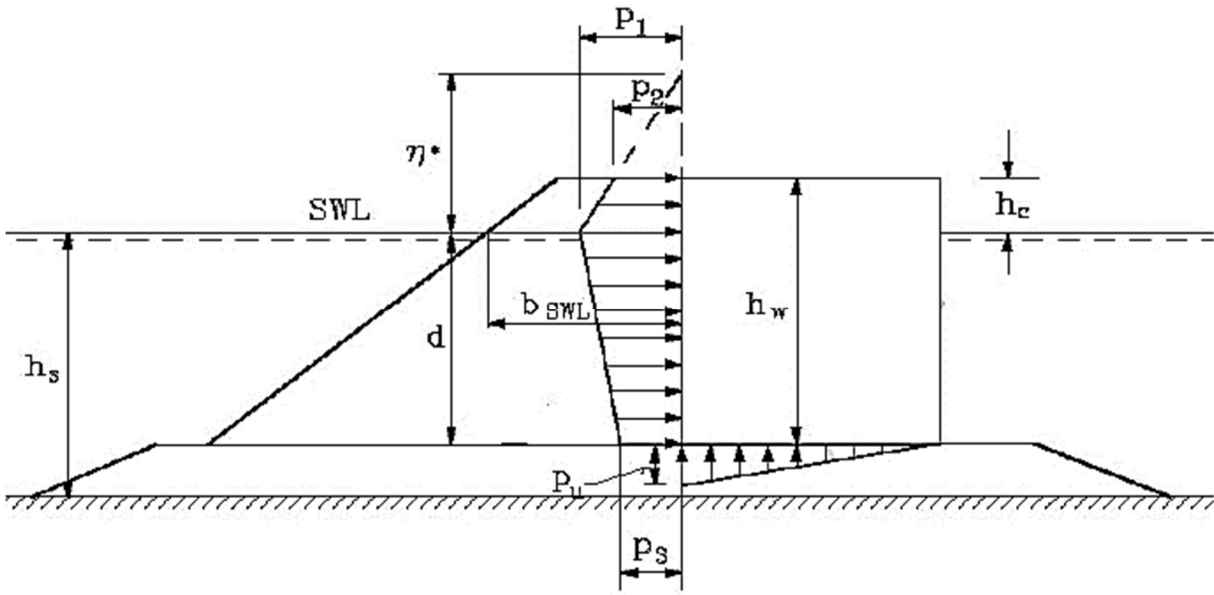


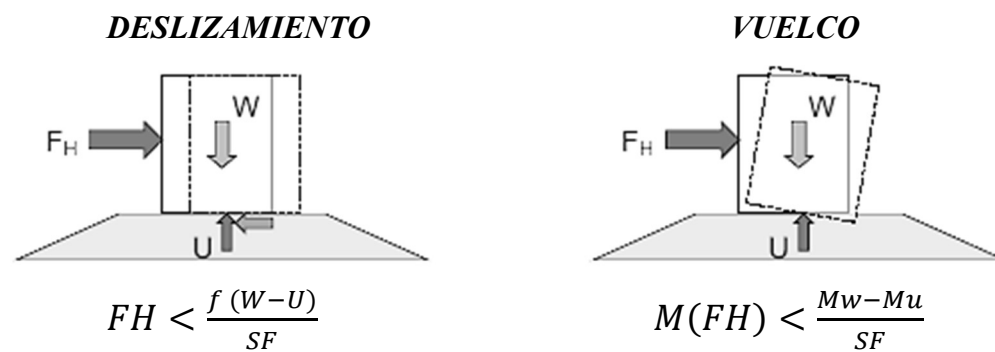
Figura 5. Esquema de presiones aplicadas a un dique vertical con protección lateral.

Factores modificadores de la ecuación de Goda	$\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{hs} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{design}}{hs} \right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{hs} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{hs} > 0.6 \end{cases}$ $\lambda_2 = 0$
---	---



3.2.- CRITERIOS DE ESTABILIDAD

La estabilidad de la estructura se evaluará en base a la resistencia que esta oponga frente a las fuerzas que generan el deslizamiento y el vuelco.



En las ecuaciones mostradas arriba, las fuerzas que se tienen en cuenta para el cálculo de la estabilidad son las tres siguientes:

- Cargas hidráulicas horizontales (FH): se calcula a través de la formulación de Goda y Takahashi mostrada anteriormente.
- Peso de la estructura (W): se obtiene conociendo el área ocupada por la estructura en un perfil transversal y la densidad del hormigón. El resultado que se obtiene toma unidades de fuerza por metro lineal de la estructura.

$$W \left(\frac{N}{m} \right) = A(m^2) * \rho H \left(\frac{kg}{m^3} \right) * \frac{9.8N}{kg}$$

- Cargas hidráulicas de flotación (Fu): toma el valor obtenido con la formulación de Goda y Takahashi expuesta en el apartado anterior.

Otros elementos importantes de la ecuación con:

- Coeficiente de fricción (f): con el que se transforman las fuerzas verticales (W y Fu) en horizontales, para resistir la fuerza hidrostática horizontal (FH). El valor del coeficiente de fricción en el caso estudiado para esta estructura de hormigón, toma un valor de 0.7. (fuente: PIANC WG 28, Subgroup C)
- SF: coeficiente de seguridad de la estructura. El valor normalmente usado en España es 1.5 para situaciones permanentes (fuente: PIANC WG 28, Subgroup C).

3.3.- ESTABILIDAD EN LA ESTRUCTURA ACTUAL

Una vez presentada toda la formulación necesaria, tanto para el cálculo de las cargas, como para la comprobación de la resistencia de la estructura frente al vuelco y al deslizamiento, se procede al estudio de la estabilidad para la situación actual. Se han llevado a cabo los cálculos mostrados a continuación.

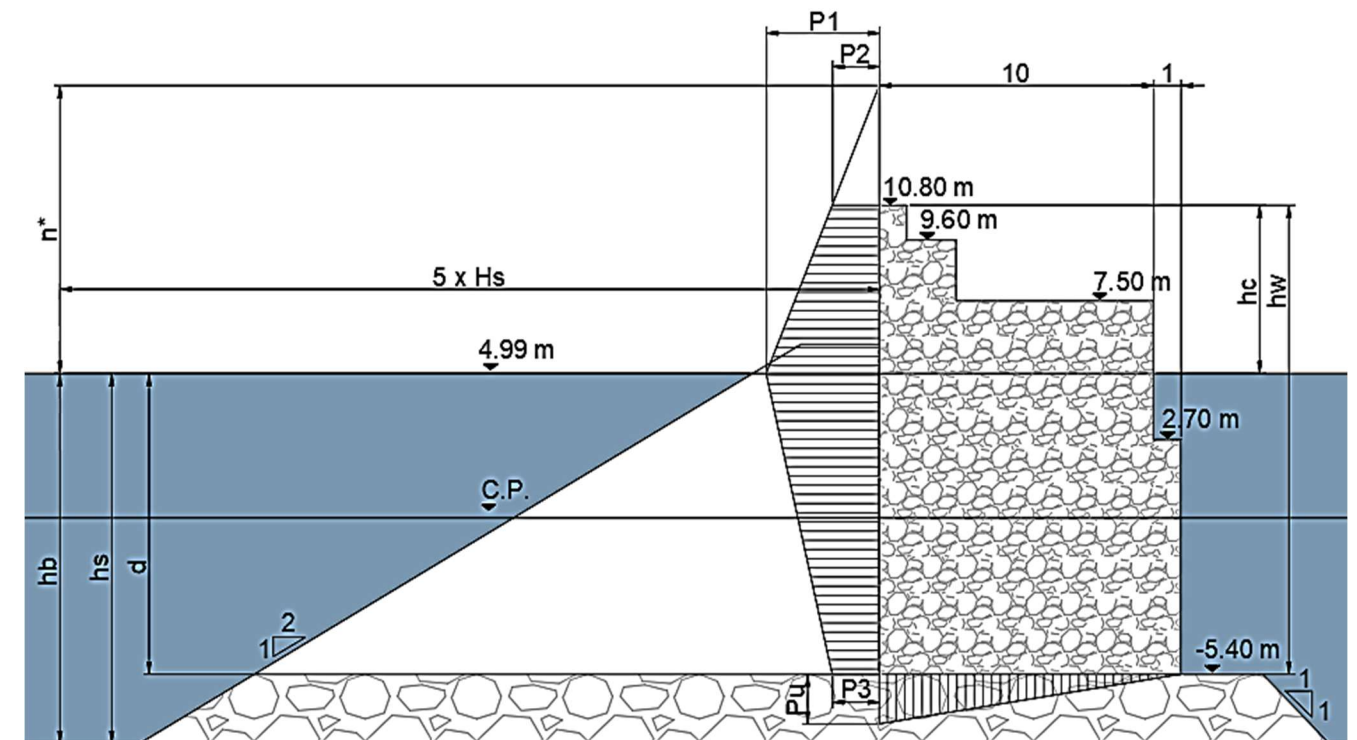


Figura 6. Esquema del dique actual de Castro Urdiales. Incluye distancias y niveles significativos para el cálculo de la estabilidad.

Datos de partida para el cálculo de la estabilidad:

- **β : Angulo de incidencia de las olas.** Para el caso de este estudio, los ángulos de los temporales más grandes son muy cercanos a 0°, casi todos por debajo de los 15°, por lo que se va a considerar la condición más desfavorable siendo beta igual a 0°.
- **Nivel del mar:** Para estudiar el caso más desfavorable, se ha tomado el valor de la máxima pleamar, obtenido anteriormente (Cap 4. Clima marítimo). De esta manera, se ha utilizado en pasos posteriores un nivel del mar a una altura de 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- **H_{design}: Ola de diseño más grande del estado de mar estudiado.** Justo en frente de la estructura. Por recomendación práctica, se toma el valor de 1.8·Hs.

$$H_{design} = 1.8 \cdot 4.33 = 7.794 \text{ m}$$



- **hb: Profundidad del agua a una distancia de 5·Hs de la estructura**, en la dirección de donde viene el oleaje. Tras la consulta del plano que contiene la batimetría de la zona se determinó que, a una distancia de 5Hs (21.65 metros), hay una profundidad de aproximadamente 14.46 metros.
- **L: Longitud de ola** a una profundidad hb, y para un periodo de Ts ~ 1.1Tm. En este caso, para el cálculo de la situación más desfavorable posible, se va a utilizar el periodo de pico calculado para la Hsmax (Anejo N°6: Clima Marítimo), con un valor de 15.77 segundos.

Clasificación	h/L	Fórmula
Aguas Someras	0 – 1/20	$L = T\sqrt{gh}$
Aguas Transicionales	1/20 – 1/2	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$
Aguas Profundas	1/2 – ∞	$L = \frac{gT^2}{2\pi}$

Tabla 5. Límites de las zonas de oleaje y fórmula correspondiente

Se ha utilizado la fórmula para el caso de aguas transicionales. Siendo T = 15.77 segundos y hb = 14.46 metros, se obtiene un valor de:

$$L = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = \mathbf{187.67 \text{ metros}} \rightarrow \frac{1}{20} < \frac{14.46}{187.67} < \frac{1}{2}$$

- **λ1, λ2 y λ3: factores modificadores** que dependen del tipo de estructura que se esté estudiando. En este caso, los modificadores usados se corresponden con la formulación desarrollada por Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).

Cálculo de presiones:

Elevación a la que la presión es ejercida:

$$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{\text{design}} = 0.75 (1 + \cos(0)) (0.851)(7.794) = \mathbf{9.948 \text{ m}}$$

Presiones en el frente vertical de la estructura:

$$\begin{aligned} \bullet \quad P_1 &= 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{\text{design}} = \\ &= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot ((0.851)(0.962) + (0)) \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{64137 \text{ Pa}} \end{aligned}$$

$$\bullet \quad P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta}\right) \cdot P_1 & \text{for } \eta > h_c \\ 0 & \text{for } \eta < h_c \end{cases}$$

$$\eta > h_c \rightarrow 9.948 > 5.81$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{5.81}{9.948}\right) \cdot 64137 = \mathbf{26679 \text{ Pa}}$$

$$\bullet \quad P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.921 \cdot 64137 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$

Presión de flotabilidad:

$$\begin{aligned} P_u &= 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{\text{design}} \\ &= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot 0.851 \cdot 0.962 \cdot 0.921 \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{59085 \text{ Pa}} \end{aligned}$$

Coeficientes α:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{h_s}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{h_s}{L}\right)} \right]^2 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}\right)} \right]^2 = \mathbf{0.962}$$

α2 = No es necesario su cálculo, ya que para la fórmula de Takahashi, el modificador λ2 es 0.

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{h_s}{L}\right)} \right] = 1 - \frac{16.20 - 5.81}{14.959} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{14.959}{187.67}\right)} \right] = \mathbf{0.921}$$

Modificadores de Goda:

$$\bullet \quad \lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{\text{design}}}{h_s} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{\text{design}}}{h_s} \right) & 0.3 < \frac{H_{\text{design}}}{h_s} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{\text{design}}}{h_s} > 0.6 \end{cases}$$

$$\frac{H_{\text{design}}}{h_s} = \frac{7.794}{14.959} = 0.521 \rightarrow \lambda_1 = \lambda_3 = 1.2 - 0.67(0.521) = \mathbf{0.851}$$

$$\bullet \quad \lambda_2 = \mathbf{0}$$



Cálculo de las fuerzas:

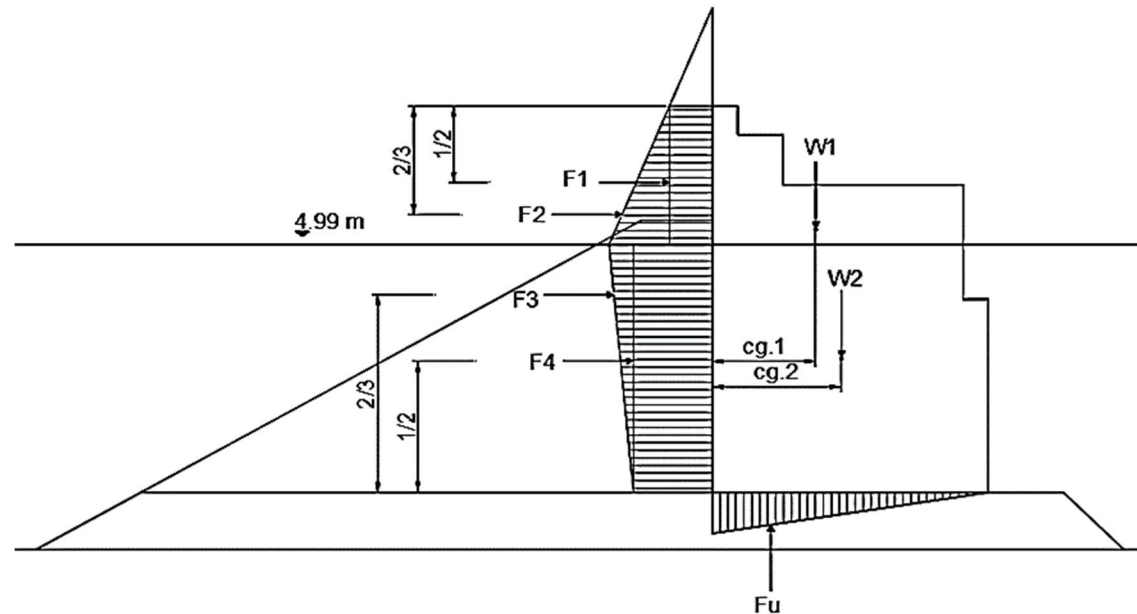


Figura 7. Esquema de las presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.

Fuerzas horizontales:

$$\begin{aligned} F1 &= 26.679 \cdot 5.81 = \mathbf{155 \text{ kN/m}} \\ F2 &= 0.5 \cdot (64.137 - 26.679) \cdot 5.81 = \mathbf{108.82 \text{ kN/m}} \\ F3 &= 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}} \\ F4 &= 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

Fuerza de flotación:

$$F_u = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$

Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.18 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{725.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg. 1} = 4.175 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{1399.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg. 2} = 5.397 \text{ m}$$

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (725.34 + 1399.44 - 324.97)}{155 + 108.82 + 26.25 + 613.89} = \mathbf{1.394 < 1.5}$$

Vuelco:

$$\begin{aligned} M(FH) &< \frac{M_w - M_u}{SF} = \\ &= \frac{725.34(4.175) + 1399.44(5.397) + 155(13.3) + 108.82(12.33) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3}\right)} \\ &= \mathbf{14.564 > 1.5} \end{aligned}$$

Como muestran los resultados anteriores, la sección actual de la estructura presenta tan solo estabilidad con respecto al vuelco. Sin embargo, con respecto al deslizamiento, el dique actual, pese a superar la unidad, es inestable ya que no cumple con el factor de seguridad establecido anteriormente.

En conclusión, la estructura actual no cumple ni con los criterios de operatividad, ni con los criterios de estabilidad para un factor de seguridad de 1.5.



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°8 – ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL

ANEJO N°8 ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°8 – ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL

ÍNDICE:

1.- INTRODUCCIÓN3

2.- CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL3



1.- INTRODUCCIÓN

Además del análisis de la estabilidad de la estructura principal del dique frente a las presiones ejercidas sobre la misma, es también necesario el estudio de la respuesta estructural del manto de protección, conformado por los bloques de hormigón. La continua acción del oleaje frente al mismo provoca:

- 1) Movimiento observable sobre las piezas, ejerciendo esfuerzos de compresión sobre las mismas.
- 2) Estos movimientos, a su vez, hacen que los bloques choquen unos con otros, provocando su rotura progresiva, y además se disminuye lentamente la resistencia de las piezas.
- 3) Se crean huecos en el manto, en aquellos lugares donde los bloques han sido desplazados tanto, que la estructura principal queda desprotegida. Si la acción del oleaje se ejerce directamente sobre el dique, esto conlleva su destrucción progresiva.

Dado que en ningún caso se busca que la estructura principal quede desprotegida, es necesario cuantificar la estabilidad de las piezas que ofrecen esta protección lateral. Dicha protección es lograda con los bloques de hormigón que crean una barrera de protección en la fachada norte del dique rompeolas. En base a la información obtenida de proyectos anteriores sobre el dique estudiado, se conoce que estas piezas cuentan con un peso total real de 48.8 toneladas.

2.- CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL

Con el fin de estudiar la estabilidad del manto configurado por los bloques mencionados, se va a emplear la fórmula de van der Meer (1988b) correspondiente a la tabla VI-5-29 perteneciente al Coastal Engineering Manual (CEM):

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{Nod^{0.4}}{Nz^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot sm^{-0.1}$$

En donde:

- N_s : parámetro de estabilidad (adimensional).
- H_s : altura de ola significativa en el frente de la estructura. Se va a utilizar el mismo valor que para el cálculo de la estabilidad del cajón en condiciones extremas. De esta manera H_s toma un valor de 4.33 metros (*Anejo N°6 Clima Marítimo*).
- ρ_s : densidad del hormigón con un valor estimado de 2300 kg/m³
- ρ_w : densidad del agua salada, que toma un valor de 1025 kg/m³

- $\Delta = [(\rho_s / \rho_w) - 1]$. Con los dos valores anteriores es igual a 1.24.
- D_n : longitud del cubo de hormigón. Está variable se corresponde con la incógnita que se quiere obtener de la fórmula anterior.
- Nod : Número de unidades desplazadas del manto principal. Se asume para este caso un valor igual a 0.5.
- Nz : número de olas. Para el cálculo de este valor se asume un temporal de 6 horas de duración. De nuevo se tiene en cuenta que el periodo de pico es el correspondiente a la situación de condiciones más desfavorables (como se utilizó para el cálculo de la estabilidad del cajón). De esta manera, teniendo en cuenta: $T_m = T_p/1.1$:

$$T_m = \frac{15.77}{1.1} = 14.34 \text{ sg}$$

$$Nz = 6 \text{ horas} \cdot \frac{3600 \text{ sg}}{1 \text{ hora}} \cdot \frac{1 \text{ ola}}{14.34 \text{ sg}} \sim 1507 \text{ olas}$$

- Sm : pendiente de la ola: igual a H_s/Lom
- Lom : longitud de ola correspondiente al periodo medio (T_m). Se calcula la longitud de ola para el periodo medio de 14.34 segundos:

$$Lo = \frac{g}{2\pi} (T_m)^2 = \frac{9.8}{2\pi} (14.34)^2 = 320.73 \text{ m}$$

$$Sm = \frac{H_s}{Lo} = \frac{4.33}{320.73} = 0.01037$$

Para asegurar la validez de esta formulación se consideran condiciones de oleaje no limitadas por la profundidad, con frentes de olas irregulares. Además, se debe aplicar a estructuras con dos capas de protección con una pendiente de 1:1.5. La pendiente del dique estudiado es de 1:2, pero se asume que esta condición también es debidamente cumplida.

Con todo lo presentado anteriormente, se procede al cálculo de la incógnita D_n , que se corresponde con la longitud del cubo de hormigón necesaria para asegurar la estabilidad.

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{Nod^{0.4}}{Nz^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot sm^{-0.1} = \frac{4.33}{1.24 \cdot D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{0.5^{0.4}}{1507^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot 0.0135^{-0.1}$$



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°8 – ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL

De esta manera se obtiene que Dn toma un valor de 1.45 metros. Con esta longitud, el cubo tendrá un volumen total de 1.45³, que es igual a 3.05 m³. El peso de estos cubos será:

$$3.05 \text{ m}^3 \cdot \frac{2300\text{kg}}{1\text{m}^3} = 7015\text{kg} \sim 7.02 \text{ toneladas}$$

El peso de los bloques de la estructura actual tiene un valor mucho mayor, por lo que la estabilidad de esta barrera lateral está más que asegurada.

$$48.8 \text{ T (valor actual)} > 7.02 \text{ T}$$

Por último, se puede acudir a una tabla desarrollada por los autores Borsen, Burcharth y Larsen (1974) para realizar una última comprobación. Estos autores determinaron ciertos valores críticos de Ns que se corresponden con unos determinados niveles de daño de la estructura.

Damage Level	$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$	K_D	
		Slope 1:1.5	Slope 1:2
Onset, D = 0%	1.8 - 2.0	3.9 – 5.3	2.9 – 4.0
Moderate, D = 4%	2.3 – 2.6	8.1 - 12	6.1 – 8.8

Tabla 1. Nivel de daño de la estructura para determinados valores de Ns.

Para este cálculo, si se considerara que nuestros bloques son cúbicos, con una longitud en cada lado de 2.85 metros, tal como se hizo para el cálculo del rebase (debido a lo asumido en la *Sección 3.2*), se obtiene lo siguiente:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \frac{4.33}{1.24 \cdot 2.85} = 1.22 < 1.8 - 2.0$$

Tal como se muestra, se obtiene un valor de 1.22, por lo que el nivel de daño en la estructura es nulo.

En conclusión, a lo presentado en este anejo, se determina que la protección del cajón principal del dique conformada por los bloques de hormigón, es totalmente estable. Cabe mencionar, que al ser los bloques de la estructura actual y de las tres alternativas iguales, en todos los casos se considera que hay estabilidad.



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA		
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES		ANEJO N°9 – ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS

ANEJO N°9 ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS





DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°9 – ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS

ÍNDICE:

1.- INTRODUCCIÓN3

2.- REBASE3

 2.1.- INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DEL REBASE3

 2.2.- FORMULACIÓN DEL REBASE3

 2.3.- ALTERNATIVAS5

 2.3.1 SOLUCIÓN N°1: AUMENTO DEL FRANCOBORDO DE LA ESTRUCTURA5

 2.3.2 SOLUCIÓN DE DISEÑO N°2: AUMENTO DE LA BERMA DE LA ESTRUCTURA7

 2.3.3 SOLUCIÓN DE DISEÑO N°3: SOLUCIÓN MIXTA.....8

3.- ESTUDIO DE ESTABILIDAD.....10

 3.1.- CALCULO DE LAS PRESIONES.....10

 3.2.- CRITERIOS DE ESTABILIDAD11

 3.3.- ESTABILIDAD EN LAS SITUACIONES DE ESTUDIO12

 3.3.1.- ESTABILIDAD DE LA SOLUCIÓN 1: AUMENTO DE CORONACIÓN.....12

 3.3.2.- ESTABILIDAD DE LA SOLUCIÓN 2: AUMENTO DE ANCHURA DE BERMA15

 3.3.3.- ESTABILIDAD DE LA SOLUCIÓN 3: SOLUCIÓN MIXTA17

4.- ECONOMÍA DE LAS ALTERNATIVAS.....20

 4.1.- DESCRIPCIÓN DE UNIDADES Y PRECIOS20

 4.2.- ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS SOLUCIONES.....20

 4.2.1.- ECONOMÍA DE LA SOLUCIÓN 120

 4.2.2.- ECONOMÍA DE LA SOLUCIÓN 2.....21

 4.2.3.- ECONOMÍA DE LA SOLUCIÓN 322



1.- INTRODUCCIÓN

Tras el estudio del funcionamiento de la estructura actual del dique, donde queda reflejado que esta no cumple con los requisitos necesarios en cuanto a operatividad y estabilidad, se ha procedido al desarrollo de varias alternativas estructurales que sean capaces de cumplir con lo que la estructura actual no puede.

En primer lugar, se ha comenzado estudiando el fenómeno del rebase. Posteriormente, una vez probado que las soluciones desarrolladas eran eficaces en cuanto a rebase, se ha estudiado la estabilidad de la mismas. Finalmente, las tres alternativas analizadas son sometidas a una comparativa económica, para poder establecer cuál de las tres resulta más rentable.

2.- REBASE

El principal objetivo de este proyecto es modificar la estructura actual del dique de Castro Urdiales para que este ofrezca más protección al área encerrada en la dársena principal del puerto. De esta manera, la condición de rebase sobre el dique ha sido establecida como criterio principal para el diseño estructural del mismo.

Se han desarrollado tres soluciones, que conllevarán cada una de ellas diferentes cambios estructurales, y cuyo objetivo de dichos cambios, será mejorar la situación actual de operatividad del dique con lo que a tasas de rebase respecta.

2.1.- INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DEL REBASE

El rebase hace referencia al proceso natural que provoca que un determinado volumen de agua sobrepase la máxima cota de una estructura artificial. En el caso de este proyecto, la estructura se trata de un dique en talud. Es muy importante estudiar los efectos de rebase y sus consecuencias directas para cuantificar el impacto que puede llegar a causar. Cantidades excesivas de rebase pueden provocar:

- Daño a la estructura de defensa, tanto a corto como a largo plazo, con la posibilidad de rupturas e inundaciones sobre la parte abrigada.
- Daño directo a las personas inmediatamente en la estructura, ya sean peatones, ciclistas, o viajen en algún vehículo.
- Daño a la propiedad que se encuentra en el área abrigada, incluyendo pérdidas económicas, medioambientales o de algún otro tipo de recursos.

Como consecuencia de los daños que pueden ser causados, se determinarán los volúmenes de rebase límites que pueden ser tolerados, los cuales dependerán de las especificaciones particulares del sitio de estudio. Algunas de estas especificaciones contemplan por ejemplo el uso de la estructura que recibe dichos volúmenes o el uso del área detrás de la zona de abrigo, entre otras.

Adicionalmente, el rebase está íntimamente vinculado a dos parámetros:

- **Volumen de rebase:** Volumen de agua que rebasa la coronación de una determinada estructura marítima debido a la incidencia de una ola con una determinada altura (H) y periodo (T). Sus unidades son m³/m (volumen por metro lineal de estructura).
- **Tasa de rebase:** Volumen de agua que sobrepasa la coronación de la estructura por unidad de tiempo. Al igual que para el volumen de rebase, este viene provocado por la incidencia de olas con unas determinadas alturas y periodos. Sus unidades son m³/(t·m), que representa caudal por metro lineal de estructura.

2.2.- FORMULACIÓN DEL REBASE

Para estudiar las condiciones de rebase sobre las alternativas planteadas sujetas a este análisis, se ha consultado la publicación EurOtop para obtener todas las formulaciones necesarias. De esta manera, se ha obtenido la información que se presenta a continuación.

CUANTIFICACIÓN DE REBASE PARA DIQUES ROMPEOLAS

La fórmula que se expresa a continuación es válida para estructuras con una pendiente de entre 1:2 y 1:4/3. En el caso de este proyecto, el dique rompeolas del puerto de Castro Urdiales cuenta con una pendiente de 1:2.

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot (H_{mo})^3}} = 0.1035 \cdot \exp\left[-\left(1.35 \cdot \frac{Rc}{H_{mo} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)^{1.3}\right]$$

- q: tasa de rebase por metro lineal de la estructura [m³/(t·m)]
- g: gravedad = 9.81 [m/s²]
- H_{mo}: estimación de la altura de ola significativa [m]
- Rc: francobordo de la estructura [m]
- γ_f: factor de rugosidad de la pendiente de la estructura [adimensional]
- γ_β: factor de oblicuidad del oleaje [adimensional]



FRANCOBORDO DE LA ESTRUCTURA (RC)

El francobordo del dique se define como la distancia entre el nivel del mar en cada momento y la coronación de la estructura. Este parámetro variará a lo largo del tiempo y para cada punto será diferente. La razón de ello es que depende del estado del mar en cada instante.

FACTOR DE RUGOSIDAD DE LA PENDIENTE DE LA ESTRUCTURA

El manto lateral de protección del dique rompeolas está conformado por bloques de hormigón. Además, su emplazamiento es más bien irregular y aleatorio a lo largo de la longitud del mismo. De esta manera, se ha determinado que el coeficiente de rugosidad de la pendiente es de 0.47, teniendo en cuenta la información que se presenta en la tabla 1, obtenida de la EurOtop. Este es el único que valor de la ecuación que va a permanecer constante a lo largo de los diferentes análisis desarrollados.

Type of armour layer	γ_r	Figure
Smooth impermeable surface	1.00	Figure 6.8
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60	
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45	
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55	
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40	Figure 6.8
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49	
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47	Figure 6.8
Antifers	0.50	Figure 6.8
HARO's	0.47	Figure 6.9
Tetrapods	0.38	Figure 6.9
Dolosse	0.43	
Accropode™ I	0.46	Figure 6.9
Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44	Figure 6.9
Cubipods one layer	0.49	
Cubipods two layers	0.47	

Tabla 1. Valores de los diferentes factores de rugosidad para estructuras de escollera. (Fuente: EurOtop 2018)

FACTOR DE OBLICUIDAD DEL OLEAJE

Para la obtención de este parámetro, es necesario estudiar qué dirección sigue el oleaje marítimo en relación a la posición de la estructura de contención. El ángulo beta (β) se refiere a aquel que se forma entre la dirección de propagación del oleaje y la perpendicular a la dirección longitudinal de la estructura en cuestión. De esta manera, para estimar este parámetro para cada punto de la serie de datos del clima marítimo, se ha tenido en cuenta que el dique sigue una dirección de aproximadamente 130° con respecto al norte. Por consiguiente, el ángulo ha sido calculado para cada punto, restando a 40° (130° - 90°) el ángulo del oleaje obtenido del archivo DOW.

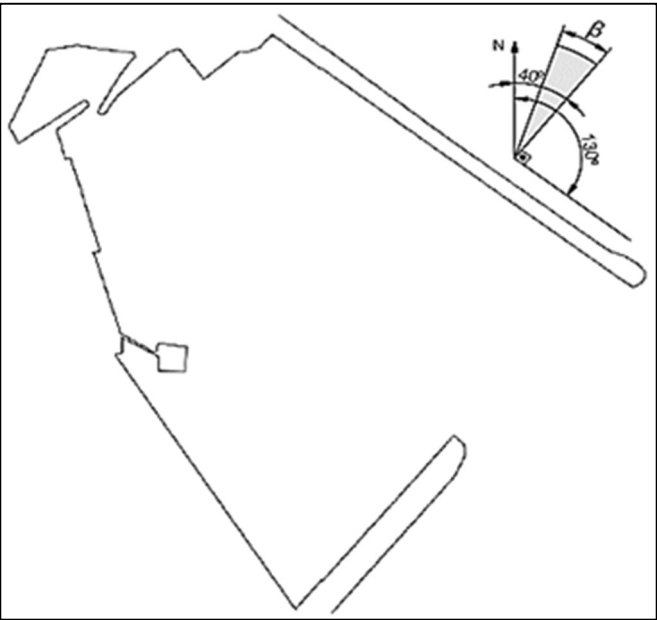


Figura 1. Dirección de propagación del oleaje con respecto a la estructura rompeolas.

En base a los cálculos realizados anteriormente, se puede proceder a calcular el factor de oblicuidad, usando la fórmula que se presenta a continuación para cada ángulo beta previamente calculado:

$$\gamma\beta = 1 - 0.0063 \cdot |\beta|$$

EFEECTO DE LA BERMA

Debido a la existencia de una berma en la estructura, debemos calcular y aplicar un coeficiente reductor del rebase, debido a que esta parte de la estructura se encarga de disipar energía.

$$Cr = 3.06 \cdot \exp[-1.5 \cdot \frac{Gc}{Hmo}]$$

- Gc: ancho de la berma [m].
- Hmo: estimación de la altura de ola significativa [m].



LÍMITE DEL REBASE

Para el análisis de rebase, ha sido necesario establecer un límite en función del uso y operatividad de la estructura. En base a la siguiente tabla, la cual presenta en el eje vertical unos límites medidos en litros por segundo (por cada metro lineal de estructura), se ha establecido como límite para el rebase de 0.001. Con este valor, el uso del dique por los peatones es totalmente seguro. Adicionalmente, con este límite, sería también suficientemente seguro para las embarcaciones que habría atracadas enº el dique, en caso de tomar la propuesta presentada de incluir en la estructura de protección infraestructura de amarre.

l/(s x m)	SEGURIDAD FUNCIONAL			SEGURIDAD ESTRUCTURAL	
	Vehículos	Peatones	Edificios	Muros de contención	Diques con revestimientos
1000	Inseguro a cualquier velocidad	Muy peligroso	Daños estructurales	Daño aún con protección	Daño aunque el paseo esté pavimentado
100					Daño si el paseo no está pavimentado
10					Daño si el talud interior no está protegido
1		Dique de hierba peligroso		Sin peligro	
0.1	Dique en talud Inseguro aparcado	Dique en talud: Peligroso			
	Dique vertical: Inseguro aparcado	Dique vertical: peligroso			
0.01		Inconfortable pero no peligroso	Pequeños daños a accesorios		
0.001					
0.0001	Seguro a cualquier velocidad	Seguro pero no Inconfortable	Sin peligro		

Tabla 2. Valores límite de rebase (l/s-m) para diferentes rangos de seguridad estructural y funcional.

Una vez establecido el límite de rebase, hay que recordar que se definió el objetivo de que la estructura cumpliera con su funcionalidad dentro de unos límites de operatividad establecidos, los cuales se muestran a continuación.

Operatividad mínima	0.99
Número de paradas anuales	5
Duración máxima de la parada (horas)	6

Tabla 3. Resumen de operatividad a ofrecer por la estructura.

2.3.- ALTERNATIVAS

Como ya se mencionó anteriormente, se va a proceder al análisis del rebase en diferentes situaciones. Las tres propuestas se basan en posibles modificaciones estructurales de la estructura, cuyo objetivo es mejorar las condiciones relacionadas con el rebase sobre la misma. Es por ello que se presentan a continuación varias opciones en donde se modifican partes de la estructura del dique con el objetivo de cumplir los tres criterios y disminuir las tasas de rebase actuales.

2.3.1 SOLUCIÓN N°1: AUMENTO DEL FRANCOBORDO DE LA ESTRUCTURA

Para esta primera solución, se plantea el aumento de la coronación del dique, con el objetivo de disminuir el rebase a partir del aumento del francobordo. Para ello, se ha estudiado como diferentes valores de la coronación afectan a la operatividad del dique, en base a los tres criterios que están siendo estudiados.

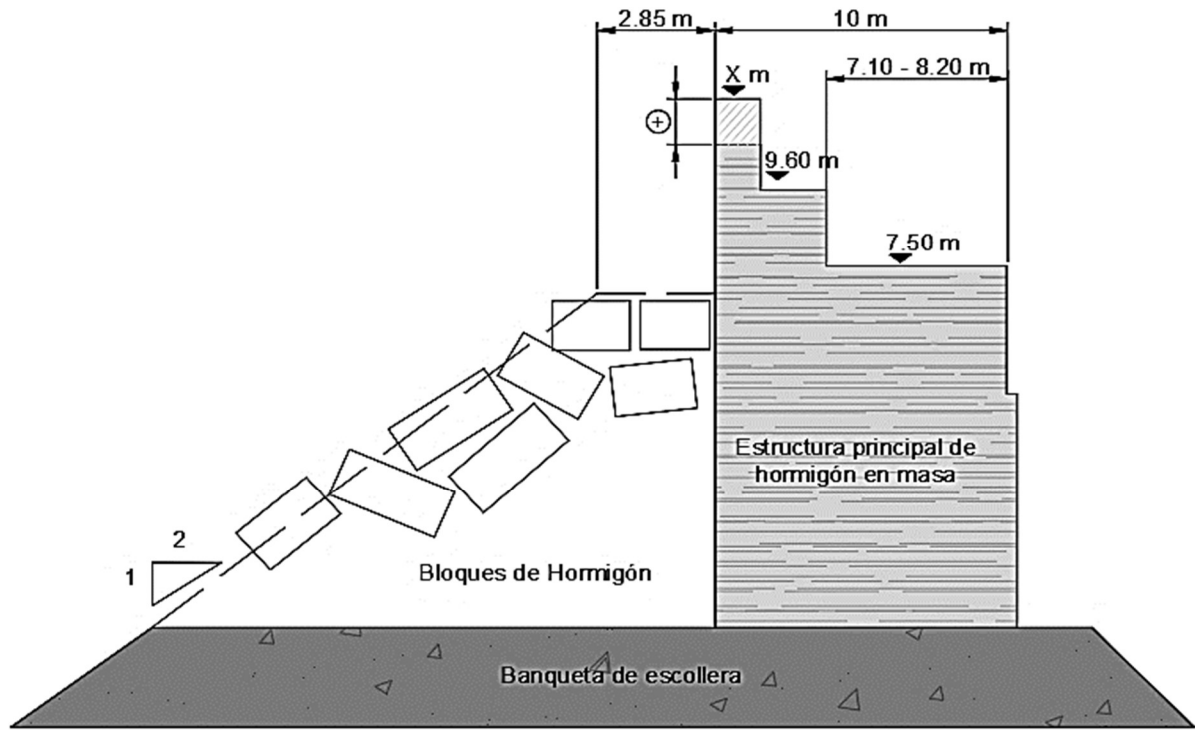


Figura 2. Esquema de la sección transversal del dique para la solución número 1: Aumento del francobordo de la estructura.

Como ya se presentó anteriormente, la estructura actual no presenta problema alguno en cuanto a la duración de las paradas. De esta manera, este criterio no va a presentar influencia alguna en la decisión acerca de la modificación de la estructura.



Por un lado, en cuanto a la operatividad mínima, el objetivo buscado es un buen funcionamiento el 99% del tiempo, y para ello, si representamos este criterio frente a diferentes valores de coronación, observamos que es necesario una coronación situada a una altura de aproximadamente 10.88 metros.

Por otro lado, con respecto al número de paradas, el objetivo establecido de 5 paradas máximas al año es alcanzado con una estructura en donde la coronación se halle a una altura de 11.28 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales, que es el nivel tomado como referencia. Como se observa en la figura 29, la información que se acaba de discutir queda representada gráficamente, donde se puede observar la influencia que tiene la altura de coronación en los criterios de operatividad del dique.

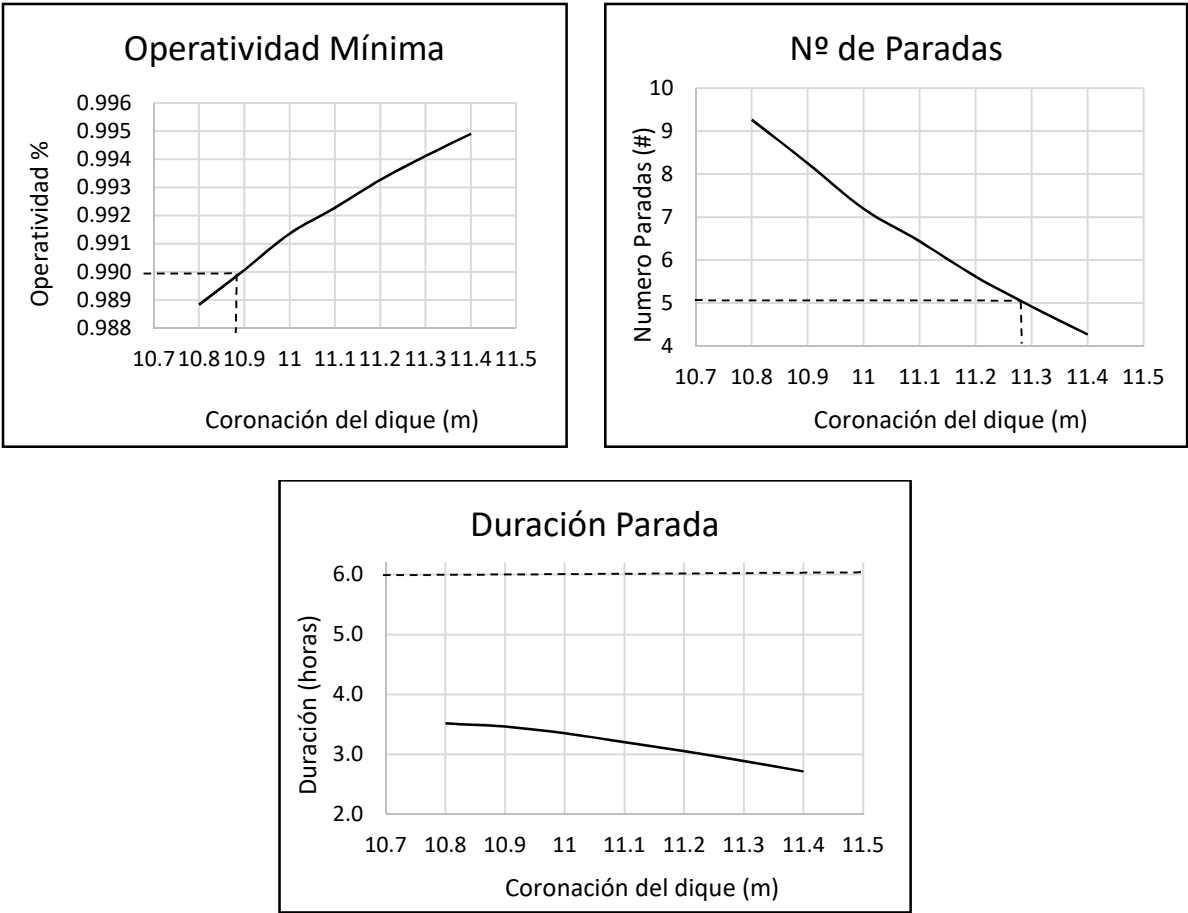


Figura 3. Gráficas que relacionan la altura de coronación del dique con los tres criterios de operatividad de la estructura. Valores correspondientes a la solución 1.

Debido a los resultados obtenidos en este análisis, es necesario una altura de coronación en la estructura de, como mínimo, 11.28 metros. Por razones obvias a la hora de ejecutar el proyecto de construcción, dicho valor es aproximado hasta los 11.3 metros. De esta manera, es necesario añadir a la estructura actual 0.5 metros en la parte superior de la misma.

Este resultado supone un valor óptimo en cuanto a funcionalidad, ya que, en caso de llevarse a cabo, un aumento de tan solo medio metro no supone una reducción significativa de la visual desde la pasarela del dique.

La gráfica de rebase resultante tendría la forma presentada en la figura 4. Tal como se puede observar en dicha figura, las tasas de rebase se reducen considerablemente con respecto a las obtenidas para la estructura actual. Los valores máximos alcanzados en este caso rondan entre los 0.12 y 0.23 litros por segundo y metro lineal de estructura.

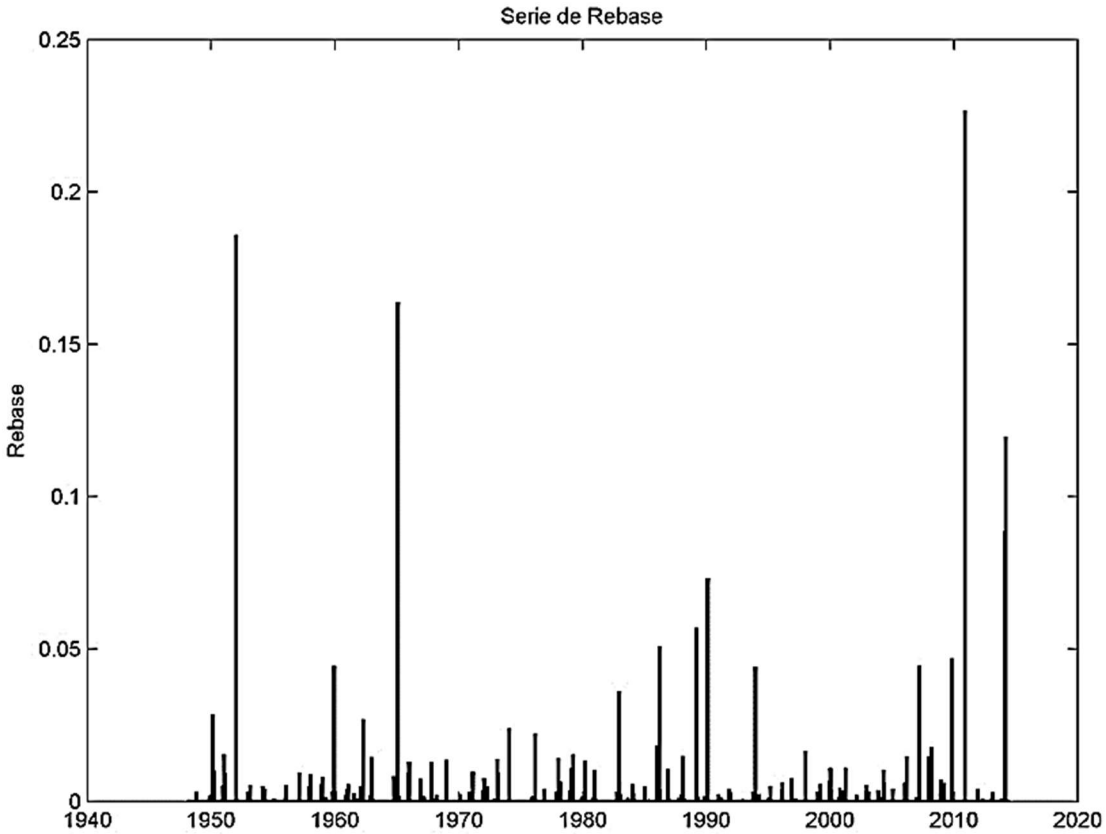


Figura 4. Rebase (l/s-m) para la solución planteada 1: aumento de la coronación de la estructura.

Una vez calculadas las tasas de rebase para la nueva coronación de 11.3 metros, se obtienen los siguientes valores, correspondientes a los tres límites de operatividad, que esta solución es capaz de ofrecer.

Límite: q = 0.001	Objetivo	Resultado
Operatividad mínima	0.99	0.9941
Número de paradas anuales	5	4.9242
Duración máxima de la parada (horas)	6	2.8924

Tabla 4. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución uno.



2.3.2 SOLUCIÓN DE DISEÑO N°2: AUMENTO DE LA BERMA DE LA ESTRUCTURA

En este segundo caso, se va a proceder de manera similar que para la solución anterior. El objetivo es obtener los resultados de los tres criterios de operatividad en base a diferentes valores que puede tomar la anchura de berma de la estructura. De esta manera se podrá determinar qué valor de anchura de la berma resulta más conveniente para alcanzar el objetivo planteado.

A continuación, en la figura 5, se presenta de nueva el esquema de la sección transversal para la solución dos.

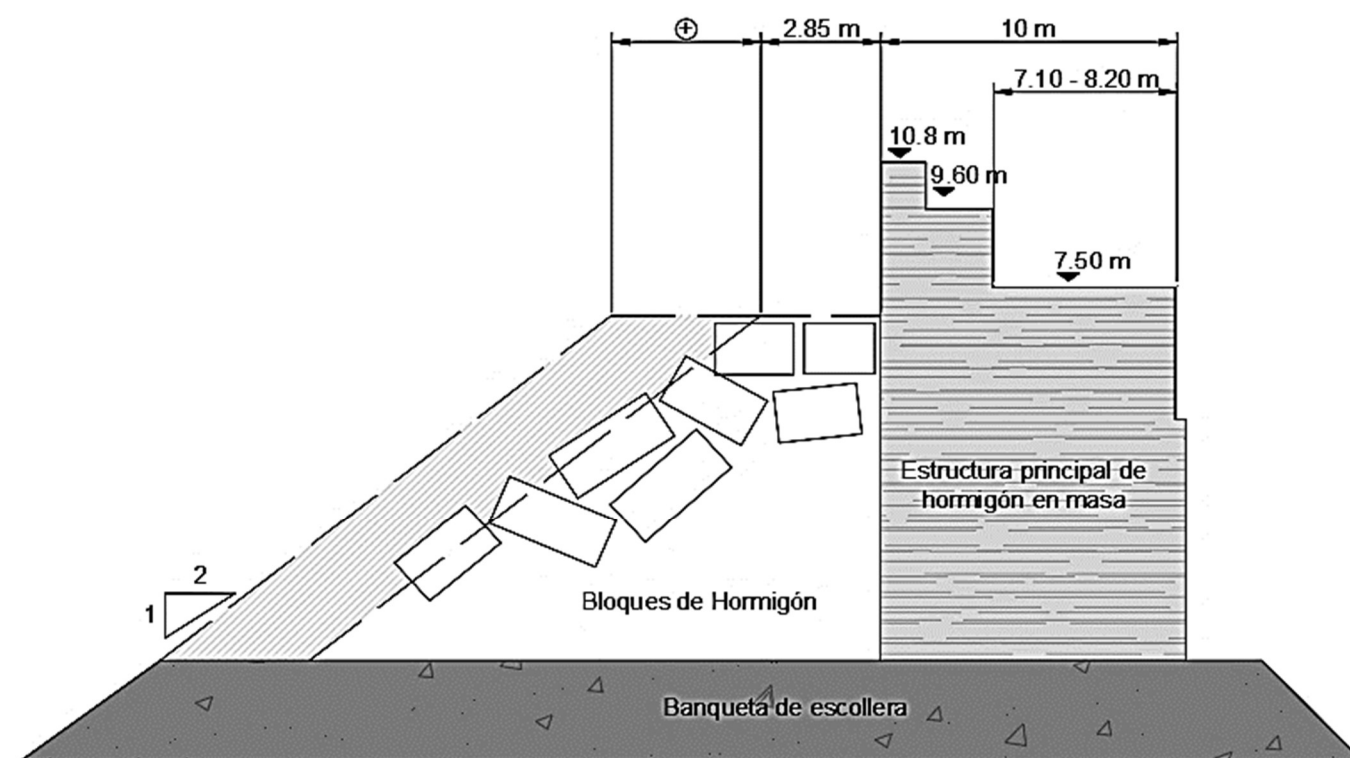


Figura 5. Esquema de la sección transversal del dique para la solución número 2 - Aumento de la berma de la estructura.

Se han estudiado las tasas de rebase para diferentes anchuras de berma y ello ha sido traducido a como estos valores se relacionan con los tres criterios de operatividad, tal y como se muestra en las siguientes gráficas.

Como bien se ha repetido en varias ocasiones anteriormente, la estructura del dique no presenta ningún tipo de problema en lo que a duración de paradas respecta. No obstante, son necesarios ciertos cambios para cumplir los otros dos criterios.

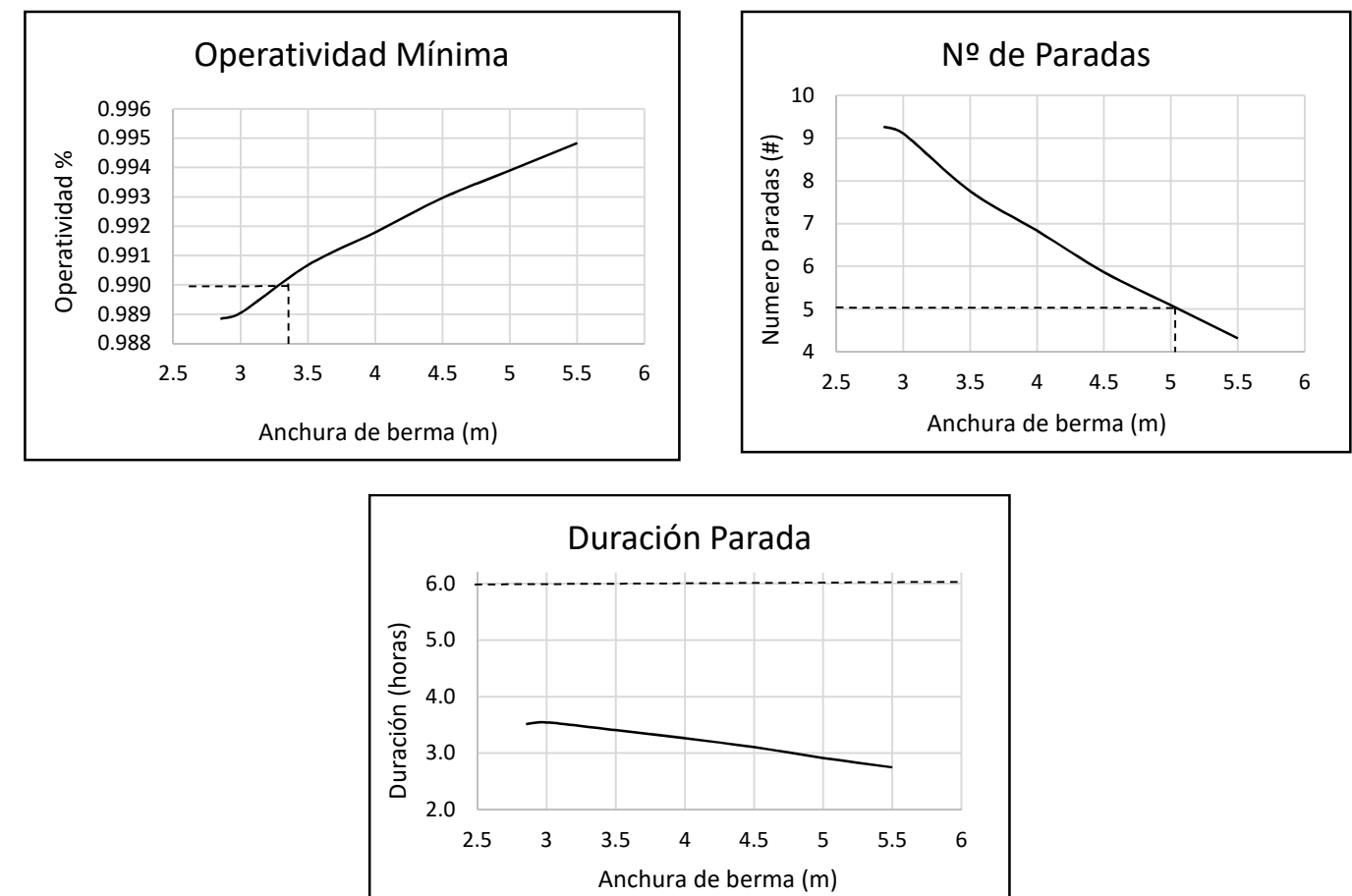


Figura 6. Gráficas que relacionan la anchura de la berma del dique con los tres criterios de operatividad de la estructura; para la solución número 2.

Con respecto a la operatividad mínima, el límite buscado de 0.99 es alcanzado con una anchura de berma de aproximadamente 3.25 metros, lo que supone un aumento de un total de 0.4 metros. Por otro lado, en cuanto al número de paradas, se buscan tener un número máximo de 5 al año, criterio que se alcanza con una anchura de un valor muy cercano a 5 pero un poco superior. De esta forma, la anchura escogida, que cumple con los tres criterios de operatividad, es de 5.1 metros de ancho.

Como no se puede ampliar la anchura con medios bloques, la solución lógica en este caso es añadir otro bloque completo. De esta manera, la anchura final contaría con un total de dos bloques, con lo que el valor es de unos 5.7 metros.



Una vez obtenido este valor, volvemos a repetir el estudio del rebase, obteniéndose de tal forma la siguiente gráfica para las tasas de rebase.

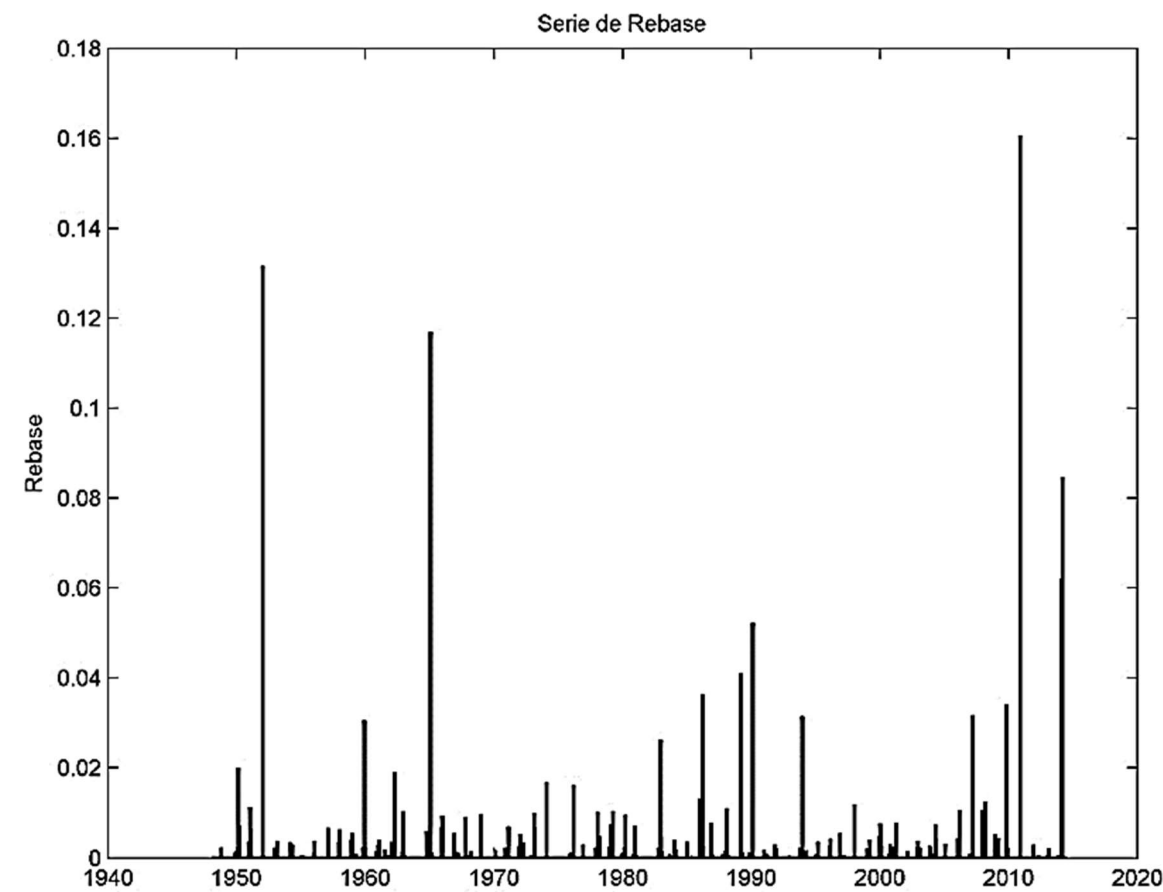


Figura 7. Rebase (l/s-m) para la solución planteada 2: aumento de la anchura de la berma.

Para esta segunda solución, podemos observar que los rebases máximos se encuentran entre los 0.165 y 0.09 litros por segundo y metro lineal de estructura. Son ligeramente menores que los obtenidos para la modificación estructural de la solución 1, en donde la altura de coronación era elevada.

Con todo lo mostrado previamente, esta solución cumple con los tres límites de operatividad, obteniéndose los valores mostrados a continuación, en la tabla 12.

Límite: $q = 0.001$	Objetivo	Resultado
Operatividad mínima	0.99	0.9951
Número de paradas anuales	5	4.0758
Duración máxima de la parada (horas)	6	2.6880

Tabla 5. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución dos.

2.3.3 SOLUCIÓN DE DISEÑO N°3: SOLUCIÓN MIXTA

La última solución para la que se quiere estudiar la operatividad del dique es una combinación de las otras dos alternativas anteriores. Para ello, no solo se va a aumentar la altura de coronación de la estructura, sino que también se propone aumentar la anchura de la berma. Este estudio es un poco más complejo que los anteriores, ya que las tasas de rebase ya no varían tan solo en base a una variable, sino que ahora dependen de dos.

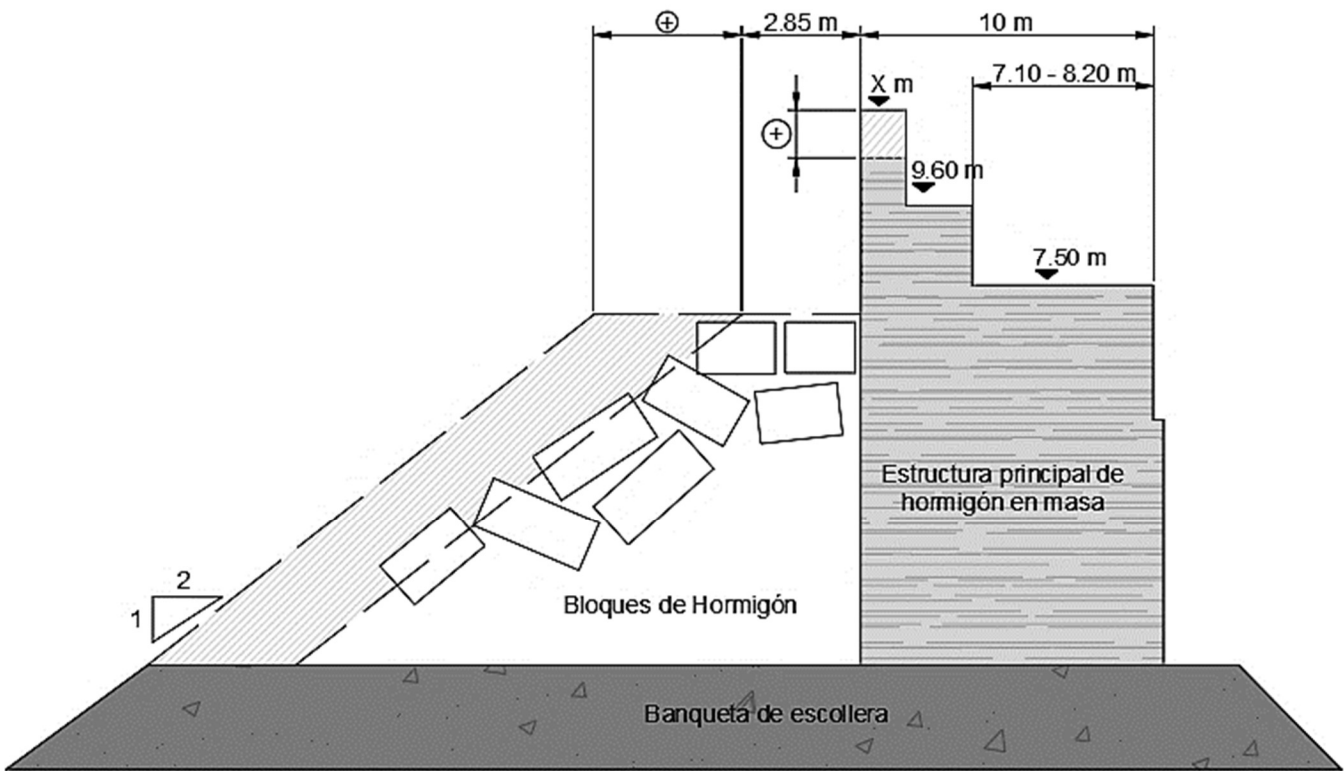


Figura 8. Sección transversal del dique para la solución número 3: Solución mixta que incluye tanto un aumento de berma como de francobordo de la estructura.

De este modo, el método seguido en este caso se basa en la búsqueda aleatoria de valores para los que el conjunto estructural consiga cumplir con los objetivos deseados. Es lógico pensar que la solución final va a hallarse entre los valores previamente determinados.

- Anchura de berma: el resultado final se encontrará entre 2.85 y 5.1 metros.
- Altura de coronación: tomará un valor entre los 10.80 y 11.3 metros de altura.

Se han probado varias combinaciones de valores para la altura de coronación y la anchura de berma, las cuales se muestran en la siguiente tabla.



Altura Coronación (m)	Anchura Berma (m)	Operatividad (%)	Paradas Anuales (#)	Duración Parada (horas)
10.9	3.8	0.9925	6.29	3.23
11	3.7	0.9932	5.65	3.08
11	3.8	0.9933	5.58	3.04
11	4	0.9936	5.36	2.93
11.1	3.7	0.9940	5.03	2.87
11.1	3.75	0.9941	4.95	2.91
11.1	3.8	0.9942	4.88	2.88

Tabla 6. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución tres, la cual consiste en la combinación de las dos anteriores.

Una vez comparados los resultados, se ha determinado que la solución más conveniente y que cumple con los tres requisitos fundamentales es en la que la anchura de berma final consiste en un valor final de 3.75 metros y la coronación toma una altura de 11.1 metros. De nuevo, como el aumento de la berma ha de llevarse a cabo con unidades de bloques completos, habrá que añadir un nuevo bloque, obteniéndose otra vez, una anchura final de 5.7 metros.

Con estos nuevos datos sobre la estructura del dique, se procede al cómputo de la gráfica de la tasa de rebase a lo largo de los años estudiados en el proyecto. El resultado se muestra en la figura siguiente.

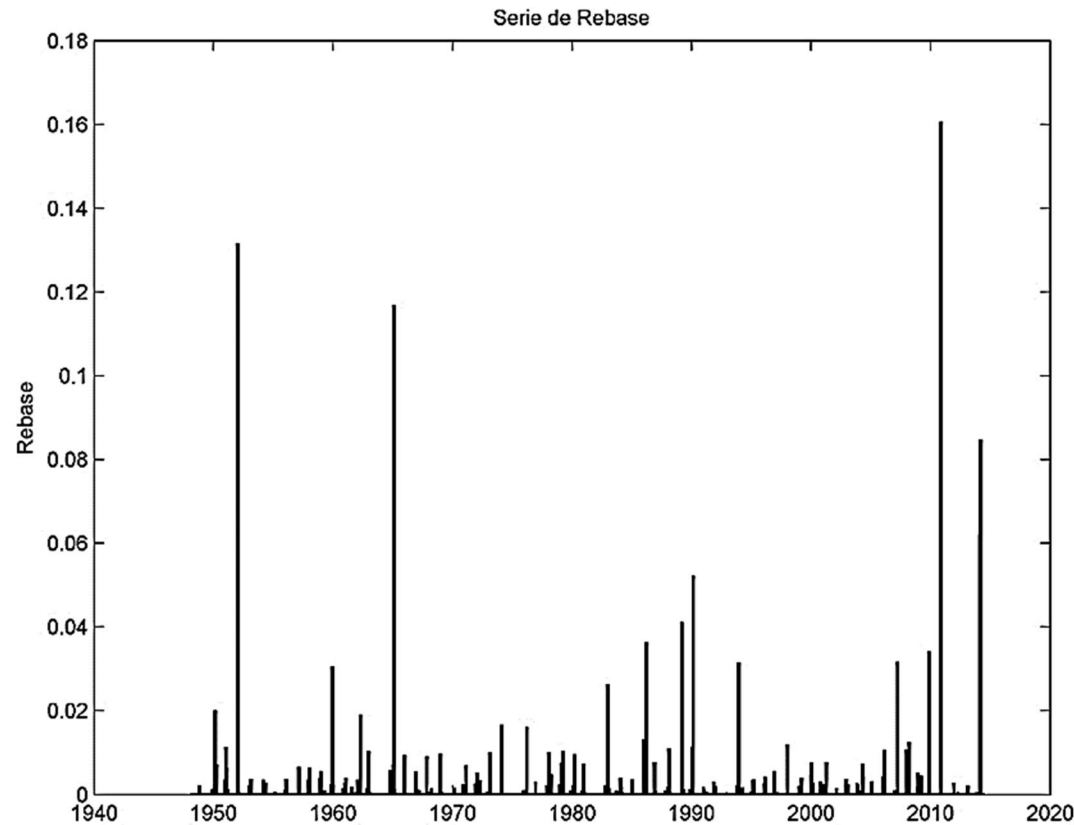


Figura 9. Rebase (l/s-m) para la solución planteada 3: combinación de aumento de anchura de berma con incremento de la altura de coronación.

La gráfica obtenida es muy similar a la obtenida para la solución dos. Los valores máximos de rebase vuelven a rondar entre los 0.16 y los 0.08 litros por segundo y metro lineal de la estructura. En este caso, los valores obtenidos son los que se presentan a continuación.

Límite: q = 0.001	Objetivo	Resultado
Operatividad mínima	0.99	0.9969
Número de paradas anuales	5	2.6364
Duración máxima de la parada (horas)	6	2.2426

Tabla 7. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución número tres.

En conclusión, con esta sección, tras el estudio de varias alternativas se puede lograr el cumplimiento ideal de los criterios de operatividad del dique, y de esta manera reducir las tasas de rebase que sobrepasan la estructura. Se muestra a continuación una tabla comparando los tres criterios de operatividad obtenidos para cada uno de las tres soluciones propuestas.

Límite: q = 0.001	Objetivo	Sol #1	Sol #2	Sol #3
Operatividad mínima	0.99	0.9941	0.9951	0.9969
Número de paradas anuales	5	4.9242	4.0758	2.6364
Duración máxima de la parada (horas)	6	2.8924	2.6880	2.2426

Tabla 8. Comparación de los resultados para los criterios con la operatividad del dique para las tres soluciones anteriormente propuestas.



3.- ESTUDIO DE ESTABILIDAD

Una vez se han planteado las tres diferentes propuestas para el dique de Castro Urdiales, y se ha comprobado que cumplen con los criterios de operatividad establecidos, es necesario comprobar que estas también cumplen con los criterios de estabilidad frente a las condiciones marítimas a las que están expuestas.

3.1.- CALCULO DE LAS PRESIONES

Para el cálculo de estabilidad de las secciones del dique, se va a emplear en primer lugar la formulación propuesta por Goda en 1974 (CEM Tabla VI-5-53, p. VI-5-139), a la que posteriormente se le van a aplicar unos factores modificadores propuestos por Takahashi, Tanimoto y Shimosako en 1990 (Tabla VI-5-58), λ_1 , λ_2 y λ_3 , con el objetivo de introducir en la formulación de Goda la protección que ofrecen los bloques de hormigón al dique vertical. En otras palabras, la formulación de Goda se aplica a un dique vertical, e introduciendo los 3 factores de Takahashi se tiene en cuenta la protección lateral que ofrecen los bloques de hormigón.

GODA (1974) Y TANIMOTO (1976)

Este método fue desarrollado a partir de los resultados obtenidos en diferentes modelos, y se basa en el diseño de la estructura a partir de la ola máxima de todo el grupo de olas. En este proyecto, esa ola máxima toma el valor de 4.33 metros (*Anejo N°6. Clima Marítimo*). En primer lugar, las fórmulas que se aplicarían en el caso de un dique vertical, sin protección lateral de la escollera son las siguientes:

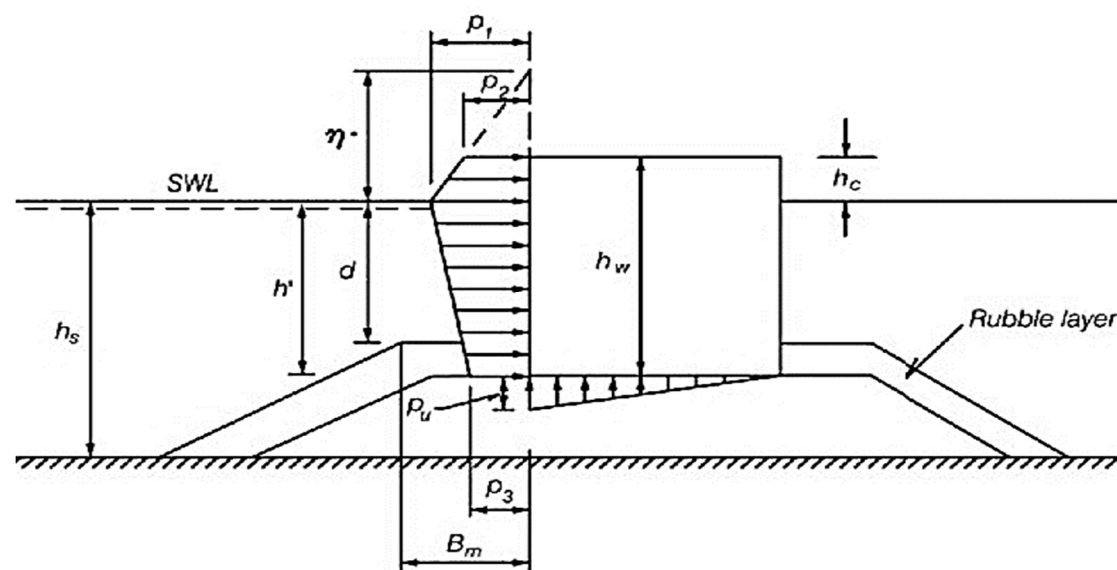


Figura 10. Esquema de dique vertical con elementos fundamentales señalados para la formulación de Goda.

Elevación a la que presión es ejercida	$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design}$
Presiones en el frente vertical de la estructura	$P1 = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$ $P2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{hc}{\eta}\right) \cdot P1 & \text{for } \eta > hc \\ 0 & \text{for } \eta < hc \end{cases}$ $P3 = \alpha_3 \cdot P1$
Presión de flotabilidad	$Pu = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$
Factores de Goda	$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]^2$ $\alpha_2 = \text{the smallest of } \begin{cases} \frac{hb - d \left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2}{3hb} \\ \frac{2d}{H_{design}} \end{cases}$ $\alpha_3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]$

A continuación, se definen las variables presentes en las formulas anteriores:

- β : Angulo de incidencia de las olas. Para el caso de este estudio, los ángulos de los temporales más grandes son muy cercanos a 0° , casi todos por debajo de los 15° , por lo que se va a considerar la condición más desfavorable siendo beta igual a 0° .
- H_{design} : Ola de diseño más grande del estado de mar estudiado, justo en frente de la estructura. Por recomendación práctica, se toma el valor de $1.8 \cdot H_s$.
- hb : Profundidad del agua a una distancia de $5 \cdot H_s$ de la estructura, en la dirección de donde viene el oleaje.
- L : Longitud de ola a una profundidad hb , y para un periodo de $T_s \sim 1.1 T_m$. En este caso, para el cálculo de la situación más desfavorable posible, se va a utilizar el periodo de pico calculado para la H_{smax} , con un valor de 15.77 segundos.
- Para el cálculo de distancias y profundidades, se va a utilizar el nivel del mar correspondiente al caso más desfavorable de toda la serie de datos analizada. De este modo, se ha tomado el valor de la máxima pleamar, obtenido anteriormente (*Anejo N°6. Clima marítimo*). Es por ello que se ha utilizado un nivel del mar a una altura de 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- λ_1 , λ_2 y λ_3 : factores modificadores que dependen del tipo de estructura que se esté estudiando. En este caso, los modificadores usados se corresponden con la formulación desarrollada por Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).



TAKAHASHI, TANIMOTO Y SHIMOSAKO (1990)

Para que la protección lateral del dique, conformada por bloques de hormigón, sea tenida en cuenta para el cálculo de las presiones ejercidas sobre la estructura, se desarrollaron los parámetros modificadores λ_1 , λ_2 y λ_3 .

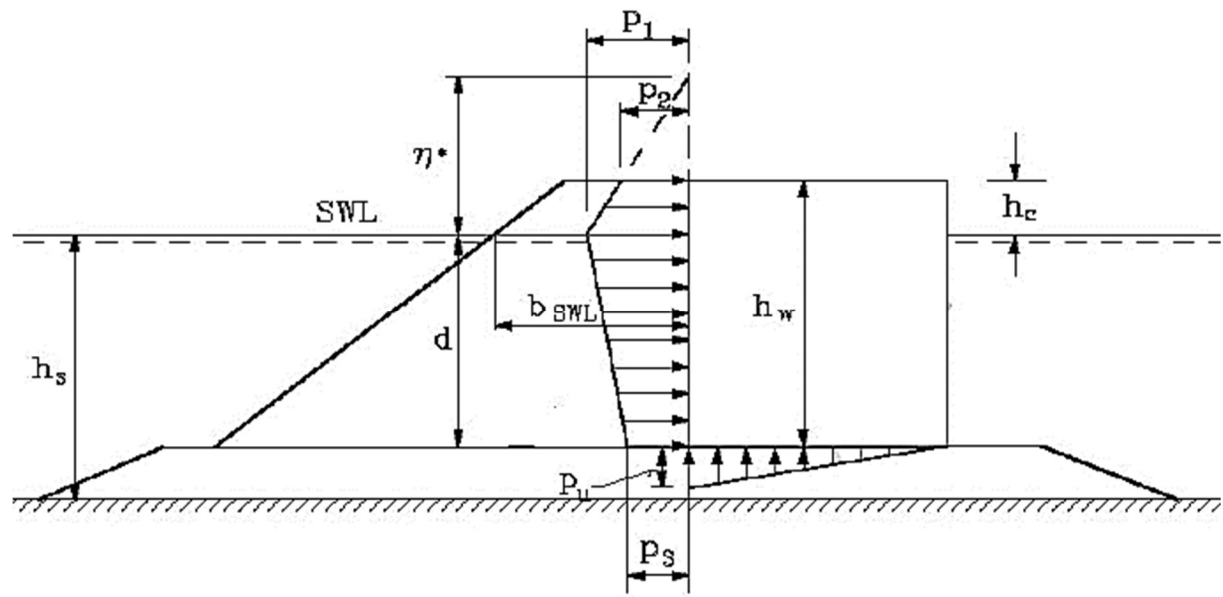


Figura 11. Esquema de presiones aplicadas a un dique vertical con protección lateral.

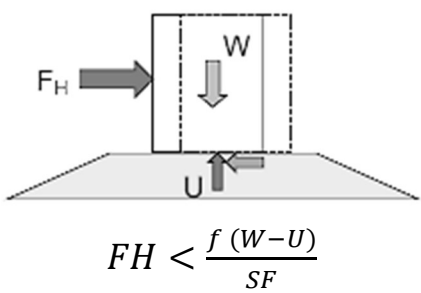
Factores modificadores de la ecuación de Goda	$\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{h_s} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{design}}{h_s} \right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{h_s} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{h_s} > 0.6 \end{cases}$	
	$\lambda_2 = 0$	

Una vez presentadas estas fórmulas, se puede proceder al cálculo de las presiones que afectan a la estabilidad de la estructura.

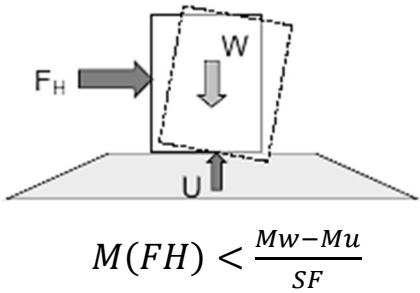
3.2.- CRITERIOS DE ESTABILIDAD

La estabilidad de la estructura se evaluará en base a la resistencia que esta oponga frente a las fuerzas que generan el deslizamiento y el vuelco.

DESLIZAMIENTO



VUELCO



En las ecuaciones mostradas arriba, las fuerzas que se tienen en cuenta para el cálculo de la estabilidad son las tres siguientes:

- Cargas hidráulicas horizontales (FH): se calcula a través de la formulación de Goda y Takahashi mostrada anteriormente.
- Peso de la estructura (W): se obtiene conociendo el área ocupada por la estructura en un perfil transversal y la densidad del hormigón. El resultado que se obtiene toma unidades de fuerza por metro lineal de la estructura.
$$W \left(\frac{N}{m} \right) = A(m^2) * \rho H \left(\frac{kg}{m^3} \right) * \frac{9.8N}{kg}$$
- Cargas hidráulicas de flotación (Fu): toma el valor obtenido con la formulación de Goda y Takahashi expuesta en el apartado anterior.

Otros elementos importantes de la ecuación con:

- Coefficiente de fricción (f): con el que se transforman las fuerzas verticales (W y Fu) en horizontales, para resistir la fuerza hidrostática horizontal (FH). El valor del coeficiente de fricción en el caso estudiado para esta estructura de hormigón, toma un valor de 0.7. (fuente: PIANC WG 28, Subgroup C)
- SF: coeficiente de seguridad de la estructura. El valor normalmente usado en España es 1.5 para situaciones permanentes (fuente: PIANC WG 28, Subgroup C).



$$\bullet \quad P2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{hc}{\eta}\right) \cdot P1 & \text{for } \eta > hc \\ 0 & \text{for } \eta < hc \end{cases}$$

$$\eta > hc \rightarrow 9.948 > 6.31$$

$$P2 = \left(1 - \frac{6.31}{9.948}\right) \cdot 64137 = \mathbf{23455 \text{ Pa}}$$

$$\bullet \quad P3 = \alpha3 \cdot P1 = 0.921 \cdot 64137 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$

Presión de flotabilidad:

$$Pu = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda3 \cdot \alpha1 \cdot \alpha3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$$

$$= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot 0.851 \cdot 0.962 \cdot 0.921 \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$

Coefficientes α :

$$\alpha1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]^2 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}\right)} \right]^2 = \mathbf{0.962}$$

$\alpha2$ = No es necesario su cálculo, ya que para la fórmula de Takahashi, el modificador $\lambda2$ es 0.

$$\alpha3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right] = 1 - \frac{16.20 - 5.81}{14.959} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{14.959}{187.67}\right)} \right] = \mathbf{0.921}$$

Modificadores de Goda:

$$\bullet \quad \lambda1 = \lambda3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{hs} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{design}}{hs} \right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{hs} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{hs} > 0.6 \end{cases}$$

$$\frac{H_{design}}{hs} = \frac{7.794}{14.959} = 0.521 \rightarrow \lambda1 = \lambda3 = 1.2 - 0.67(0.521) = \mathbf{0.851}$$

$$\bullet \quad \lambda2 = \mathbf{0}$$

Cálculo de las fuerzas:

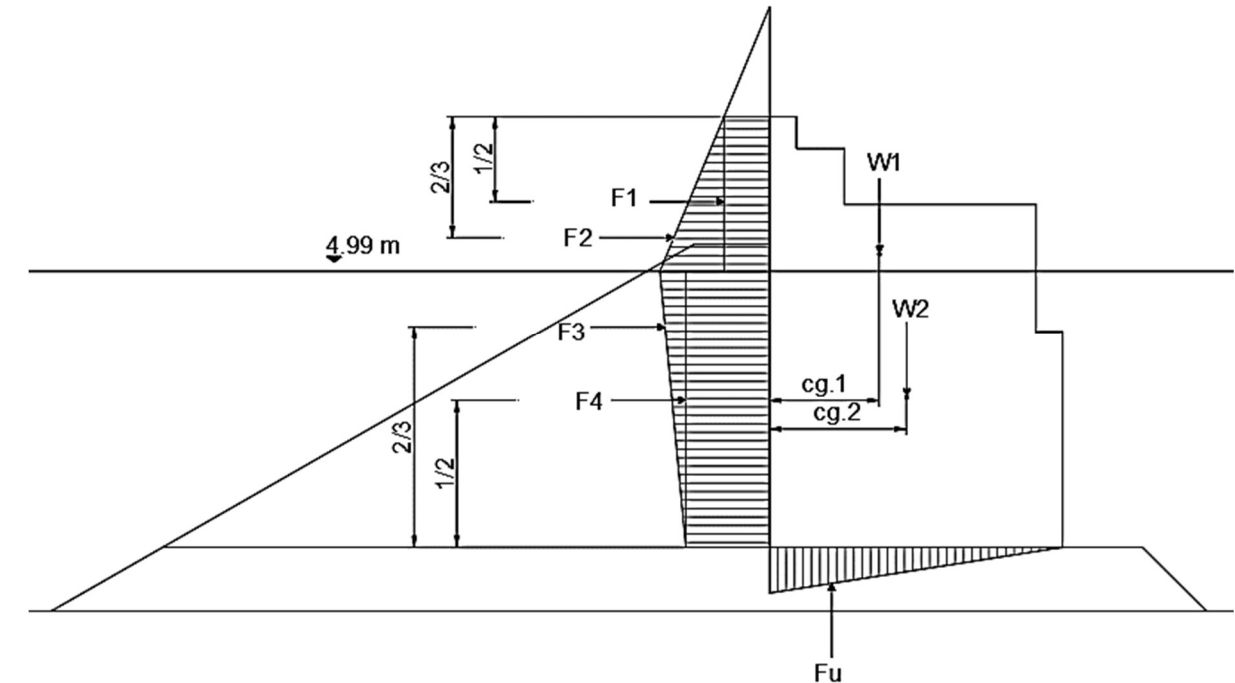


Figura 13. Esquema de presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.

Fuerzas horizontales:

$$F1 = 23.455 \cdot 6.31 = \mathbf{148 \text{ kN/m}}$$

$$F2 = 0.5 \cdot (64.137 - 23.455) \cdot 6.31 = \mathbf{128.35 \text{ kN/m}}$$

$$F3 = 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}}$$

$$F4 = 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}}$$

Fuerza de flotación:

$$Fu = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$

Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.68 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{736.61 \frac{kN}{m}} \rightarrow \text{cg.1} = 4.12 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{1399.44 \frac{kN}{m}} \rightarrow \text{cg.2} = 5.397 \text{ m}$$

**Comprobación de criterio de estabilidad:****Deslizamiento:**

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7(736.61 + 1399.44 - 324.97)}{148 + 128.35 + 26.25 + 613.89} = \mathbf{1.383 < 1.5}$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{Mw - Mu}{SF} =$$
$$= \frac{736.61(4.12) + 1399.44(5.397) + 148(13.55) + 128.35(12.49) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97\left(\frac{11}{3}\right)}$$
$$= \mathbf{14.743 > 1.5}$$

Al igual que ocurría con la estructura actual del dique, esta solución estructural presenta tan solo estabilidad con respecto al vuelco. Sin embargo, con respecto al deslizamiento, es inestable, por lo que, es necesario volver a proponer un nuevo cambio en la estructura para cumplir con este criterio. Se propone la sección transversal presentada en la figura 14.

Con esta nueva sección transversal se cumplen los dos criterios de estabilidad tanto para vuelco como para desplazamiento. Esta modificación propone aumentar el área del cajón principal tanto en la parte de la coronación, como en la parte media del mismo, con el objetivo de poder soportar las fuerzas generadas por las presiones horizontales.

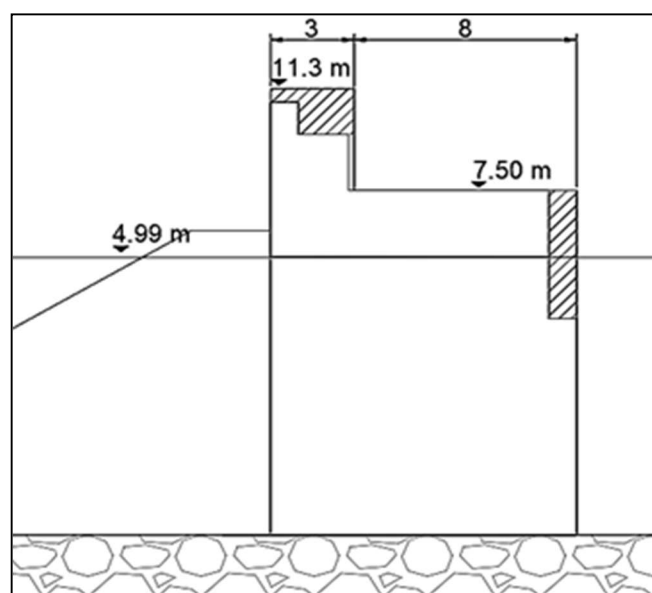


Figura 14. Nueva sección propuesta del dique de Castro Urdiales, presentada para la

solución 1: aumento de cota de coronación a 11.3 metros.

De esta manera, los nuevos datos fundamentales para el cálculo de la estabilidad son los siguientes:

- A1 = 39.05 m², cuyo centro de gravedad se halla a 4.33 metros del extremo izquierdo.
- A2 = 114.40 m², cuyo centro de gravedad se halla a 5.5 metros del extremo izquierdo.

Con la nueva coronación a una altura de 11.33 metros, y el incremento en área de la estructura principal del dique, se obtienen los siguientes nuevos valores:

Comprobación de estabilidad:**Deslizamiento:**

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7(\mathbf{880.19} + \mathbf{1429.43} - 324.97)}{148 + 128.35 + 26.25 + 613.89} = \mathbf{1.516 > 1.5}$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{Mw - Mu}{SF} =$$
$$= \frac{\mathbf{880.19(4.33)} + \mathbf{1429.43(5.5)} + 148(13.55) + 128.35(12.49) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97\left(\frac{11}{3}\right)}$$
$$= \mathbf{15.654 > 1.5}$$



3.3.2.- ESTABILIDAD DE LA SOLUCIÓN 2: AUMENTO DE ANCHURA DE BERMA

Para el estudio de esta segunda solución, se ha de tener en cuenta, como se estableció anteriormente, que la nueva anchura de berma pasaría a estar configurada por dos bloques, con una anchura total de unos 5.7 metros aproximadamente. De este modo, los resultados para esta solución de los dos criterios de estabilidad son los mostrados a continuación. Para el estudio de la estabilidad de la estructura actual, se han llevado a cabo los cálculos mostrados a continuación.

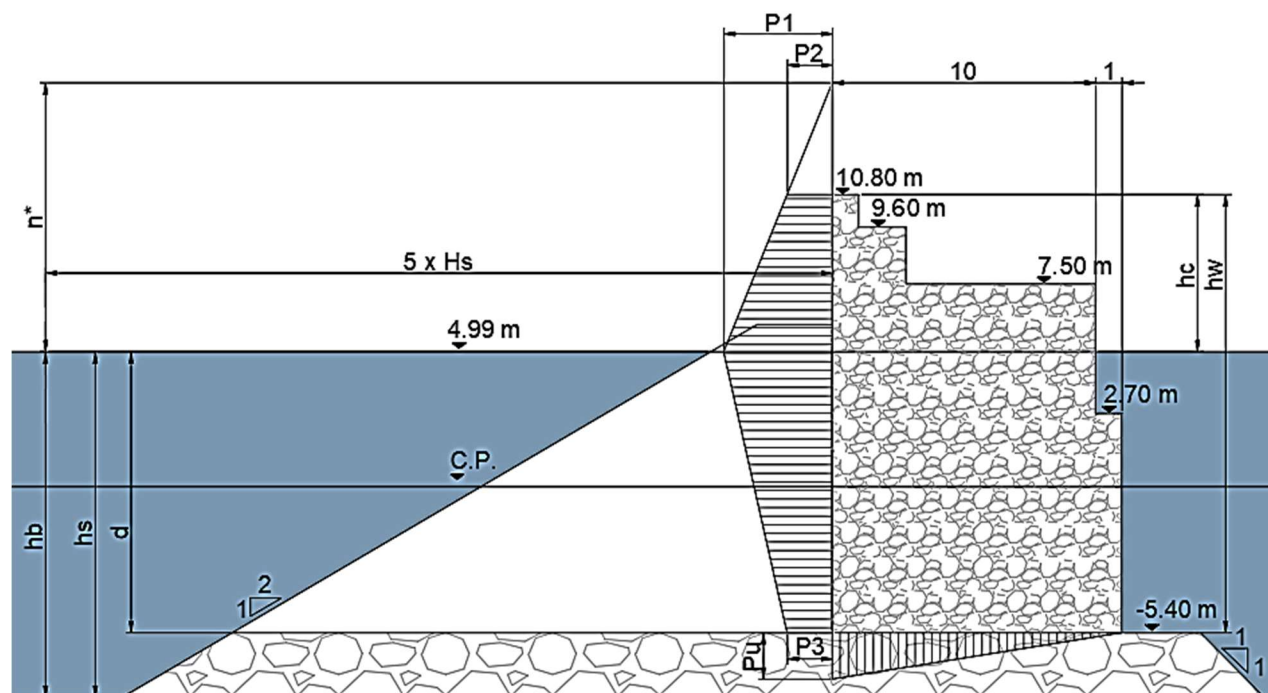


Figura 15. Esquema del dique actual de Castro Urdiales. Incluye distancias y niveles significativos para el cálculo de la estabilidad.

Datos de partida para el cálculo de la estabilidad:

- **β : Angulo de incidencia de las olas.** Para el caso de este estudio, los ángulos de los temporales más grandes son muy cercanos a 0°, casi todos por debajo de los 15°, por lo que se va a considerar la condición más desfavorable siendo beta igual a 0°.
- **Nivel del mar:** Para estudiar el caso más desfavorable, se ha tomado el valor de la máxima pleamar: un nivel del mar a una altura de 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- **H_{design} : Ola de diseño más grande del estado de mar estudiado.** Justo en frente de la estructura. Por recomendación práctica, se toma el valor de $1.8 \cdot H_s$.

$$H_{design} = 1.8 \cdot 4.33 = 7.794 \text{ m}$$

- **hb : Profundidad del agua a una distancia de $5 \cdot H_s$ de la estructura.** A una distancia de $5H_s$ (21.65 metros), hay una profundidad de aproximadamente 14.46 metros.
- **L : Longitud de ola** a una profundidad hb , y para un periodo de $T_s \sim 1.1 T_m$. En este caso, para el cálculo de la situación más desfavorable posible, se va a utilizar el periodo de pico calculado para la H_{smax} (Cap 4: Clima Marítimo), con un valor de 15.77 segundos. Se ha utilizado la fórmula para el caso de aguas transicionales. Siendo $T = 15.77$ segundos y $hb = 14.46$ metros, se obtiene un valor de:

$$L = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = 187.67 \text{ metros} \rightarrow \frac{1}{20} < \frac{14.46}{187.67} < \frac{1}{2}$$

- **λ_1, λ_2 y λ_3 : factores modificadores** que dependen del tipo de estructura que se esté estudiando. En este caso, los modificadores usados se corresponden con la formulación desarrollada por Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).

Cálculo de presiones:

Elevación a la que la presión es ejercida:

$$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design} = 0.75 (1 + \cos(0)) (0.851)(7.794) = 9.948 \text{ m}$$

Presiones en el frente vertical de la estructura:

$$\begin{aligned} P_1 &= 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design} = \\ &= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot ((0.851)(0.962) + (0)) \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = 64137 \text{ Pa} \end{aligned}$$

$$P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta}\right) \cdot P_1 & \text{for } \eta > h_c \\ 0 & \text{for } \eta < h_c \end{cases}$$

$$\eta > h_c \rightarrow 9.948 > 5.81$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{5.81}{9.948}\right) \cdot 64137 = 26679 \text{ Pa}$$

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.921 \cdot 64137 = 59085 \text{ Pa}$$

Presión de flotabilidad:

$$\begin{aligned} P_u &= 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design} \\ &= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot 0.851 \cdot 0.962 \cdot 0.921 \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = 59085 \text{ Pa} \end{aligned}$$



Coeficientes α :

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh \left(4\pi \cdot \frac{hs}{L} \right)} \right]^2 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}}{\sinh \left(4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67} \right)} \right]^2 = \mathbf{0.962}$$

α_2 = No es necesario su cálculo, ya que para la fórmula de Takahashi, el modificador λ_2 es 0.

$$\alpha_3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh \left(2\pi \cdot \frac{hs}{L} \right)} \right] = 1 - \frac{16.20 - 5.81}{14.959} \left[1 - \frac{1}{\cosh \left(2\pi \cdot \frac{14.959}{187.67} \right)} \right] = \mathbf{0.921}$$

Modificadores de Goda:

$$\bullet \quad \lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{hs} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{design}}{hs} \right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{hs} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{hs} > 0.6 \end{cases}$$

$$\frac{H_{design}}{hs} = \frac{7.794}{14.959} = 0.521 \rightarrow \lambda_1 = \lambda_3 = 1.2 - 0.67(0.521) = \mathbf{0.851}$$

$$\bullet \quad \lambda_2 = \mathbf{0}$$

Cálculo de las fuerzas:

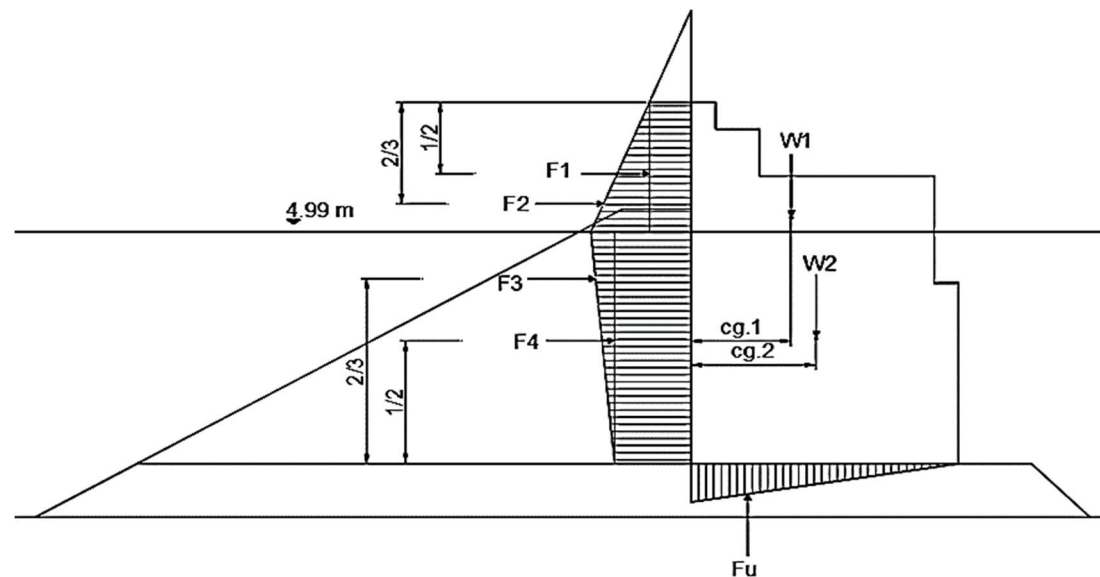


Figura 16. Esquema de las presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.

Fuerzas horizontales:

$$\begin{aligned} F1 &= 26.679 \cdot 5.81 = \mathbf{155 \text{ kN/m}} \\ F2 &= 0.5 \cdot (64.137 - 26.679) \cdot 5.81 = \mathbf{108.82 \text{ kN/m}} \\ F3 &= 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}} \\ F4 &= 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

Fuerza de flotación:

$$Fu = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$

Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.18 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{725.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg. 1} = 4.175 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{1399.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg. 2} = 5.397 \text{ m}$$

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7(725.34 + 1399.44 - 324.97)}{155 + 108.82 + 26.25 + 613.89} = \mathbf{1.394 < 1.5}$$

Vuelco:

$$\begin{aligned} M(FH) &< \frac{Mw - Mu}{SF} = \\ &= \frac{725.34(4.175) + 1399.44(5.397) + 155(13.3) + 108.82(12.33) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3} \right)} \\ &= \mathbf{14.564 > 1.5} \end{aligned}$$

Al igual que para la solución 1, con el objetivo de cumplir con los dos requisitos de estabilidad, es necesario la modificación estructural. En este caso, se ha optado también por aumentar el área de hormigón del cajón principal.

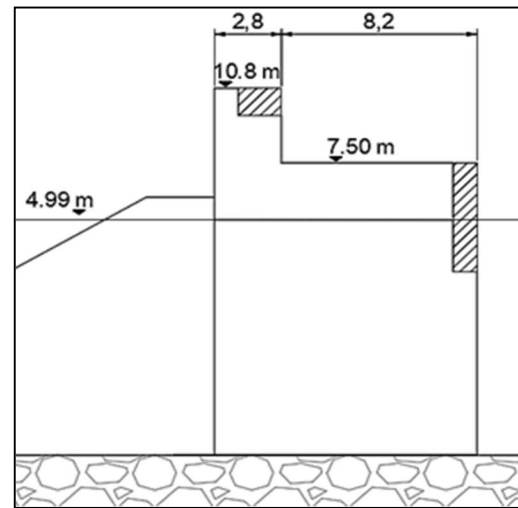


Figura 17. Nueva sección propuesta del dique de Castro Urdiales, presentada para la solución 2: aumento del ancho de berma a 5.7 metros.

Con esta nueva sección transversal si cumplen los dos criterios de estabilidad tanto para vuelco como para desplazamiento. Esta modificación propone, de nuevo, aumentar el área del espaldón tanto en la parte de la coronación, como en la parte media del mismo, con el objetivo de poder soportar las fuerzas generadas por las presiones horizontales. De esta manera, los nuevos datos fundamentales para el cálculo de la estabilidad son los siguientes:

- A1 = 36.87 m², cuyo centro gravedad se halla a 4.47 metros del extremo izquierdo.
- A2 = 114.40 m², cuyo centro de gravedad se halla a 5.5 metros del extremo izquierdo.

En este caso, la coronación se mantiene a los 10.8 metros iniciales, y se aumenta el área ocupado por el espaldón, de esta manera, los nuevos resultados de la estabilidad son cumplidos, con los siguientes valores:

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7(831.05 + 1429.43 - 324.97)}{155 + 108.82 + 26.25 + 613.89} = 1.50$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{M_w - M_u}{SF} = \frac{831.05(4.47) + 1429.43(5.5) + 155(13.3) + 108.82(12.33) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97\left(\frac{11}{3}\right)} = 15.40 > 1.5$$

3.3.3.- ESTABILIDAD DE LA SOLUCIÓN 3: SOLUCIÓN MIXTA

En el caso de la última opción propuesta, se determinó la posibilidad de aumentar la coronación de la estructura, hasta una cota de 11.1 metros. Además de ello, esta modificación se combinaría con el aumento de la berma, que pasaría a estar configurada por dos bloques, con una anchura total de unos 5.7 metros aproximadamente. De este modo, los resultados para esta solución de los dos criterios de estabilidad son los siguientes:

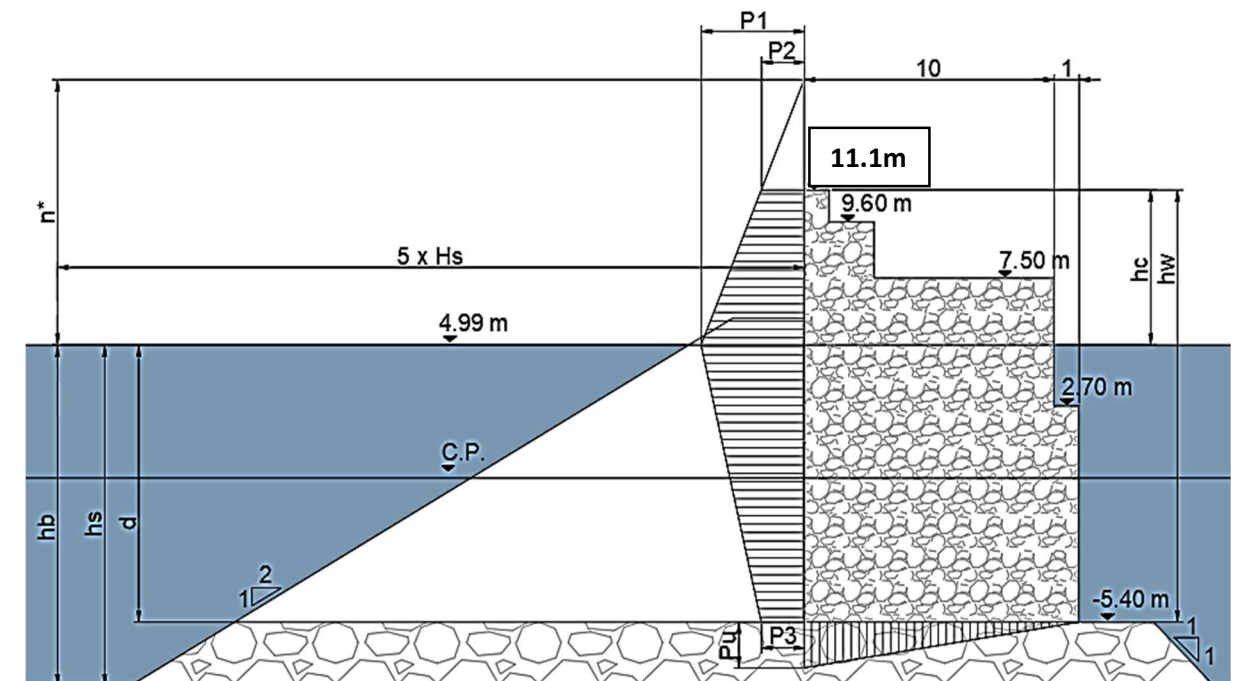


Figura 18. Esquema del dique de Castro Urdiales para la solución 3, con una coronación de 11.1 metros y anchura de berma de 5.7 metros. Incluye distancias y niveles significativos para el cálculo de la estabilidad.

Datos de partida para el cálculo de la estabilidad:

Siguen siendo los mismos que para la estructura actual y las demás soluciones:

- β : **Angulo de incidencia de las olas.** Toma un valor de 0°.
- **Nivel del mar:** 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- $H_{design} = 1.8 \cdot 4.33 = 7.794 \text{ m}$
- hb : profundidad de aproximadamente 14.46 metros.
- L : **Longitud de ola** a una profundidad hb , y para un periodo con un valor de 15.77 segundos: 187.67 metros.
- $\lambda 1, \lambda 2$ y $\lambda 3$: **factores modificadores** de Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).



Cálculo de presiones:

Elevación a la que la presión es ejercida:

$$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{\text{design}} = 0.75 (1 + \cos(0)) (0.851)(7.794) = \mathbf{9.948 \text{ m}}$$

Presiones en el frente vertical de la estructura:

- $P_1 = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{\text{design}} =$
 $= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot ((0.851)(0.962) + (0)) \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{64137 \text{ Pa}}$

- $P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta}\right) \cdot P_1 & \text{for } \eta > h_c \\ 0 & \text{for } \eta < h_c \end{cases}$
 $\eta > h_c \rightarrow 9.948 > 6.11$

$$P_2 = \left(1 - \frac{6.11}{9.948}\right) \cdot 64137 = \mathbf{24745 \text{ Pa}}$$

- $P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.921 \cdot 64137 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$

Presión de flotabilidad:

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{\text{design}}$$

$$= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot 0.851 \cdot 0.962 \cdot 0.921 \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$

Coefficientes α :

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{h_s}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{h_s}{L}\right)} \right]^2 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}\right)} \right]^2 = \mathbf{0.962}$$

α_2 = No es necesario su cálculo, ya que para la fórmula de Takahashi, el modificador λ_2 es 0.

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{h_s}{L}\right)} \right] = 1 - \frac{16.20 - 5.81}{14.959} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{14.959}{187.67}\right)} \right] = \mathbf{0.921}$$

Modificadores de Goda:

- $\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{\text{design}}}{h_s} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{\text{design}}}{h_s} \right) & 0.3 < \frac{H_{\text{design}}}{h_s} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{\text{design}}}{h_s} > 0.6 \end{cases}$

$$\frac{H_{\text{design}}}{h_s} = \frac{7.794}{14.959} = 0.521 \rightarrow \lambda_1 = \lambda_3 = 1.2 - 0.67(0.521) = \mathbf{0.851}$$

- $\lambda_2 = \mathbf{0}$

Cálculo de las fuerzas:

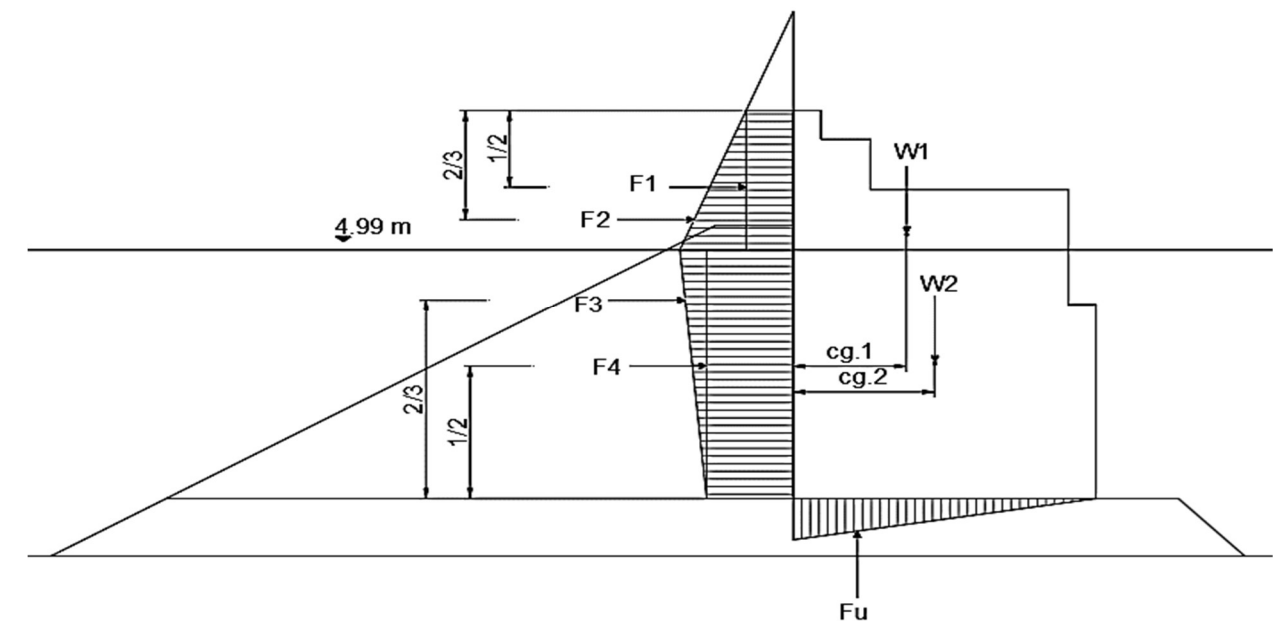


Figura 19. Esquema de presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.

Fuerzas horizontales:

$$F_1 = 24.745 \cdot 6.11 = \mathbf{151.20 \text{ kN/m}}$$

$$F_2 = 0.5 \cdot (64.137 - 24.745) \cdot 6.11 = \mathbf{120.34 \text{ kN/m}}$$

$$F_3 = 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}}$$

$$F_4 = 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}}$$

Fuerza de flotación:

$$F_u = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$



Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.48 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{1000} = 732.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{cg. 1} = 4.141 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{1000} = 1399.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{cg. 2} = 5.397 \text{ m}$$

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (732.10 + 1399.44 - 324.97)}{151.19 + 120.34 + 26.25 + 613.89} = 1.387 < 1.5$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{Mw - Mu}{SF} = \frac{732.10(4.141) + 1399.44(5.397) + 151.19(13.45) + 120.34(12.43) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3} \right)} = 14.673 > 1.5$$

Al igual que ha pasado en las dos soluciones anteriores, los dos requisitos de estabilidad no son cumplidos, por lo que es necesario plantear una nueva modificación estructural del dique.

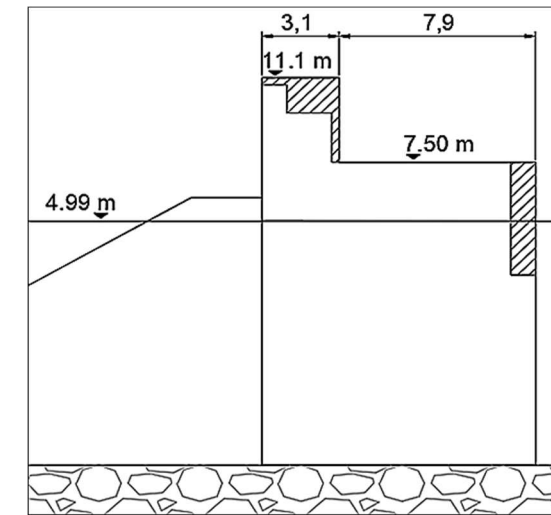


Figura 20. Nueva sección propuesta del dique de Castro Urdiales, presentada para la solución 3 - aumento del ancho de berma a 5.7 metros y aumento de cota de coronación a 11.1 metros.

Con esta nueva sección transversal se cumplen los dos criterios de estabilidad tanto para vuelco como para desplazamiento. Esta modificación propone de nuevo aumentar el área del espaldón tanto en la parte de la coronación, como en la parte media del mismo, con el objetivo de poder soportar las fuerzas generadas por las presiones horizontales. De esta manera, los nuevos datos fundamentales para el cálculo de la estabilidad son los siguientes:

- A1 = 38.78 m², cuyo centro gravedad se halla a 4.36 metros del extremo izquierdo.
- A2 = 114.40 m², cuyo centro de gravedad se halla a 5.50 metros del extremo izquierdo.

En este caso, la coronación se mantiene a los 11.1 metros, y se aumenta el área ocupado por el espaldón, los nuevos resultados de la estabilidad son cumplidos, con los valores que se presentan a continuación:

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (874.10 + 1429.43 - 324.97)}{151.19 + 120.34 + 26.25 + 613.89} = 1.52 > 1.5$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{Mw - Mu}{SF} = \frac{874.10(4.36) + 1429.43(5.5) + 151.19(13.45) + 120.34(12.43) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3} \right)} = 15.59 > 1.5$$



4.- ECONOMÍA DE LAS ALTERNATIVAS

En este apartado del análisis se pretende comparar las tres alternativas propuestas a lo largo de este estudio, con el fin de determinar qué solución ofrece mejores resultados, desde un punto de vista plenamente económico. Es por ello, que primero se van a definir las unidades de obra principales, con sus correspondientes precios unitarios, y posteriormente se van a aplicar a cada una de las soluciones desarrolladas.

Cabe destacar que este análisis económico se ha realizado en términos bastante generales, sin entrar en mucho detalle y profundidad sobre el proceso constructivo. El análisis económico y realización completa de presupuestos se realizará únicamente para la alternativa finalmente escogida.

4.1.- DESCRIPCIÓN DE UNIDADES Y PRECIOS

Las principales unidades de obra, junto con sus correspondientes precios unitarios se muestran a continuación en la tabla 19, donde se puede también encontrar una pequeña descripción de los mismos.

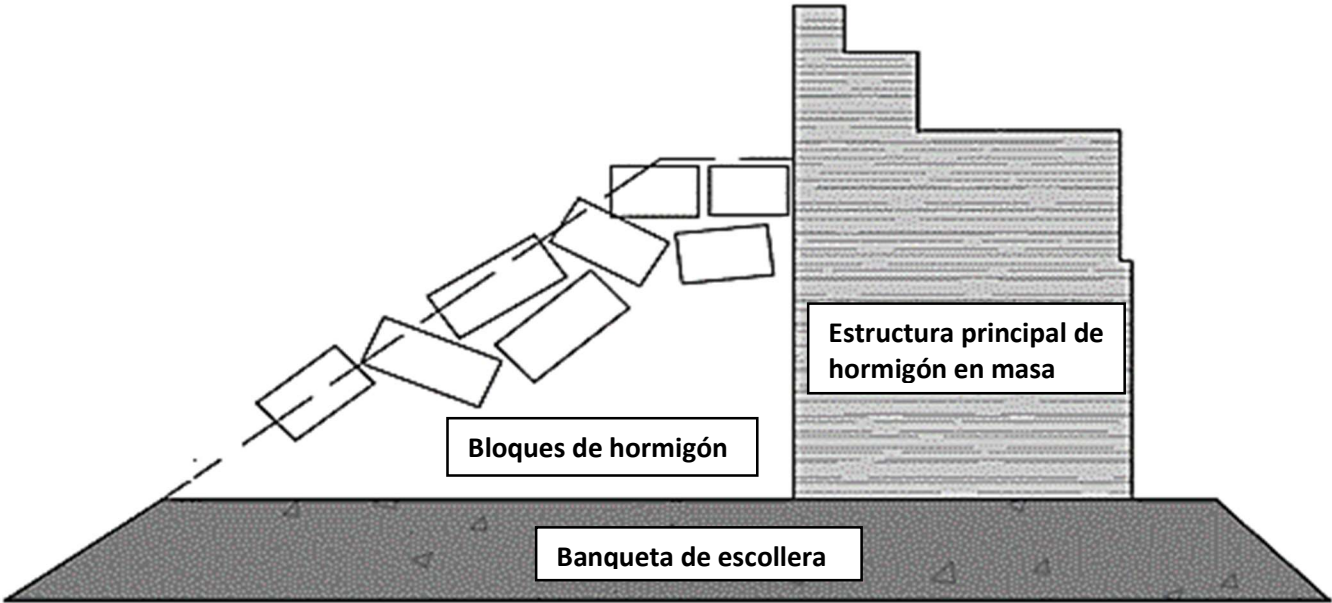


Figura 21. Sección transversal del dique donde se muestran los tres materiales de obra principales.

Los tres materiales principales en los que se centra este apartado del proyecto para el análisis económico, son la banquetta de escollera, los bloques de hormigón y la estructura del cajón principal de hormigón en masa. Los precios unitarios mostrados a continuación son aproximados, y se basan en valores obtenidos de presupuestos de obras de carácter similar a esta.

	Descripción	Unidad	Importe
Cimentación de escollera.	Escollera de piedra natural Escollera de piedra natural de 300 kg de peso. Colocación en banquetta de cimentación, por medios marítimos y terrestres.	M ³	30.80
	Enrase de escollera en base de cimentación Enrase de escollera con grava gruesa en base de cimentación	M ²	32.67
Estructura principal.	Hormigón en masa Hormigón en masa de la estructura principal. Incluido encofrado y preparación de hormigón existente, retirada de moluscos, etc. Colección de armadura y limpieza.	M ³	121.6
Protección lateral de la estructura.	Bloques de hormigón Bloques de hormigón elaborados en central. Incluido encofrado y colocación en su posición final.	M ³	106.15

Tabla 11. Descripción de los costes asociados a los principales materiales del dique.

4.2.- ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS SOLUCIONES

4.2.1.- ECONOMÍA DE LA SOLUCIÓN 1

Como se ha concluido en anteriores apartados, con respecto al estudio del rebase, se estableció que esta solución incluyera un aumento de la coronación del dique, que pasaría de estar de 10.80 a 11.3 metros de altura. Por otro lado, teniendo en cuenta el estudio de estabilidad, también se contempló un aumento de la estructura principal para aumentar el peso de la misma, y poder contrarrestar las fuerzas que creaban deslizamiento. La estructura final de la primera solución queda tal como se muestra en la figura 22.

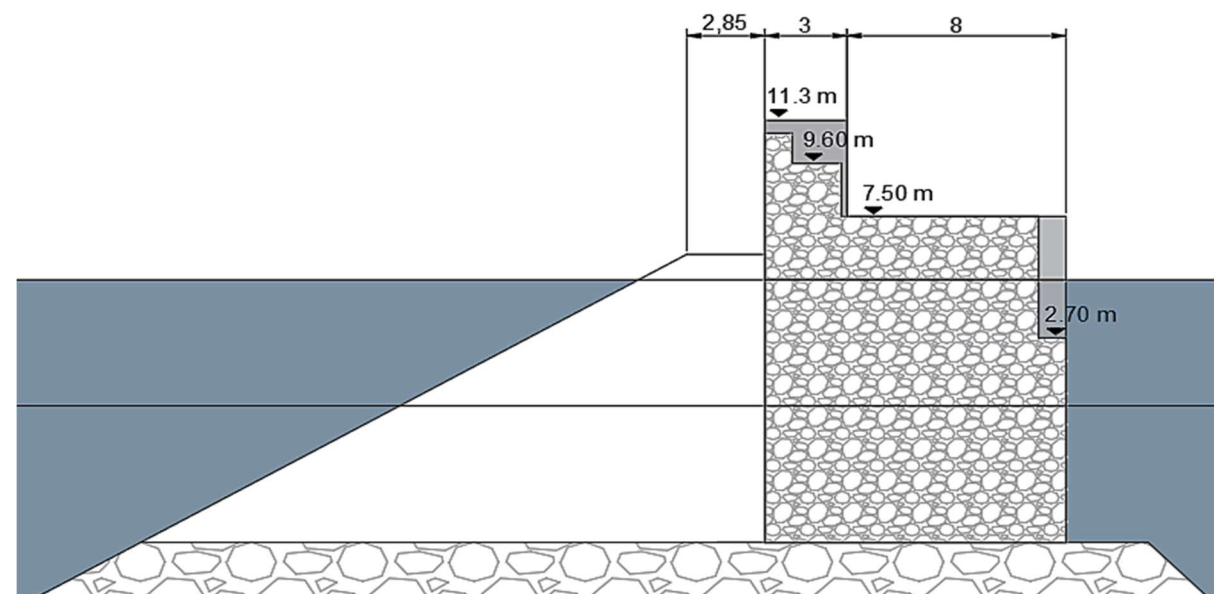


Figura 22. Esquema de la sección transversal del dique para la solución planteada número uno.

Teniendo en cuenta que la sección final de la primera solución es la mostrada anteriormente, podemos observar que el único material a emplear es el hormigón en masa. Necesitamos añadir un total de 9.2 m² por cada metro lineal de la estructura. Si tenemos en cuenta, como se describió en el capítulo introductorio del proyecto, que la longitud del dique rompeolas es de aproximadamente 547.5 metros, obtenemos un volumen total de hormigón en masa de 5037 m³. De esta manera, el importe final de esta solución es:

$$9.2 \text{ m}^2 \cdot 547.5 \text{ m} \cdot \frac{121.6\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{612499.20 \text{ €}}$$

El importe total de esta solución se corresponde con un total de **612499.20 Euros**.

4.2.2.- ECONOMÍA DE LA SOLUCIÓN 2

La segunda solución planteada en este proyecto contemplaba, con respecto al análisis del rebase, un aumento de la anchura de berma, desde los 2.85 metros hasta los 5.7 metros, los cuales se corresponderían con una anchura final de dos bloques. Por otro lado, al estudiar la estabilidad, se concluyó que era necesario un aumento del peso de la estructura principal. De esta manera, la sección final del dique para la solución 2 es la mostrada a continuación.

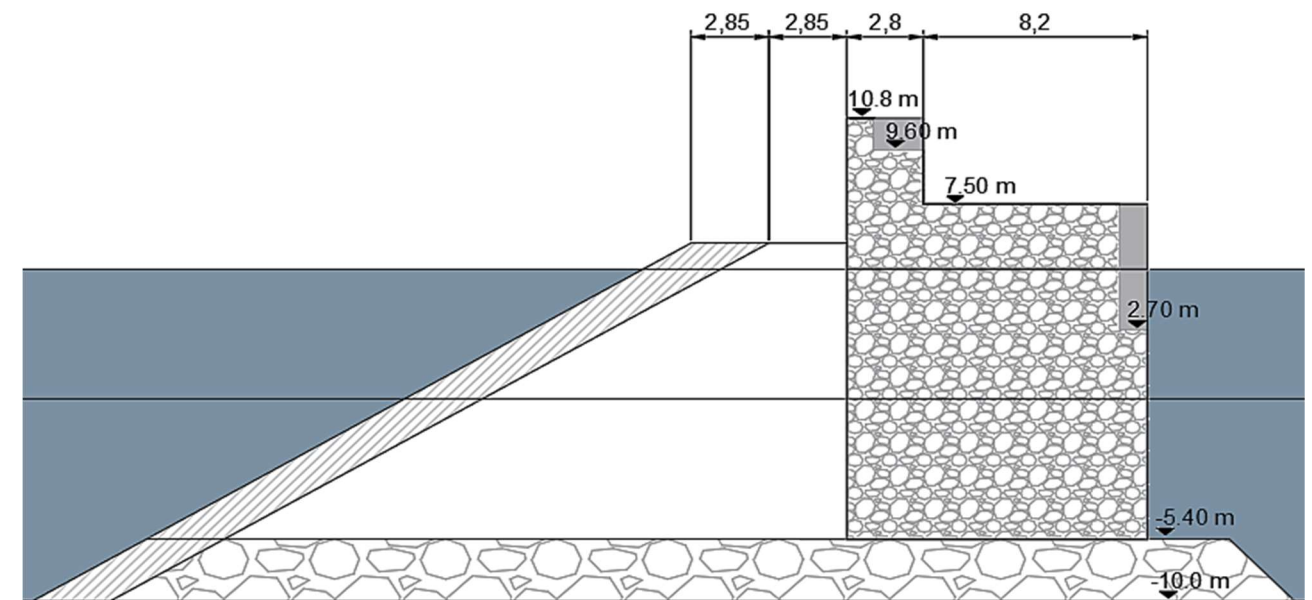


Figura 23. Esquema de la sección transversal del dique para la solución planteada número dos.

Para el caso de esta solución, se van a utilizar los tres materiales presentados en la sección 5.1:

- Hormigón en masa: se introduce un área total de 6.97 m² por metro lineal de estructura.

$$6.97\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{121.36\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{464034.72 \text{ €}}$$

- Protección lateral: se incluye un bloque más y se mantiene la pendiente de 2H:1V. De esta manera se añaden aproximadamente un total de 32.49 m² de bloques de hormigón por metro lineal de dique.

$$32.49\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{106.15\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{1888225.39 \text{ €}}$$

- Cimentación de escollera: dado que la berma se extiende, es necesario también aumentar la cimentación submarina de escollera, la cual se extiende desde la cota -5.40 hasta la cota -10.0. El área por metro lineal de escollera a rellenar es de un total de 6.82 m², y la longitud de enrase, también por metro lineal, cobra un valor de 2.85 metros.

$$6.82\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{30.8\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{115005.66\text{€}}$$

$$2.85\text{m} \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{32.67\text{€}}{\text{m}^2} = \mathbf{50977.45\text{€}}$$

El importe total de esta solución se corresponde con un total de **2518243.22 Euros**.



4.2.3.- ECONOMÍA DE LA SOLUCIÓN 3

Para esta última solución, con el objetivo de cumplir con los criterios de rebase, se estableció en secciones previas del trabajo, un aumento de la coronación hasta una altura final de 11.1 metros, y de nuevo, un incremento de un bloque de la anchura de berma, hasta los 5.7 metros. No obstante, al igual que para las otras soluciones, el análisis de la estabilidad hizo que fueran necesarios más cambios estructurales. De esta manera, la sección final para la solución tres es la mostrada a continuación.

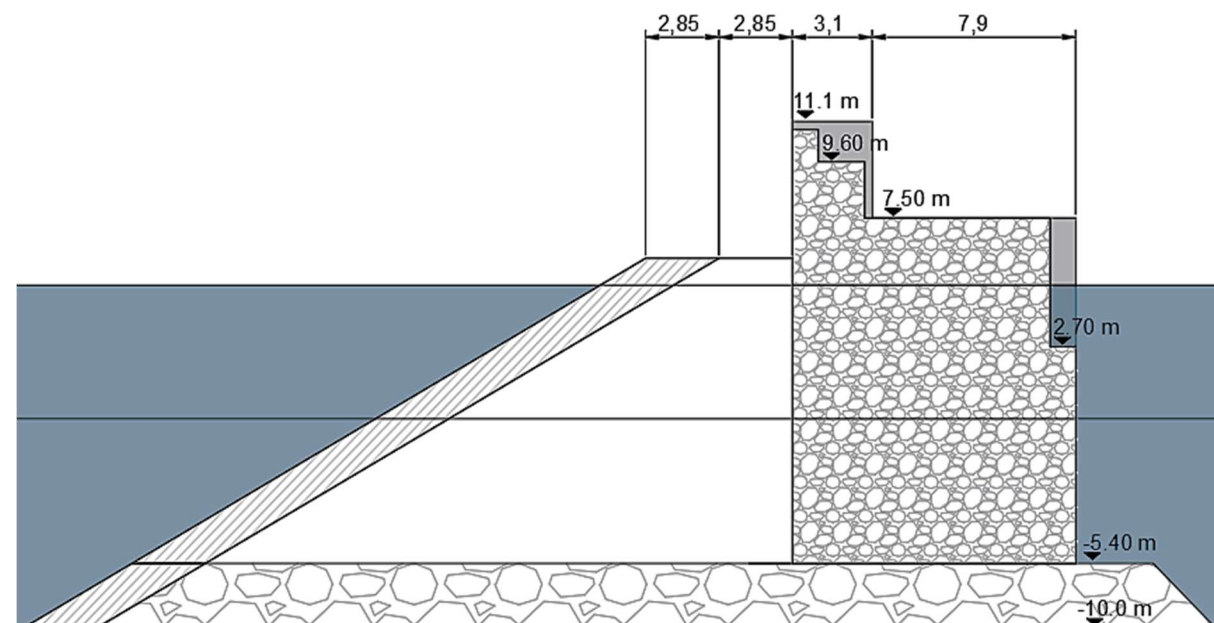


Figura 24. Esquema de la sección transversal del dique para la solución planteada número tres.

Al igual que pasaba con la solución número dos, para este caso, también se van a utilizar los tres materiales presentados en la sección 5.1:

- Hormigón en masa: se introduce un área total de 8.88 m² por metro lineal de estructura.

$$8.88\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{121.6\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{591194.88 \text{ €}}$$

- Protección lateral: se incluye un bloque más y se mantiene la pendiente de 2H:1V. De esta manera se añade la misma cantidad que para la solución anterior.

$$32.49\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{106.15\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{1888225.39 \text{ €}}$$

- Cimentación de escollera: Se obtienen los mismos resultados numéricos que para la segunda solución presentada.

$$6.82\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{30.80\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{115005.66\text{€}}$$

$$2.85\text{m} \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{32.67\text{€}}{\text{m}^2} = \mathbf{50977.45\text{€}}$$

El importe total de esta solución se corresponde con un total de **2645403.38 Euros**.



ANEJO N°10 VALORACIÓN Y SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°10 – VALORACIÓN Y SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

ÍNDICE:

1.- COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS3

 1.1.- RESULTADOS REBASE3

 1.2.- RESULTADOS ESTABILIDAD4

 1.3.- RESULTADOS ECONOMÍA5

2.- ALTERNATIVA SELECCIONADA.....5



1.- COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS

1.1.- RESULTADOS REBASE

Gracias al estudio de las tasas de rebase, y de los criterios de operatividad establecidos para la estructura estudiada, se desarrollaron tres alternativas diferentes.

- 1) La primera consiste en un aumento de la altura de coronación. Este valor pasaría de los 10.80 metros de altura sobre el cero del puerto actuales a los 11.3 metros.
- 2) La segunda se trata del aumento de la anchura de la berma, con lo que se disiparía más energía del oleaje. La anchura final es de un total de aproximadamente 5.7 metros.
- 3) La tercera alternativa se trata de una combinación de las dos anteriores. Los resultados finales serían una coronación a 11.1 metros, y una anchura de también 5.7 metros.

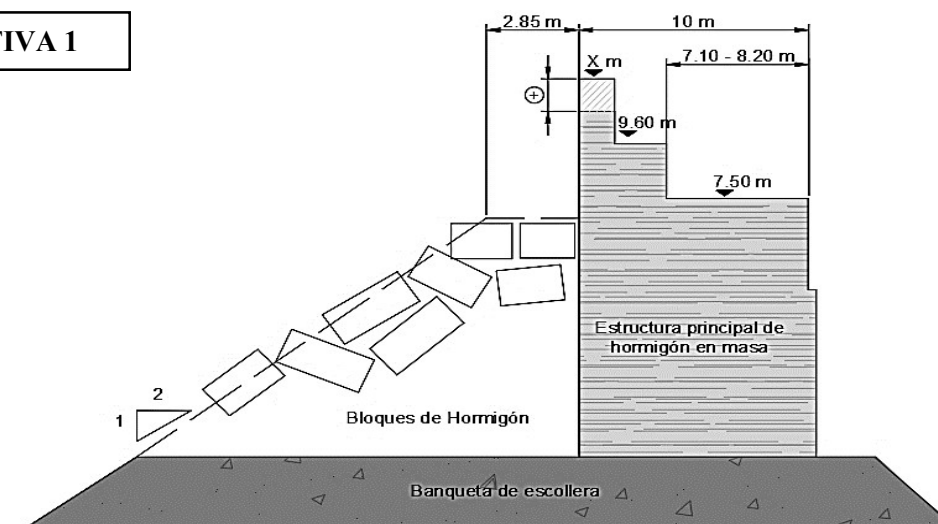
Tras el estudio de las tres posibilidades, los resultados en cuanto a operatividad relacionadas con las tasas de rebase se resumen en la tabla mostrada a continuación.

Límite: $q = 0.001$	Objetivo	Sol #1	Sol #2	Sol #3
Operatividad mínima	0.99	0.9941	0.9951	0.9969
Número de paradas anuales	5	4.9242	4.0758	2.6364
Duración máxima de la parada (horas)	6	2.8924	2.6880	2.2426

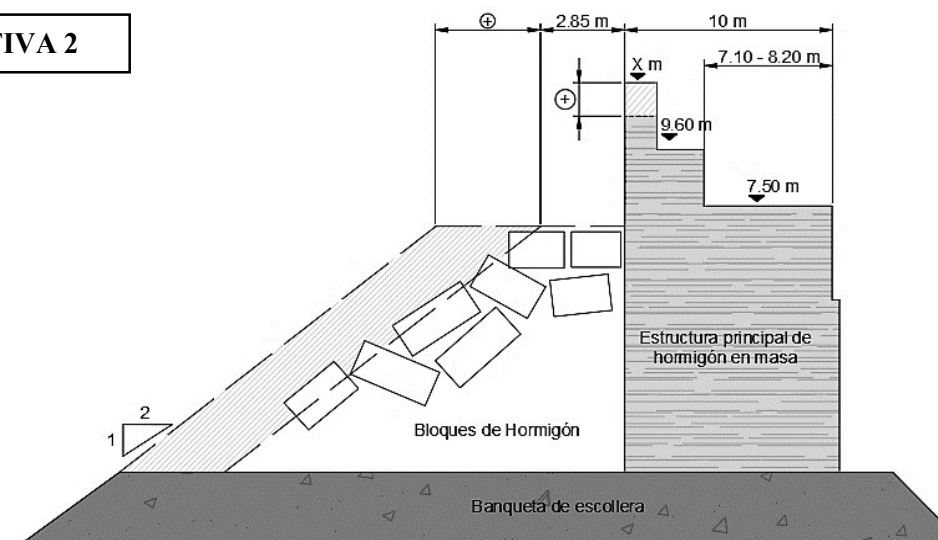
Tabla 1. Comparación de los resultados para los criterios con la operatividad del dique para las tres soluciones anteriormente propuestas.

En términos de operatividad, la alternativa que ofrece mejores resultados, es lógicamente la tercera opción, ya que ambos parámetros, la altura coronación y la anchura de berma, son modificados. No obstante, es necesario analizar otros aspectos de las estructuras propuestas antes de tomar la decisión final.

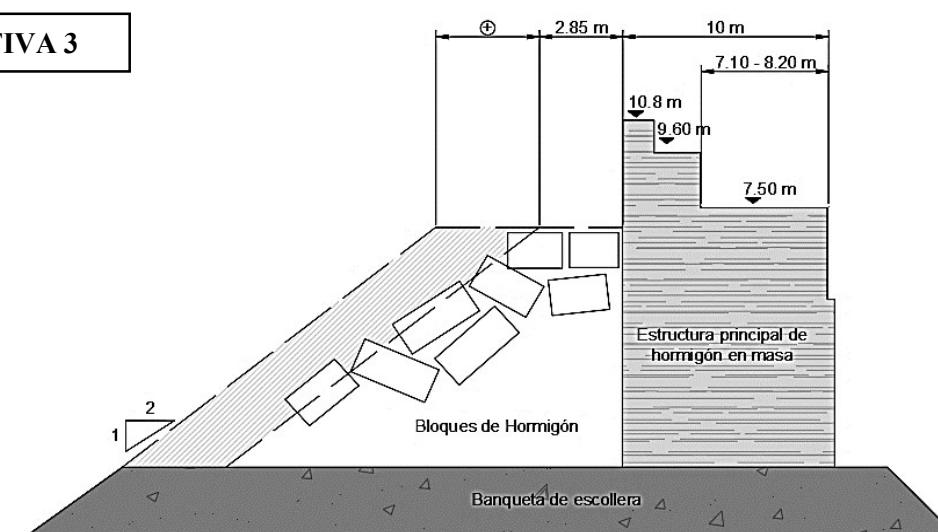
ALTERNATIVA 1



ALTERNATIVA 2



ALTERNATIVA 3





1.2.- RESULTADOS ESTABILIDAD

Tras estudiar el rebase, la estabilidad de las tres alternativas fue también estudiada. Como resultado de esto, se comprobó que para ninguna de las tres soluciones se satisfacía el criterio de deslizamiento con un factor de seguridad de 1.5. Por ello, se volvieron a proponer otras modificaciones estructurales, que consistían principalmente en el refuerzo del cajón de hormigón, con el objetivo de aumentar el peso de la parte principal de la estructura y poder hacer frente a las fuerzas provenientes de las presiones hidrostáticas horizontales. A continuación, se muestra un cuadro resumen de la que supone cada una de las alternativas analizadas.

Los factores de gran interés a comparar son, la cantidad de material nuevo a aportar a la estructura y el espacio final con el que se cuenta para el paso de peatones y las instalaciones de atraque de embarcaciones.

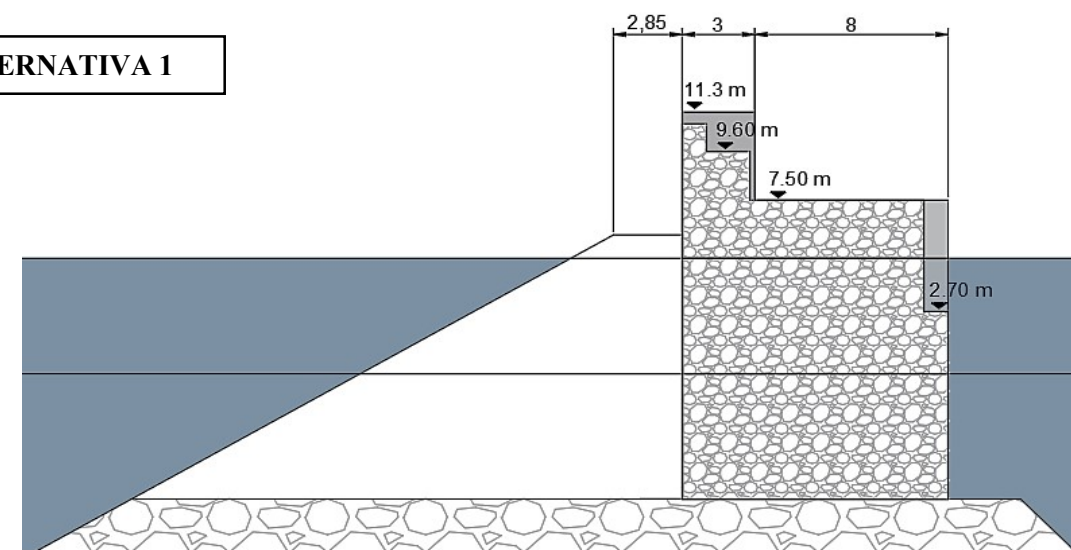
	Actual	Solución 1	Solución 2	Solución 3
Coronación (m)	10.80	11.3	10.80	11.1
Berma (m)	2.85	2.85	5.7	5.7
Área Espaldón Inicial (m2)	144.18	144.68	144.18	144.48
Área Espaldón Final (m2)	-	153.45	151.27	153.18
Aumento (m2)	-	8.77	7.09	8.70
Incremento Bloques de berma	No	No	Si	Si
Anchura peatonal + atraco de embarcaciones (m)	8.2	8	8.2	7.9

Tabla 2. Comparativa de soluciones en base a varios criterios.

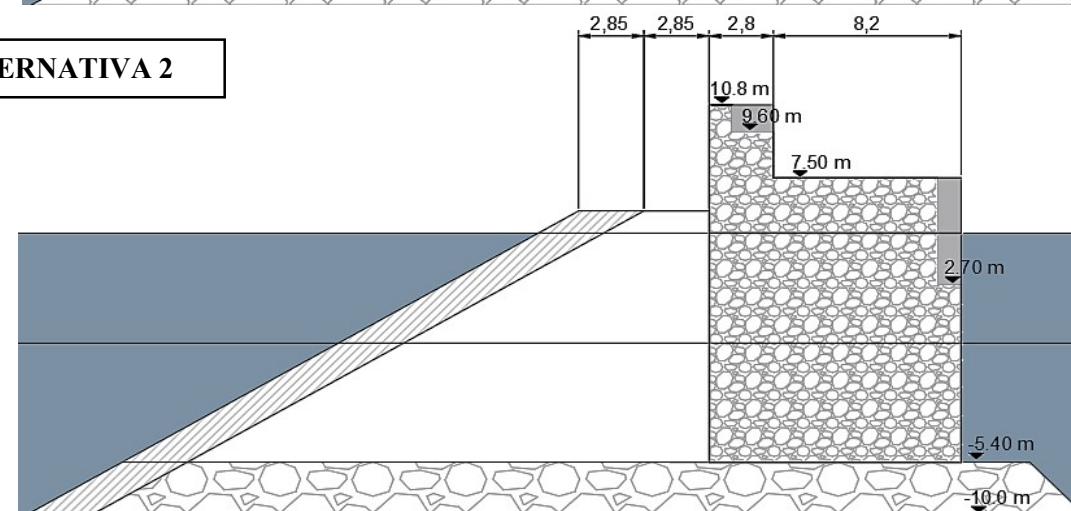
Gracias a la comparativa presentada en la tabla 2, podemos sacar varias conclusiones. La primera es que, la primera solución, pese a no hacer uso de un aumento de bloques de hormigón en la berma, es la que hace uso de más material para aumentar el peso de la estructura principal del dique. Por otra parte, la segunda solución, es la que menos material consume para aumentar la estructura del espaldón y, además, la que ofrece más anchura funcional, tanto para el paso de los peatones, como para la instalación de infraestructura de amarre. Finalmente, la tercera solución no ofrece a simple vista ningún punto positivo frente a las otras dos.

Antes de tomar la decisión final, sabiendo que las tres soluciones funcionan positivamente desde los puntos de vista de operatividad y estabilidad, es necesario llevar a cabo un análisis simple de costes, para poder estimar cuál de las tres soluciones es la más rentable económicamente hablando.

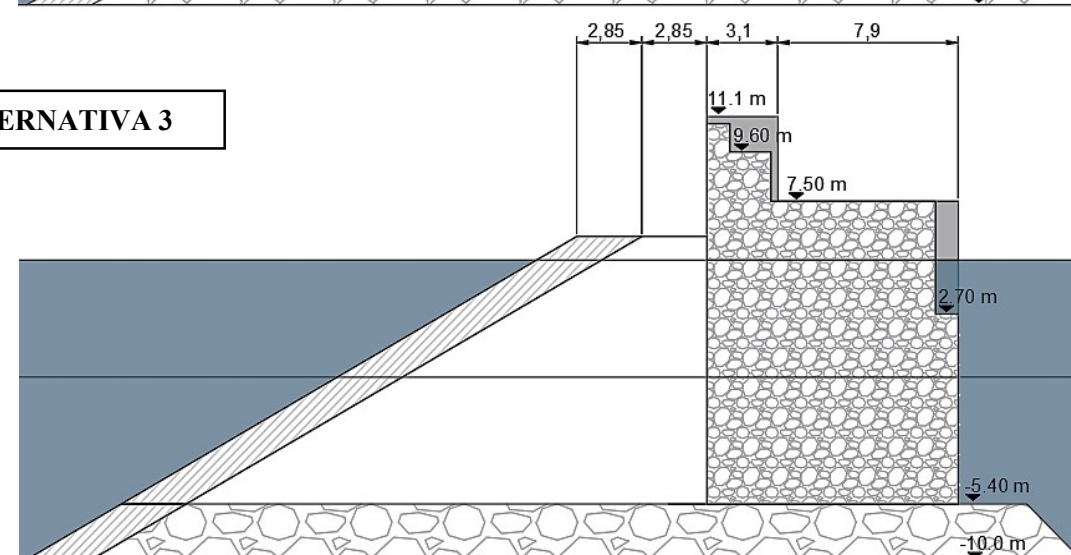
ALTERNATIVA 1



ALTERNATIVA 2



ALTERNATIVA 3





1.3.- RESULTADOS ECONOMÍA

Se ha obtenido el coste aproximado de las tres alternativas, se procede a decidir cuál de las de ellas resulta más rentable.

	Solución 1	Solución 2	Solución 3
Coste total (€)	612499.20	2518243.22	2645403.38

Tabla 3. Comparativa de soluciones en base a criterios económicos

Desde el punto de vista de términos económicos, la solución que resulta más conveniente es la primera. Es la que menos costes produce, y, además, la que menos impacto constructivo tiene, ya que la berma no es modificada, con lo que solo existe proyección constructiva en el cajón principal del dique.

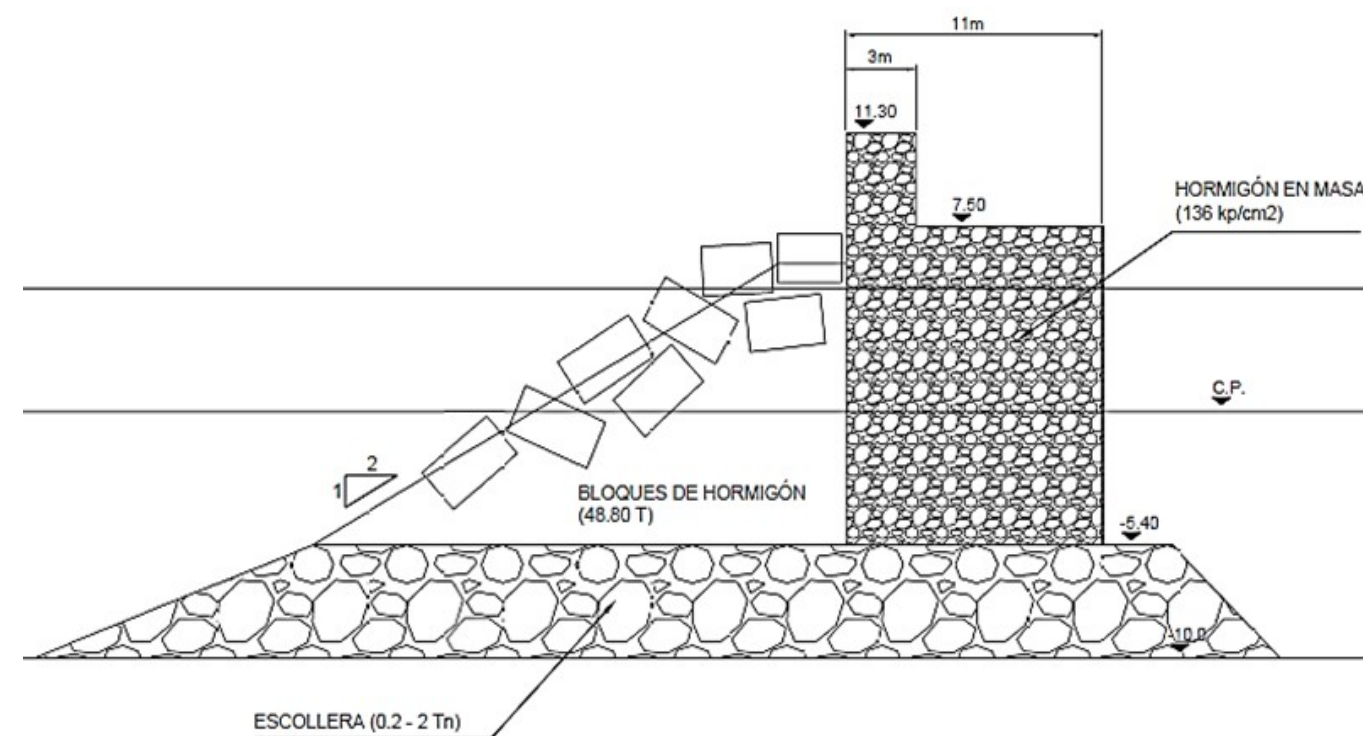
2.- ALTERNATIVA SELECCIONADA

Finalmente, la alternativa seleccionada, y cuyo proyecto constructivo es el que se va a desarrollar en el presente anteproyecto, es la alternativa número uno.

Recordemos que esta consiste en principalmente dos cambios fundamentales. El primero consiste en el aumento de la altura de coronación hasta las 11.3 metros, cuyo objetivo es reducir las tasas de rebase y cumplir los criterios de operatividad establecidos. El segundo es el refuerzo del cajón principal, para aumentar el peso de este, y alcanzar el factor de seguridad de 1.5 con respecto al criterio de estabilidad de desplazamiento de la estructura.

Adicionalmente, los cambios del cajón realizados para cumplimentar con el análisis de estabilidad, resultan en un incremento de la anchura de la plataforma sobre el rompeolas. Esta cobraría un nuevo valor de 8 metros, que pueden ser empleados tanto para uso peatonal, como para el posible futuro proyecto de infraestructura de atraque sobre el dique. Cabe destacar, que el aumento de la coronación es tan solo de medio metro, pasando de 10.80 a 11.3 metros, lo que no afectaría apenas a la visual desde la estructura, por lo que las quejas de la comunidad del núcleo urbano serían mínimas. Es por todas estas razones por las que se considera que la alternativa 1 es la más conveniente.

La sección de la alternativa escogida se muestra de nuevo a continuación:





DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°11 – CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA

ANEJO N°11 CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA





DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°11 – CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA

ÍNDICE:

1.- CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA3

 1.1.- CATEGORÍA DEL CONTRATO DE OBRAS3

 1.2.- GRUPO Y SUBGRUPO3



1.- CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA

En el presente anejo se propone la clasificación del contratista para la ejecución de las obras proyectadas y descritas para el refuerzo del dique Norte de Castro Urdiales.

1.1.- CATEGORÍA DEL CONTRATO DE OBRAS

Para determinar la categoría del contrato de obras es necesaria la consulta del artículo número 79, llamado “*Criterios aplicables y condiciones para la clasificación*” contenido en la Ley 9/2017. Este dice lo siguiente en el apartado 1: “*La expresión de la cuantía se efectuará por referencia al valor estimado del contrato, cuando la duración de este sea igual o inferior a un año, y por referencia al valor medio anual del mismo, cuando se trate de contratos de duración superior*”.

A continuación, se presenta un resumen del presupuesto de obras:

Refuerzo del Dique	1.289.174,04
Seguridad y Salud	14.217,34
Gestión de Residuos	2.993,33
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	1.306.384,71
Gastos Generales (13.00 %)	169.830,01
Beneficio Industrial (6.00 %)	78.383,08
VALOR ESTIMADO DEL CONTRATO	1.554.597,80

Teniendo en cuenta que el valor estimado del contrato se corresponde con la cantidad de 1.554.597,80 euros, y que la duración estimada del presente proyecto es de 12 meses, se procede a establecer la categoría del contrato de obras.

De esta manera, teniendo en cuenta lo estipulado en el Real Decreto 773/2015 del 28 de agosto, por el que se modifican determinados preceptos del Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, aprobado por el Real Decreto 1098/2001; si se tiene en cuenta lo presentado en el artículo 26 (*Categorías de clasificación de los contratos de obras*), la categoría se corresponde con la número 4, donde la cuantía está comprendida entre los valores de 840.000 y 2.400.000 euros.

1.2.- GRUPO Y SUBGRUPO

Adicionalmente, se consulta el Real Decreto 1098/2001, del 12 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento general de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas. Según el artículo 25 contenido en dicho decreto, el grupos y subgrupo de aplicación para la clasificación de empresas en el contrato de obras, es Grupo F: *Marítimas*; y Subgrupo 7: *Obras marítimas sin cualificación específica*.

Con toda la información presentada anteriormente, se propone la siguiente clasificación del contratista:

Grupo F, Subgrupo 7, Categoría 4.



DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°12 – PLAN DE OBRA

ANEJO N°12 PLAN DE OBRA





DOCUMENTO N°1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA	
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES	ANEJO N°12 – PLAN DE OBRA

ÍNDICE:

1.- CONSIDERACIONES GENERALES.....3

2.- RENDIMIENTOS3

3.- PROGRAMA DE TRABAJOS3



1.- CONSIDERACIONES GENERALES

La planificación inicial aquí mostrada, es una fase crucial a la hora de ejecutar una obra, ya que una buena planificación permite reducir la incertidumbre en cuanto a costes, plazos o calidad de la ejecución de las obras.

Es por ello que en el presente anejo se considera un programa que refleja la secuencia de las diferentes tareas que se pretenden realizar a lo largo del desarrollo de la construcción del refuerzo del dique norte de Castro Urdiales. Es importante tener en cuenta, que lo que se refleja se corresponde con una situación ideal, y que, en el planteamiento real del proceso, este puede sufrir cambios y retrasos a consecuencia de múltiples factores.

Es por dichos motivos, que el programa aquí presentado debe ser considerado tan solo como orientativo, pues su fijación a nivel de detalle se corresponderá con lo que organice el adjudicatario de la obra, teniendo que tener además en cuenta los medios con los que se cuente y sus respectivos rendimientos, que deberán contar con la aprobación de la Dirección de Obra.

2.- RENDIMIENTOS

Se considera que, durante el desarrollo de la obra, el número máximo de personal que van a coincidir en el espacio de trabajo es de 20 trabajadores.

Por otro lado, se considerarán los rendimientos presentados a continuación para las unidades básicas que conforman el proceso constructivo global. Cabe destacar, que como se ha explicado anteriormente, esto solo son valores orientativos, y que podrán variar en función de la mano de obra y maquinaria finalmente contratada.

1) Demolición de fábricas de hormigón. Se estima un rendimiento cercano a unos 200 m³/día.

2) Preparación de conectores. Para esta actividad, se han estimado los siguientes rendimientos:

- Unas 30 perforaciones al día en la zona de solera de la estructura.
- Alrededor de 30 metros lineales de perforación al día para los conectores que unen el hormigón nuevo con el existente, tanto en la zona de ampliación como en la de elevación de la coronación.

3) Montaje de armadura. Esta actividad está ligada al hormigonado, por lo que se considerará que avanza a la misma velocidad.

4) Trabajos de hormigonado. Esta actividad contempla tanto el hormigonado de la solera, como el hormigón de los alzados y la formación de las escaleras en la cara interior de la estructura. Se considera un equipo compuesto por el personal y la maquinaria necesaria para ofrecer aproximadamente un rendimiento de 120 m³/día. Este rendimiento tendrá en cuenta los posibles desfases relacionados con la imposibilidad de hormigonar debido al mal estado del mar. Sobre todo, esto afectará a la construcción de las escaleras y a la zona de la ampliación. El área de aumento de la coronación se verá menos afectada en ese sentido.

3.- PROGRAMA DE TRABAJOS

En la página siguiente, se presenta un diagrama que refleja el desarrollo secuencial de todos los trabajos que se han considerado anteriormente. La obra cuenta con un plazo total de 12 meses.

La ejecución de las obras comenzaría por la tarea de demolición de fábricas de hormigón, la cual se estima una duración total de unos 7 meses y medio. Además, medio mes después se planea comenzar con la instalación de los conectores, para, al mes y medio del comienzo de la obra, comenzar a hormigonar los alzados y la zona de coronación, actividad que tendrá una duración de 9 meses y medio. Por otra parte, el hormigonado de la solera comenzará más tarde, así como la formación de las escaleras, que se planean para el mes 5 la primera, y para el mes 9 la segunda.

Por último, las actividades relacionadas con la Gestión de Residuos y con la Seguridad y Salud dentro del entorno de trabajo, se extenderán durante toda la duración de la obra.



DOCUMENTO Nº1 MEMORIA – ANEJOS A LA MEMORIA												
PUERTO DEPORTIVO DE CASTRO URDIALES										ANEJO Nº12 – PLAN DE OBRA		

PROGRAMA DE TRABAJOS

CAPÍTULOS	ACTIVIDADES	MESES											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PREPARACIÓN DE LAS SUPERFICIES	Demolición de fábricas 27.87	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	1.83				
	Conectores de anclaje 579.42	38.67	77.25	77.25	77.25	77.25	77.25	77.25	77.25				
HORMIGONADO	Hormigón (Alzados) 998.8		52.63	105.13	105.13	105.13	105.13	105.13	105.13	105.13	105.13	105.13	
	Hormigón (Solera) 242.40				26.93	26.93	26.93	26.93	26.93	26.93	26.93	26.93	26.93
	Formación de Escaleras 7.78					3.89				3.89			
GESTIÓN DE RESIDUOS	4.32	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
SEGURIDAD Y SALUD	20.47	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71
Obra mensual (PBL en miles de euros)		44.50	135.10	188.20	215.20	219.00	215.20	215.20	213.26	138.10	134.10	134.20	29.00
Obra acumulada (PBL en miles de euros)		44.50	179.60	367.80	583.00	802.00	1017.20	1232.40	1445.66	1583.76	1717.86	1852.06	1881.06