



**UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE CIENCIAS DEL MAR Y RECURSOS NATURALES
INGENIERIA CIVIL OCEANICA**

**DISEÑO DE DEFENSAS COSTERAS,
UNA APLICACIÓN AL PUERTO DE IQUIQUE**

PEDRO LUIS GIUFFRA MACHUCA

2010

**UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE CIENCIAS DEL MAR Y RECURSOS NATURALES
INGENIERIA CIVIL OCEANICA
VIÑA DEL MAR**

**“DISEÑO DE DEFENSAS COSTERAS, UNA APLICACIÓN AL PUERTO DE
IQUIQUE”**

PEDRO LUIS GIUFFRA MACHUCA

COMISIÓN REVISORA	CALIFICACIONES
	Nota Firma
PROFESOR GUÍA SR. PATRICIO WINCKLER	_____
PROFESOR INTEGRANTE SR. SERGIO BIDART	_____
PROFESOR INTEGRANTE SR. ERNESTO GÓMEZ	_____

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL OCEANICO**

**VIÑA DEL MAR, CHILE
2010**

DECLARACIÓN

Este trabajo o algunas de sus partes no han sido presentados anteriormente en la universidad de Valparaíso, institución universitaria chilena o extranjera u organismo de carácter estatal, para su evaluación, comercialización u otros propósitos. Salvo las referencias citadas en el texto, confirmo que el contenido intelectual de este proyecto de Título es resultado exclusivamente de mis esfuerzos personales.

La Universidad de Valparaíso reconoce expresamente la propiedad intelectual del autor sobre esta memoria de titulación. Sin embargo, en caso de ser sometida a evaluación para propósitos de obtención del título profesional de Ingeniero Civil Oceánico, el autor renuncia a los derechos legales sobre la misma y los cede a la Universidad de Valparaíso, la que estará facultada para utilizarla con fines exclusivamente académicos.

Patricio Winckler Grez
Profesor Guía

Pedro Giuffra Machuca
Alumno Memorista

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento al Profesor Ernesto Gómez Araya, quien propuso el tema desarrollado en esta Memoria de Título y además gentilmente aportó con la mayor parte de la documentación utilizada en la elaboración de este proyecto.

Agradezco al Profesor Patricio Winckler Grez, por su buena disposición para aclarar mis dudas y guiarme en la realización de este trabajo.

A mi familia, gracias por su paciencia y apoyo incondicional.

Gracias a todos.
Pedro Giuffra Machuca.

CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	13
2	OBJETIVOS	13
2.1	OBJETIVO GENERAL	13
2.2	OBJETIVOS ESPECIFICOS	13
3	ESTUDIO DE CONDICIONES NATURALES.....	14
3.1	SECTOR DE ESTUDIO.....	14
3.2	BATIMETRIA	17
3.3	VIENTOS	18
3.4	MAREAS Y NIVELES.....	18
3.4.1	MAREA ASTRONOMICA	18
3.4.2	MAREA METEOROLÓGICA POR VARIACIONES DE PRESIÓN ATMOSFÉRICA.....	19
3.4.3	MAREA METEOROLÓGICA POR EFECTO DEL VIENTO.....	21
3.4.4	NIVEL DEL MAR.....	21
3.4.5	SETUP DEL OLEAJE	21
3.4.6	NIVEL DE DISEÑO.....	24
3.5	OLEAJE	24
3.5.1	METODOLOGÍA	25
3.5.2	CLIMA DE OLEAJE EN AGUAS PROFUNDAS	25
3.5.2.1	Estadística.....	25
3.5.2.2	Clima de oleaje medio	26
3.5.2.3	Clima de oleaje extremo	29
3.5.3	TRANSFORMACIÓN DEL OLEAJE	31
3.5.3.1	Generalidades	31
3.5.3.2	Propagación desde aguas profundas hasta la zona de estudio.....	31
3.5.3.2.1	Marco conceptual del modelo SWAN	31
3.5.3.2.2	Dominio físico del estudio.....	32
3.5.3.2.3	Espectros de oleaje.....	33
3.5.3.2.4	Resultados.....	34
3.5.4	CLIMA DE OLEAJE EN EL SECTOR DE ESTUDIO	37
3.6	CORRIENTES.....	40
3.7	TSUNAMIS	40
3.8	FONDO MARINO.....	40
3.8.1	ANTECEDENTES.....	40
3.8.2	INSPECCIÓN SUBMARINA	42

4	DISEÑO DE OBRAS MARITIMAS	43
4.1	BASES DE DISEÑO	43
4.1.1	ESTADOS LÍMITES	43
4.1.2	VIDA ÚTIL, RIESGO Y PERIODO DE RETORNO	44
4.1.3	NIVELES	45
4.1.4	OLEAJE	45
4.1.4.1	Oleaje en las proximidades de la obra	45
4.1.4.2	Oleaje de diseño a pie de obra	45
4.2	DISEÑO DE ESTABILIDAD	47
4.2.1	CORAZA EXTERIOR	50
4.2.2	FILTRO PRIMARIO	56
4.2.3	NUCLEO	56
4.2.4	PARAPETO	57
4.3	DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS	58
4.3.1	CORAZA EXTERIOR	58
4.3.2	DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO	60
4.3.3	DIMENSIONAMIENTO DEL NÚCLEO	61
4.3.4	DIMENSIONAMIENTO DEL PARAPETO	62
4.3.5	DISCUSIÓN SOBRE EL DISEÑO DE ESTABILIDAD	63
4.4	DISEÑO HIDRÁULICO	63
4.4.1	ANTECEDENTES	64
4.4.2	SOBREPASO ADMISIBLE	69
4.4.3	CÁLCULO DEL SOBREPASO	70
4.4.4	SOBREPASO ESPERADO	72
4.4.5	DISCUSIÓN DEL DISEÑO HIDRAULICO	75
4.5	RESUMEN DE PESOS Y DIMENSIONES	75
4.6	EVALUACIÓN ECONÓMICA DE ALTERNATIVAS	78
5	CONCLUSIONES	80
6	REFERENCIAS	82
6.1	DOCUMENTOS RELACIONADOS CON EL PROYECTO	82
6.2	NORMATIVA Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO	83
7	ANEXOS	84
7.1	ANEXO N° 1: ANALISIS DE VALORES EXTREMOS	85
7.2	ANEXO N° 2: PROPAGACIÓN DE OLEAJE, RESULTADOS VISUALES	90
7.3	ANEXO N° 3: SALIDAS ESPECTRALES DE SWAN	102
7.4	ANEXO N° 4: OLEAJE DE DISEÑO A PIE DE OBRA	108

7.5	ANEXO N° 5: CÁLCULO DE H2%	115
7.6	ANEXO N° 6: DIMENSIONAMIENTO DE LA CORAZA (VAN DER MEER).	118
7.7	ANEXO N° 7: DIMENSIONAMIENTO DE LA CORAZA (MELBY).	123
7.8	ANEXO N° 8: CALCULO DE SOBREPASO	128
7.9	ANEXO N° 9: ALTERNATIVAS DE DEFENSA COSTERA.....	147

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1: Caracterización de la marea astronómica.....	19
Tabla 3-2: Niveles del mar en Bahía de Iquique.	24
Tabla 3-3: Tabla de incidencia en aguas profundas, Iquique.....	27
Tabla 3-4: Alturas extremas anuales, costa afuera de Iquique. (1985-2006).	29
Tabla 3-5: Valores extremos de altura significativa espectral en aguas profundas.....	31
Tabla 3-6: Mallas de propagación.....	32
Tabla 3-7: Casos analizados con Swan. Oleaje en aguas profundas.....	34
Tabla 3-8: Estaciones de monitoreo.....	35
Tabla 3-9: Clima de oleaje en el sector de estudio, estación N° 1.....	38
Tabla 3-10: Clima de oleaje en el sector de estudio, estación N° 2.....	39
Tabla 3-11: Coordenadas estación de muestreo de sedimentos.....	40
Tabla 3-12: Tipos sedimentarios medianos promedio.....	41
Tabla 4-1: Niveles de diseño máximo y mínimo.....	45
Tabla 4-2: Oleaje de diseño en las proximidades de la obra.	46
Tabla 4-3: Oleaje de diseño a pie de obra.	47
Tabla 4-4: Definición de daño (S), fórmulas de Van der Meer y Melby.....	54
Tabla 4-5: Peso de los elementos de la coraza. Sección del Cabezo.	59
Tabla 4-6: Peso de los elementos de la coraza. Secciones del Tronco y Codo.....	60
Tabla 4-7: Peso de las secciones del parapeto $Cot\alpha=2$	62
Tabla 4-8: Peso de las secciones del parapeto $Cot\alpha=3$	63
Tabla 4-9: Sobrepasso admisible, de acuerdo al British Standard.....	69
Tabla 4-10: Sobrepasso admisible, de acuerdo al Coastal Engineering Manual.....	69
Tabla 4-11: Sobrepasso esperado. Sección del cabezo cota=2.....	72
Tabla 4-12: Sobrepasso esperado. Sección del codo cota=2.....	73
Tabla 4-13: Sobrepasso esperado. Sección del tronco cota=2.....	73
Tabla 4-14: Sobrepasso esperado. Sección del cabezo cota=3.....	74
Tabla 4-15: Sobrepasso esperado. Sección del codo cota=3.....	74
Tabla 4-16: Sobrepasso esperado. Sección del tronco cota=3.....	75
Tabla 4-17: Resumen de pesos y dimensiones de elementos de la defensa, cota=2.....	76
Tabla 4-18: Resumen de pesos y dimensiones de elementos de la defensa, cota=3.....	77
Tabla 4-19: Presupuesto estimado. Defensa Cota=2.....	78
Tabla 4-20: Presupuesto estimado. Defensa Cota=3.....	79

LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1: Vista general del puerto de Iquique.....	14
Figura 3-2: Imagen satelital de la zona de estudio.....	15
Figura 3-3: Fotografía panorámica del molo de unión.....	15
Figura 3-4: Fotografía de detalle del sector de ampliación.....	16
Figura 3-5: Fotografía panorámica del sector de ampliación.....	16
Figura 3-6: Fotografía panorámica desde el arranque del molo de unión.....	16
Figura 3-7: Carta Náutica N° 1211, Bahía de Iquique (detalle).....	17
Figura 3-8: Presión atmosférica de Antofagasta (años 1998, 1999 y 2002).....	20
Figura 3-9: Tendencia del nivel del mar en Iquique.....	21
Figura 3-10: Cálculo del Setup de oleaje para 5 y 25 años de periodo de retorno.....	23
Figura 3-11: Área de cobertura y nodos de validación Olas Chile.....	26
Figura 3-12: Distribución de frecuencias versus periodo espectral del oleaje.....	28
Figura 3-13: Distribución de frecuencias versus dirección espectral de oleaje.....	28
Figura 3-14: Ajuste función de distribución Weibull, Dirección SW.....	30
Figura 3-15: Batimetría Iquique.....	32
Figura 3-16: Batimetría zona de estudio.....	33
Figura 3-17: Espectro de oleaje en aguas profundas.....	34
Figura 3-18: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección SSW y $T_p=12$ [s].....	35
Figura 3-19: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección SW y $T_p=12$ [s].....	36
Figura 3-20: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección WSW y $T_p=12$ [s].....	36
Figura 3-21: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección W y $T_p=12$ [s].....	37
Figura 3-22: Estación de monitoreo de sedimentos intermareales.....	41
Figura 3-23: Fotografías submarinas del sector de apoyo del pie de la defensa.....	42
Figura 4-1: Planta general de la defensa.....	48
Figura 4-2: Alternativa N° 1, defensa $\cot\alpha=2$	49
Figura 4-3: Alternativa N° 2, defensa $\cot\alpha=3$	49
Figura 4-4: Definición de la permeabilidad teórica (P).....	54
Figura 4-5: Relación entre la permeabilidad teórica P y D_{50C}/D_{50Arm}	55
Figura 4-6: Recomendaciones del Coastal Engineering Manual.....	56
Figura 4-7: Diagrama de presiones sobre el parapeto Günbak et al. (1984).....	57
Figura 4-8: Imágenes de sobrepaso en sector de acceso a la Ex-Isla Serrano.....	64
Figura 4-9: Secciones con fallo estructural reportadas por el INH.....	65

Figura 4-10: Imágenes de sobrepaso en sector de acceso a la Ex-Isla Serrano.....	66
Figura 4-11: Imágenes de sobrepaso en sector Gerencia, junio 2003.	67
Figura 4-12: Mapas de campos de período de oleaje según modelo Wavewatch, junio 2003.	68
Figura 4-13: Aplicación de la Ecuación 4-7 con banda de confianza del 90%	70

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 4-1: Fórmula de Goda para la estimación de la altura de ola a pie de obra	46
Ecuación 4-2: Fórmula de Hudson (1974) para el cálculo del peso de coraza.	51
Ecuación 4-3: Fórmula de van der Meer (1988) para el cálculo del peso de coraza.....	52
Ecuación 4-4: Fórmula de Melby (2005) para el cálculo del peso de coraza.	53
Ecuación 4-5: Relación entre la permeabilidad teórica P y D_{50C}/D_{50Arm}	55
Ecuación 4-6: Dimensión nominal del material del núcleo.	62
Ecuación 4-7: Fórmula de estimación del sobrepaso.....	71

RESUMEN

El presente proyecto de título denominado “Diseño de defensas costeras, una aplicación al puerto de Iquique”, contiene los estudios necesarios para desarrollar un proyecto de ingeniería, destinado a diseñar una defensa costera.

El caso en estudio, corresponde a una situación real, en el cual se pretende ganar terrenos al mar, con el objeto de habilitar un área de aproximadamente 6000 m² destinada a estacionamiento de camiones, calles de circulación y mejoramiento del acceso al puerto de Iquique. Las obras tiene el carácter de provisorias, con una vida útil no superior a 5 años.

Dado lo reducido de la vida útil de las obras, la proximidad de canteras para el suministro de material y condiciones de oleaje, en el presente estudio, sólo se analiza la posibilidad de constituir una defensa de escollera.

En primera instancia se realiza un análisis de las condiciones naturales del sector en estudio, para posteriormente desarrollar el diseño de las obras de defensa. El diseño incluye un estudio de estabilidad, destinado a definir el peso de los diferentes elementos que constituyen la defensa, en sus diferentes secciones, además de un estudio hidráulico, con el objeto de determinar los caudales de sobrepaso que se generan en la estructura, para las dos alternativas de defensa propuestas.

Finalmente se desarrolla una evaluación económica de las alternativas, con el objeto determinar cual de ellas presenta el menor costo de construcción.

1 INTRODUCCIÓN

Este documento describe los estudios necesarios para el diseño de las obras marítimas asociadas al proyecto de defensas costeras para el Puerto de Iquique.

El Puerto de Iquique está formado por un Molo de Abrigo que consta de los sitios de atraque 1 y 2 y por el Espigón con los sitios 3 y 4, abarcando un sector de aproximadamente 6.86 [há] de superficie. Los accesos a estos sitios se encuentran en un área cuya capacidad de recepción y estacionamiento de los camiones se hace insuficiente, por lo que el proyecto busca generar nuevas áreas que mejoren la operación del Puerto de Iquique. El área a rellenar está ubicada en el borde costero sur-oriente de la ex Isla Serrano (Terminal Molo) y comprende 6000 [m²] en una primera etapa, siendo la longitud de relleno de 200 [ml] y el ancho promedio de alrededor de 30 [m]. Las futuras alternativas de uso del suelo serán para estacionamiento de camiones, calles y mejoramiento del acceso. El área a ganar al mar es diseñada como una obra provisoria con una vida útil de 5 años.

La información necesaria para el desarrollo de este proyecto se obtuvo de una recopilación de antecedentes. Los resultados del estudio incluyen el diseño de las obras de protección, cubicación, costos y un análisis técnico-económico de alternativas.

En el capítulo 3 se presenta el estudio de las condiciones naturales del sector de emplazamiento de las obras proyectadas. En el capítulo 4 se resumen los aspectos asociados al diseño de las obras marítimas junto con una evaluación económica de las alternativas analizadas.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un proyecto de ingeniería destinado a diseñar un sistema de defensas costeras, proponer alternativas de solución y finalmente efectuar una evaluación técnico-económica que permita determinar la mejor alternativa de solución.

2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar un estudio de condiciones naturales del sector en el que se emplazarán las obras.
- Establecer las variables de diseño, a partir del estudio de condiciones naturales.
- Dimensionar los diferentes elementos que constituyen la defensa, de manera de cumplir con los requerimientos de estabilidad y funcionales.
- Aportar con una propuesta metodológica para los estudios de defensas y diques rompeolas.

3 ESTUDIO DE CONDICIONES NATURALES

Las condiciones naturales relevantes para efectos del presente análisis, están dadas principalmente por batimetría, vientos, mareas y niveles, oleaje, corrientes y la naturaleza del fondo marino. En el marco de este estudio no se realizaron mediciones de terreno y el análisis sólo se basó en información recopilada. En este capítulo se presentan los resultados de los estudios específicos.

3.1 SECTOR DE ESTUDIO

El puerto de Iquique Figura 3-1 dispone de una superficie de aguas abrigadas de aproximadamente 20 hectáreas y está formado por la ex Isla Serrano, desde donde nace el molo de abrigo de 850 [m] de longitud y por un segundo molo que la une con el continente. La Península Serrano tiene dimensiones aproximadas de 500 [m] por 800 [m] y en su extremo Sur, Figura 3-2 se muestra la zona de estudio donde se requiere aumentar la superficie de la explanada existente con rellenos y una defensa costera.

Figura 3-1: Vista general del puerto de Iquique.



Fuente: INH (Ref. 2)

El sector de ampliación se ubica en el borde SE de la ex Isla Serrano, específicamente en el sector de empalme con el molo de unión que sirve de acceso al puerto. Al Este se ubica el parapeto de protección del molo, al Norte y Oeste la explanada actual y al sur el Océano Pacífico. El borde costero desde el cual se extenderá la ampliación está formado principalmente por roqueríos y una franja de material de relleno (Figura 3-3 a Figura 3-5). La explanada actual es utilizada para estacionamiento de camiones en una longitud aproximada de 140 [m]. En la Figura 3-6 se muestra

una vista de la defensa costera compuesta por una escollera de rocas y parapeto de protección coronado aproximadamente en la cota +8 [m] NRS.

Figura 3-2: Imagen satelital de la zona de estudio



Fuente: Google Earth.

Figura 3-3: Fotografía panorámica del molo de unión.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-4: Fotografía de detalle del sector de ampliación



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-5: Fotografía panorámica del sector de ampliación



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-6: Fotografía panorámica desde el arranque del molo de unión



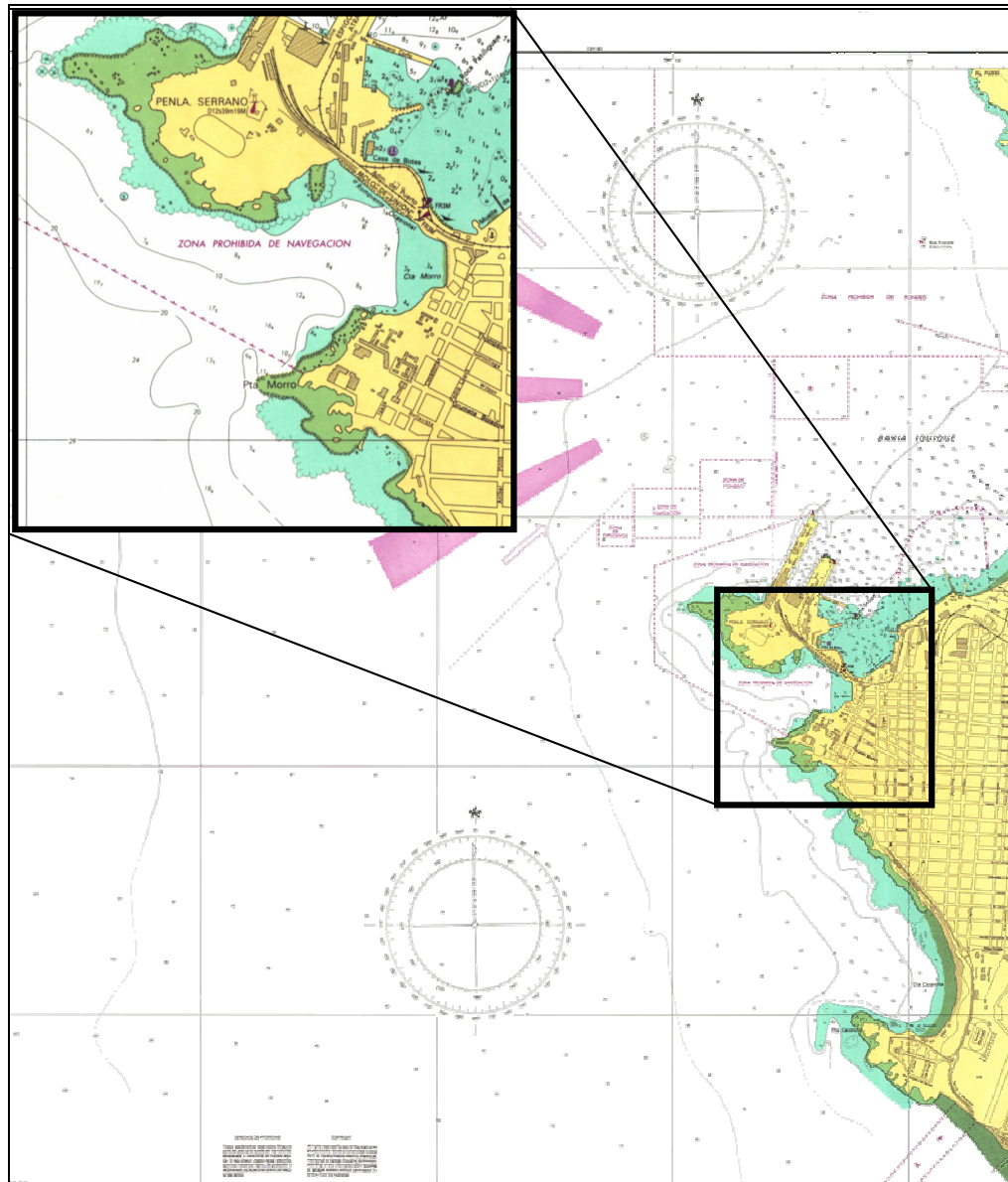
Fuente: Elaboración propia.

3.2 BATIMETRIA

Los antecedentes batimétricos utilizados en este estudio se resumen a continuación:

- Carta hidrográfica del SHOA N° 1211, Bahía de Iquique, escala 1:10.000 (Figura 3-7).
- Carta Hidrográfica SHOA N° 1100, Rada de Arica a Bahía de Iquique, escala 1: 200.000.
- Carta Hidrográfica SHOA N° 1200, Bahía de Iquique a Puerto Tocopilla, escala 1: 200.000.
- Levantamiento batimétrico realizado por el INH (Ref. 2).

Figura 3-7: Carta Náutica N° 1211, Bahía de Iquique (detalle).



Fuente: www.shoa.cl

3.3 VIENTOS

En el marco del diseño de la defensa costera, el estudio de vientos se orienta a determinar el viento extremo, y su incidencia como generador de oleaje local y *wind setup* (aumento del nivel del mar). Dado el favorable régimen de vientos en Iquique y su lejanía a los centros de baja presión que generan temporales, es probable que las condiciones extremas estén dadas por el oleaje de generación distante, o *swell*, y que el efecto del *wind setup* sea poco relevante.

El clima en Iquique está dominado por el centro permanente de altas presiones del Pacífico Sur y ésta es la principal condición que explica la gran estabilidad del clima durante todo el año. En verano las altas presiones se desplazan hacia el Sur, empujadas por centros de baja presión que se generan en los Andes, asociados al invierno boliviano. Esto incrementa los gradientes de presión atmosférica y con ello se intensifican los vientos (cerca de 8 nudos). Sin embargo, la presión en verano permanece siempre sobre los 1013 mb, la temperatura del mar sube hasta 18° C y la temperatura máxima del aire por sobre los 21° C. En invierno la temperatura del aire y del mar bajan a 15,5° C y 15° C respectivamente. Además de la baja intensidad de los vientos, las altas presiones generan una gran estabilidad atmosférica que explica la prácticamente nula ocurrencia de precipitaciones.

La mejor información de viento disponible es la utilizada en INHA (Ref. 7). El estudio se basa en el informe “*Evaluación de impacto ambiental de los residuos industriales de las pesqueras del Norte S.A. y Tarapacá S.A. sector molo ex isla Serrano, Iquique*”, contando para ello con una estadística de viento cada 3 horas entre Enero de 1992 y Marzo de 1993 (se desconoce si estos registros corresponden a valores instantáneos o medios). Los datos confirman una condición reinante muy marcada del SW con variaciones S y SE. El rango de los vientos durante el año es entre 5 a 10 nudos. Estos vientos son considerablemente bajos y poco significativos para el crecimiento del oleaje, sin embargo, contribuyen a la generación de *wind setup*.

3.4 MAREAS Y NIVELES

El estudio de marea tiene como objetivo la determinación de los valores característicos de dicho fenómeno, o niveles de diseño máximo y mínimo, para ser utilizados en el diseño de la defensa costera de la explanada. Para ello se recopilan antecedentes de mareas astronómica y meteorológica (por viento y presión atmosférica) en el sitio de estudio y variaciones del nivel medio del mar en Iquique.

3.4.1 MAREA ASTRONOMICA

El régimen mareal en Iquique corresponde al tipo semidiurno con desigualdad diurna, con dos pleamares y dos bajamares en un día (24 horas 50 minutos). Las características de la marea astronómica fueron establecidas a partir de las Tablas de Marea del SHOA (Ref. 9) y del estudio del INHA (Ref. 7). La oscilación mareal se puede caracterizar por los siguientes planos mareales, definidos respecto del NRS¹:

¹ El Nivel de Reducción de Sondas o NRS, corresponde a la referencia altimétrica utilizada en obras marítimas y se define como el nivel más bajo que alcanza la marea durante una sicigia, en perigeo (lunar).

Tabla 3-1: Caracterización de la marea astronómica.

Parámetro	[m] NRS
Máxima pleamar	+1,79
Promedio pleamares	+1,17
Nivel medio del mar	+0,79
Promedio bajamares	+0,42
Mínima bajamar	+0,02

Fuente: Ref. 2

3.4.2 MAREA METEOROLÓGICA POR VARIACIONES DE PRESIÓN ATMOSFÉRICA

La presión atmosférica induce cambios en el nivel del mar. Cuando la presión aumenta, el nivel del mar disminuye y viceversa, lo que se conoce como el efecto del barómetro invertido². La presencia de vientos suele enmascarar el efecto de la presión en los residuos meteorológicos de las mareas por su importante contribución, por ende las perturbaciones de presión del nivel de las aguas se aprecian en situaciones anticiclónicas invernales con poco viento o bajo gradiente de presión.

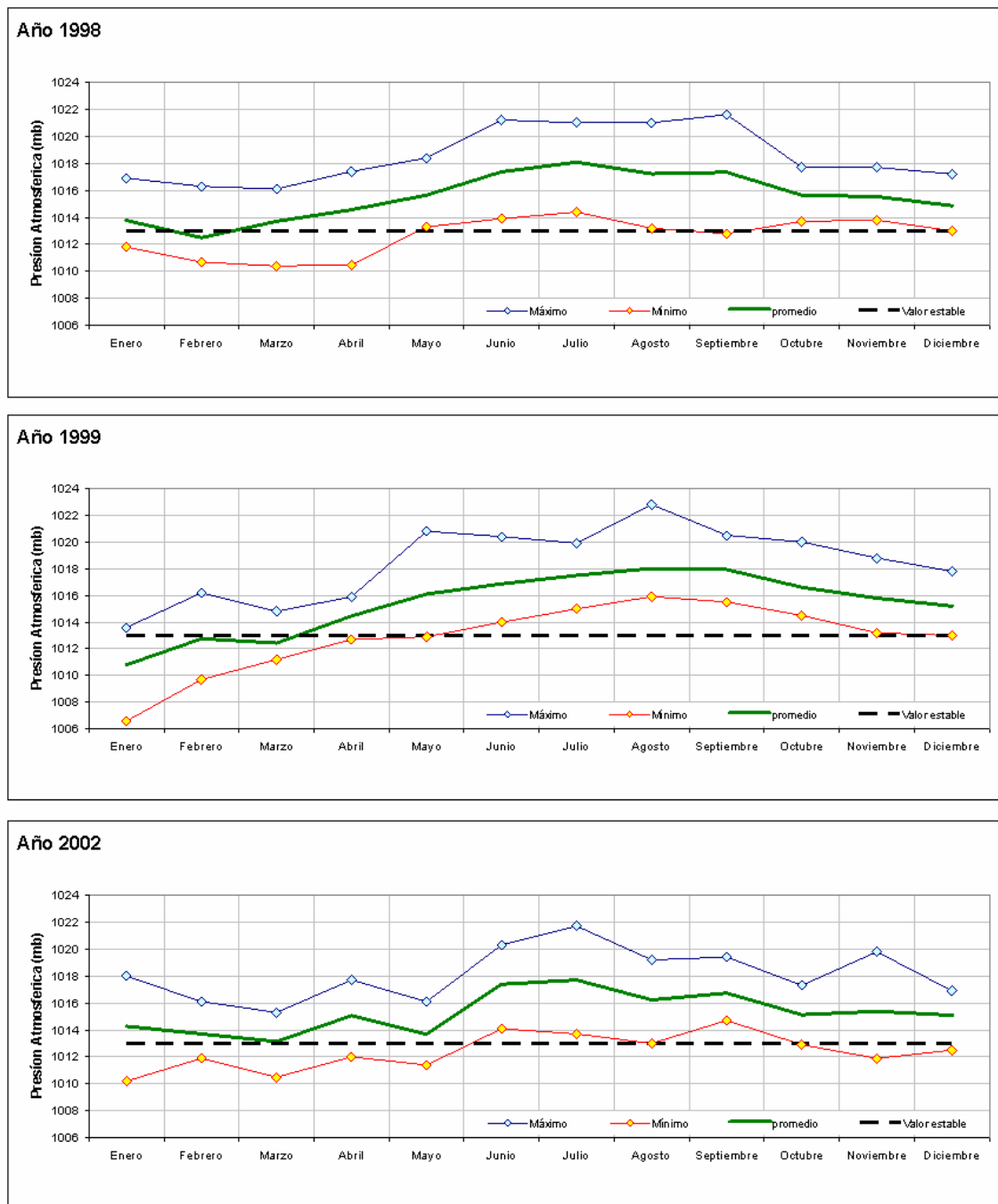
Para cuantificar el incremento del nivel de mar por efecto de variaciones de presión atmosférica y, a falta de una estadística de larga data en Iquique, se analizó estadística de esta variable en Antofagasta³, disponible en el sitio www.tutiempo.net/clima/Antofagasta/854420.htm para los años 1998, 1999 y 2002 Figura 3-8; los dos primeros años se utilizan para ilustrar años asociados al fenómeno del Niño (ENSO) y el tercero para representar un año normal. Se aprecia una variación estacional inferior a 10 [mb] en los valores medios mensuales de presión atmosférica. La variación de los valores extremos es mayor, con máximas que alcanzan los 1023 [mb] y mínimas de 1006 [mb].

Considerando que las correcciones propuestas por el SHOA (Ref. 9) están referidas a una presión atmosférica de 1013 [mb], es que se consideran correcciones de -10 [cm] en condiciones asociadas a buen tiempo y 1023 [mb], y de +10 [cm] para una presión de 1003 [mb] durante temporal.

² Para un nivel horizontal, la presión total a una profundidad H es: $P_a + \rho g H = \text{constante}$. Si varía la presión atmosférica en ΔP_a se tendrá que el nivel del mar variará según: $\Delta H = (\Delta P_a) / \rho g$. Si $\rho = 1026 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ y $g = 9.8 \text{ [m/s}^2\text{]}$ en la expresión anterior se tiene que $\Delta H = -0.993 \text{ [\Delta Pa]}$, donde ΔH se mide en [cm] y ΔP_a en [hPa]. En términos aproximados, un incremento de 1 [hPa] produce un decrecimiento del nivel del mar del orden de 1 [cm].

³ Dada la cercanía de ambas ciudades en relación con la escala espacial de los sistemas sinópticos -del orden de 10^2 a 10^3 [km]- se considera ésta como la información más apropiada para la estimación de la presión atmosférica.

Figura 3-8: Presión atmosférica de Antofagasta (años 1998, 1999 y 2002).



Fuente: Elaboración a partir de datos disponibles en www.tutiempo.net/clima/Antofagasta/854420.htm.

3.4.3 MAREA METEOROLÓGICA POR EFECTO DEL VIENTO

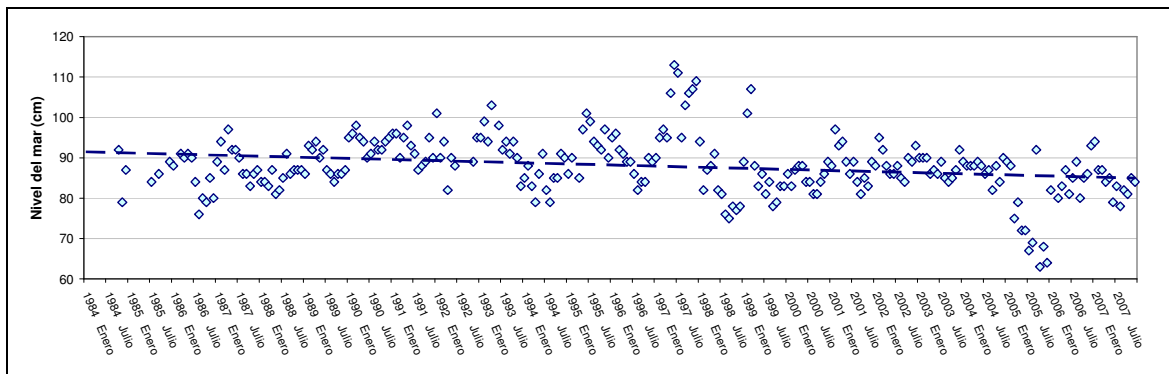
La ubicación geográfica del futuro emplazamiento de las obras sugiere que los efectos de apilamiento por efecto del viento pueden ser menores, debido a la lejanía a los centros de generación de vientos que usualmente se ubican a mayores latitudes. En este caso se considera un valor de 5 [cm] para un caso de vientos asociados a condiciones extremas, provenientes del tercer o cuarto cuadrantes. No se considera este efecto para vientos soplando de tierra a mar, pues el apilamiento no ocurre y la transmisión de energía sobre el mar se traduce en corrientes superficiales que no están limitadas por el continente.

3.4.4 NIVEL DEL MAR

Las variaciones del nivel medio del mar en el largo plazo se deben a oscilaciones climáticas estacionales e interanuales, a posibles modificaciones de subsidencia o sollevamientos costeros asociados a la actividad sísmica o a posibles errores en la medición. En la Figura 3-9 se muestra la evolución del nivel medio mensual del mar para el período comprendido entre 1984 y 2007, obtenido del SHOA en Iquique, donde también se indica el año asociado al fenómeno del Niño (*El Niño Southern Oscillation, ENSO*) de 1997-8. Se observa una variabilidad de hasta 50 [cm] durante el período de medición y un aumento de en torno a 25 [cm] durante los años ENSO. Durante los años asociados el fenómeno de la Niña el efecto es contrario y de similares amplitudes.

Estos fenómenos no han sido estudiados en profundidad para el caso en cuestión, por lo que para el diseño se asume un aumento del nivel del mar de 15 [cm] en condiciones extremas de años Niño y una disminución de 15 [cm] en años Niña, respecto del nivel medio del mar actual.

Figura 3-9: Tendencia del nivel del mar en Iquique.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.5 SETUP DEL OLEAJE

El *setup* de oleaje se produce en la zona de rompiente, como consecuencia del exceso de momentum que trae la ola antes de romper en relación con la zona posterior a la rotura. A partir de las ecuaciones de Navier - Stokes, es posible establecer que, debido a la rompiente, se produce una variación espacial de los tensores de radiación, que se traduce en corrientes litorales y un aumento del nivel del mar (*wave setup*). El *setup* de oleaje rompiente fue obtenido utilizando la

Figura 3-10 (Dally, Dean y Dalrymple, 1985; Ref. 12), a partir de la altura media cuadrática en aguas profundas (H_{rms0}), la longitud de onda en aguas profundas (L_o) y la profundidad en las cercanías de la obra (d). Se considera de manera conservadora un talud de 1/30 en la zona de mayor pendiente de la obra (a mayor talud, mayor setup).

Altura de ola

La altura media cuadrática en aguas profundas (H_{rms0}) se estima en función de la altura significativa espectral (H_{m0}), asumiendo que ésta se aproxima a la altura significativa estadística ($H_{m0} \cong H_{s0}$) y que la distribución de alturas de ola en un estado de mar sigue una distribución Rayleigh ($H_{s0} \cong 1,42 H_{rms0}$). Con ello se obtiene que $H_{rms0} \cong 0,70 H_{m0}$.

Para efectos de estimar los niveles se consideran dos casos asociados a períodos de retorno de 25 años y 5 años, que permitirán establecer una serie de escenarios de ocurrencia conjunta con las otras variables que inciden en el nivel del mar⁴. En la Tabla 3-5 se observa que para un período de retorno de 25 años la altura es de $H_{m0(Tr=25)} = 4,48$ [m], con lo que se obtiene $H_{rms0(Tr=25)} = 3,14$ [m]. Para un período de retorno de 5 años la altura es de $H_{m0(Tr=5)} = 4,02$ [m], por ende $H_{rms0(Tr=5)} = 2,81$ [m].

Período y longitud de ola

El período se estima en $T = 12$ [s], por ser el menor de los asociados a condiciones extremas y el que genera un mayor *setup* para los rangos de d/H_{rms0} contemplados en el diseño de la defensa. La longitud de onda en aguas profundas (L_o) se estima de acuerdo a la teoría lineal del oleaje en $L_o \cong 1,56 \times T^2 = 224$ [m].

Profundidad

Para el cálculo de la profundidad en el sitio (d), se considera la siguiente expresión:

$$d = h + z_A + z_{MV} + z_{MP}$$

Donde la profundidad hidrográfica, $h \cong +0,0$ [m] NRS, se evalúa en la zona más crítica de la defensa, es decir, la más baja. La marea astronómica se considera en forma conservadora como la mayor pleamar durante 2008, $z_A = +1,79$ [m] NRS, la marea meteorológica por efecto del viento se asocia a un temporal con $z_{MV} = +0,05$ [m] y la marea meteorológica por variación de la presión atmosférica se estima en $z_{MP} = +0,10$ [m]. Con ello se obtiene una profundidad de:

$$d = + 0,0 \text{ [m] NRS} + 1,79 \text{ [m] NRS} + 0,05 \text{ [m]} + 0,10 \text{ [m]} = 1,94 \text{ [m]}$$

Parámetros derivados

La relación entre la profundidad y la altura de oleaje se presenta a continuación:

- Para un período de retorno de 25 años: $d / H_{rms0(Tr=25)} = 1,94 / 3,15 \cong 0,61$

⁴ La selección de los períodos de retorno obedece a los estados límites definidos en este proyecto. Se define estado límite como el estado de proyecto en el cual, la obra en su conjunto, o en alguno de sus tramos o elementos, queda fuera de uso o servicio por incumplimiento de los requisitos de seguridad, de servicio y de explotación especificados en el proyecto. Los estados límite se clasifican en últimos ELU, de servicio ELS, y operativos ELO.

Para efectos del diseño de la defensa costera se considera un ELU asociado a un período de retorno de $Tr = 25$ años y un estado ELO asociado a un período de retorno de $Tr = 5$ años. Mayores antecedentes sobre estos supuestos se presentan en la sección 4.1.1 de este documento.

- Para un período de retorno de 5 años: $d / H_{\text{rmso}(Tr=5)} = 1,94 / 2,81 \cong 0,69$

La relación entre la altura y el período se presenta a continuación:

- Para un período de retorno de 25 años: $H_{\text{rmso}(Tr=25)} / L_o = 3,15 / 224 \cong 0,014$
- Para un período de retorno de 5 años: $H_{\text{rmso}(Tr=5)} / L_o = 2,83 / 224 \cong 0,0126$

De la Ref. 12 se obtiene la relación entre el *setup* y la altura de ola:

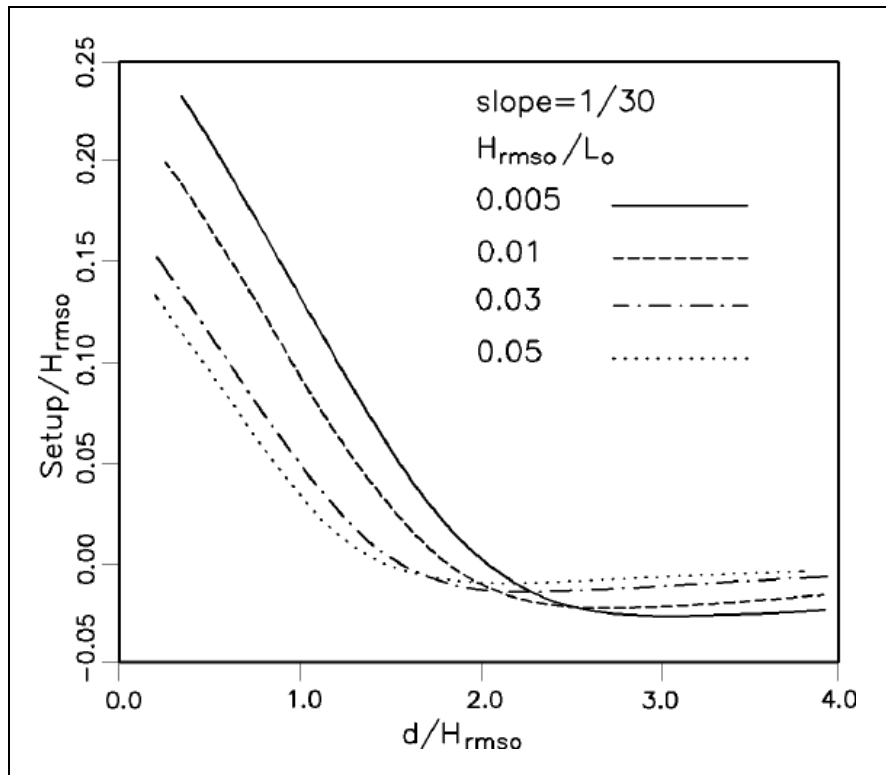
- Para un período de retorno de 25 años: $\text{setup} / H_{\text{rmso}(Tr=25)} \cong 0,13.$
- Para un período de retorno de 5 años: $\text{setup} / H_{\text{rmso}(Tr=5)} \cong 0,115.$

Resultados

Los resultados de *setup* de oleaje se presentan a continuación y se resumen en la Tabla 3-2.

- Para un período de retorno de 25 años: $\text{setup} = 0,13 \times 3,15 \text{ [m]} \cong 0,4 \text{ [m]}.$
- Para un período de retorno de 5 años se tiene: $\text{setup} = 0,115 \times 2,83 \text{ [m]} \cong 0,3 \text{ [m]}.$

Figura 3-10: Cálculo del Setup de oleaje para 5 y 25 años de periodo de retorno.



Fuente: CEM – Surf zone hydrodynamics (Ref. 12)

3.4.6 NIVEL DE DISEÑO

Para establecer el nivel de diseño se consideran tres escenarios que permiten establecer los máximos y mínimos de nivel, y que corresponden a:

- **Escenario 1:** ocurrencia conjunta en una pleamar máxima y un temporal de 5 años de período de retorno, durante un año Niño.
- **Escenario 2:** ocurrencia conjunta en una pleamar media y un temporal de 25 años de período de retorno, durante un año Niño.
- **Escenario 3:** ocurrencia conjunta de una bajamar mínima, en buen tiempo, en un año Niña.

Los niveles de diseño para los tres escenarios se resumen en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2: Niveles del mar en Bahía de Iquique.

Componente	Escenario 1 Pleamar máxima Año Niño Temporal 5 años	Escenario 2 Promedio Pleamares Año Niño Temporal 25 años	Escenario 3 Mínima bajamar Año Niña Buen tiempo
Marea astronómica	+ 1,79 [m] NRS	+ 1,17 [m] NRS	+ 0,02 [m] NRS
Wind set-up	+ 0,05 [m]	+ 0,05 [m]	+ 0,00 [m]
Presión atmosférica	+ 0,10 [m]	+ 0,10 [m]	- 0,10 [m]
Nivel medio del mar	+ 0,25 [m]	+ 0,25 [m]	- 0,25 [m]
Set-up de oleaje	+ 0,30 [m]	+ 0,40 [m]	+ 0,00 [m]
Nivel de diseño	+ 2,49 [m] NRS	+ 1,97 [m] NRS	- 0,33 [m] NRS

Fuente: Elaboración propia.

Para efectos de diseño se considera un máximo de +2,49 [m] NRS y un mínimo de -0,33 [m] NRS.

3.5 OLEAJE

El puerto de Iquique se abre al Océano Pacífico por lo que se encuentra expuesto a oleajes que provienen desde grandes distancias conformando un fenómeno complejo de evaluar. A esto se debe sumar que en este borde costero la disponibilidad de mediciones sistemáticas y estadísticamente representativas es escasa.

En el caso del diseño de una protección costera, el oleaje de mayor importancia es la condición extrema, es decir, aquella que representa condiciones de mayor energía, pues las tormentas son las que inducen las mayores sollicitaciones hidrodinámicas a considerar en el diseño de las obras.

El estudio de olas está orientado a determinar el clima extremo en la zona de estudio, a objeto de determinar valores de diseño de las cargas hidrodinámicas sobre las obras de protección costera.

3.5.1 METODOLOGÍA

Para el análisis de olas extremas se utilizó la base de datos de Baird & Associates S.A., Olas Chile III (2007) del nodo de Iquique (20° S, 71° W), que corresponde a parámetros de resumen obtenidos a partir de los datos espectrales por dirección y frecuencia cada tres horas desde el 1 de enero de 1985 al 31 de diciembre de 2006. Esta base de datos ha sido obtenida por hindcasting por medio del modelo espectral WaveWatch III desarrollado por NOAA/NCEP.

Se seleccionaron los eventos extremos por año y dirección de oleaje en aguas profundas. Dada la orientación de la costa, sólo se consideraron como direcciones activas de oleaje aquellas comprendidas en el tercer (180° a 270°) y cuarto cuadrante (270° a 360°). Con estos eventos se determinó la altura significativa espectral en aguas profundas (H_{m0}) para los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, y 100 años por medio de las distribuciones de Gumbel y Weibull, obteniéndose de esta forma el estimador de H_{m0} y sus límites de confianza del 95%.

El oleaje oceánico fue transferido desde aguas profundas hasta las proximidades de la zona de interés utilizando el modelo SWAN⁵. El software SWAN (*Simulating WAVes Nearshore*) es un modelo de propagación de ondas gravitatorias generadas por viento, de tipo irregular (distribución espectral de altura, período y dirección), que resuelve las ecuaciones de balance de la acción del oleaje en forma estacionaria o no estacionaria, por el método numérico de diferencias finitas. En la implementación del modelo se utilizó la línea de costa y la batimetría obtenida de las cartas náuticas del SHOA. Para diferentes combinaciones de dirección y período en aguas profundas. Se realizaron propagaciones de temporales hasta las cercanías del sitio de estudio.

3.5.2 CLIMA DE OLEAJE EN AGUAS PROFUNDAS

3.5.2.1 Estadística

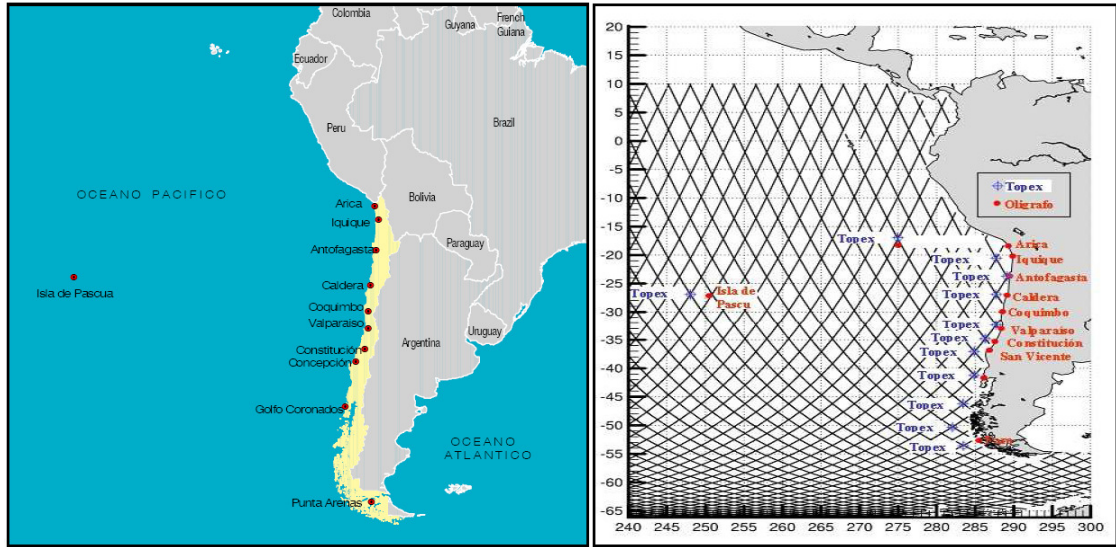
El análisis del clima de oleaje se basa en registros de oleaje disponibles en la base de datos Olas Chile III (2007) en el nodo ubicado costa afuera de Iquique (20° S - 71° W), obtenida a partir de los datos espectrales por dirección y frecuencia desde el 01/01/1985 al 31/12/2006, completando 22 años de extensión. Esta base de datos ha sido obtenida mediante el modelo espectral WaveWatch III desarrollado por NOAA/NCEP. El total de datos de la muestra es de 64280, medidos cada 3 horas⁶ e incluye los parámetros de resumen de altura significativa espectral del oleaje (H_{m0}), período peak del oleaje (T_p) y dirección del peak de la energía de las olas respecto al norte geográfico, en sentido horario (MWD).

El Proyecto "OLAS Chile" fue desarrollado por el SHOA y Baird & Associates S.A. y tuvo por objeto definir una base de datos de largo plazo de olas espectrales direccionales en aguas profundas, sobre toda la costa chilena. Recientemente, la base de datos fue actualizada (Olas Chile Versión III, 2006) resultando en mejoras en las validaciones. Este proyecto se basa en un modelo de hindcast, que en su versión III considera la generación de olas en todo el Océano Pacífico desde 1985 a 2006. Esta modelación numérica, y la base de datos resultante, fueron validadas en 22 puntos con las mediciones de olas que existen en Chile, de boyas del SHOA (TriAXYS en Valparaíso), de la NOAA y datos satelitales (Figura 3-11).

⁵ El modelo SWAN fue desarrollado por "Delft University of Technology" y está disponible libremente en <http://www.swan.tudelft.nl>.

⁶ Los detalles del hindcasting realizado por Baird & Associates pueden ser revisados en el sitio web <http://www.olasdelpacifico.com>, y la parte teórica del modelo del NOAA/NCEP pueden ser revisados en el sitio web <http://polar.ncep.noaa.gov/waves/wavewatch/wavewatch.html>.

Figura 3-11: Área de cobertura y nodos de validación Olas Chile.



Fuente: Baird (2006).

3.5.2.2 Clima de oleaje medio

La descripción estadística del oleaje a medio término trata de reproducir el comportamiento del fenómeno en las condiciones reinantes o más frecuentes. El clima medio de oleaje (u oleaje reinante) corresponde a una situación cotidiana con oleaje de procedencia en el área oceánica desde el S a WSW, que es relevante desde el punto de vista de la eficiencia y seguridad de las operaciones portuarias.

El clima medio se presenta mediante tablas de incidencia de altura significativa espectral v/s período peak (H_{m0}/T_p), período peak v/s dirección (T_p/MWD) y altura significativa espectral v/s dirección (H_{m0}/MWD), que se reproducen en la Tabla 3-3.

En la Figura 3-12 se presentan la distribución de frecuencia de períodos y en la Figura 3-13 se presenta la distribución de frecuencia de direcciones en aguas profundas frente a Iquique.

Tabla 3-3: Tabla de incidencia en aguas profundas, Iquique.

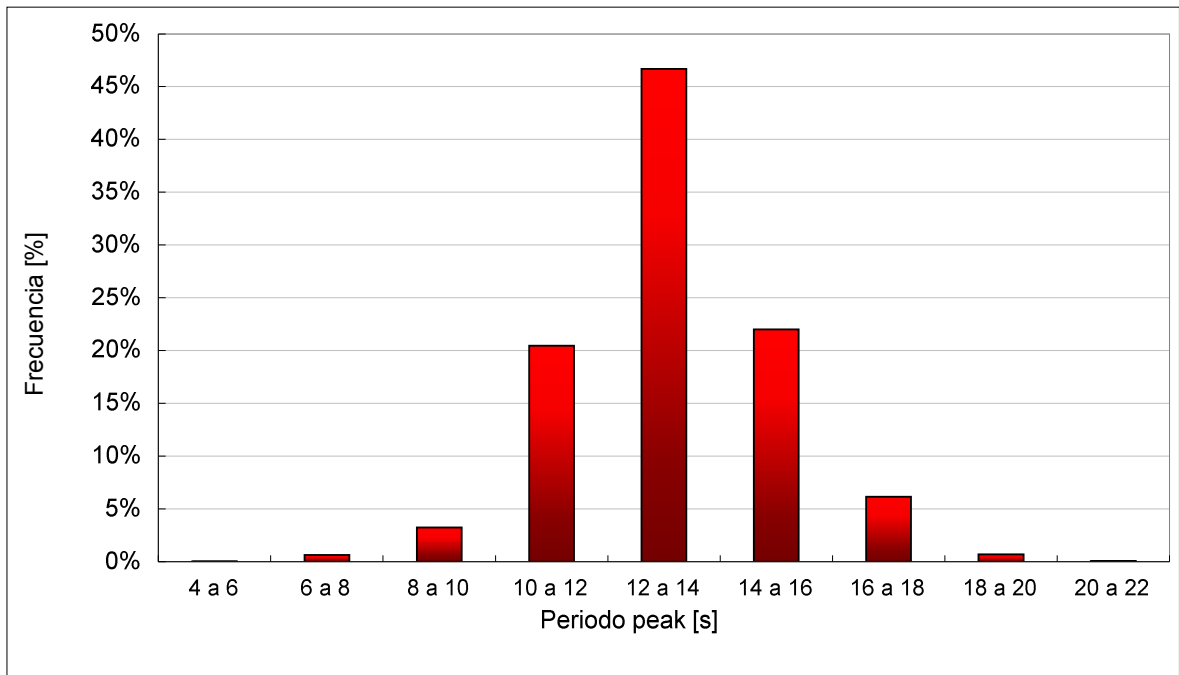
Hmo [m]	Tp [s]									Total
	4 a 6	6 a 8	8 a 10	10 a 12	12 a 14	14 a 16	16 a 18	18 a 20	20 a 22	
0.5 a 1.0		11	32	153	239	56	30	2		523
1.0 a 1.5	21	113	419	3316	3972	1358	507	59	11	9776
1.5 a 2.0	2	245	1211	6562	12141	3879	1356	221	18	25635
2.0 a 2.5		47	393	2651	10254	4460	1037	105	5	18952
2.5 a 3.0		1	25	434	2969	3037	588	30	4	7088
3.0 a 3.5			9	33	390	1099	286	23		1840
3.5 a 4.0					36	230	134	8		408
4.0 a 4.5					1	31	20			52
4.5 a 5.0						6				6
Total	23	417	2089	13149	30002	14156	3958	448	38	64280

Hmo [m]	Dirección Peak							Total
	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	
0.5 a 1.0		213	298	12				523
1.0 a 1.5		3794	5592	207	26	157		9776
1.5 a 2.0	1	8974	15547	626	110	356	21	25635
2.0 a 2.5	5	7443	10664	384	90	350	16	18952
2.5 a 3.0		2715	3793	325	31	194	30	7088
3.0 a 3.5		834	1004	2	0	0		1840
3.5 a 4.0		153	167	2	7	79		408
4.0 a 4.5		25	27					52
4.5 a 5.0		6						6
Total	6	24157	37092	1558	264	1136	67	64280

Tp [s]	Dirección Peak							Total
	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	
4 a 6	2	21						23
6 a 8	3	419	2					424
8 a 10		1912	198	2				2112
10 a 12		6423	6718	136				13277
12 a 14		10157	19045	634	20	35	2	29893
14 a 16	1	4279	8783	612	167	311	8	14161
16 a 18		885	2089	170	73	658	40	3915
18 a 20		61	234	4	4	119	15	437
20 a 22			23			13	2	38
Total	6	24157	37092	1558	264	1136	67	64280

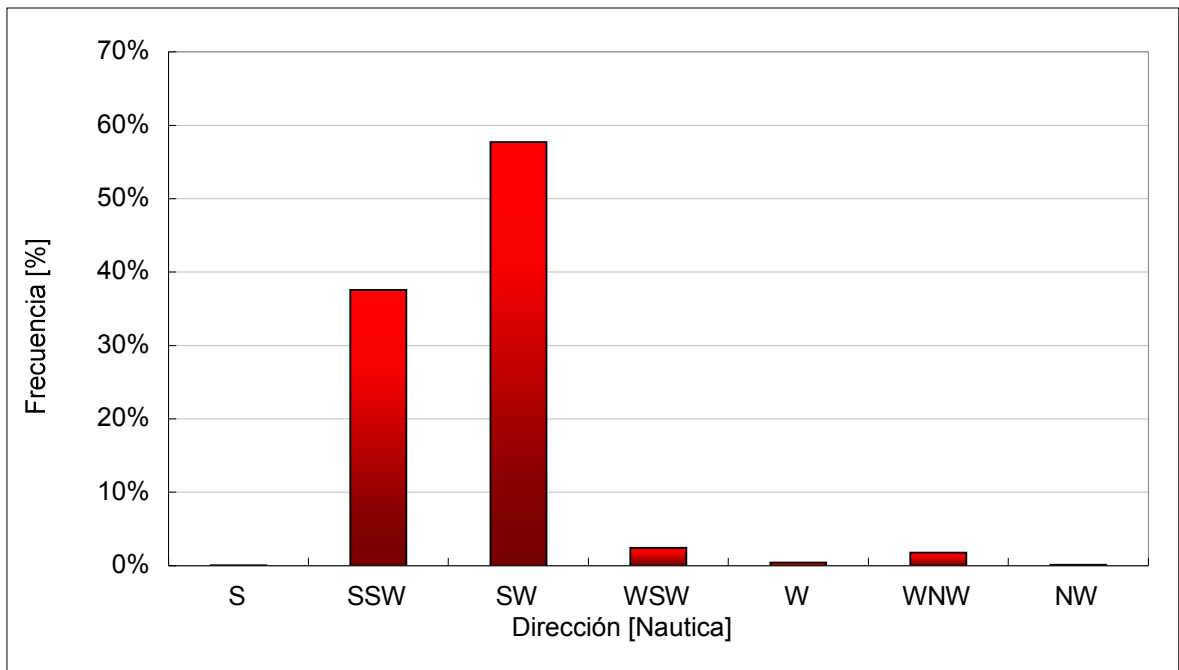
Fuente: Elaboración propia a partir de base de datos Olas Chile V3.

Figura 3-12: Distribución de frecuencias versus periodo espectral del oleaje



Fuente: Elaboración propia a partir de base de datos Olas Chile V3.

Figura 3-13: Distribución de frecuencias versus dirección espectral de oleaje



Fuente: Elaboración propia a partir de base de datos Olas Chile V3.

3.5.2.3 Clima de oleaje extremo

El clima extremo de oleaje (u oleaje dominante) está asociado a tormentas de generación distante que se propagan hasta Iquique, e inciden localmente desde el tercer cuadrante (Tabla 3-3), con períodos altos entre 12 y 18 [s] y alturas cercanas a 5 [m], cuya ocasional presencia se observa en invierno. Durante el verano, se registran ondas generadas en el Pacífico norte, que arriban con altos períodos y bajas alturas, que son poco relevantes en el diseño de esta defensa costera, en razón de su protección al norte. Las direcciones SSW, SW y WSW resultan ser las de efectos más devastadores en el sector de estudio, pues sus efectos se hacen sentir prácticamente sin atenuación debido a la escasa redistribución de la energía por refracción.

El estudio del oleaje en sus condiciones extremas requiere de métodos estadísticos específicamente diseñados para este fin, puesto que la estadística ordinaria se centra en los valores medios y la dispersión respecto a estos últimos. Los métodos utilizados en el análisis extremo de oleaje se clasifican en el método de la distribución inicial o muestra total y el método de los valores extremos. En este caso se utiliza el análisis de los valores extremos anuales para la altura de ola, en forma separada para distintas direcciones en aguas profundas. De esta forma se obtienen las funciones de distribución de altura, que expresan la probabilidad de que cierto valor no sea superado, o minorado.

Para la extrapolación a valores extremos, se seleccionaron los valores máximos de altura significativa espectral para cada año del registro (Tabla 3-4) y se han separado para las 4 direcciones desde donde se registran temporales extremos.

Tabla 3-4: Alturas extremas anuales, costa afuera de Iquique. (1985-2006).

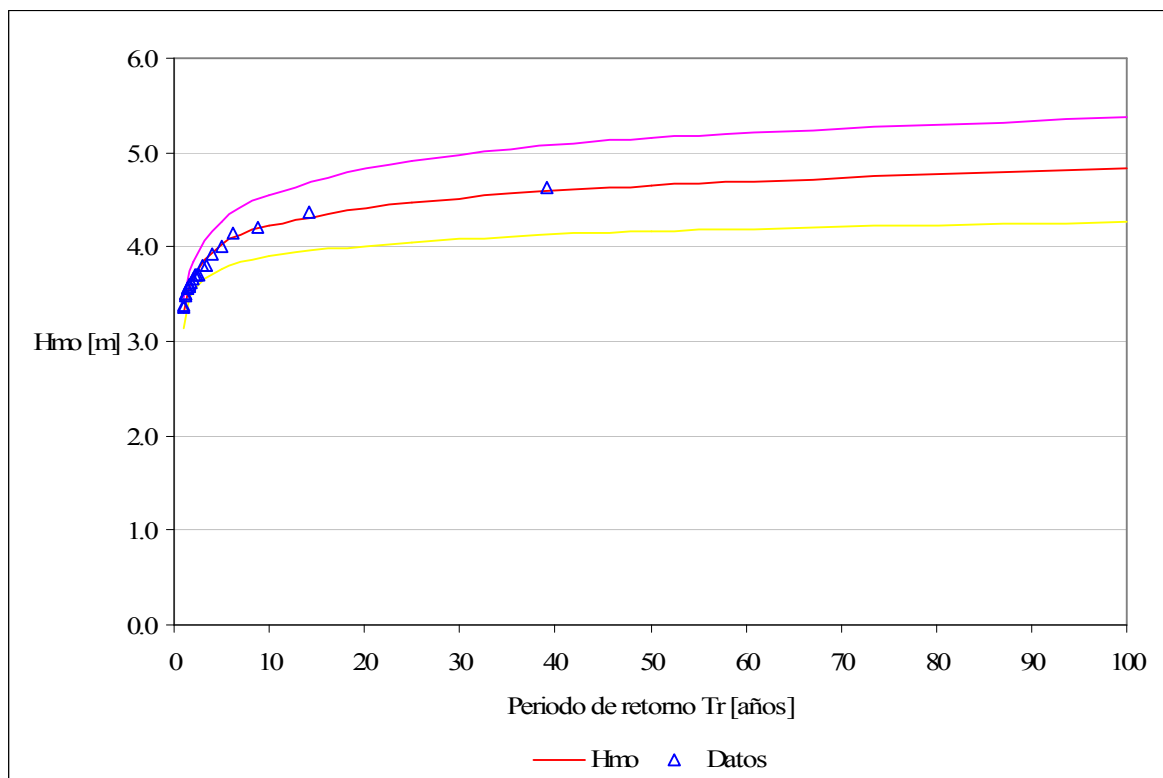
Año	Dirección/ Hmo (m)			
	SSW	SW	WSW	W
1985	3,89	3,71	1,87	2,24
1986	3,42	4,01	2,48	2,41
1987	3,57	4,63	2,60	1,93
1988	3,71	4,14	2,24	1,75
1989	3,96	3,60	2,23	2,24
1990	4,14	3,70	2,29	0,00
1991	3,12	3,57	2,34	1,92
1992	3,49	3,59	2,04	1,84
1993	3,52	3,37	2,59	2,32
1994	3,61	3,81	2,58	2,08
1995	3,95	3,48	2,41	2,17
1996	3,36	3,50	2,83	2,64
1997	3,49	4,37	2,68	1,94
1998	3,62	3,93	2,61	2,39
1999	3,71	3,81	2,04	2,01
2000	3,26	3,38	2,53	1,91
2001	3,96	3,51	2,01	1,66
2002	4,09	3,56	1,97	1,69
2003	3,97	3,70	2,39	1,94
2004	3,82	3,63	2,53	2,01
2005	3,76	3,66	2,24	1,71
2006	4,42	4,20	2,13	1,28

Fuente: Elaboración propia a partir de base de datos Olas Chile V3.

Empíricamente se ha demostrado que las funciones de distribución de probabilidades que mejor describen el régimen de alturas extremas del oleaje son las funciones Gumbel y Weibull, razón por la cual se efectúan ajustes para ambas funciones de distribución. Para el ajuste de estas funciones de distribución se realizó una linealización y, utilizando el método de mínimos cuadrados, se ajustaron a los datos. El criterio de selección del ajuste fue el coeficiente de correlación (R^2) cuyo valor debe encontrarse entre 0 y 1, y representa el grado del ajuste a los datos. En el Anexo 1 se presenta el ajuste de las funciones de distribución de altura para todas las direcciones analizadas.

En la Figura 3-14 se presenta, a modo de ejemplo, el ajuste Weibull para la dirección SW. Cabe mencionar que el grado de ajuste, así como la función de distribución será distinto para cada dirección.

Figura 3-14: Ajuste función de distribución Weibull, Dirección SW.



Fuente: Elaboración propia, a partir de base de datos Olas Chile V3.

En la Tabla 3-5 se resumen los resultados del análisis de valores extremos de altura de ola para las direcciones analizadas y períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Tabla 3-5: Valores extremos de altura significativa espectral en aguas profundas.

Período de retorno [años]	Hmo _{50%} (m)			
	SSW	SW	WSW	W
100	4,59	4,82	3,06	2,80
50	4,47	4,66	2,97	2,69
25	4,35	4,48	2,86	2,58
10	4,16	4,23	2,71	2,41
5	3,98	4,02	2,56	2,26

Fuente: Elaboración propia.

La distribución de períodos peak de oleaje se muestra en la Figura 3-12 y Tabla 3-3. A partir de ésta se decide utilizar, en la transformación de oleaje, períodos de 10, 12, 14, 16 y 18 [s], abarcando los temporales y el clima medio.

3.5.3 TRANSFORMACIÓN DEL OLEAJE

3.5.3.1 Generalidades

Se efectúa un análisis de propagación de oleaje desde aguas profundas hasta la zona de emplazamiento de las obras, mediante una transferencia espectral de espectros sintéticos. Estos se construyen con altura asociada al temporal de diseño y sus características se obtienen de los parámetros de resumen (dirección y período), supuestos de spreading direccional en el dominio de las direcciones y un parámetro de forma en el dominio de las frecuencias. Mediante la propagación de estos espectros se obtiene la altura de oleaje en el sitio de estudio.

Esta metodología no contempla la caracterización exacta de aquellos espectros que exhiben bimodalidad y asume que la altura constituye un factor de escala en el proceso de propagación.

3.5.3.2 Propagación desde aguas profundas hasta la zona de estudio

3.5.3.2.1 Marco conceptual del modelo SWAN

La transformación de oleaje se efectúa utilizando el modelo SWAN (Simulating WAVes Nearshore versión 40.72) desarrollado por *Delft University of Technology*. SWAN es un modelo numérico de oleaje que permite obtener estimaciones realistas de los parámetros del oleaje en las zonas costeras, lagos y estuarios para condiciones dadas de viento, corrientes y batimetría. SWAN es un modelo de tercera generación, con lo que no realiza ninguna presuposición sobre la forma del espectro. SWAN es un modelo espectral de fase promediada, en diferencias finitas, que permite modelar los efectos de refracción, asomeramiento, difracción (aproximada de manera numérica), rompiente debida a la influencia del fondo, efectos de viento, interacción no lineal ola-ola, *whitecapping* y reflexión. SWAN permite simular espectros multidireccionales y oleaje irregular, además puede ser ejecutado en modo estacionario o no estacionario.

3.5.3.2.2 Dominio físico del estudio

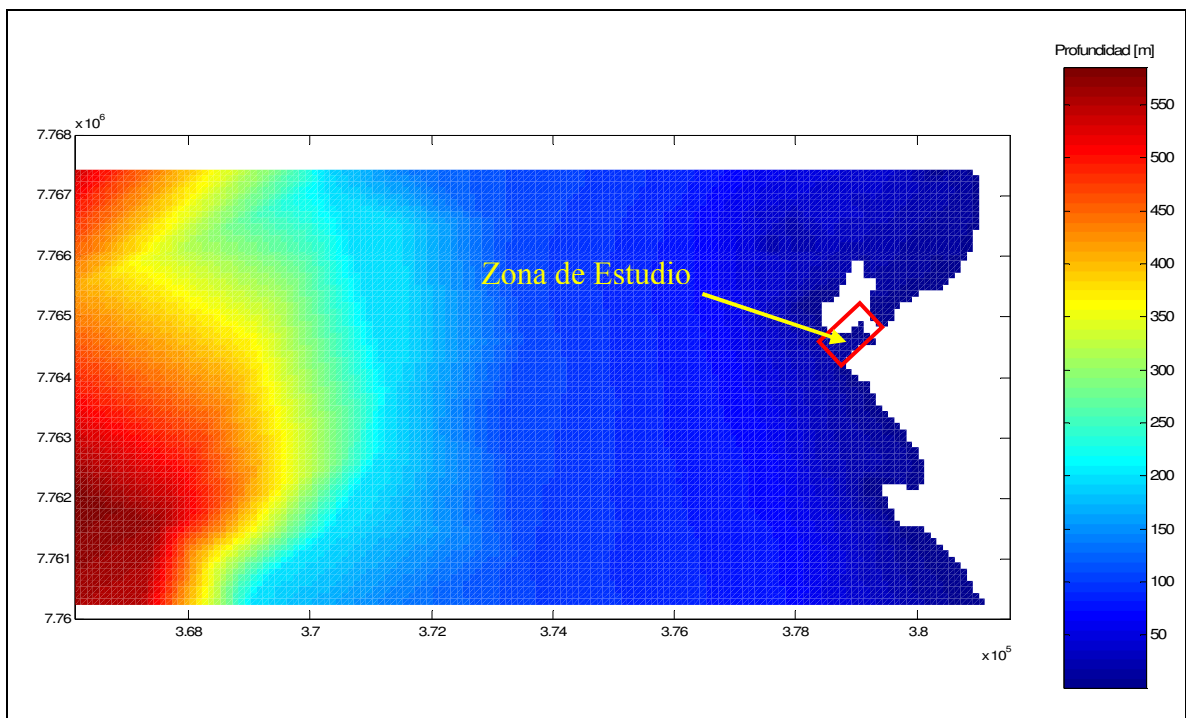
Para efectuar la propagación del oleaje hasta la zona de interés, se utiliza un dominio de integración cuyos ejes principales están orientados en las direcciones E y N respectivamente. Las profundidades fueron obtenidas desde la digitalización de las cartas náuticas del SHOA “Bahía de Iquique”. Un detalle de la batimetría digitalizada se presenta en las Figura 3-15 y Figura 3-16. Las características geométricas de las mallas utilizadas en la propagación se indican en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6: Mallas de propagación

Malla	Coordenadas del Origen		Dimensiones de la celda [m]	
	E	N	ΔX	ΔY
Gruesa	366120	7760240	100	100
Anidada	378444	7763387	10	10

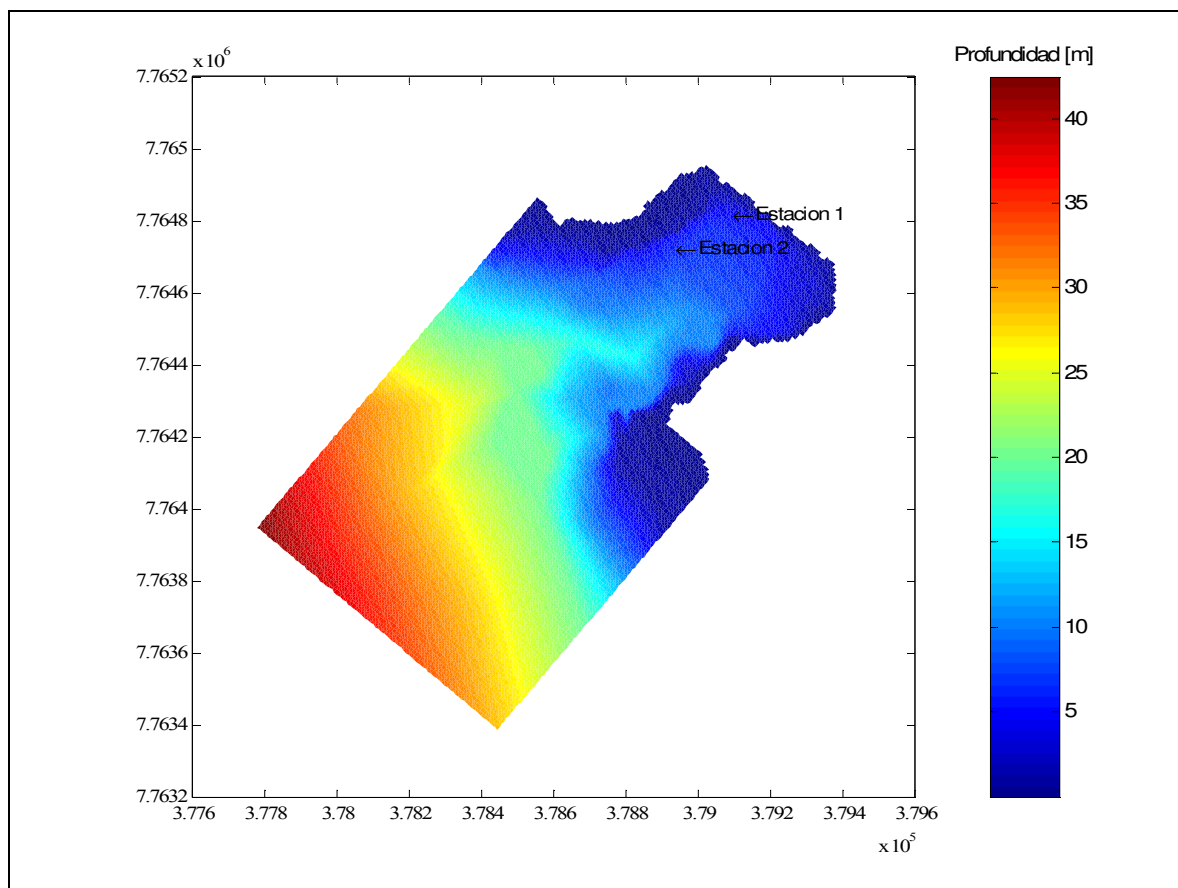
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-15: Batimetría Iquique



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-16: Batimetría zona de estudio.



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.2.3 Espectros de oleaje

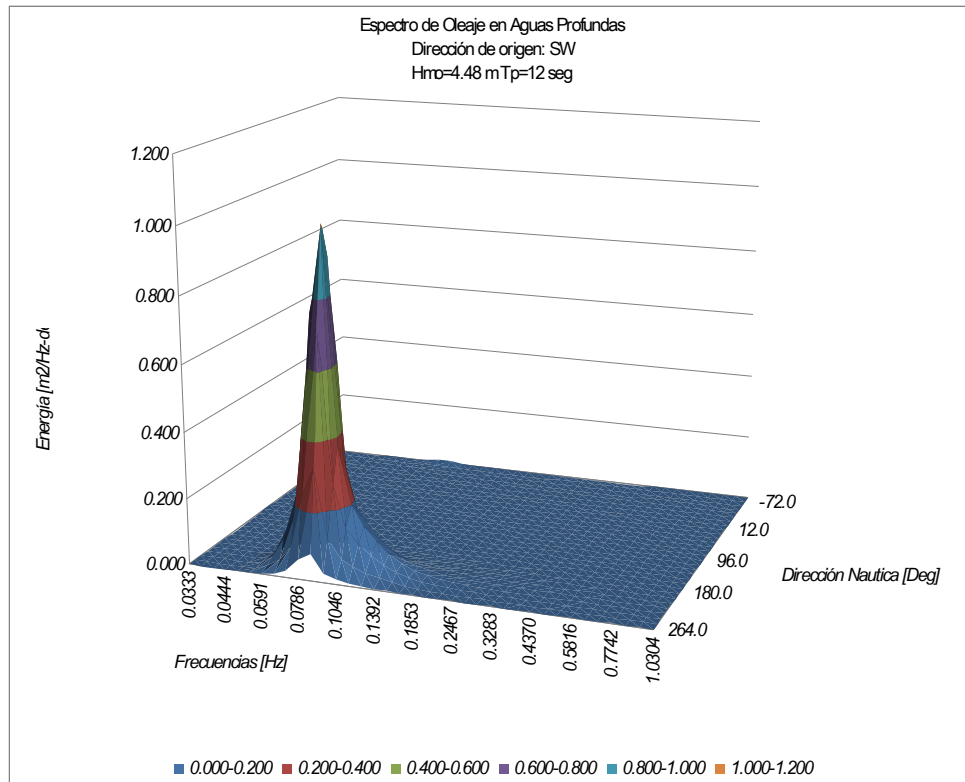
Se utilizan espectros derivados de los parámetros de resumen H_{mo} , T_p , Dir_p , junto con una función de densidad espectral escalar del tipo JONSWAP para aguas profundas y una función de distribución direccional del tipo $\cos^m(\Theta - \Theta_p)$. En la Figura 3-17 se presenta un ejemplo del espectro para un caso de oleaje proveniente de la dirección SW (225°), $H_{mo} = 4.48$ [m] y $T_p = 12$ [s].

Se generaron espectros para oleaje provenientes de las direcciones SSW, SW, WSW y W, con distintos periodos y alturas asociadas a periodos de retorno de 5 y 25 años, los cuales se propagaron desde aguas profundas hasta la zona de estudio. En la Tabla 3-7 se detallan los casos analizados.

Tabla 3-7: Casos analizados con Swan. Oleaje en aguas profundas.

Tr [años]	Dir _p	Hmo [m]	Tp [s]
5	SSW	3,98	10 a 18
	SW	4,02	10 a 18
	WSW	2,56	10 a 18
	W	2,26	10 a 18
25	SSW	4,35	10 a 18
	SW	4,48	10 a 18
	WSW	2,86	10 a 18
	W	2,58	10 a 18

Figura 3-17: Espectro de oleaje en aguas profundas.



Fuente: elaboración propia.

3.5.3.2.4 Resultados

Caracterización visual de las condiciones de agitación

En la Figura 3-18 a la Figura 3-21 se presentan, como ejemplo, los resultados visuales de las propagaciones para las 4 direcciones consideradas en aguas profundas y período de 12 [s]. En ellas se puede observar el patrón de oleaje dominante en el sector de estudio. Los resultados visuales para todas las propagaciones se presentan en extenso en el Anexo 2.

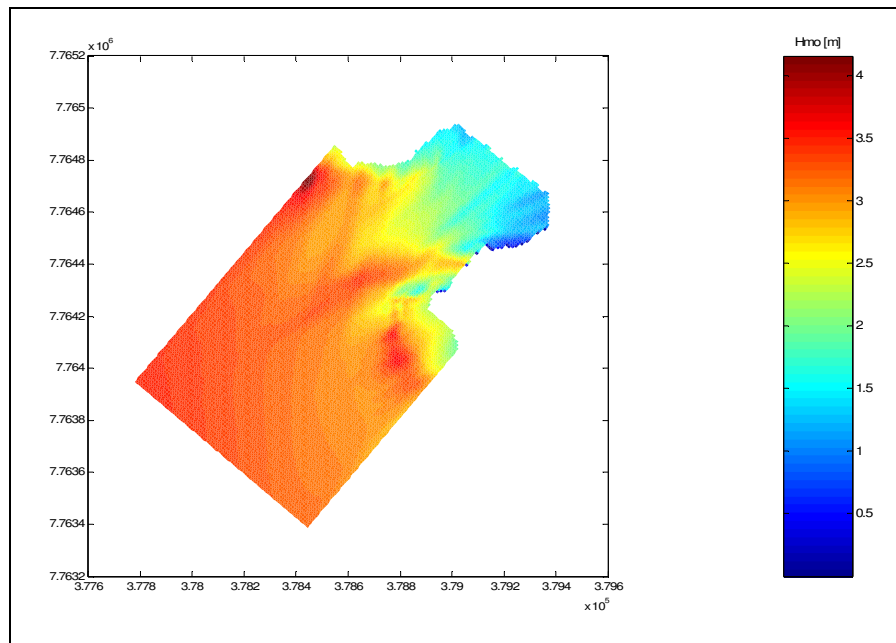
Salidas del modelo de propagación

Se establecieron 2 estaciones de monitoreo con el objeto de evaluar la transformación experimentada por el oleaje en el proceso de propagación. En estas estaciones se extrajeron los parámetros relevantes para abordar el diseño de la defensa. La Tabla 3-8 contiene información relativa a la ubicación de dichas estaciones.

Tabla 3-8: Estaciones de monitoreo

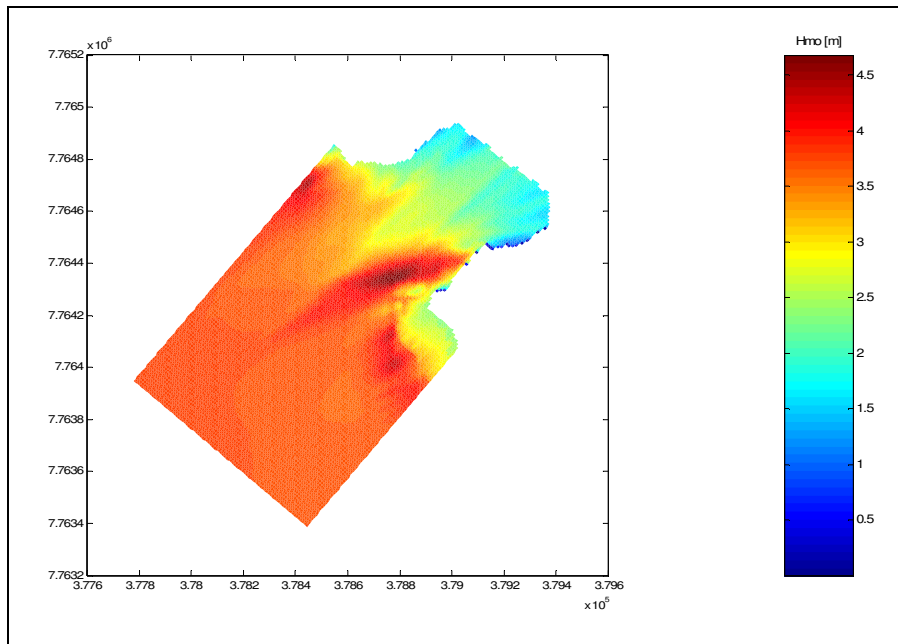
Estaciones de Monitoreo	E	N	d [m] NRS
Estación N° 1	379093.00	7764818.00	-4.46
Estación N° 2	378937.70	7764725.90	-5.89

Figura 3-18: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección SSW y Tp=12 [s].



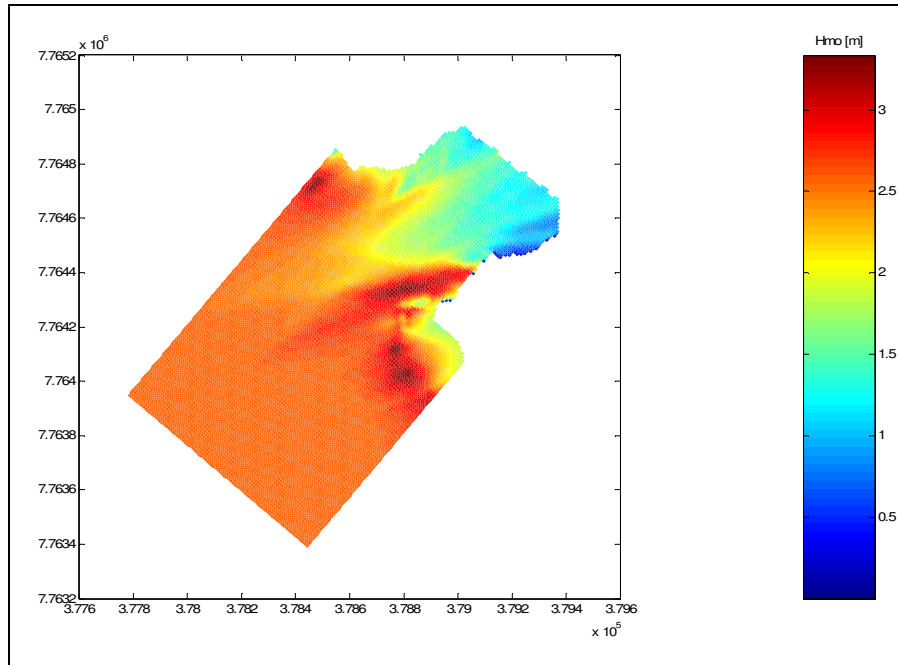
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-19: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección SW y Tp=12 [s].



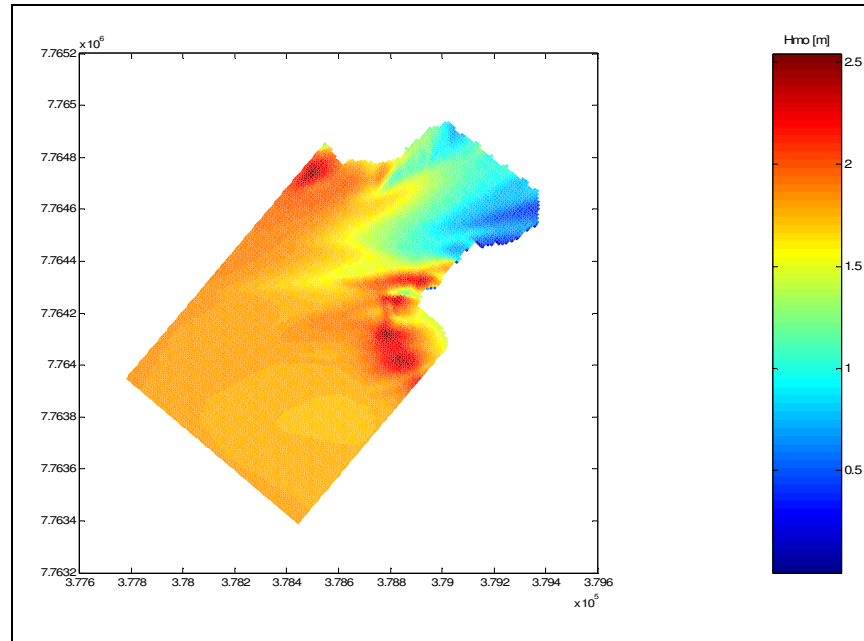
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-20: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección WSW y Tp=12 [s].



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-21: Hmo en sector de estudio, oleaje dirección W y Tp=12 [s].



Fuente: Elaboración propia.

3.5.4 CLIMA DE OLAJE EN EL SECTOR DE ESTUDIO

En la Tabla 3-9 y Tabla 3-10 se presentan las condiciones de oleaje en la zona de estudio (estaciones N° 1 y N° 2), para periodos de retorno de 5 y 25 años, para todas las direcciones analizadas y periodos 10, 12, 14, 16 y 18 [s]. La dirección crítica corresponde al SW.

Para definir el estado límite último (**ELU**), se considera un período de retorno de $Tr = 25$ años, asociado a una altura en el sitio de $H_s = 3,67$ [m] y período peak de $18,63$ [s]⁷.

Para la definición del estado límite de parada operativa (**ELO**), se considera un período de retorno de $Tr = 5$ años, asociado a una altura en el sitio de $H_s = 3,58$ [m] y período peak de $18,63$ [s].

⁷ Mayores antecedentes sobre la selección de los estados límites se presentan en la sección 4.1.1 de este documento.

Tabla 3-9: Clima de oleaje en el sector de estudio, estación N° 1

Oleaje aguas profundas				Estación N° 1		
Tr [años]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]
5	3,98	10	202,5°	1,78	9,56	216
		12		1,96	11,57	216
		14		2,14	14,00	216
		16		2,23	15,39	216
		18		2,40	18,63	228
	4,02	10	225°	2,04	9,56	228
		12		2,19	11,57	228
		14		2,37	14,00	228
		16		2,59	15,39	228
		18		2,79	18,63	228
	2,56	10	247,5°	1,22	9,56	228
		12		1,33	11,57	228
		14		1,45	14,00	228
		16		1,46	15,39	228
		18		1,50	18,63	228
	2,26	10	270°	0,64	9,56	228
12		0,77		11,57	228	
14		0,87		14,00	228	
16		0,16		15,39	228	
18		0,13		18,63	228	
25	4,35	10	202,5°	1,94	9,56	216
		12		2,14	11,57	216
		14		2,25	14,00	216
		16		2,42	15,39	216
		18		2,54	18,63	216
	4,48	10	225°	2,14	9,56	228
		12		2,43	11,57	228
		14		2,62	14,00	228
		16		2,79	15,39	228
		18		2,93	18,63	228
	2,86	10	247,5°	1,38	9,56	228
		12		1,54	11,57	228
		14		1,68	14,00	228
		16		1,72	15,39	228
		18		1,79	18,63	228
	2,58	10	270°	0,75	9,56	228
12		0,91		11,57	228	
14		1,02		14,00	228	
16		1,04		15,39	228	
18		1,09		18,63	228	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-10: Clima de oleaje en el sector de estudio, estación N° 2

Oleaje aguas profundas				Estación N° 2		
Tr [años]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]
5	3,98	10	202,5°	2,36	9,56	216
		12		2,60	11,57	216
		14		2,85	14,00	216
		16		2,87	15,39	216
		18		3,11	18,63	216
	4,02	10	225°	2,73	9,56	228
		12		2,80	11,57	228
		14		3,03	14,00	228
		16		3,31	15,39	228
		18		3,58	18,63	228
	2,56	10	247,5°	1,60	9,56	228
		12		1,75	11,57	228
		14		1,89	14,00	240
		16		1,93	15,39	240
		18		2,01	18,63	240
	2,26	10	270°	0,89	9,56	228
12		1,07		11,57	228	
14		1,20		14,00	228	
16		0,23		15,39	228	
18		0,19		18,63	228	
25	4,35	10	202,5°	2,61	9,56	216
		12		2,87	11,57	216
		14		2,92	14,00	216
		16		3,15	15,39	216
		18		3,18	18,63	216
	4,48	10	225°	2,78	9,56	228
		12		3,13	11,57	228
		14		3,39	14,00	228
		16		3,59	15,39	228
		18		3,67	18,63	228
	2,86	10	247,5°	1,82	9,56	228
		12		2,02	11,57	240
		14		2,19	14,00	240
		16		2,25	15,39	240
		18		2,37	18,63	240
	2,58	10	270°	1,05	9,56	240
12		1,26		11,57	228	
14		1,40		14,00	228	
16		1,43		15,39	228	
18		1,49		18,63	228	

Fuente: Elaboración propia.

3.6 CORRIENTES

Las corrientes marinas se refieren a los transportes de masa generados por la oscilación mareal, la acción del viento, gradientes barométricos o densimétricos y corrientes litorales generadas por la rompiente del oleaje. Las corrientes marinas tienen relevancia tanto para los estudios ambientales como para los aspectos de navegación y maniobras, pero debido a su baja magnitud (menores a 0,5 [m/s] en comparación con el oleaje en condiciones de temporal, no son relevantes para el diseño estructural de la defensa costera⁸.

3.7 TSUNAMIS

Los tsunamis pueden amenazar la integridad de las instalaciones costeras debido al sobrepaso de la cota de coronamiento, fallas en las fundaciones de pilas y pilotes debido a la socavación local, disminución de la capacidad de soporte del suelo y otros tipos de fallas en escolleras, tablestacados, muros y gaviones de defensa.

El impacto de la masa de agua sobre las construcciones genera una fuerza destructiva, a veces fortalecida por objetos y escombros arrastrados por la corriente. Ésta puede eventualmente causar la falla de las fundaciones y estructuras e incluso arrastrar tierra adentro embarcaciones de gran tonelaje. Proteger estructuras portuarias de este tipo frente a la acción del tsunami es muy complejo y puede resultar en un elevado costo, razón por la cual el tsunami no es considerado como una variable de diseño para la defensa costera.

3.8 FONDO MARINO

3.8.1 ANTECEDENTES

En el marco del estudio de monitoreo ambiental desarrollado por IPS (Ref. 5), se reproduce una caracterización físico-química de los sedimentos marino submareales en una serie de estaciones basadas en el estudio *Memoria explicativa ambiental de EPI, Informe final de noviembre de 2001, elaborado por la Universidad Arturo Prat*. En el estudio se compara el Estudio de Línea Base (ELB) desarrollado en noviembre de 2001 y un monitoreo efectuado el 30 de enero de 2004. El procedimiento de los análisis se presenta en detalle en la (Ref. 5) y por ende no se reproduce en este documento. La estación 10, ubicada en el sector de estudio, presenta las coordenadas geográficas indicadas en la Tabla 3-11.

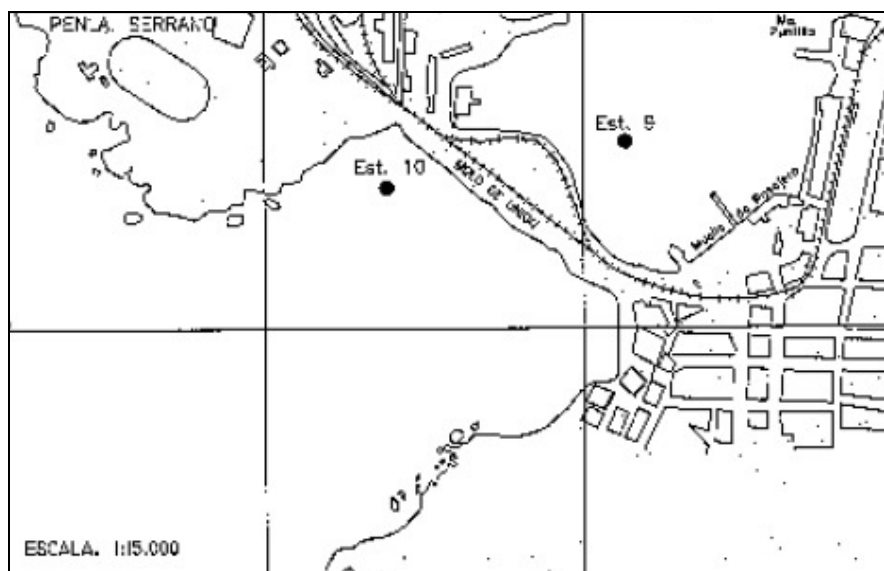
Tabla 3-11: Coordenadas estación de muestreo de sedimentos

Coordenadas ELB		Coordenadas Monitoreo 2004	
20° 12' 725" S	70° 09' 477" W	20° 12' 620" S	70° 09' 466" W

Fuente: IPS (Ref. 5)

⁸ Considerando que se trata de una costa abierta con un bajo rango mareal y vientos muy moderados, se puede anticipar que las corrientes son también de baja intensidad. En general las corrientes medidas en costas abiertas del litoral chileno, es decir con excepción de los canales de la zona sur y austral, llegan a máximos de 0,5 nudos, por lo que se puede esperar que en Iquique, donde las condiciones son más moderadas que la zona centro-sur del país, las magnitudes de las corrientes sean aún menores. En contraste, las corrientes generadas por el oleaje rompiente alcanzan valores de un orden de magnitud mayores (2 a 5 m/s).

Figura 3-22: Estación de monitoreo de sedimentos intermareales.



Fuente: IPS (Ref. 5)

En la Tabla 3-12 se reproducen los parámetros medios del sedimento en la Estación 10. Se observa una variación del tamaño mediano desde arena gruesa a fina entre 2001 y 2004, lo que denotaría la dinámica de fondo del área de estudio. De acuerdo a la clasificación de Inman (1952) el valor de la desviación estándar inclusiva (σ_1) indica que los sedimentos son *bien clasificados*, lo que sugiere probablemente que han sido transportados por agentes selectivos (olas, corrientes, vientos). La asimetría (SK1) permite inferir que la estación presenta *Moderado exceso de gruesos*.

A partir de estos resultados se infiere que la estación es altamente dinámica, lo que se podría explicar por la acción de los agentes selectivos, la variación de profundidad y la diferencia en fracciones sedimentarias predominantes en cada estación.

Tabla 3-12: Tipos sedimentarios medianos promedio

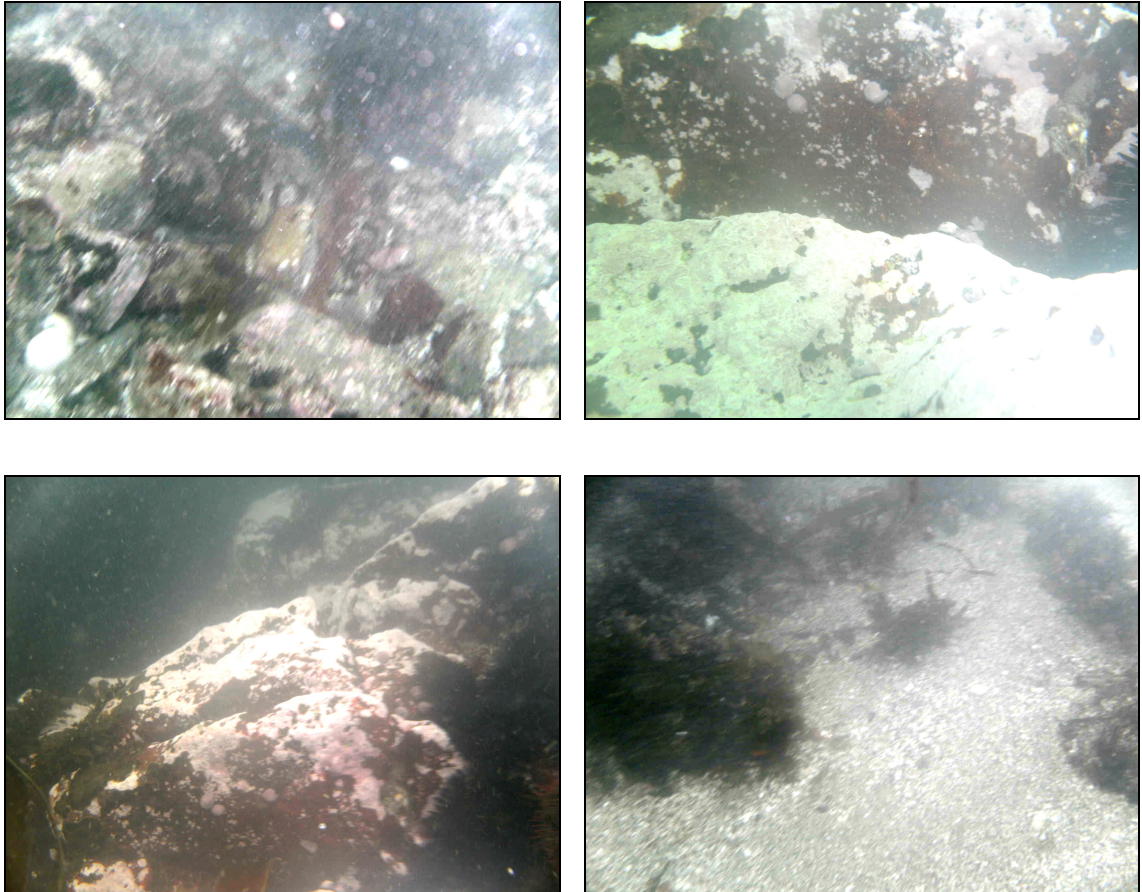
Parámetro	ELB Noviembre 2001	Monitoreo Enero 2004
Profundidad	7 m	8 m
Tipo sedimentario	Arena gruesa	Arena fina
Promedio (M2)	715 μm	142 μm
Desv. Est. Incl. (σ_1)	0,626	0,420
Asimetría (SK1)	+0,018	+0,210

Fuente: IPS (Ref. 5)

3.8.2 INSPECCIÓN SUBMARINA

Como complemento a los antecedentes sedimentológicos, se dispone de los resultados de una inspección submarina efectuada en el sector de ampliación, cuyo objetivo fue definir el tipo de fondo y su incidencia en la tipología estructural de la defensa a utilizar. En la Figura 3-23 se muestra una serie de fotografías del fondo marino.

Figura 3-23: Fotografías submarinas del sector de apoyo del pie de la defensa.



A partir de la inspección submarina es posible sostener que en la zona de apoyo de la defensa costera existe sustrato rocoso natural de buena calidad, rocas sueltas y lentejones de arena de granulometría gruesa. Esta heterogeneidad es compleja en términos de dar seguridad al apoyo de la coraza, pues se podrían experimentar fallos locales por falta de trabazón con el fondo irregular y además ésta podría estar afecta al oleaje en condiciones de bajamar y temporales extremos.

4 DISEÑO DE OBRAS MARITIMAS

El diseño de la defensa costera se efectúa tomando como bases de diseño, la información obtenida a partir de los estudios de condiciones naturales (capítulo 3), y contempla aspectos relacionados con el diseño hidráulico y estabilidad de los elementos. El estudio tiene por objetivos evaluar la estabilidad de la defensa costera frente a la acción del oleaje, estimar los caudales de sobrepaso de las configuraciones propuestas y definir la disposición en planta y secciones para mejorar el sector afectado.

4.1 BASES DE DISEÑO

4.1.1 ESTADOS LÍMITES

La definición de los estados límites asociados al diseño de la defensa costera se ajusta a las Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Ref. 13), detalladas en el “Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias”, denominado ROM 0.0. Los estados límites son todos aquellos estados de proyecto en los que las combinaciones de factores de proyecto pueden producir uno o varios modos de fallo o parada operativa, que ocurren de la misma forma o con el mismo mecanismo.

Se distinguen dos tipos de estados límite:

- Los relacionados con la seguridad estructural y formal, que definen los modos de fallo en la estructura y la forma de la obra. Los estados límite relacionados con la seguridad estructural y formal se ordenan en estados límite últimos (**ELU**) y estados límite de servicio (**ELS**).
- Los relacionados con la explotación de la obra, en los cuales no hay fallo estructural; es decir, una vez que cesa la causa de la parada, la obra recupera totalmente los requisitos de explotación. En este caso se denominan estados límite de parada operativa (**ELO**).

A continuación se definen los estados límites, como adaptación a la Ref. 13:

- **Estado límite último, ELU:** Son aquellos estados que producen la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra o de una parte de ella.

En los estados límite últimos se consideran todos aquellos modos de fallo debidos a: Pérdida de equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido; deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella; acumulación de deformaciones, fisuración progresiva, fatiga bajo cargas repetidas.

- **Estado límite de servicio, ELS:** Engloba aquellos estados que producen la pérdida de funcionalidad de la obra o de una parte de ella, de forma reversible o irreversible, debido a un fallo estructural, estético, ambiental o por condicionante legal. En el caso de ser permanentes, es necesaria la reparación para recuperar los requerimientos del proyecto.

En los ELS se consideran todos aquellos modos de fallo que reducen o condicionan el uso y explotación de la obra y que pueden significar una reducción de la vida útil o de la probabilidad de supervivencia de la obra. Los ELS pueden ser debidos a: degradación de las propiedades

de los materiales de construcción o terreno; deformaciones o vibraciones excesivas en la estructura para el uso y explotación de la obra; alteraciones geométricas acumulativas.

- **Estado límite operativo, ELO:** Se incluyen en la denominación de ELO aquellos en los que, se reduce o se suspende temporalmente la explotación por causas externas a la obra o a sus instalaciones, sin que haya daño estructural en ellas o en alguno de sus elementos. En general, la explotación se detiene para evitar que se produzcan daños estructurales en la obra o en las instalaciones, o consecuencias ambientales y sociales inaceptables. Una vez cesada la causa, la obra y sus instalaciones, recuperan totalmente los requisitos de explotación de proyecto.

Deben considerarse en los estados límite de parada operativa todos aquellos modos que pueden ocasionar: una reducción temporal de la fiabilidad y la funcionalidad de la obra y sus instalaciones; efectos ambientales y repercusiones sociales temporalmente inaceptables. Siempre que sean significativos, en cada fase de proyecto, deberán tomarse en consideración los siguientes estados límite de parada operativa por: excedencia del valor umbral de uno o varios agentes, efecto ambiental o repercusión social inaceptable y Requisito legal.

Para efectos de diseño de la defensa costera sólo se considerará el estado límite último (**ELU**) y el estado límite de parada operativa (**ELO**).

4.1.2 VIDA ÚTIL, RIESGO Y PERIODO DE RETORNO

La vida útil se estima en 5 años, considerando que las obras son de carácter provisorio⁹.

El riesgo máximo admisible se obtiene de la Tabla 3.2.3.1.2 de la ROM 0.2-90 (Ref. 13), considerando que el riesgo de pérdidas humanas en caso de rotura es reducido, y que en caso de inutilización de la obra la repercusión económica es media a baja. Asumiendo un criterio de rotura reparable, el riesgo se calcula para iniciación de averías. Para propósitos de este proyecto se asume conservadoramente un riesgo de $R = 20\%$. Conceptualmente esto implica que se admite que durante la vida útil de la obra, existe un 20% de probabilidad de que la altura de ola de diseño sea sobrepasada en promedio una vez.

Para establecer el período de retorno se han definido dos casos, que se orientan a definir el Estado Límite Último de las obras costeras durante la ocurrencia de un evento extremo (**ELU**), y el estado límite de parada operativa que garantiza la seguridad de peatones, vehículos y mercancía en condiciones menos exigentes (**ELO**). Para el primer caso, el período de retorno se obtiene en función del riesgo y la vida útil de la obra, mediante la ecuación:

$$R = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_r} \right]^{L_f} \approx 1 - e^{-\left(\frac{L_f}{T_r}\right)} \Rightarrow T_r = -\frac{L_f}{\ln(1-R)}$$

Para una vida útil de $L_f = 5$ años y un riesgo admisible de $R = 20\%$, se obtiene un período de retorno de $T_r = 22,5$ años, por lo que se utiliza $T_r = 25$ años.

Para garantizar la seguridad se considera un período de retorno de $T_r = 5$ años.

⁹ En caso de que esta obra de carácter provisional sea convertida en obra definitiva, se deberá proyectar y verificar la obra teniendo en cuenta la vida útil ampliada.

4.1.3 NIVELES

Se estiman dos niveles de diseño: el nivel máximo para estimar el peso de los elementos de la coraza, elementos emergidos y las tasas de sobrepaso y el nivel mínimo para estimar el peso de los elementos del pie de apoyo.

El nivel máximo adoptado para el diseño, se determina considerando los siguientes componentes: nivel medio del mar, marea astronómica, marea meteorológica debida a presión atmosférica, fricción de viento y el *set-up* del oleaje (sólo válido en sectores con rompiente). Ello conlleva implícitamente la ocurrencia conjunta de un temporal extremo y una condición de pleamar media.

El nivel de diseño mínimo se determina considerando una condición de marea mínima sin eventos meteorológicos severos (en este caso, el oleaje incidente corresponde a un swell oceánico arribando en condiciones de buen tiempo a Iquique).

Tabla 4-1: Niveles de diseño máximo y mínimo

Componente	Nivel máximo	Nivel mínimo
Marea astronómica	+ 1,79 [m] NRS	+ 0,02 [m] NRS
Wind set-up	+ 0,05 [m]	+ 0,00 [m]
Presión atmosférica	+ 0,10 [m]	- 0,10 [m]
Nivel medio del mar	+ 0,25 [m]	- 0,25 [m]
Set-up de oleaje	+ 0,30 [m]	+ 0,00 [m]
Nivel de diseño	+ 2,49 [m] NRS	- 0,33 [m] NRS

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4 OLEAJE

4.1.4.1 Oleaje en las proximidades de la obra

En la Tabla 4-2 se muestran los resultados del estudio de oleaje presentado en la sección 3.5.4. Se presentan las alturas de oleaje para periodos de retorno de 5 y 25 años, dirección SW y periodos peak (10, 12, 14, 16 y 18 [s] en aguas profundas). Estas características del oleaje no consideran la interacción oleaje-fondo marino, razón por la cual se recurre a la formulación de Goda para la estimación de la altura de ola de diseño a pie de obra.

4.1.4.2 Oleaje de diseño a pie de obra

Para caracterizar el oleaje a pie de obra cuantificando los efectos del fondo marino sobre el oleaje, el cual modifica la distribución de altura de olas, se utiliza la formulación propuesta por Goda (Ecuación 4-1). Los resultados para las distintas secciones analizadas se presentan en la Tabla 4-3.

El caso más desfavorable (profundidad máxima a lo largo de la defensa) se presenta para las secciones del cabezo, para una profundidad de sonda -3,4 [m] NRS y un nivel de diseño de +2,49 [m] NRS, totalizando una profundidad total de 5,89 [m]. Bajo estas condiciones se obtiene una altura de ola $H_{mo} = 4,32$ [m] con un periodo de $T = 18,63$ [s].

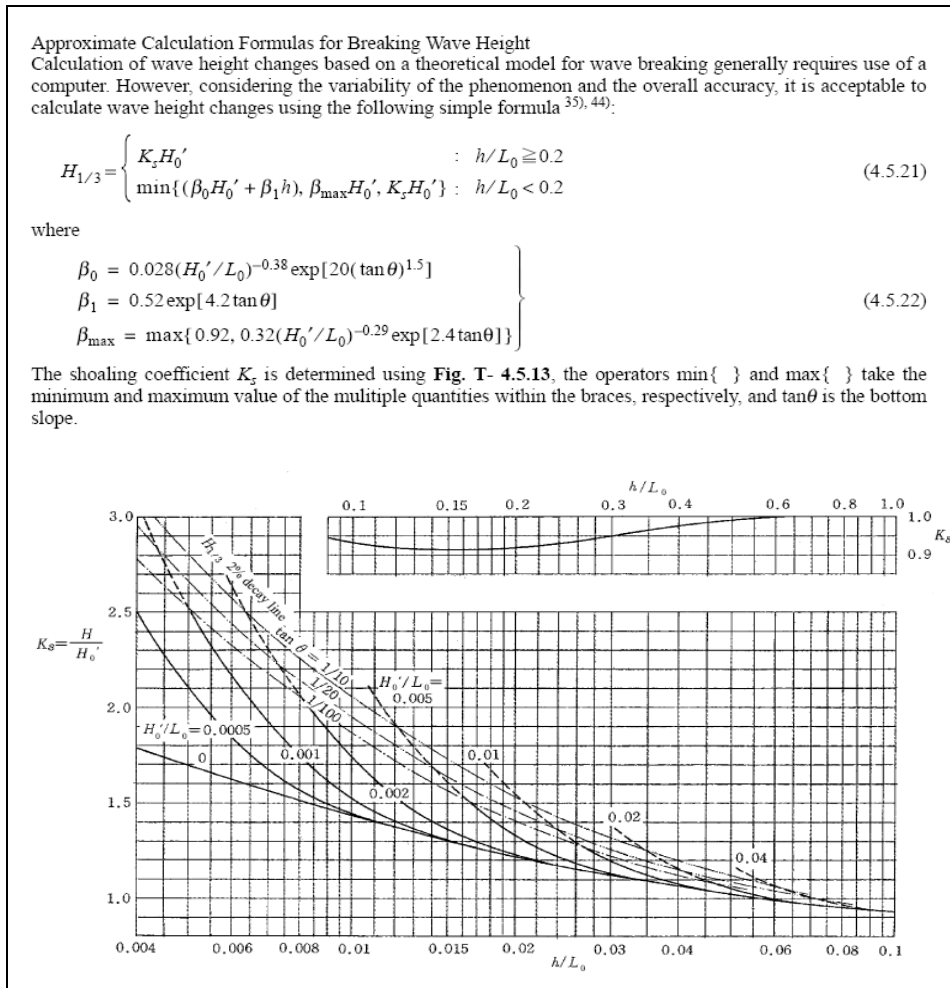
Los cálculos de altura de ola al pie de la obra se adjuntan en el Anexo 3.

Tabla 4-2: Oleaje de diseño en las proximidades de la obra.

Oleaje aguas profundas				Proximidad Obra		
Tr [años]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]
5	4,02	10	225°	2,73	9,56	228
		12		2,80	11,57	228
		14		3,03	14,00	228
		16		3,31	15,39	228
		18		3,58	18,63	228
25	4,48	10	225°	2,78	9,56	228
		12		3,13	11,57	228
		14		3,39	14,00	228
		16		3,59	15,39	228
		18		3,67	18,63	228

Fuente: Elaboración Propia.

Ecuación 4-1: Fórmula de Goda para la estimación de la altura de ola a pie de obra



Fuente: (Ref. 11).

Tabla 4-3: Oleaje de diseño a pie de obra.

Proximidad obra			Pie obra	
Tr	H _s	T _p	Sección	H _s PIE
(años)	[m]	[s]		[m]
5	2,73	9,56	Cabezo	2,92
	2,80	11,57		3,20
	3,03	14,00		3,92
	3,31	15,39		4,18
	3,58	18,63		4,31
25	2,78	9,56		2,95
	3,13	11,57		3,59
	3,39	14,00		4,14
	3,59	15,39		4,21
	3,67	18,63		4,32
5	2,73	9,56	Tronco	2,92
	2,80	11,57		3,32
	3,03	14,00		3,56
	3,31	15,39		3,63
	3,58	18,63		3,76
25	2,78	9,56		2,95
	3,13	11,57		3,50
	3,39	14,00		3,60
	3,59	15,39		3,66
	3,67	18,63		3,78
5	2,73	9,56	Codo	2,92
	2,80	11,57		3,32
	3,03	14,00		3,56
	3,31	15,39		3,63
	3,58	18,63		3,76
25	2,78	9,56		2,95
	3,13	11,57		3,50
	3,39	14,00		3,60
	3,59	15,39		3,66
	3,67	18,63		3,78

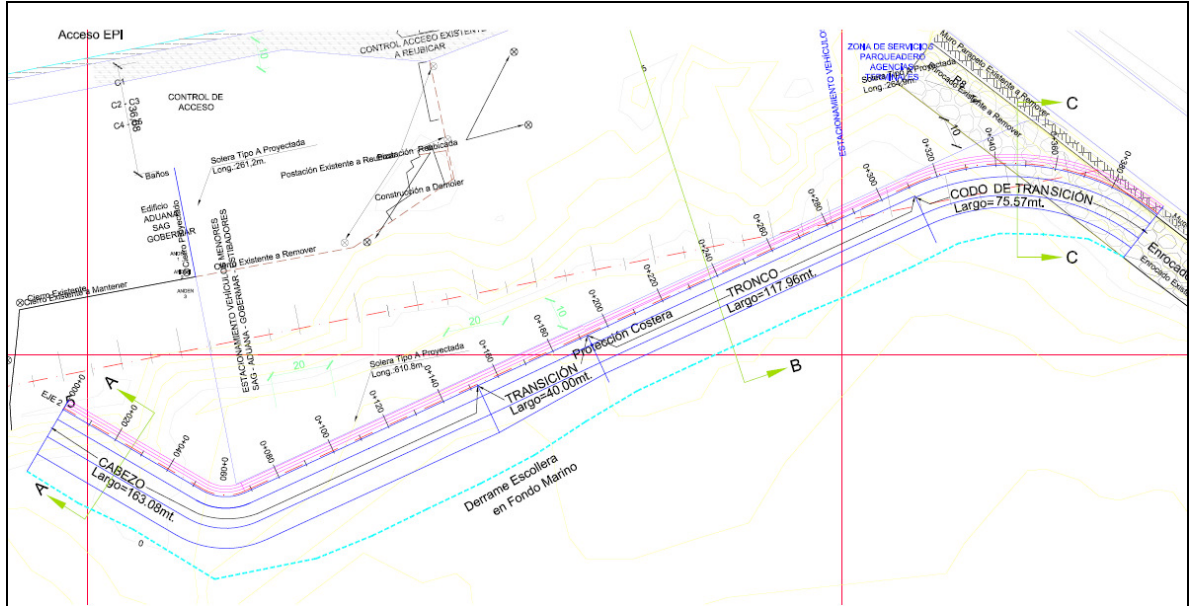
Fuente: Elaboración Propia.

4.2 DISEÑO DE ESTABILIDAD

La metodología consiste en el cálculo de los elementos de la coraza de protección (exterior), filtros (exteriores), pie de apoyo, núcleo y parapeto de coronamiento. En la sección 4.2.1 se presentan las fórmulas de diseño utilizadas para estimar el peso de las unidades de la coraza y en las secciones 4.2.2 y 4.2.3 las recomendaciones para el dimensionamiento del filtro y núcleo de la defensa. En la sección 4.2.4 se describen los diagramas de presiones utilizados para el cálculo de estabilidad del parapeto. Para efectos de diseño, la defensa se ha sectorizado en función de la profundidad y los distintos niveles de exposición que presenta a la acción del oleaje.

En la Figura 4-1 se muestra una planta de la defensa identificando las diferentes secciones

Figura 4-1: Planta general de la defensa.



Fuente: Elaboración propia.

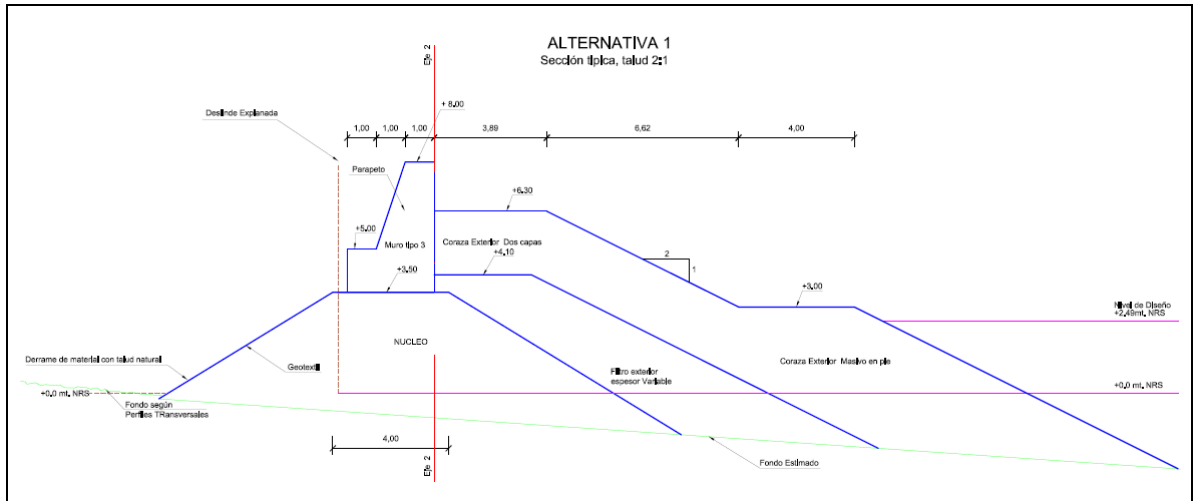
Los parámetros básicos para el cálculo de los elementos son los siguientes:

Peso específico del agua de mar:	1025	[kgf/m ³]
Peso específico de la roca:	2650	[kgf/m ³]
Peso específico del hormigón:	2400	[kgf/m ³]

Se analizan dos posibles configuraciones para la defensa, las que se muestran en la Figura 4-2 y Figura 4-3. El análisis se realizó para las siguientes secciones de la estructura:

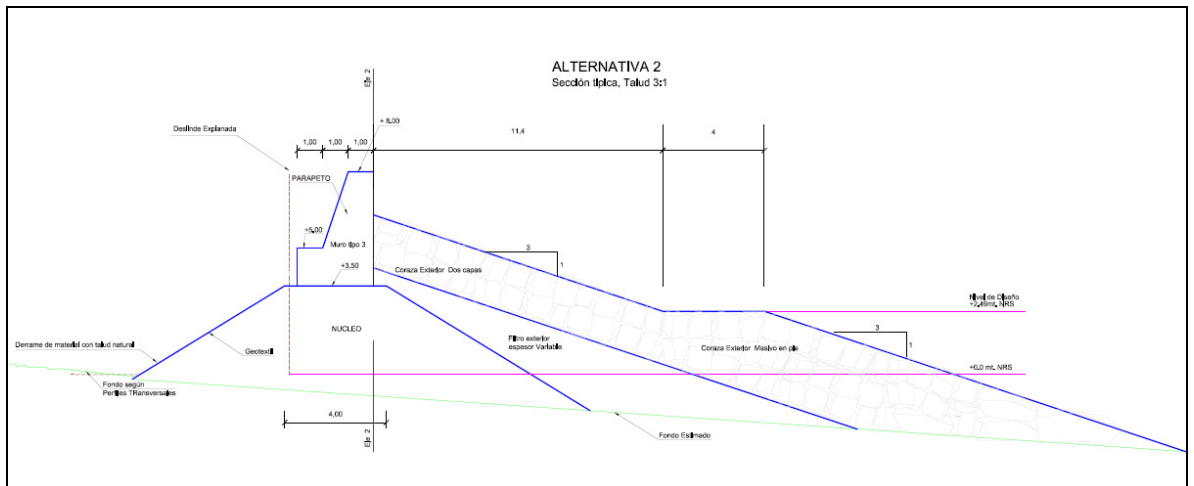
- **Cabezó:** Corresponde a una sección curva que permite empalmar el tramo recto de la defensa, denominado tronco, con la ex isla Serrano.
- **Tronco:** Corresponde al tramo recto entre el cabezo y el codo de transición.
- **Codo:** Corresponde a la sección curva de transición entre el tronco y el molo de acceso.

Figura 4-2: Alternativa N° 1, defensa cot $\alpha=2$



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-3: Alternativa N° 2, defensa cot $\alpha=3$



Fuente: Elaboración propia.

4.2.1 CORAZA EXTERIOR

Las dimensiones de los elementos que constituyen la Coraza, juegan un rol importante en la estimación del costo total de la obra. De las posibles alternativas disponibles (enrocado o elementos prefabricados), sólo se analizará la opción correspondiente a un enrocado, dado lo reducido de la vida útil y la proximidad de canteras para el suministro de materiales. Para estimar el peso de las unidades de la coraza se utilizan las formulaciones de Hudson (1974), van de Meer (1988) y Melby (2005).

Fórmula de Hudson (1974)

La fórmula de Hudson se presenta en la Ecuación 4-2. Para efectos de cálculo, se utiliza la mayor altura de ola a pie de obra, ya que esta expresión no permite sensibilidad respecto al periodo del oleaje, duración del temporal y permeabilidad de la estructura.

Fórmula de van de Meer (1988)

La fórmula de van der Meer se presenta en la Ecuación 4-3. La ventaja que presenta frente a la fórmula de Hudson, es que permite considerar la influencia que tiene el periodo del oleaje, la duración del temporal y la permeabilidad de la estructura en las dimensiones de los elementos.

Fórmula de Melby (2005)

La fórmula de Melby se presenta en la Ecuación 4-4. Al igual que en el caso de Van der Meer, esta formulación permite cuantificar los efectos del periodo del oleaje, condición de aguas someras, duración del temporal de diseño y permeabilidad de la estructura.

Ecuación 4-2: Fórmula de Hudson (1974) para el cálculo del peso de coraza.

Table VI-5-22
Rock, Two-Layer Armored Non-Overtopped Slopes (Hudson 1974)

Irregular, head-on waves

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{or} \quad M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot \alpha} \quad (\text{VI-5-67})$$

where H Characteristic wave height (H_s or $H_{1/10}$)
 D_{n50} Equivalent cube length of median rock
 M_{50} Medium mass of rocks, $M_{50} = \rho_s D_{n50}^3$
 ρ_s Mass density of rocks
 ρ_w Mass density of water
 Δ $(\rho_s / \rho_w) - 1$
 α Slope angle
 K_D Stability coefficient

K_D -values by SPM 1977, $H = H_s$, for slope angles $1.5 \leq \cot \alpha \leq 3.0$. (Based entirely on regular wave tests.)

Stone shape	Placement	Damage, D^4			
		0-5%		5-10%	10-15%
		Breaking waves ¹	Nonbreaking waves ²	Nonbreaking waves	Nonbreaking waves
Smooth, rounded	Random	2.1	2.4	3.0	3.6
Rough angular	Random	3.5	4.0	4.9	6.6
Rough angular	Special ³	4.8	5.5		

K_D -values by SPM 1984, $H = H_{1/10}$.

Stone shape	Placement	Damage, $D^4 = 0-5\%$	
		Breaking waves ¹	Nonbreaking waves ²
Smooth rounded	Random	1.2	2.4
Rough angular	Random	2.0	4.0
Rough angular	Special ³	5.8	7.0

¹ Breaking waves means depth-limited waves, i.e., wave breaking takes place in front of the armor slope. (Critical case for shallow-water structures.)

² No depth-limited wave breaking takes place in front of the armor slope.

³ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to the slope face.

⁴ D is defined according to SPM 1984 as follows: The percent damage is based on the volume of armor units displaced from the breakwater zone of active armor unit removal for a specific wave height. This zone extends from the middle of the breakwater crest down the seaward face to a depth equivalent to the wave height causing zero damage below still-water level.

Shore Protection Manual (1977) versus *Shore Protection Manual* (1984): When considering that $H_{1/10} = 1.27H_s$ for Rayleigh distributed wave heights (non-depth-limited waves) it is seen that the recommendations of *Shore Protection Manual* (1984) introduce a considerable safety factor compared to the practice based on *Shore Protection Manual* (1977).

Uncertainty of the formula: The coefficient of variation of Eq VI-5-67 is estimated to be 18% by van der Meer (1988). Melby and Mlaker (1997) reported a coefficient of variation for K_D of 25% for stone and 20% for Dolosse.

Fuente: Coastal Engineering Manual (Ref. 12).

Ecuación 4-3: Fórmula de van der Meer (1988) para el cálculo del peso de coraza.

Table VI-5-23 Rock, Two-Layer Armored Non-Overtopped Slopes (van der Meer 1988)	
Irregular, head-on waves	
$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5}$	Plunging waves : $\xi_m < \xi_{mc}$ (VI-5-68)
$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 \cdot S^{0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P$	Surging waves : $\xi_m > \xi_{mc}$ (VI-5-69)
$\xi_m = s_m^{-0.5} \tan \alpha$	$\xi_{mc} = (6.2 P^{0.31} (\tan \alpha)^{0.5})^{1/(P+0.5)}$
where	<p>H_s Significant wave height in front of breakwater</p> <p>D_{n50} Equivalent cube length of median rock</p> <p>ρ_s Mass density of rocks</p> <p>ρ_w Mass density of water</p> <p>Δ $(\rho_s/\rho_w) - 1$</p> <p>S Relative eroded area (see Table VI-5-21 for nominal values)</p> <p>P Notional permeability (see Figure VI-5-11)</p> <p>N_z Number of waves</p> <p>α Slope angle</p> <p>s_m Wave steepness, $s_m = H_s/L_{om}$</p> <p>L_{om} Deepwater wavelength corresponding to mean wave period</p>
Validity:	
<ol style="list-style-type: none"> 1) Equations VI-5-68 and VI-5-69 are valid for non-depth-limited waves. For depth-limited waves H_s is replaced by $H_{2\%}/1.4$. 2) For $\cot \alpha \geq 4.0$ only Eq VI-5-68 should be used. 3) $N_z \leq 7,500$ after which number equilibrium damage is more or less reached. 4) $0.1 \leq P \leq 0.6$, $0.005 \leq s_m \leq 0.06$, $2.0 \text{ tonne/m}^3 \leq \rho \leq 3.1 \text{ tonne/m}^3$ 5) For the 8 tests run with depth-limited waves, breaking conditions were limited to spilling breakers which are not as damaging as plunging breakers. Therefore, Eqs VI-5-68 and VI-5-69 may not be conservative in some breaking wave conditions. 	
Uncertainty of the formula: The coefficient of variation on the factor 6.2 in Eq VI-5-68 and on the factor 1.0 in Eq VI-5-69 are estimated to be 6.5% and 8%, respectively.	
Test program: See Table VI-5-4.	

Fuente: Coastal Engineering Manual (Ref. 12).

Ecuación 4-4: Fórmula de Melby (2005) para el cálculo del peso de coraza.

Plunging waves

$$N_m = 5.0(S / N_z^{0.5})^{0.2} P^{0.18} \sqrt{\cot \theta} \quad s_m \geq s_{mc}$$

Surging waves

$$N_m = 5.0(S / N_z^{0.5})^{0.2} P^{0.18} (\cot \theta)^{0.5-P} s_m^{-P/3} \quad s_m < s_{mc}$$

where

$$s_{mc} = -0.0035 \cot \theta + 0.028$$

and

$$N_m = \left[\frac{K_a [(M_F)_{\max} / \gamma_w h^2]}{(S_r - 1)} \right]^{1/2} \frac{h}{D_{n50}}$$

with $K_a = 1$. Here s_{mc} is the critical wave steepness on the structure, P = structure permeability, $S = A_e / D_{n50}^2$ = normalized eroded area, A_e = eroded cross-sectional area, γ_w is the water specific weight, $N_z = t / T_m$ = number of waves at mean period during event of duration t , T_m = mean wave period, $s_m = H_s / L_m$ = wave steepness, H_s significant wave height, L_m wavelength based on mean wave period, and θ is the seaward structure slope from horizontal.

Fuente: CHENT-III-71 US Army Corps of engineer, December 2005.

La definición del daño se presenta en la Tabla 4-4, en la cual se definen los siguientes niveles de daño:

- Daño inicial: No existe desplazamiento de los elementos de la coraza, las deformaciones experimentadas por la estructura están asociadas a asentamiento de los elementos.
- Daño intermedio: Movimiento de las unidades de la coraza, sin causar exposición de las capas de filtro inferiores al ataque de las olas.
- Falla: Exposición directa de las capas de filtro inferiores al ataque de las olas.

Para efectos de diseño, se considera un daño intermedio. Esto implica que se admitirá el desplazamiento controlado de elementos de la coraza.

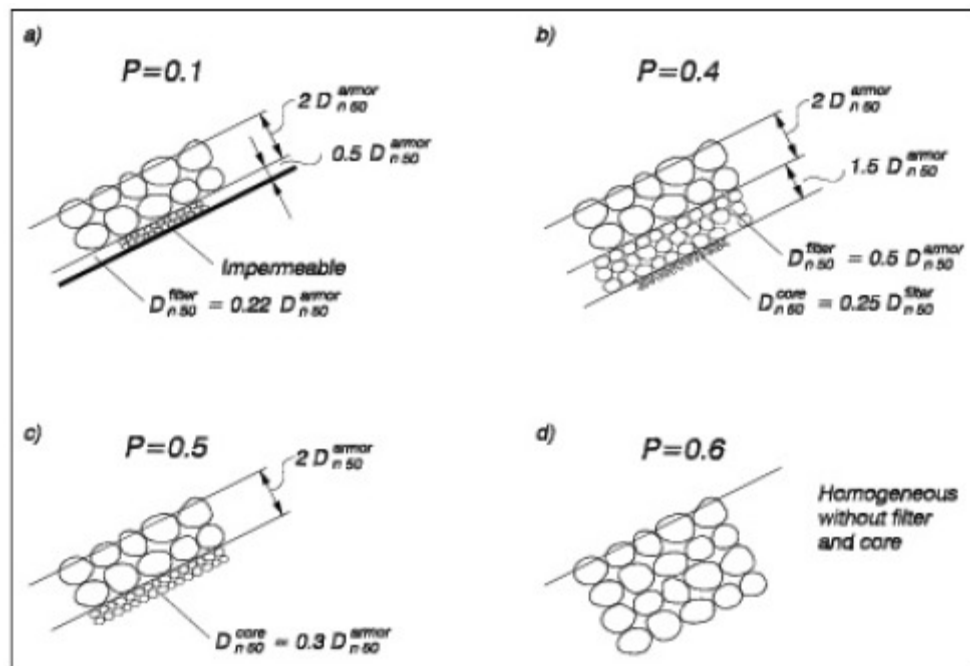
Tabla 4-4: Definición de daño (S), fórmulas de Van der Meer y Melby

<i>Damage level by S for two-layer armor (van der Meer 1988)</i>				
Unit	Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
Rock	1 : 1.5	2	3-5	8
Rock	1 : 2	2	4-6	8
Rock	1 : 3	2	6-9	12
Rock	1 : 4 - 1 : 6	3	8-12	17

Fuente: Coastal Engineering Manual (Ref. 12).

La definición de permeabilidad utilizada en la Ecuación 4-3 y la Ecuación 4-4 se presenta en la Figura 4-4. Para la estimación del peso de los elementos de la coraza, se consideró el valor del coeficiente de permeabilidad $p = 0,50$ de la referida figura.

Figura 4-4: Definición de la permeabilidad teórica (P).



Fuente: Coastal Engineering Manual (Ref. 12).

El valor del coeficiente de permeabilidad está fuertemente influenciado por la relación entre la dimensión nominal de los elementos del núcleo D_{50C} y la dimensión nominal de los elementos de la coraza D_{50Arm} . Durante este estudio se dedujo la Ecuación 4-5 la que permite relacionar la permeabilidad P con D_{50C}/D_{50Arm} .

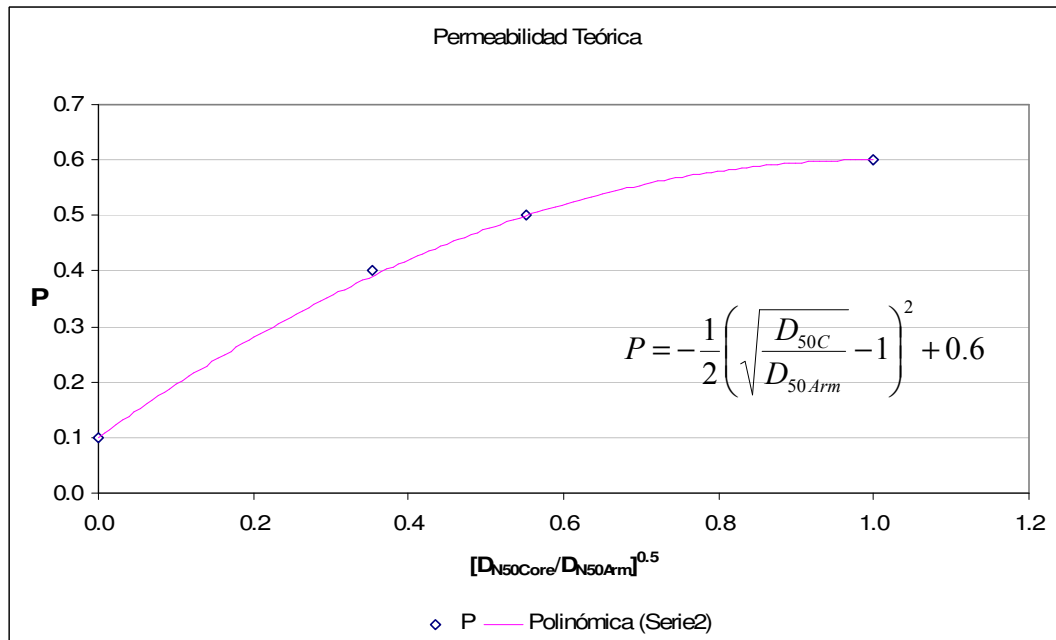
Ecuación 4-5: Relación entre la permeabilidad teórica P y D_{50C}/D_{50Arm}

$$P = -\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{D_{50C}}{D_{50Arm}}} - 1 \right)^2 + 0.6$$

$$0.1 \leq P \leq 0.6$$

$$0 \leq \frac{D_{50C}}{D_{50Arm}} \leq 1$$

Figura 4-5: Relación entre la permeabilidad teórica P y D_{50C}/D_{50Arm}



Tipo de estructura	$D_{N50 \text{ Core}}/D_{N50 \text{ Arm}}$	$[D_{N50 \text{ Core}}/D_{N50 \text{ Arm}}]^{0.5}$	P Van der Meer	P Calculado
Impermeable	0.000	0.000	0.1	0.100
Permeable	0.306	0.553	0.5	0.500
Homogénea	1.000	1.000	0.6	0.600
Permeable (Estimado)	0.125	0.354	0.4	0.391

Fuente: Elaboración propia.

La expresión propuesta presenta un buen ajuste con los valores de permeabilidad presentados en la Figura 4-4, salvo el caso (b), para el cual se obtiene una diferencia de alrededor del 2%. Esta diferencia se puede asociar al hecho de que dicha condición no fue ensayada por van der Meer (Ver Ref. 22, pág. 79) y el coeficiente corresponde a una estimación realizada por dicho investigador.

4.2.2 FILTRO PRIMARIO

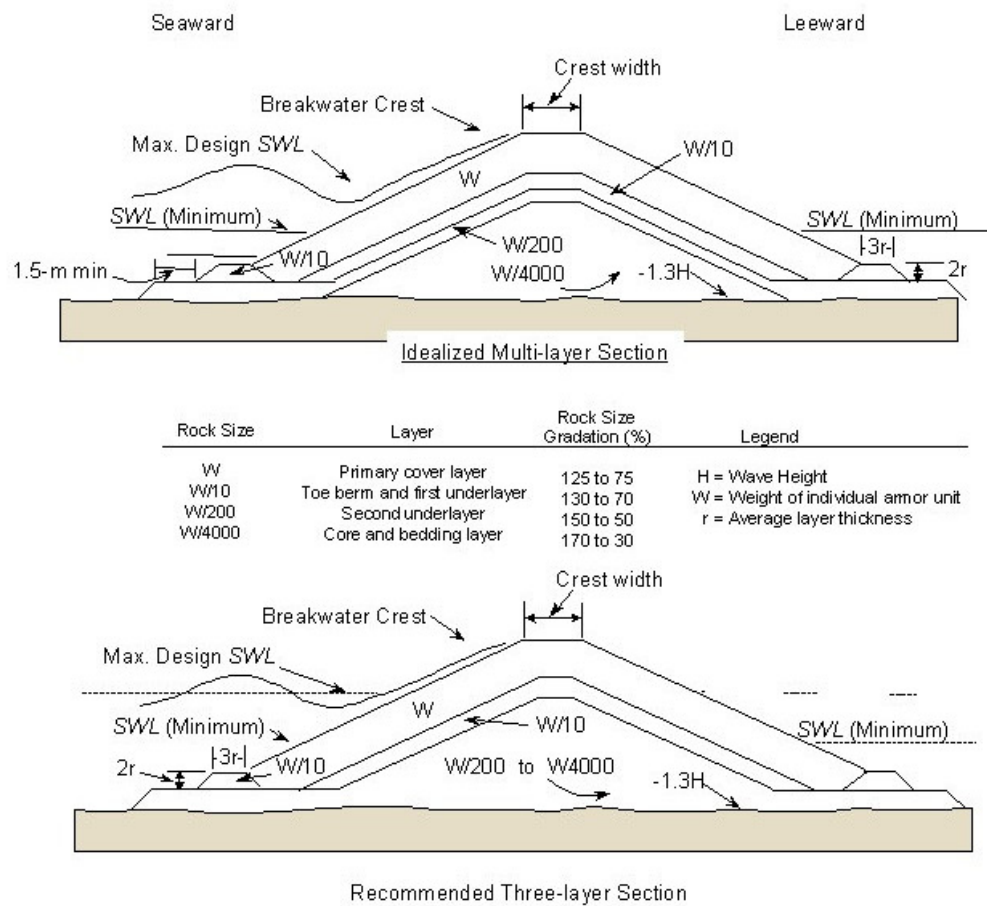
El Coastal Engineering Manual (Ref. 12) propone que el peso de los elementos del filtro debe ser del orden de $W_{50(\text{filtro})} = W_{50(\text{coraza})} / 10$, donde $W_{50(\text{coraza})}$ corresponde al peso de los elementos de la coraza.

4.2.3 NUCLEO

De acuerdo al Coastal Engineering Manual (Ref. 12), el peso de los elementos del núcleo debe ser del orden de $W_{(\text{núcleo})} = W_{50(\text{coraza})} / 200$ a $W_{50(\text{coraza})} / 4000$.

Las recomendaciones dadas por el Coastal Engineering Manual se muestran en la Figura 4-6.

Figura 4-6: Recomendaciones del Coastal Engineering Manual.



Fuente: Coastal Engineering Manual (Ref. 12).

4.2.4 PARAPETO

El parapeto forma parte de la superestructura y cumple la función de reducir el sobrepaso. Su disposición disminuye la altura de coronación respecto a una obra sin parapeto y el volumen de material necesario. El peso del parapeto se determina aplicando el diagrama de presiones estático de Günbak et al. (1984) (CEDEX Ref. 17). Este criterio es válido para olas que alcanzan el pie de la estructura sin romper, es decir, la ola rompe sobre el talud, alcanzando el frente de ola rota la pared vertical. El diagrama, que considera el efecto de las presiones estática y dinámica, se presenta en la Figura 4-7 (Ref. 17, pp. 52-53). Las presiones dinámicas e hidrostática se calculan según las siguientes expresiones, donde la densidad del agua de mar es $\gamma_w = 1,025$.

Presión dinámica:
$$P_m = \frac{\gamma_w (\sqrt{gy})^2}{2g} = \frac{\gamma_w}{2} y$$

Presión estática:
$$P_h = \gamma_w (y + s)$$

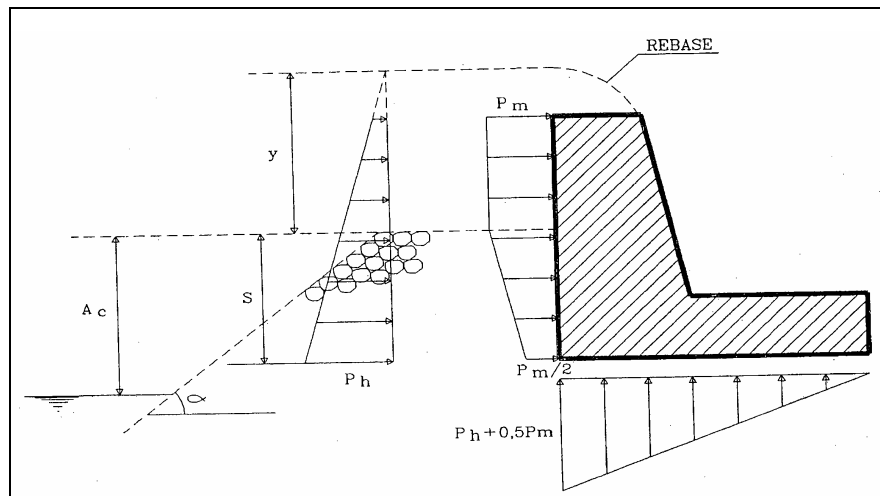
El parámetro (y) se calcula según la siguiente fórmula:
$$y = \frac{(Ru - Ac) \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \alpha \cos(\alpha - \beta)}$$

Donde β es el ángulo que forma la lengua del *run-up* con el talud y adopta un valor de 15° y el ángulo $\alpha = \tan^{-1}(1/2)$ representa al talud de la obra. El parámetro Ac es la distancia vertical entre el nivel de coronación del manto y la altura de marea. El *run-up* se calcula según las expresiones:

$$Ru = 0.4 \xi H \quad \xi \leq 2.5$$

$$Ru = H \quad \xi > 2.5$$

Figura 4-7: Diagrama de presiones sobre el parapeto Günbak et al. (1984)



Fuente: (Ref. 17)

4.3 DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

El diseño se orienta a una defensa costera constituida por una coraza exterior de rocas bastante masiva y estáticamente estable, un filtro de dos capas de rocas de dimensiones menores, un núcleo de material de desmonte de cantera y un muro parapeto de hormigón armado. Dadas las características del fondo marino, de rocas sueltas y arenas, no se considera un pie de apoyo, pues este elemento podría sufrir fallos locales por falta de trabazón con el fondo irregular. En su reemplazo, se utiliza una berma en el pie de la defensa, conformada por una coraza de 3 a 4 capas de espesor, que admite eventuales asentamientos de la coraza, sin afectar la integridad estructural de la defensa. Esta berma en el pie de la defensa, tiene además la ventaja de atenuar la acción del oleaje, reduciendo el *run-up* y el sobrepaso.

4.3.1 CORAZA EXTERIOR

El análisis se realizó para la condición más desfavorable de las siguientes secciones de la estructura:

- **Cabezo:** Corresponde a una sección curva que permite empalmar el tramo recto de la defensa, denominado tronco, con la ex isla Serrano.
- **Tronco:** Corresponde al tramo recto entre el cabezo y el codo de transición.
- **Codo:** Corresponde a la sección curva de transición entre el tronco y el molo de acceso.

Se analizaron dos posibles configuraciones para la defensa (Figura 4-2 y Figura 4-3). Los resultados obtenidos para las distintas secciones analizadas, se muestran en la Tabla 4-5 y Tabla 4-6.

De los resultados obtenidos para la sección del cabezo y presentados en la Tabla 4-5, se proponen utilizar una de las siguientes alternativas:

- Talud 2:1 con un peso medio de los elementos de la coraza de 5,22 [Ton] y un rango comprendido entre las 3,66 [Ton] y 7,16 [Ton].
- Talud 3:1 con un peso medio de los elementos de la coraza de 4,21 [Ton] y un rango comprendido entre las 2,96 [Ton] y 5,77 [Ton].

Los resultados obtenidos para las secciones del tronco y codo se presentan en la Tabla 4-6, a partir de estos, se propone utilizar alguna de las siguientes alternativas:

- Talud 2:1, con un peso medio de los elementos de la coraza, de 3,65 [Ton] y un rango comprendido entre las 2,56 [Ton] y 5,01 [Ton].
- Talud 3:1, con un peso medio de los elementos de la coraza, de 2,60 [Ton] y un rango comprendido entre las 1,82 [Ton] y 3,56 [Ton].

Tabla 4-5: Peso de los elementos de la coraza. Sección del Cabezo.

Fórmula	H _D [m]	T _p [s]	Daño	Cot(α)	D _{N50} [m]	W _{N50} [Ton]
Hudson	4,32	-	D = 0 – 5%	1,50	1,568	10,214
				1,75	1,489	8,754
				2,00	1,425	7,660
				3,00	1,244	5,107
Van der Meer	3,80	9,56	S = 5	2	0,878	1,793
	4,47	11,57			1,050	3,064
	5,05	14,00			1,225	4,867
	5,15	15,39			1,253	5,217
	5,26	18,63			1,210	4,695
	3,87	9,56	S = 6	3	0,711	0,954
	4,43	11,57			0,835	1,543
	5,24	14,00			1,004	2,683
	5,56	15,39			1,107	3,600
	5,67	18,63			1,167	4,209
Melby	2,95	9,56	S = 5	2	0,876	1,780
	3,59	11,57			1,046	3,031
	4,14	14,00			1,196	4,537
	4,21	15,39			1,229	4,920
	4,32	18,63			1,268	5,398
	2,95	9,56	S = 6	3	0,694	0,886
	3,46	11,57			0,805	1,383
	4,24	14,00			0,968	2,403
	4,54	15,39			1,037	2,958
	4,65	18,63			1,068	3,233

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-6: Peso de los elementos de la coraza. Secciones del Tronco y Codo.

Fórmula	H _D [m]	T _p [s]	Daño	Cot(α)	D _{N50} [m]	W _{N50} [Ton]
Hudson	3,78	-	D = 0 – 5%	1,50	1,370	6,819
				1,75	1,302	5,844
				2,00	1,245	5,114
				3,00	1,088	3,409
Van der Meer	3,68	9,56	S = 5	2	0,858	1,673
	4,24	11,57			1,013	2,753
	4,38	14,00			1,113	3,649
	4,48	15,39			1,085	3,383
	4,58	18,63			1,054	3,105
	3,68	9,56	S = 6	3	0,675	0,816
	4,24	11,57			0,797	1,343
	4,38	14,00			0,876	1,781
	4,48	15,39			0,940	2,200
	4,58	18,63			0,993	2,597
Melby	2,95	9,56	S = 5	2	0,864	1,711
	3,50	11,57			1,009	2,725
	3,60	14,00			1,052	3,083
	3,66	15,39			1,082	3,358
	3,78	18,63			1,119	3,714
	2,95	9,56	S = 6	3	0,680	0,835
	3,50	11,57			0,795	1,329
	3,60	14,00			0,828	1,504
	3,66	15,39			0,852	1,639
	3,78	18,63			0,881	1,812

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2 DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO

El Coastal Engineering Manual (Ref. 12) propone que el peso de los elementos del filtro debe ser del orden de $W_{50(\text{filtro})} = W_{50(\text{coraza})} / 10$, donde $W_{50(\text{coraza})}$ corresponde al peso de los elementos de la coraza.

Para la sección del cabezo, se propone utilizar alguna de las siguientes alternativas:

- Talud 2:1, con un peso medio de los elementos del filtro de 0.65 [Ton] y un rango comprendido entre 0.46 [Ton] y 0.89 [Ton].
- Talud 3:1, con un peso medio de los elementos del filtro de 0.53 [Ton] y un rango comprendido entre 0.37 [Ton] y 0.72 [Ton].

Para las secciones del Tronco y Codo, se propone utilizar alguna de las siguientes alternativas:

- Talud 2:1, con un peso medio de los elementos de 0.46 [Ton] y un rango comprendido entre 0.32 [Ton] y 0.63 [Ton].
- Talud 3:1, con un peso medio de los elementos de 0.32 [Ton] y un rango comprendido entre 0.23 [Ton] y 0.45 [Ton].

Los valores propuestos para las alternativas analizadas, se ajustan a las recomendaciones del Coastal Engineering Manual (Ref. 12).

4.3.3 DIMENSIONAMIENTO DEL NÚCLEO

El Coastal Engineering Manual (Ref. 12), propone que el peso de los elementos del núcleo debe ser del orden de $W_{(núcleo)} = W_{50 (coraza)} / 200$ a $W_{50 (coraza)} / 4000$.

La expresión anterior puede ser reemplazada por su equivalente en función de D_{50C} y D_{50Arm} .

Donde:

D_{50C} : Dimensión nominal del material del núcleo.

D_{50Arm} : Dimensión nominal de los elementos de la coraza.

La expresión equivalente en función de las dimensiones nominales, es la siguiente:

$$D_{50C} = \frac{D_{50Arm}}{5,848} \text{ a } \frac{D_{50Arm}}{15,874}$$

La relación D_{50C}/D_{50Arm} constituye otra variable adimensional introducida por Van der Meer durante la realización de los ensayos que sirvieron de base para la deducción de su fórmula de diseño. De la Figura 4-4, para un coeficiente de permeabilidad teórica $P=0,5$ se obtiene la relación:

$$\frac{D_{50C}}{D_{50Arm}} = 0,306$$
$$D_{50C} = \frac{D_{50Arm}}{3,267}$$

De esta expresión se deduce que la dimensión nominal del material del núcleo, es claramente superior a lo recomendado por el Coastal Engineering Manual (Ref. 12), para el coeficiente de permeabilidad utilizado en el dimensionamiento de la coraza.

$$\frac{D_{50Arm}}{3.267} > \frac{D_{50Arm}}{5.848} > \frac{D_{50Arm}}{15.874}$$

Las recomendaciones del Coastal Engineering Manual (Ref. 12) son válidas para un rango de permeabilidades comprendido entre **0.427** y **0.319**.

Como alternativa para establecer la dimensión nominal del material del núcleo en función de la permeabilidad teórica adoptada en el diseño y la dimensión nominal de los elementos de la coraza, se propone utilizar la siguiente expresión:

Ecuación 4-6: Dimensión nominal del material del núcleo.

$$\frac{D_{50C}}{D_{50Arm}} = \left(1 - \sqrt{-2(P - 0.6)}\right)^2$$

Finalmente, para la construcción del núcleo se propone utilizar alguna de las siguientes alternativas.

Sección del Cabezo:

- Talud 2:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 313 [kg] y un rango comprendido entre 220 [kg] y 430 [kg].
- Talud 3:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 120 [kg] y un rango comprendido entre 61 [kg] y 208 [kg].

Secciones del Tronco y Codo:

- Talud 2:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 104 [kg] y un rango comprendido entre 53 [kg] y 180 [kg].
- Talud 3:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 74 [kg] y un rango comprendido entre 38 [kg] y 128 [kg].

4.3.4 DIMENSIONAMIENTO DEL PARAPETO

El parapeto forma parte de la superestructura y cumple la función de reducir el sobrepaso. Su disposición disminuye la altura de coronación respecto a una obra sin parapeto y el volumen de material necesario para constituir la defensa. El peso del parapeto se determinó aplicando el diagrama de presiones estático de Günbak et al. (1984).

Se utilizaron coeficientes de seguridad al deslizamiento (CSD) y al vuelco (CSV) mayores de 1.2 y se adoptó un coeficiente de fricción entre el hormigón del espaldón y la escollera de $\mu = 0.7$. El parapeto se cimienta sobre el núcleo a la cota +3.50 [m] NRS, para permitir las faenas de construcción en seco.

El peso del parapeto [Ton/m] para las distintas secciones analizadas y sus correspondientes factores de seguridad al deslizamiento y vuelco, se indica en la Tabla 4-7 y Tabla 4-8.

Tabla 4-7: Peso de las secciones del parapeto Cot $\alpha=2$.

SECCIÓN	W [Ton/m]	CSD	CSV
Cabezo	18,00	1,732	2,077
Tronco	13,50	1,757	2,046
Codo	21,60	3,063	3,290

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-8: Peso de las secciones del parapeto $Cot\alpha=3$.

SECCIÓN	W [Ton/m]	CSD	CSV
Cabezo	19,80	1,371	1,769
Tronco	13,50	1,757	2,046
Codo	21,60	3,082	3,305

Fuente: Elaboración propia.

4.3.5 DISCUSIÓN SOBRE EL DISEÑO DE ESTABILIDAD

En la Tabla 4-5 y Tabla 4-6 se presentaron los resultados obtenidos en el dimensionamiento de la coraza, utilizando la Ecuación 4-2, Ecuación 4-3 y Ecuación 4-4. De los resultados obtenidos se puede concluir que las expresiones de Van der Meer y Melby entregan resultados muy similares, a pesar de que sus formulaciones utilizan alturas de ola diferentes.

La expresión de Hudson entrega pesos de la coraza bastante superiores lo que en parte se debe a que en su aplicación, se utilizó la mayor altura de ola a pie de obra. Esta formulación presenta una serie de limitaciones entre las que se pueden mencionar:

- No incluye el efecto de la permeabilidad de la estructura.
- No permite sensibilidad respecto del periodo del oleaje.
- Es independiente del número de olas activas, (Duración del temporal de diseño).

Para las dos alternativas analizadas, el peso de los elementos de la coraza se fijó a partir de los resultados obtenidos con las expresiones propuestas por Van der Meer. En la aplicación de esta formulación la altura de ola utilizada corresponde a $H_{2\%}$, dado que el sector en estudio presenta profundidades reducidas.

En condiciones de aguas someras las mayores olas rompen antes de alcanzar la estructura, lo que modifica la distribución de altura de ola, la que en este caso no puede ser representada por una distribución tipo Rayleigh. Para cuantificar los efectos del fondo marino sobre la distribución de altura de ola y estimar $H_{2\%}$, se utilizó la metodología propuesta en la Ref. 21.

El peso de los elementos del núcleo se estableció por medio de la Ecuación 4-5, siendo consistente con el valor de la permeabilidad teórica utilizada en el cálculo de estabilidad de la coraza.

Para las dos configuraciones analizadas, las dimensiones del parapeto permiten obtener coeficientes de seguridad al deslizamiento (CSD) y al vuelco (CSV) superiores a los mínimos establecidos para el diseño.

4.4 DISEÑO HIDRÁULICO

El diseño hidráulico se orienta a definir las características geométricas de la obra de abrigo, en lo referido a cotas de coronamiento del parapeto, disposición de verteolas, bermas y disposición de elementos de la coraza. Para ello se establecen las tasas de sobrepaso admisibles (sección 4.4.2) y las esperadas para la configuración propuesta (sección 4.4.4).

El sobrepaso ocurre cuando los máximos niveles de *run-up* exceden la cota de coronamiento de la obra, implicando el paso de volúmenes de agua sobre la estructura. Este fenómeno puede

eventualmente dificultar la circulación de personas y vehículos en la explanada a ganar al mar provocando incluso la detención total de las actividades. Asimismo, puede generar el fallo de las estructuras de defensa. Dependiendo de la función particular de cada obra, se permitirán ciertos niveles de sobrepaso admisibles.

4.4.1 ANTECEDENTES

El sector de acceso al Puerto de Iquique experimenta serios problemas de sobrepaso y problemas de tránsito de vehículos y peatones, que han motivado diversos estudios tendientes entre los que destacan el Estudio en modelo físico bidimensional del enrocado de protección molo de unión en Caleta El Morro, desarrollado por el INH (Ref. 3).

En la Figura 4-8 se presenta una marejada histórica que genera grandes caudales de sobrepaso en el camino de acceso, donde se ilustra asimismo el sector de ampliación. En particular en la zona de empalme de la futura defensa con el sector de acceso, efectivamente existirán condiciones de agitación relevantes. Se ilustran asimismo (Figura 4-9), dos secciones que el INH reporta como zona de fallo estructural y que evidencian el alto nivel de solicitaciones experimentadas en el sector. En la Figura 4-10 se presenta el sobrepaso sobre el sector de acceso, visto desde la futura zona de ampliación.

Figura 4-8: Imágenes de sobrepaso en sector de acceso a la Ex-Isla Serrano.



Fuente: INH (Ref. 3).

Figura 4-9: Secciones con fallo estructural reportadas por el INH.



Fuente: INH (Ref. 3).

En la Figura 4-11 se presenta una serie de fotografías capturadas de un video obtenido por una cámara de seguridad en el sector de la Gerencia, en la zona de acceso a la Ex-Isla Serrano, con fecha 13 de junio de 2003. La marejada fue provocada por un temporal de generación lejana y está asociada a períodos largos, cercanos a 18 [s], los que provocan un sobrepaso evidente en la estructura e inseguridad en el tránsito. En la Figura 4-12 se muestra una serie de salidas gráficas del patrón de períodos obtenidas del modelo Wavewatch¹⁰, para el 10 y el 13 de junio de 2003, que permiten observar la evolución de dicho temporal, desde su generación en el Pacífico Sur y su propagación hacia las costas del norte de Chile.

¹⁰ Wavewatch es un modelo de generación de oleaje y describe la evolución del espectro de densidad de acción de oleaje integrando la ecuación básica de transporte de energía.

Figura 4-10: Imágenes de sobrepaso en sector de acceso a la Ex-Isla Serrano.



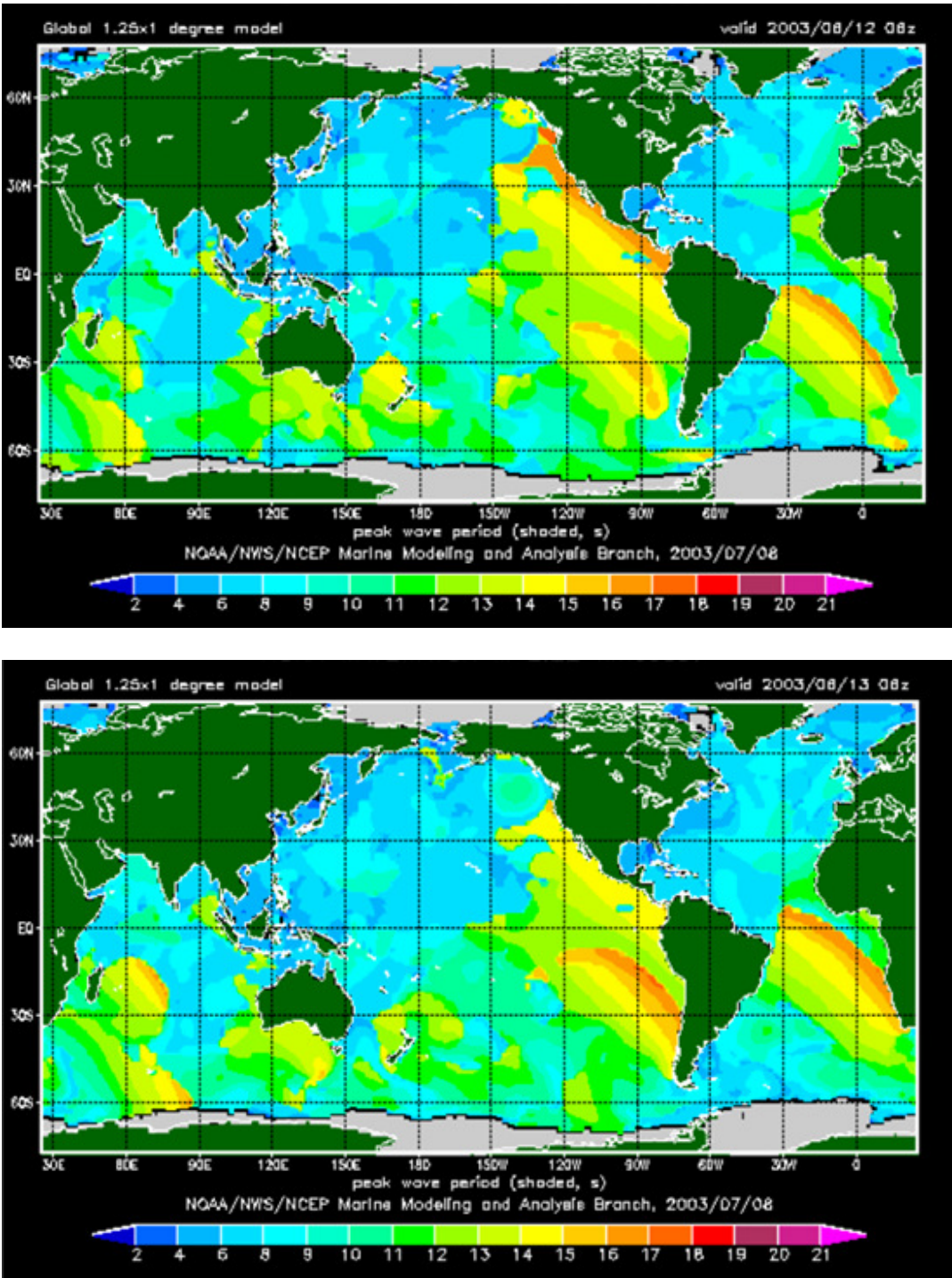
Fuente: INH (Ref. 3).

Figura 4-11: Imágenes de sobrepaso en sector Gerencia, junio 2003.



Fuente: INH (Ref. 3).

Figura 4-12: Mapas de campos de período de oleaje según modelo Wavewatch, junio 2003.



Fuente: NOAA WAVEWATCH III 2.22 hindcast.

4.4.2 SOBREPASO ADMISIBLE

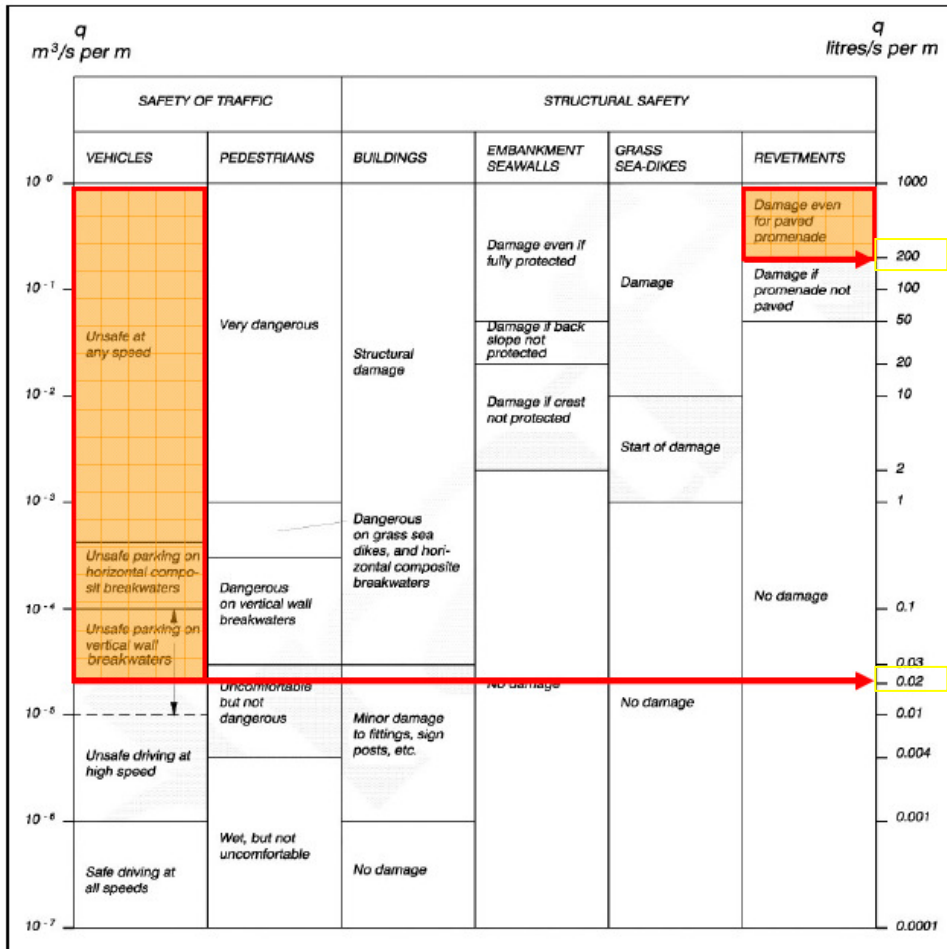
Las tasas de sobrepaso admisibles propuestas por los estándares británicos se presentan en la Tabla 4-9, en tanto que las propuestas en el *Coastal Engineering Manual* se presentan en la Tabla 4-10 (Ref. 12, Pág. VI-5-20).

Tabla 4-9: Sobrepaso admisible, de acuerdo al British Standard.

Caso	Caudal [lt/s/m]
Incomodo para personas	0,004
Incomodo para vehículos	0,001
Peligroso para personas	0,03
Inseguro para vehículos	0,02

Fuente: BS 6349 parte 7, 1991

Tabla 4-10: Sobrepaso admisible, de acuerdo al Coastal Engineering Manual.



Fuente: Coastal Engineering Manual (Ref. 12).

A partir de estas recomendaciones se proponen las siguientes tasas de sobrepaso admisible para los estados límites último (**ELU**) y de parada operativa (**ELO**)

- En condición de **ELU** para un oleaje con período de retorno de 25 años se define un caudal admisible de $q_{ADM} = 200$ [lt/s/m] (Tabla 4-5, *structural safety*).
- En condición de **ELO** para un oleaje con período de retorno de 5 años se define un caudal admisible de $q_{ADM} = 0,02$ [lt/s/m] (Tabla 4-5, *safety of traffic*). Sobre esta condición el acceso de vehículos debiera estar restringido a mantenimiento ocasional.

4.4.3 CÁLCULO DEL SOBREPASO

Las tasas de sobrepaso se estiman sobre la base de los estudios recientemente desarrollados en laboratorios europeos que se resumen en la: *EurOtop (August 2007). Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. La estimación del sobrepaso se realiza por medio de la Ecuación 4-7 y es aplicable a diferentes tipos de coraza.

La Ecuación 4-7 entrega valores medios de sobrepaso. La confiabilidad de esta expresión puede ser descrita en función de los coeficientes 4,75 y 2,6 de dicha ecuación, asumiendo estos parámetros como variables aleatorias con una distribución normal, con valores medios de 4,75 y 2,6 y desviaciones estándar de 0,50 y 0.35 respectivamente.

Figura 4-13: Aplicación de la Ecuación 4-7 con banda de confianza del 90%

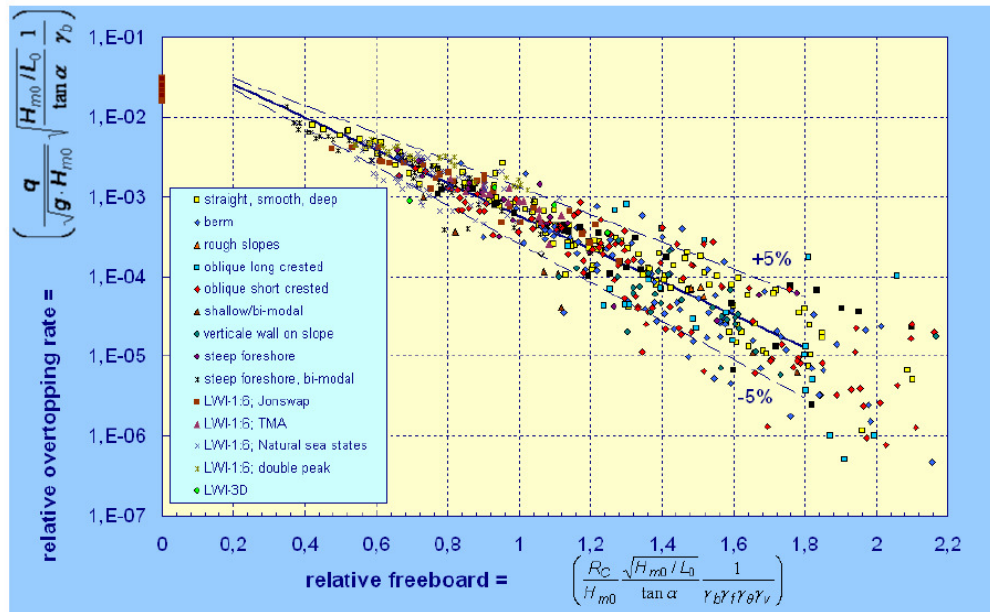


Figure 5.9: Wave overtopping data for breaking waves and overtopping Equation 5.8 with 5% under and upper exceedance limits

Fuente: EurOtop (Ref. 16)

Ecuación 4-7: Fórmula de estimación del sobrepaso.

Probabilistic design and prediction or comparison of measurements ($\xi_{m-1,0} < 5$): TAW (2002) used these dimensionless factors to derive the following overtopping formulae for breaking and non-breaking waves, which describe the *average* overtopping discharge:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4.75 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right) \quad 5.8$$

with a maximum of: $\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$

γ_b = influence factor for a berm [-]
 γ_f = influence factor for roughness elements on a slope [-]
 γ_β = influence factor for oblique wave attack [-]

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0063 |\beta| \quad \text{for } 0^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ$$

6.8

for $|\beta| > 80^\circ$ the result $\beta = 80^\circ$ can be applied

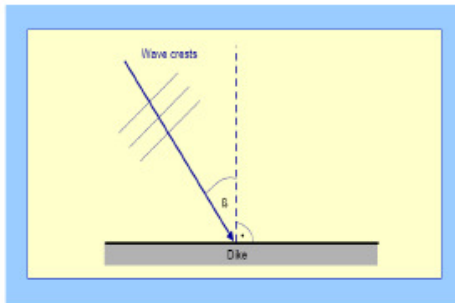


Figure 5.22: Definition of angle of wave attack β

Table 6.2: Values for roughness factor γ_f for permeable rubble mound structures with slope of 1:1.5. Values in italics are estimated/extrapolated

Type of armour layer	γ_f
Smooth impermeable surface	1.00
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40
Cubes (1 layer, random positioning)	0.50
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47
Antiflers	0.47
HARO's	0.47
Accropode™	0.46
Xbloc®	0.45
CORE-LOC®	0.44
Tetrapods	0.38
Dolosse	0.43

6.3.2 Effect of armoured crest berm

Simple straight slopes including an armoured crest berm of less than about 3 nominal diameters ($G_c = 3D_n$) will reduce overtopping. It is, however, possible to reduce overtopping with a wide crest as much more energy can be dissipated in a wider crest. Besley (1999) describes in a simple and effective way the influence of a wide crest. First the wave overtopping discharge should be calculated for a simple slope, with a crest width up to $3D_n$. Then the following reduction factor on the overtopping discharge can be applied:

$$C_r = 3.06 \exp(-1.5 G_c / H_{m0}) \quad G_c / H_{m0} \quad \text{with maximum } C_r = 1 \quad 6.7$$

Equation 6.7 gives no reduction for a crest width smaller than about $0.75 H_{m0}$. This is fairly close to about $3D_n$ and is, therefore, consistent. A crest width of $1 H_{m0}$ reduces the overtopping discharge to 68%, a crest width of $2 H_{m0}$ gives a reduction to 15% and for a wide crest of $3 H_{m0}$ the overtopping reduces to only 3.4%. In all cases the crest wall has the same height as the armour crest: $R_c = A_c$.

Fuente: Adaptado de EurOtop (Ref. 16).

4.4.4 SOBREPASO ESPERADO

Las tasas de sobrepaso se evaluaron para diferentes configuraciones de la coraza exterior y distintos sectores de la estructura. Se consideraron dos posibles escenarios:

- Estado límite último (**ELU**), con oleaje de 25 años de periodo de retorno.
- Estado límite de parada operativa (**ELO**) con oleaje de periodo de retorno de 5 años.

El análisis se realizó para las siguientes secciones de la estructura:

- **Cabezo:** Corresponde a una sección curva que permite empalmar el tramo recto de la defensa, denominado tronco, con la ex isla Serrano.
- **Tronco:** Corresponde al tramo recto entre el cabezo y el codo de transición.
- **Codo:** Corresponde a la sección curva de transición entre el tronco y el molo de acceso a la ex isla Serrano.

Los resultados obtenidos en la estimación del sobrepaso para las distintas secciones analizadas, se presentan en la Tabla 4-11, Tabla 4-12 y Tabla 4-13, para $\cot\alpha=2$ y en la Tabla 4-14, Tabla 4-15 y Tabla 4-16, para $\cot\alpha=3$.

Tabla 4-11: Sobrepaso esperado. Sección del cabezo cota=2.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m P _{IE} [m]	γ _i	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	5,89	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,59	0,40	< 80°	0,54	0,001	200	Sí
	14,00		4,14	0,40	< 80°	0,54	0,004	200	Sí
	15,39		4,21	0,40	< 80°	0,54	0,006	200	Sí
	18,63		4,32	0,40	< 80°	0,54	0,013	200	Sí
5 (ELO)	9,56	5,89	2,92	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,20	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	14,00		3,92	0,40	< 80°	0,54	0,003	0,02	Sí
	15,39		4,18	0,40	< 80°	0,54	0,008	0,02	Sí
	18,63		4,31	0,40	< 80°	0,54	0,013	0,02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-12: Sobrepaso esperado. Sección del codo cota=2.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	Hm _{PIE} [m]	γ _f	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	14		3,60	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	14		3,56	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-13: Sobrepaso esperado. Sección del tronco cota=2.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	Hm _{PIE} [m]	γ _f	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	14		3,60	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,54	0,001	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,54	0,003	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,54	0,001	0,02	Sí
	14		3,56	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,54	0,001	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,54	0,003	0,02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-14: Sobrepaso esperado. Sección del cabezo cota=3.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	Hm _{PIE} [m]	γ _f	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	6,44	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,46	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	14		4,24	0,40	< 80°	0,54	0,004	200	Sí
	15,39		4,54	0,40	< 80°	0,54	0,004	200	Sí
	18,63		4,65	0,40	< 80°	0,54	0,015	200	Sí
5 (ELO)	9,56	6,44	2,90	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,24	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	14		3,90	0,40	< 80°	0,54	0,001	0,02	Sí
	15,39		4,41	0,40	< 80°	0,54	0,007	0,02	Sí
	18,63		4,64	0,40	< 80°	0,54	0,014	0,02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-15: Sobrepaso esperado. Sección del codo cota=3.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	Hm _{PIE} [m]	γ _f	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	14		3,60	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	14		3,56	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-16: Sobrepaso esperado. Sección del tronco cota=3.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ _f	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	14,00		3,60	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,54	0,002	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	14,00		3,56	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,54	0,002	0,02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

4.4.5 DISCUSIÓN DEL DISEÑO HIDRAULICO

Los resultados obtenidos para las dos configuraciones analizadas ($\cot\alpha=2$ y $\cot\alpha=3$) presentan niveles de sobrepaso inferiores a los admisibles.

La condición más exigente y que determina las dimensiones finales y cota de coronamiento del parapeto, están asociadas al estado límite operativo (**ELO**), con un periodo de retorno de 5 años.

El detalle del cálculo del sobrepaso se presenta en el anexo N° 8.

4.5 RESUMEN DE PESOS Y DIMENSIONES

En la Tabla 4-17 y Tabla 4-18, se resumen los pesos y dimensiones de los elementos de la obra de defensa, para las distintas configuraciones analizadas.

Tabla 4-17: Resumen de pesos y dimensiones de elementos de la defensa, cota=2.

CABEZO					
CORAZA					
D ₅₀ =	1,253	[m]	W ₅₀ =	5,22	[Ton]
D _{MIN} =	1,114	[m]	W _{MIN} =	3,66	[Ton]
D _{MAX} =	1,393	[m]	W _{MAX} =	7,16	[Ton]
FILTRO					
D ₅₀ =	0,627	[m]	W ₅₀ =	0,65	[Ton]
D _{MIN} =	0,557	[m]	W _{MIN} =	0,46	[Ton]
D _{MAX} =	0,696	[m]	W _{MAX} =	0,89	[Ton]
NÚCLEO					
D ₅₀ =	0,491	[m]	W ₅₀ =	313	[kg]
D _{MIN} =	0,436	[m]	W _{MIN} =	220	[kg]
D _{MAX} =	0,545	[m]	W _{MAX} =	430	[kg]
PARAPETO					
W=	18,00	[Ton/m]	CSD=	1,73	
			CSV=	2,08	
TRONCO					
CORAZA					
D ₅₀ =	1,113	[m]	W ₅₀ =	3,65	[Ton]
D _{MIN} =	0,989	[m]	W _{MIN} =	2,56	[Ton]
D _{MAX} =	1,236	[m]	W _{MAX} =	5,01	[Ton]
FILTRO					
D ₅₀ =	0,556	[m]	W ₅₀ =	0,46	[Ton]
D _{MIN} =	0,494	[m]	W _{MIN} =	0,32	[Ton]
D _{MAX} =	0,618	[m]	W _{MAX} =	0,63	[Ton]
NÚCLEO					
D ₅₀ =	0,340	[m]	W ₅₀ =	104	[kg]
D _{MIN} =	0,272	[m]	W _{MIN} =	53	[kg]
D _{MAX} =	0,408	[m]	W _{MAX} =	180	[kg]
PARAPETO					
W=	13,50	[Ton/m]	CSD=	1,76	
			CSV=	2,05	
CODO					
CORAZA					
D ₅₀ =	1,113	[m]	W ₅₀ =	3,65	[Ton]
D _{MIN} =	0,989	[m]	W _{MIN} =	2,56	[Ton]
D _{MAX} =	1,236	[m]	W _{MAX} =	5,01	[Ton]
FILTRO					
D ₅₀ =	0,556	[m]	W ₅₀ =	0,46	[Ton]
D _{MIN} =	0,494	[m]	W _{MIN} =	0,32	[Ton]
D _{MAX} =	0,618	[m]	W _{MAX} =	0,63	[Ton]
NÚCLEO					
D ₅₀ =	0,340	[m]	W ₅₀ =	104	[kg]
D _{MIN} =	0,272	[m]	W _{MIN} =	53	[kg]
D _{MAX} =	0,408	[m]	W _{MAX} =	180	[kg]
PARAPETO					
W=	21,60	[Ton/m]	CSD=	3,06	
			CSV=	3,29	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-18: Resumen de pesos y dimensiones de elementos de la defensa, cota=3.

CABEZO					
CORAZA					
D ₅₀ =	1,167	[m]	W ₅₀ =	4,21	[Ton]
D _{MIN} =	1,037	[m]	W _{MIN} =	2,96	[Ton]
D _{MAX} =	1,296	[m]	W _{MAX} =	5,77	[Ton]
FILTRO					
D ₅₀ =	0,583	[m]	W ₅₀ =	0,53	[Ton]
D _{MIN} =	0,519	[m]	W _{MIN} =	0,37	[Ton]
D _{MAX} =	0,648	[m]	W _{MAX} =	0,72	[Ton]
NÚCLEO					
D ₅₀ =	0,357	[m]	W ₅₀ =	120	[kg]
D _{MIN} =	0,285	[m]	W _{MIN} =	61	[kg]
D _{MAX} =	0,428	[m]	W _{MAX} =	208	[kg]
PARAPETO					
W=	19,80	[Ton/m]	CSD=	1,37	
			CSV=	1,77	
TRONCO					
CORAZA					
D ₅₀ =	0,993	[m]	W ₅₀ =	2,60	[Ton]
D _{MIN} =	0,883	[m]	W _{MIN} =	1,82	[Ton]
D _{MAX} =	1,104	[m]	W _{MAX} =	3,56	[Ton]
FILTRO					
D ₅₀ =	0,497	[m]	W ₅₀ =	0,32	[Ton]
D _{MIN} =	0,441	[m]	W _{MIN} =	0,23	[Ton]
D _{MAX} =	0,552	[m]	W _{MAX} =	0,45	[Ton]
NÚCLEO					
D ₅₀ =	0,304	[m]	W ₅₀ =	74	[kg]
D _{MIN} =	0,243	[m]	W _{MIN} =	38	[kg]
D _{MAX} =	0,364	[m]	W _{MAX} =	128	[kg]
PARAPETO					
W=	13,50	[Ton/m]	CSD=	1,76	
			CSV=	2,05	
CODO					
CORAZA					
D ₅₀ =	0,993	[m]	W ₅₀ =	2,60	[Ton]
D _{MIN} =	0,883	[m]	W _{MIN} =	1,82	[Ton]
D _{MAX} =	1,104	[m]	W _{MAX} =	3,56	[Ton]
FILTRO					
D ₅₀ =	0,497	[m]	W ₅₀ =	0,32	[Ton]
D _{MIN} =	0,441	[m]	W _{MIN} =	0,23	[Ton]
D _{MAX} =	0,552	[m]	W _{MAX} =	0,45	[Ton]
NÚCLEO					
D ₅₀ =	0,304	[m]	W ₅₀ =	74	[kg]
D _{MIN} =	0,243	[m]	W _{MIN} =	38	[kg]
D _{MAX} =	0,364	[m]	W _{MAX} =	128	[kg]
PARAPETO					
W=	21,60	[Ton/m]	CSD=	3,08	
			CSV=	3,31	

Fuente: Elaboración propia.

4.6 EVALUACIÓN ECONÓMICA DE ALTERNATIVAS

Dado que las alternativas analizadas cumplen con los requerimientos de estabilidad y funcionales, se efectuó una evaluación económica con el objeto de poder compararlas. La comparación se realiza a costo directo, ya que los conceptos de Gastos generales y utilidades son altamente variables y dependen de la estructura y tamaño de la empresa, oportunidad de negocio, además de las condiciones particulares de contratación. En la elaboración del presupuesto de la defensa se han utilizado precios unitarios y otros criterios obtenidos de obras similares.

La alternativa correspondiente a una defensa con talud 2:1 presenta un costo directo estimado de **Mil trescientos cuarenta y dos millones de pesos**. Por su parte, la segunda alternativa analizada correspondiente a una defensa con talud 3:1 tiene un costo directo de **Mil trescientos setenta y un millones de pesos**. Desde el punto de vista económico, las alternativas analizadas presentan una diferencia de costos que no es significativa, dada la magnitud de la inversión.

A la luz de estos antecedentes, se propone una defensa talud 2:1, dado que es la alternativa que presenta el menor costo. En la Tabla 4-19 y Tabla 4-20 se presenta la estimación de costos para las alternativas analizadas.

Tabla 4-19: Presupuesto estimado. Defensa Cota=2.

ITEM	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Gl	1	20,000,000	20,000,000
2	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ROCA				
	Roca Coraza W50 = 5,22 ton	m3	9595.6	37,878	363,466,174
	Roca Coraza W50 = 3,65 ton	m3	6721.1	30,948	208,005,797
	Roca Filtro W50= 650 kg	m3	3904.4	21,087	82,333,745
	Roca Filtro W50= 460 kg	m3	2716.1	21,087	57,275,554
	Núcleo W50=313 kg	m3	8791.6	14,657	128,859,954
	Núcleo W50=104 kg	m3	5788.9	14,657	84,848,654
3	EXCAVACIÓN				
	Remoción de material existente	m3	3083.1	3,000	9,249,274
4	HORMIGÓN				
	Muro parapeto (HA)	m3	2800.79	135,000	378,106,886
5	RECUBRIMIENTOS				
	Geotextil	m2	3380	800	2,704,000
Total Costos Directos \$					1,334,850,038

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-20: Presupuesto estimado. Defensa Cota=3

ITEM	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Gl	1	20,000,000	20,000,000
2	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ROCA				
	Roca Coraza W50 = 4,21 ton	m3	10264.77	37,878	388,811,620
	Roca Coraza W50 = 2,60 ton	m3	7038.19	30,948	217,817,836
	Roca Filtro W50= 530 kg	m3	2997.27	21,087	63,204,879
	Roca Filtro W50= 320 kg	m3	2621.22	21,087	55,274,857
	Núcleo W50=120 kg	m3	8791.58	14,657	128,859,954
	Núcleo W50=74 kg	m3	5788.32	14,657	84,840,461
3	EXCAVACIÓN				
	Remoción de material existente	m3	3948.75	3,000	11,846,258
4	HORMIGÓN				
	Muro parapeto (HA)	m3	2945.23	135,000	397,605,611
5	RECUBRIMIENTOS				
	Geotextil	m2	3380	800	2,704,000
Total Costos Directos \$					1,370,965,476

Fuente: Elaboración propia.

5 CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados obtenidos en el desarrollo del presente estudio, se desprenden las siguientes conclusiones y recomendaciones.

Las formulaciones de Van der Meer y Melby entregan resultados muy similares, siendo la expresión de Melby muy sensible al del periodo del oleaje, ya que a valores crecientes del periodo, se obtienen dimensiones crecientes para los elementos de la coraza. En el caso de la fórmula de Van der Meer, esta presenta sensibilidad a la combinación de periodo del oleaje y numero de olas activas. Respecto de la fórmula de Hudson, se recomienda su uso sólo como estimación preliminar, ya que entrega resultados muy superiores en comparación a las otras fórmulas utilizadas, con el consiguiente incremento de costo de las obras proyectadas.

El efecto de la permeabilidad teórica es determinante en el comportamiento de la defensa, por lo que se recomienda prestar especial atención, al momento de asignar este parámetro en las formulas de estabilidad y considerar su interrelación con la dimensiones del material del núcleo. La relación D_{50C}/D_{50Arm} es una relación de escala, la que puede interpretarse como una razón de números de Reynolds y por tanto, estrechamente relacionada con la permeabilidad de la estructura.

Se recomienda no utilizar valores de permeabilidad superiores a $P=0,5$ dado que ello implica concentrar la mayor parte del material a utilizar en la construcción de la defensa en un rango muy reducido de tamaños, generando grandes excedentes de material que no pueden ser utilizados con el consiguiente aumento en los costos de producción.

La utilización de un material para el núcleo de dimensiones como las propuestas en esta memoria de título, no implica un mayor costo de producción, ya que en general, los volúmenes totales que se deben remover están determinados por el material de mayor tamaño asociado a la coraza, la que corresponde a la facción mas reducida que se produce en cantera por métodos tradicionales de perforación y voladura.

Las recomendaciones del Coastal Engineering Manual (Ref. 12) para el material del núcleo, no cubren todo el rango de aplicación, por lo que al momento de establecer sus dimensiones, se recomienda utilizar la Ecuación 4-5 o su equivalente, la Ecuación 4-6, las que permiten determinar D_{50C} en función de la permeabilidad teórica de la estructura y la dimensión nominal de las unidades de la coraza. Se puede concluir que estas recomendaciones (Ref. 12), obedecen a criterios estrictamente económicos, ya que busca realizar el máximo aprovechamiento del material obtenido en cantera.

Si las condiciones del proyecto lo permiten, se recomienda sectorizar la obra y realizar un diseño específico para cada sector, lo que permite un mejor aprovechamiento del material disponible en cantera, con la consiguiente reducción de costos.

Respecto de la estimación del sobrepaso, las secciones analizadas presentan un volumen de sobrepaso reducido e inferior a la tasa admisible propuesta para el proyecto. La condición limitante para el sobrepaso, es el estado limite operativo (**ELO**).

Si bien la expresión utilizada para calcular el sobrepaso corresponde a la mejor estimación, dado el actual estado del arte, no toma en consideración factores tan importantes como la permeabilidad de la estructura. Estructuras impermeables (**P reducido**), concentran principalmente el flujo en las capas del filtro y la coraza, lo que tiene asociado un mayor remonte y por tanto es esperable un mayor sobrepaso. En el extremo opuesto del espectro, se encuentran las estructuras con mayor

permeabilidad (***P más elevado***), en las que parte del flujo se infiltra al interior del núcleo, reduciendo el remonte y también el sobrepaso.

El objetivo principal de la berma propuesta en esta memoria de título, es estabilizar en pie del talud ante la acción del oleaje, dado lo heterogéneo del lecho marino. El material que conforma la berma es el más expuesto a la acción del oleaje por lo que es esperable que el daño se concentre en este sector de la estructura.

La incorporación de una berma en el pie de la defensa, presenta importantes ventajas, entre las que se pueden mencionar, una mayor disipación de la energía del oleaje, menor remonte y menor sobrepaso. En el caso de este proyecto, el efecto no es significativo para la alternativa seleccionada (Talud 2:1), dado que en general se presentan valores del número de Iribarren, cercanos e incluso superiores a 3, zona en que es válida la expresión limitante de la Ecuación 4-7. Los mayores efectos de la presencia de una berma en el pie de la defensa, se obtienen para valores del número de Iribarren menores o iguales a 2.

La evaluación económica realizada revela un estrecho margen entre las alternativas analizadas. Para propósitos de esta memoria de título, se ha optado por la alternativa más económica, la que corresponde a una defensa con talud 2:1, sin embargo, en un análisis más refinado de los costos de extracción, transporte y colocación de rocas, es probable que la elección más rentable sea una defensa con talud 3:1.

6 REFERENCIAS

La información utilizada para elaborar esta memoria de título corresponde a una compilación de documentos que tienen directa relación con el proyecto, además de referencias de carácter general que permiten sustentar el marco conceptual del estudio. A continuación se enumeran dichas referencias.

6.1 DOCUMENTOS RELACIONADOS CON EL PROYECTO

Los documentos relacionados con el proyecto son los siguientes:

- Ref. 1** GHD S.A. (Diciembre 2007). Análisis de layout acceso al Terminal Molo de EPI. Informe Final. Preparado para EPI.
- El objetivo del estudio fue proveer el diseño de un nuevo layout para el sector del acceso al puerto, con el fin de mejorar las actuales condiciones de las instalaciones, de las áreas de estacionamiento de los camiones y de las vías de acceso a los sitios de atraque del puerto, las cuales pasan por estados de congestión muy importante que hacen temer su pronto colapso. El informe abarca el estudio de la demanda actual y proyectada del número de camiones que requieren estacionamiento, los análisis de las diferentes alternativas de disposición de éstos en el interior del área de estacionamiento, el trazado de sus vías de circulación y la elaboración de un plano con la solución alcanzada.
- Ref. 2** INH (Febrero 2007). Relleno borde costero ex Islas Serrano – EPI. Informe final, bases de diseño y análisis de alternativas.
- La EPI contrató la asesoría del Instituto Nacional de Hidráulica para ganar terrenos al mar por el borde costero de la ex Isla Serrano en una extensión de aproximadamente 900 ml y un ancho de 150 m. El estudio consistió en realizar un pre-diseño de las obras para el proyecto de construcción e incluye la etapa de ingeniería conceptual y un análisis de prefactibilidad técnica económica. En este estudio se hicieron mediciones de terreno que incluyeron una topobatimetría del sector y mediciones de mareas y corrientes.
- Ref. 3** INH (Octubre 2003). Estudio en modelo físico bidimensional enrocado de protección molo de unión en Caleta El Morro. Iquique. I región. Preparado para EPI.
- El estudio se motiva en que la escollera y el parapeto de protección del molo de unión presentaban problemas de sobrepaso por oleaje, que perturbaban el tránsito de vehículos y peatones que accedían a la zona portuaria por calle Barrera, única vía de acceso al puerto de Iquique. El estudio tuvo por objetivos evaluar la estabilidad de la escollera frente a la acción del oleaje y estimar el caudal de sobrepaso de la configuración actual, proponer y evaluar alternativas de mejoramiento que permitieran reducir el caudal de sobrepaso y definir la disposición en planta y secciones para mejorar el sector afectado.
- Ref. 4** GEOCOR Ingeniería Ltda. (2008). Levantamiento batimétrico en el sector de estudio.
- Ref. 5** IPS (Marzo 2004). Monitoreo ambiental Puerto de Iquique. Campaña de verano. Preparado para EPI.
- Ref. 6** A & A y PRDW (Febrero 2002). Muelle antisísmico corto para naves post panamax sitio 4. Puerto de Iquique. Ingeniería conceptual. Preparado para Iquique Terminal Internacional.
- Ref. 7** INHA (Diciembre 1997). Estudio de agitación en modelo numérico del Puerto de Iquique. Instituto de Hidrodinámica Aplicada S.A. (Barcelona).
- Ref. 8** IHA (1986). Estudio de olas para la factibilidad de construcción de muelle para uso naval en el puerto de Iquique. Instituto Hidrográfico de la Armada, Estudios y Proyectos.

6.2 NORMATIVA Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Las referencias complementarias y guías de diseño son las siguientes.

- Ref. 9** SHOA (2008). Tablas de marea (Pub. 3009). Chile.
- Ref. 10** SHOA (2005). Instrucciones oceanográficas N° 1. Especificaciones técnicas para mediciones y análisis oceanográficos (Pub. 3201). Chile.
- Ref. 11** OCDI (2002). Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities. Japón.
- Ref. 12** USACE (2003). Coastal Engineering Manual. EEUU.
- Ref. 13** MOPU (1990). Recomendaciones de Obras Marítimas. España.
- Ref. 14** Negro V., Vicente. Diseño de diques rompeolas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Ref. 15** Shore Protection Manual (1984). Vol II Structure Design: Physical factor. Stability of Rubble Structures.
- Ref. 16** EurOtop (August 2007). Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. EA Environment Agency, UK; ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL; KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, DE. www.overtopping-manual.com.
- Ref. 17** CEDEX (2004). Proyecto de obras de abrigo. Proyecto de diques verticales. Proyecto de diques en talud (Braulio González Madrigal) en Master en Ingeniería de Puertos y Costas. Sección II: Ingeniería Portuaria. Vol. 3, pp. 92-93.
- Ref. 18** UNICAN. Documento de Referencia. Vol. I, Dinámicas. Transformación oleaje en las proximidades de la costa, p. 34.
- Ref. 19** Civil Engineering and Building Structures Standards Policy Committee (1991). Maritime structures. Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters. BS 6349-7:1991.
- Ref. 20** Normas Chilenas de la serie INN. aplicables a construcción de obras de hormigón y acero, en los acápites pertinentes.
- Ref. 21** Groenendijk, Heiko W. Shallow foreshore wave height statistics. Master's thesis. Delft University of Technology.
- Ref. 22** Van der Meer Jentsje W. Rock Slope and Gravel Beaches under Waves Attack. Delft University of Technology.

7 ANEXOS

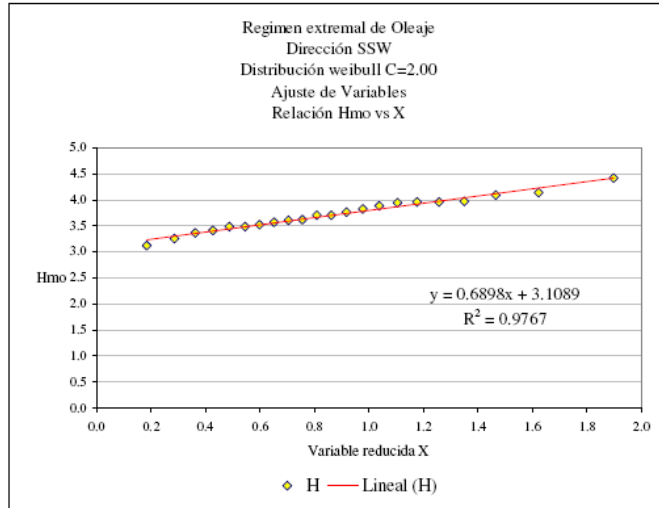
7.1 ANEXO N° 1: ANALISIS DE VALORES EXTREMOS

ANALISIS DE VALORES EXTREMOS

Proyecto: Defensas Iquique
Dirección: SSW

Registro de Alturas de Ola:

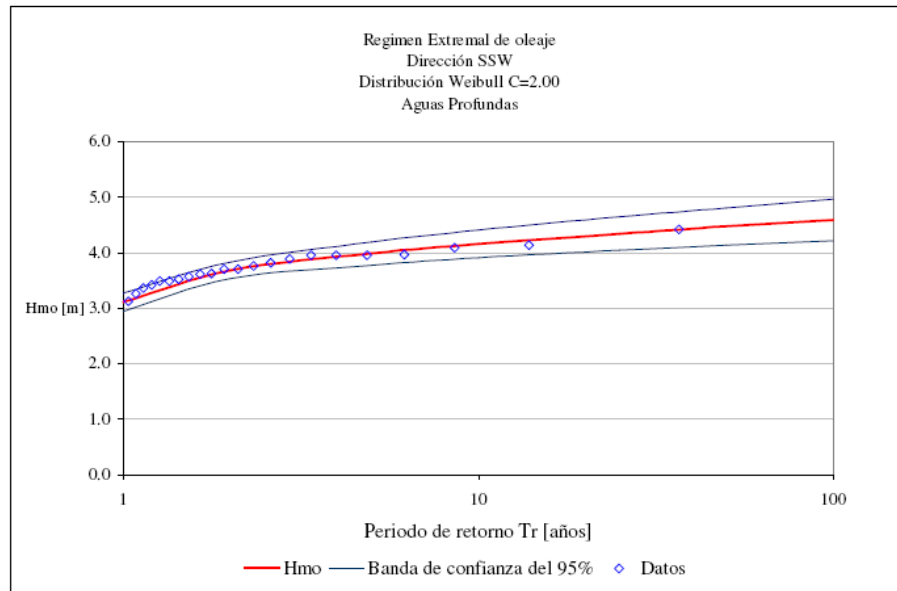
N° de Orden	Altura Ola H
1	4.42
2	4.14
3	4.09
4	3.97
5	3.96
6	3.96
7	3.95
8	3.89
9	3.82
10	3.76
11	3.71
12	3.71
13	3.62
14	3.61
15	3.57
16	3.52
17	3.49
18	3.49
19	3.42
20	3.36
21	3.26
22	3.12



Función de Distribución acumulada

$$F(H) = 1 - e^{-\left(\frac{H-3.1089}{0.6898}\right)^2}$$

Total Datos: 22



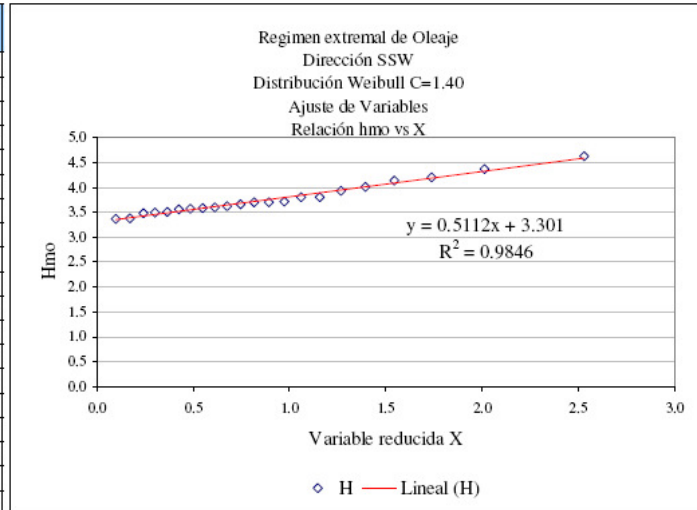
REGIMEN EXTREMAL			
DIRECCION: SSW			
Tr [años]	P(H>Hi)	P(H≤Hi)	H _{MO}
100	0.010	0.990	4.59
50	0.020	0.980	4.47
25	0.040	0.960	4.35
10	0.100	0.900	4.16
5	0.200	0.800	3.98

ANALISIS DE VALORES EXTREMOS

Proyecto: Defensas Iquique
Dirección: SW

Registro de Alturas de Ola:

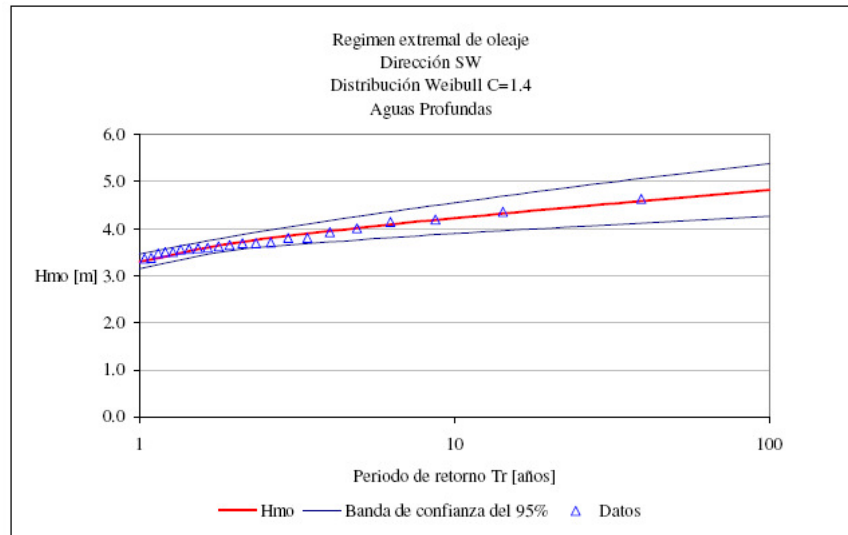
N° de Orden N	Altura Ola H
1	4.63
2	4.37
3	4.20
4	4.14
5	4.01
6	3.93
7	3.81
8	3.81
9	3.71
10	3.70
11	3.70
12	3.66
13	3.63
14	3.60
15	3.59
16	3.57
17	3.56
18	3.51
19	3.50
20	3.48
21	3.38
22	3.37



Función de distribución acumulada

$$F(H) = 1 - e^{-\left(\frac{H - 3.301}{0.5112}\right)^{1.4}}$$

Total Datos:	22
--------------	----



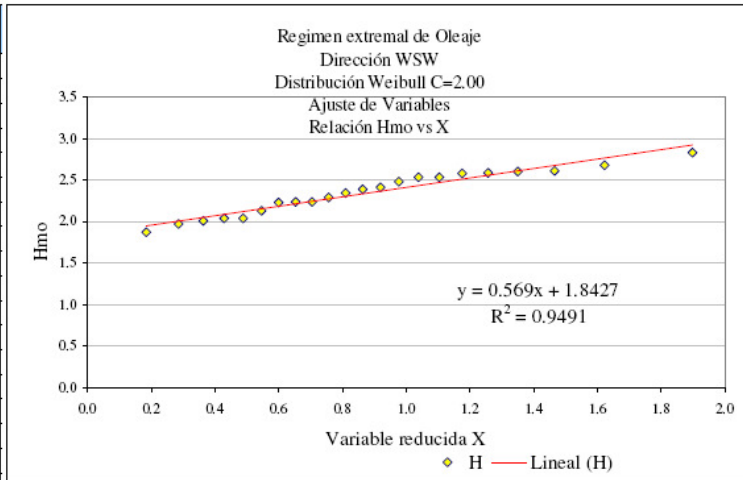
REGIMEN EXTREMAL			
DIRECCIÓN: SW			
Tr [años]	P(H>Hl)	P(H≤Hl)	H _{Mo}
100	0.010	0.990	4.82
50	0.020	0.980	4.66
25	0.040	0.960	4.48
10	0.100	0.900	4.23
5	0.200	0.800	4.02

ANALISIS DE VALORES EXTREMOS

Proyecto: Defensas Iquique
Dirección: WSW

Registro de Alturas de Ola:

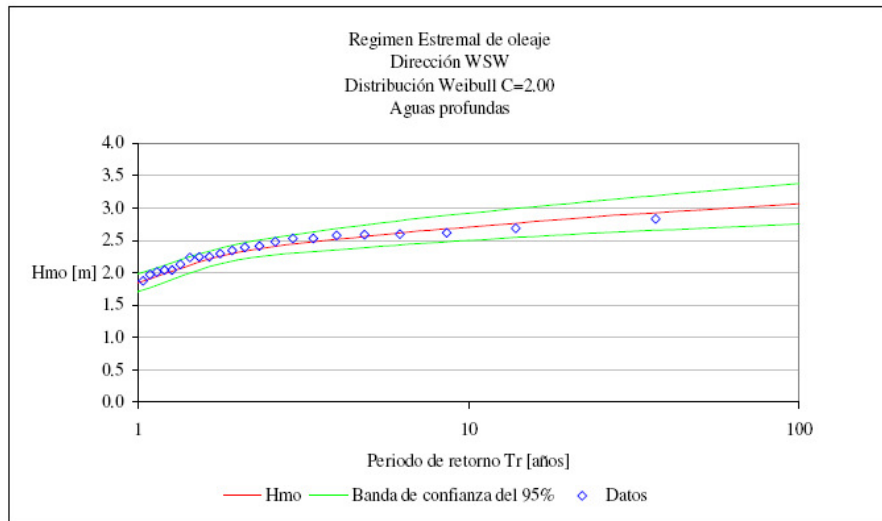
N° de Orden N	Altura Ola H
1	2.83
2	2.68
3	2.61
4	2.60
5	2.59
6	2.58
7	2.53
8	2.53
9	2.48
10	2.41
11	2.39
12	2.34
13	2.29
14	2.24
15	2.24
16	2.23
17	2.13
18	2.04
19	2.04
20	2.01
21	1.97
22	1.87



Función de distribución acumulada:

$$F(H) = 1 - e^{-\left(\frac{H-1.8427}{0.569}\right)^2}$$

Total Datos: 22



REGIMEN EXTREMAL			
DIRECCION: WSW			
Tr [Años]	P(H>Hi)	P(H≤Hi)	HMO
100	0.010	0.990	3.06
50	0.020	0.980	2.97
25	0.040	0.960	2.86
10	0.100	0.900	2.71
5	0.200	0.800	2.56

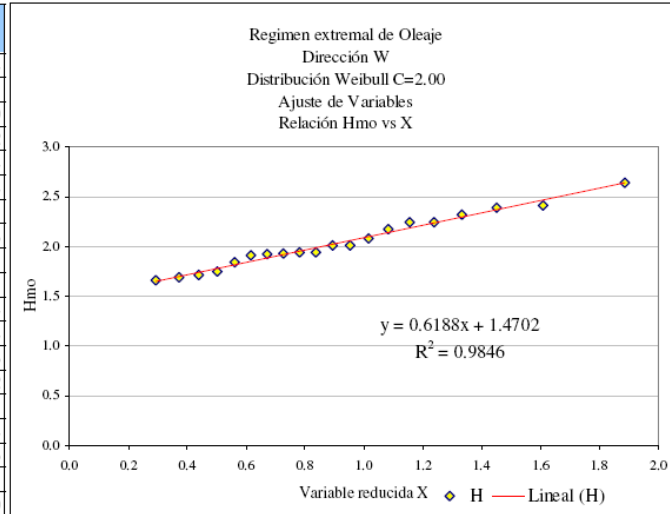
ANALISIS DE VALORES EXTREMOS

Proyecto: Defensas Iquique
 Dirección: W

Registro de Alturas de Ola:

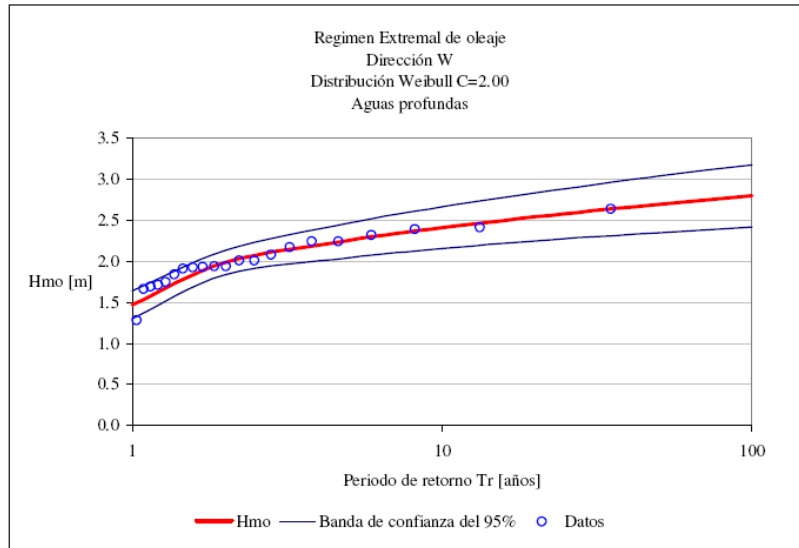
N° de Orden N	Altura Ola H
1	2.64
2	2.41
3	2.39
4	2.32
5	2.24
6	2.24
7	2.17
8	2.08
9	2.01
10	2.01
11	1.94
12	1.94
13	1.93
14	1.92
15	1.91
16	1.84
17	1.75
18	1.71
19	1.69
20	1.66
21	1.28

Total Datos: 21



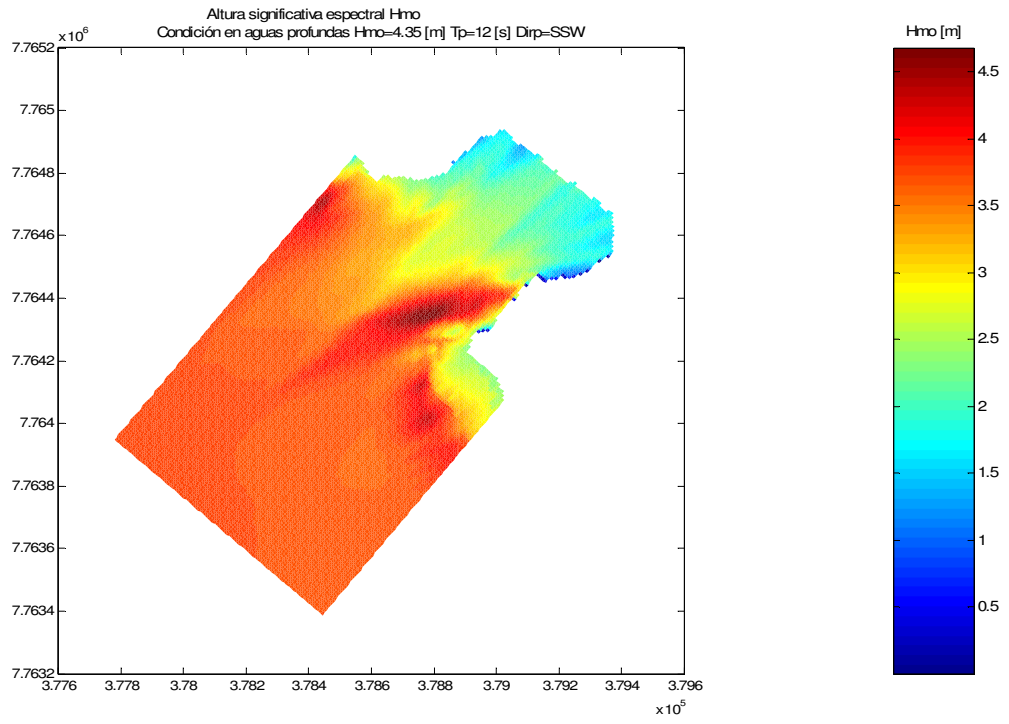
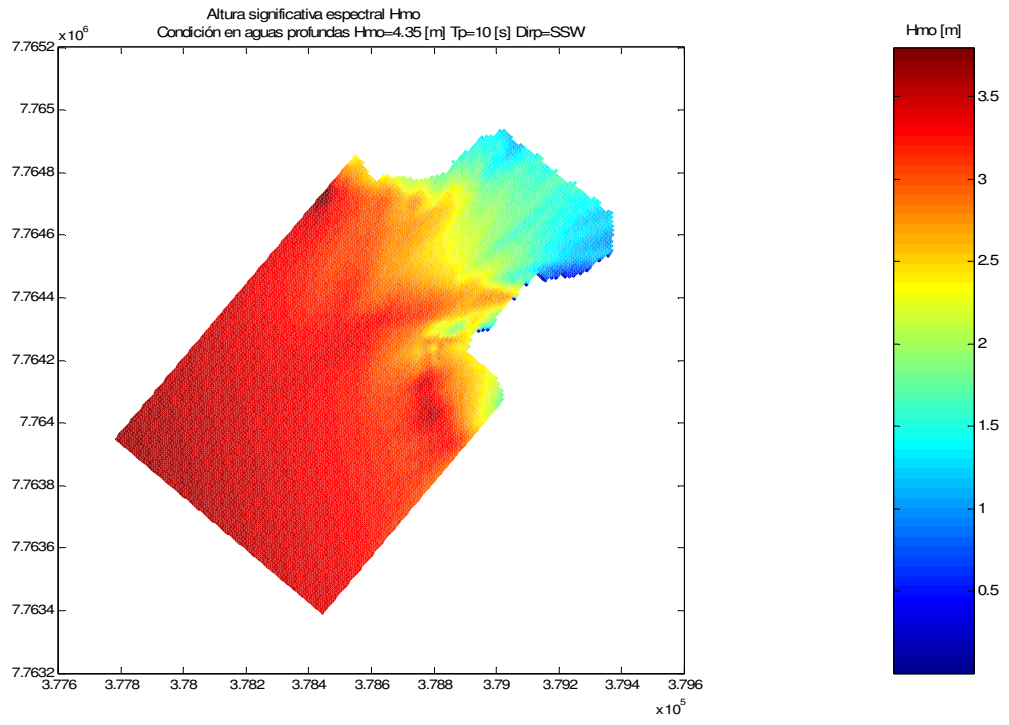
Función de distribución acumulada:

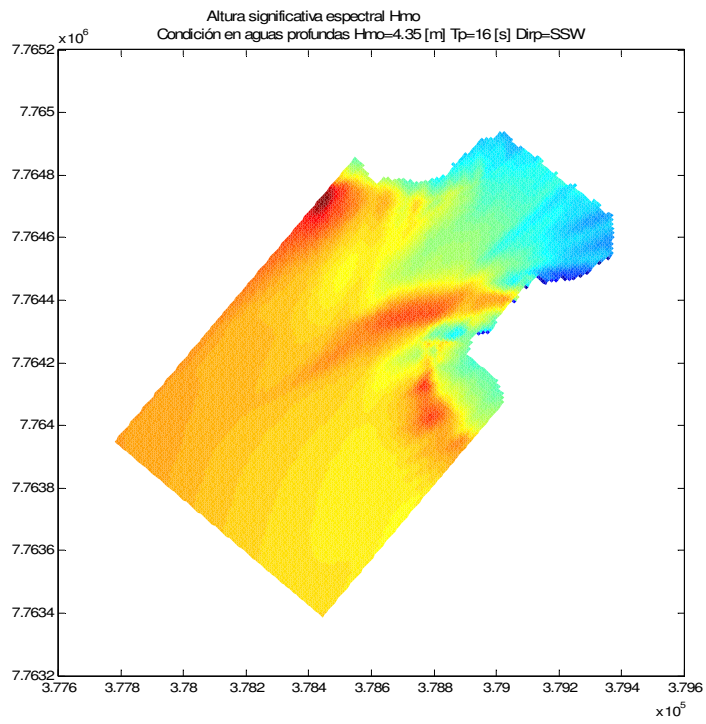
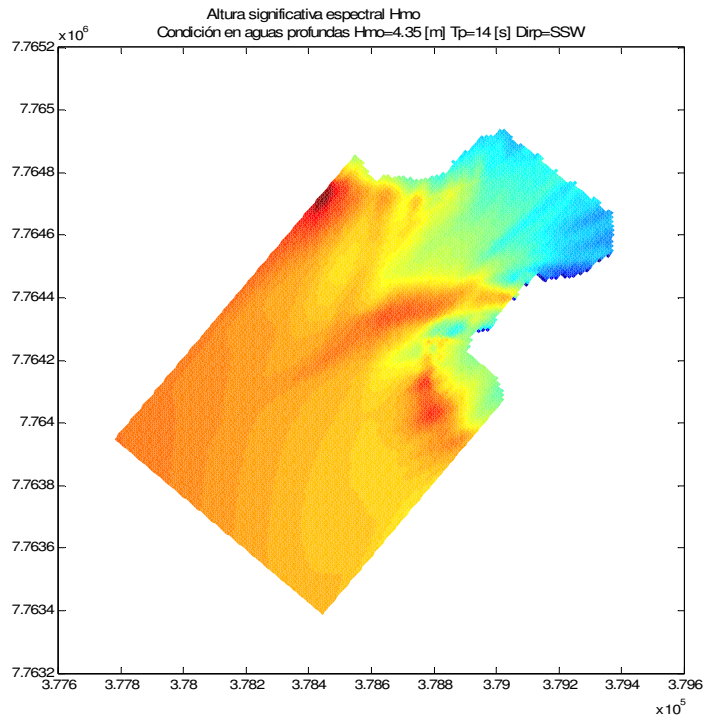
$$F(H) = 1 - e^{-\left(\frac{H-1.4702}{0.6188}\right)^2}$$

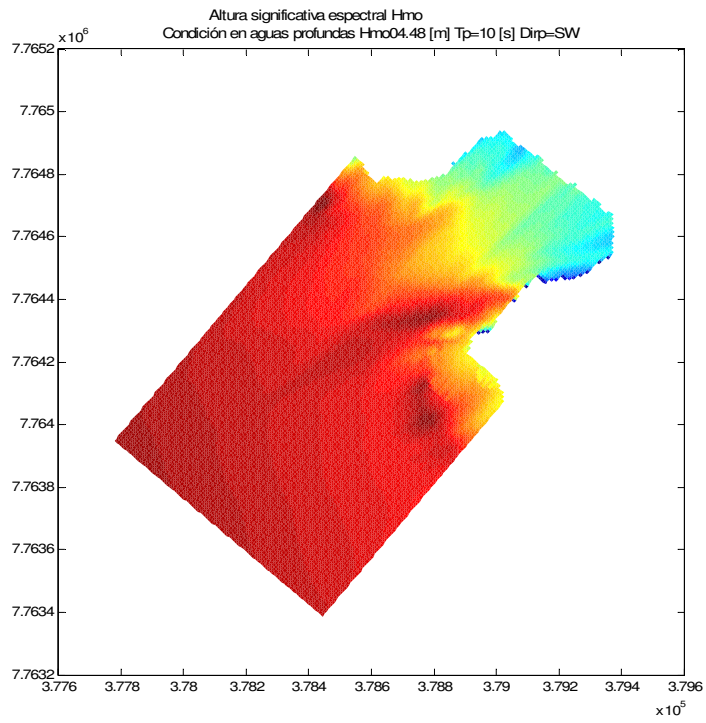
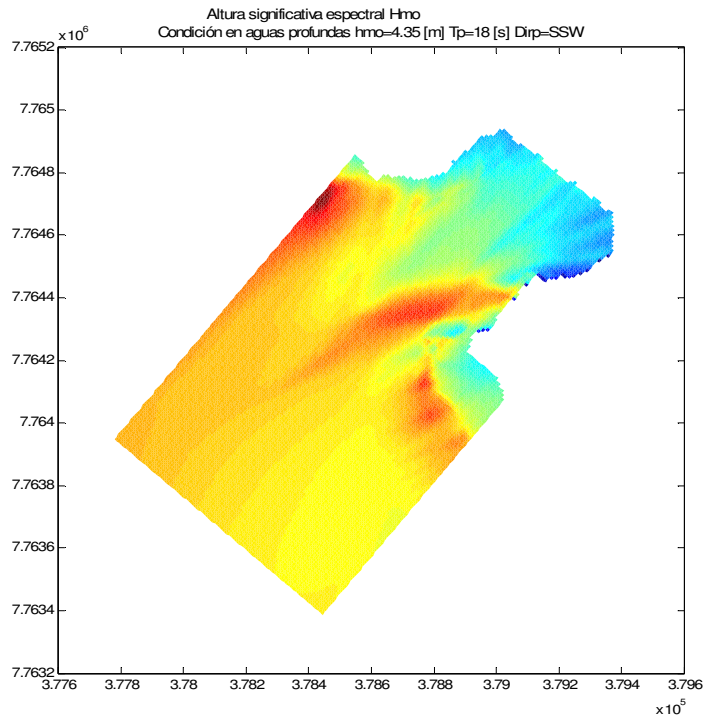


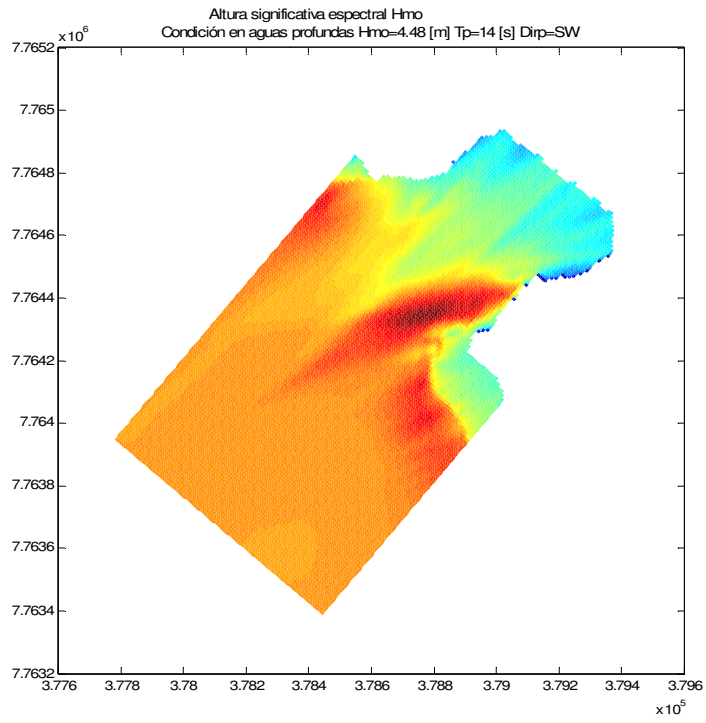
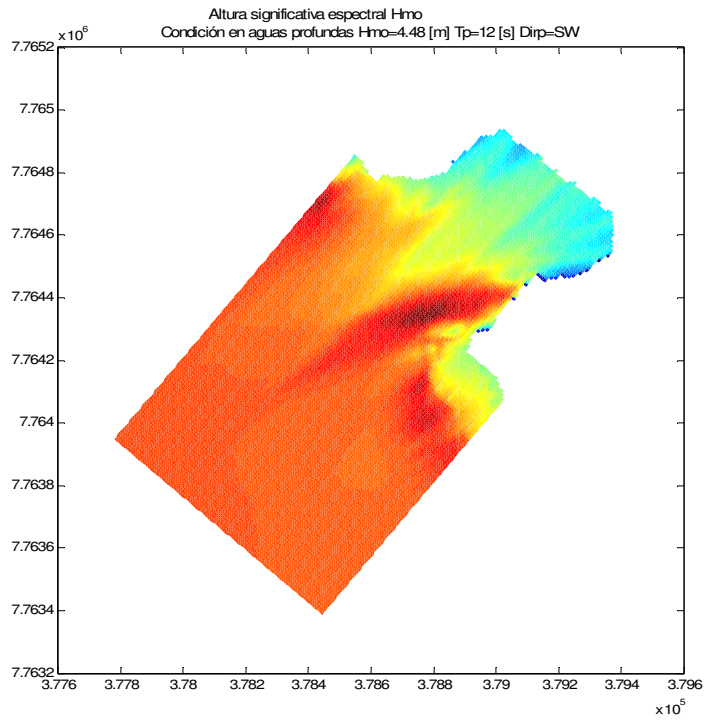
REGIMEN EXTREMAL			
DIRECCIÓN: W			
Tr [Años]	P(H>Hi)	P(H<=Hi)	H _{MO}
100	0.010	0.990	2.80
50	0.020	0.980	2.69
25	0.040	0.960	2.58
10	0.100	0.900	2.41
5	0.200	0.800	2.26

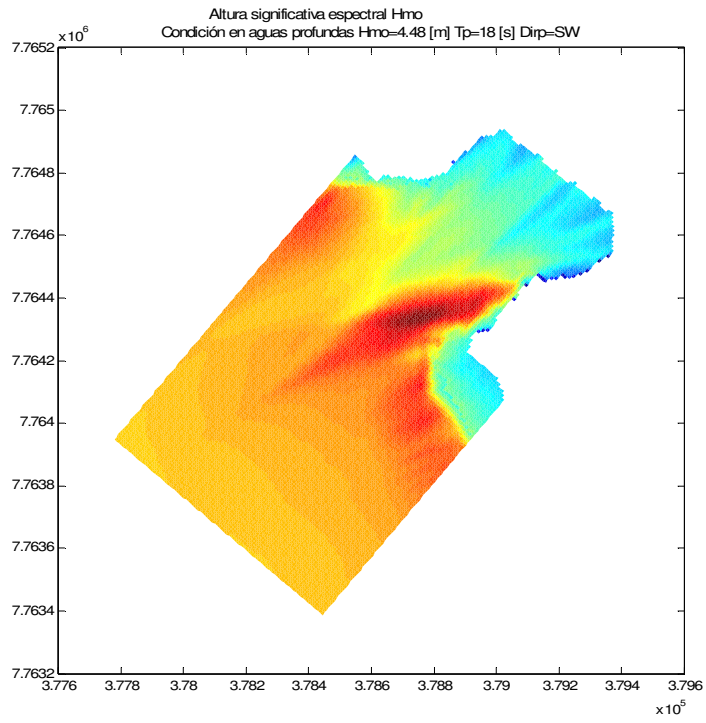
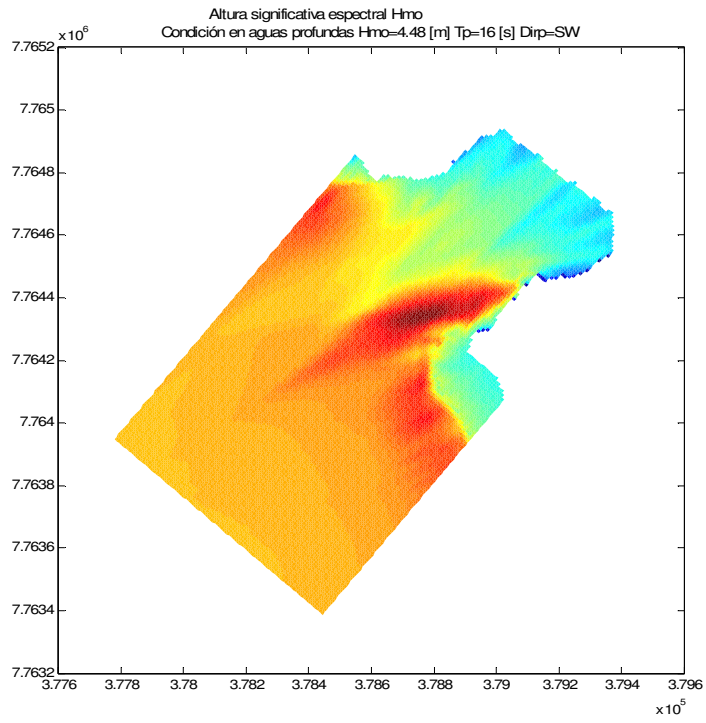
7.2 ANEXO N° 2: PROPAGACIÓN DE OLEAJE, RESULTADOS VISUALES

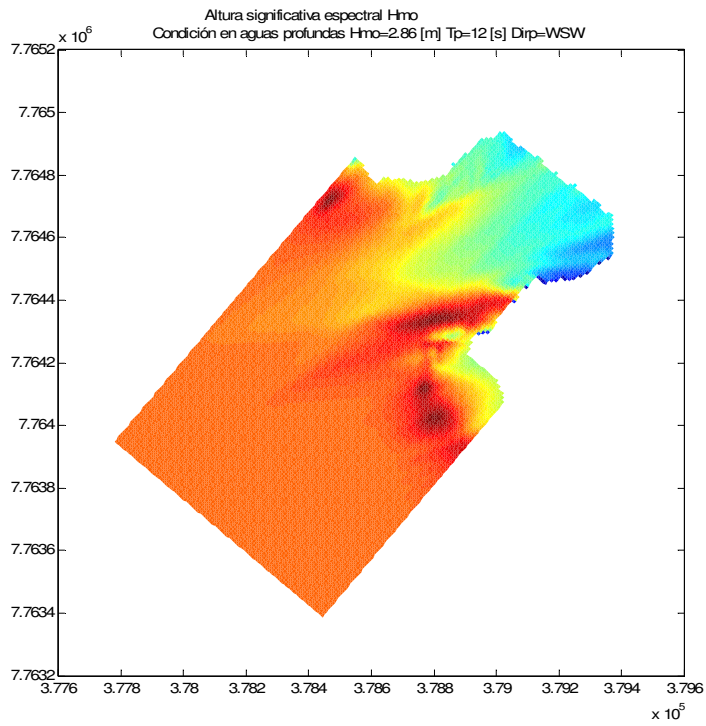
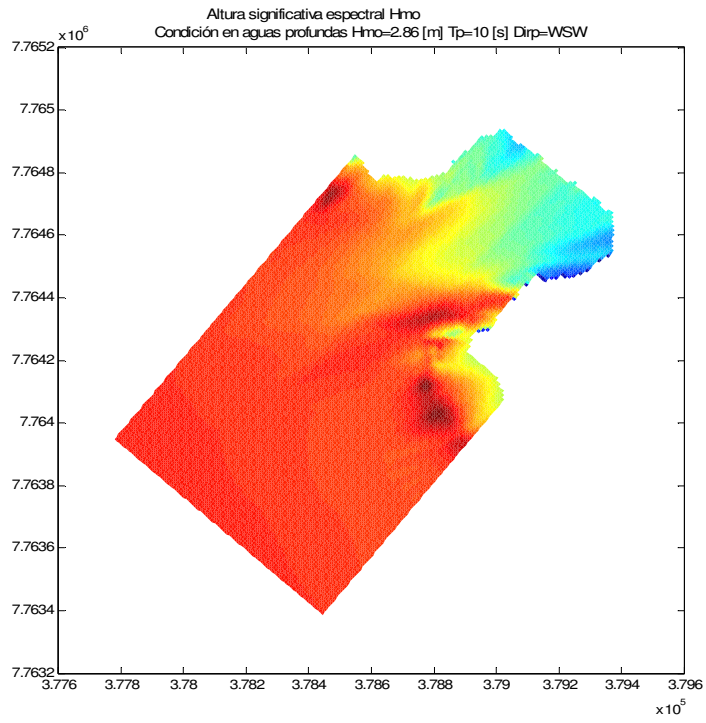


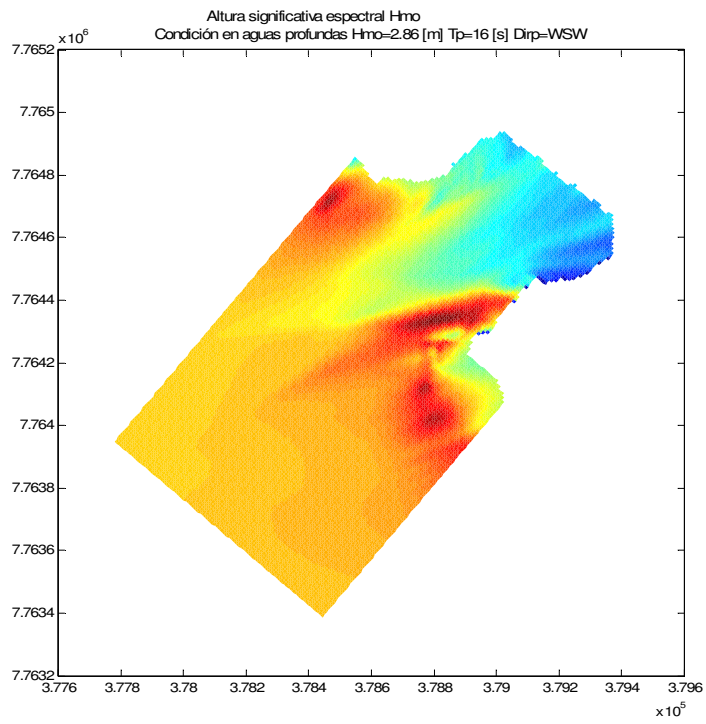
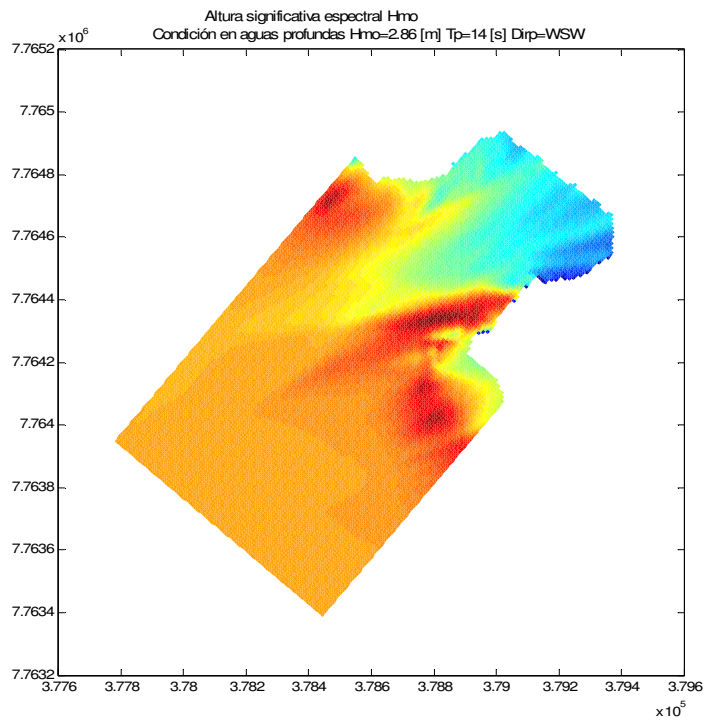


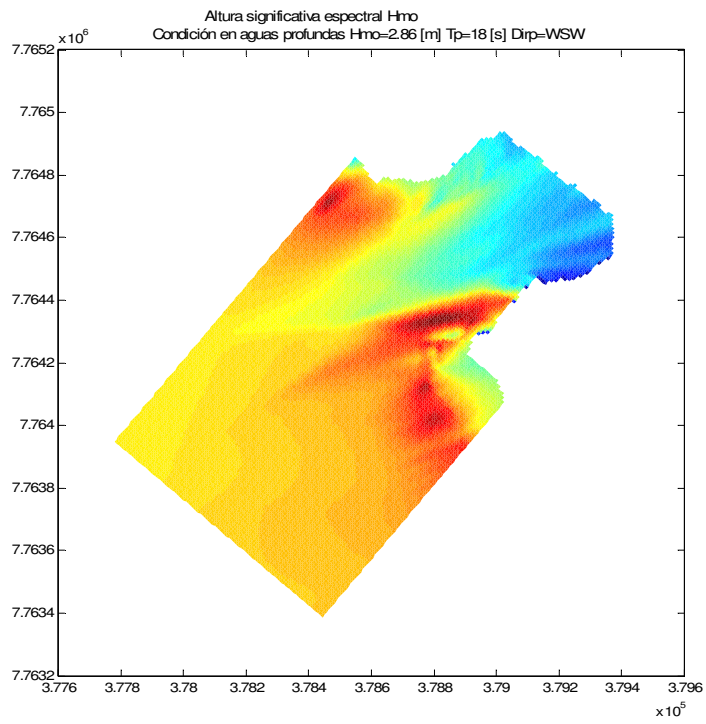
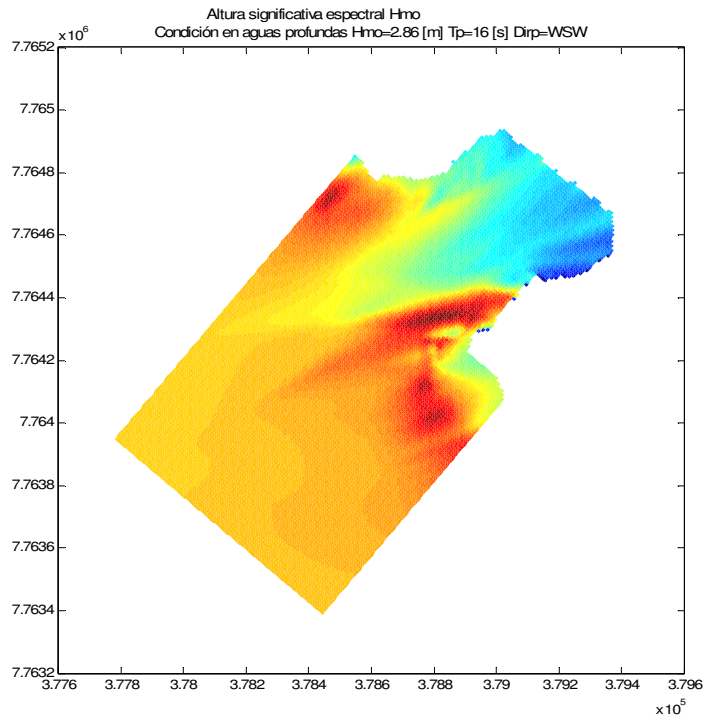


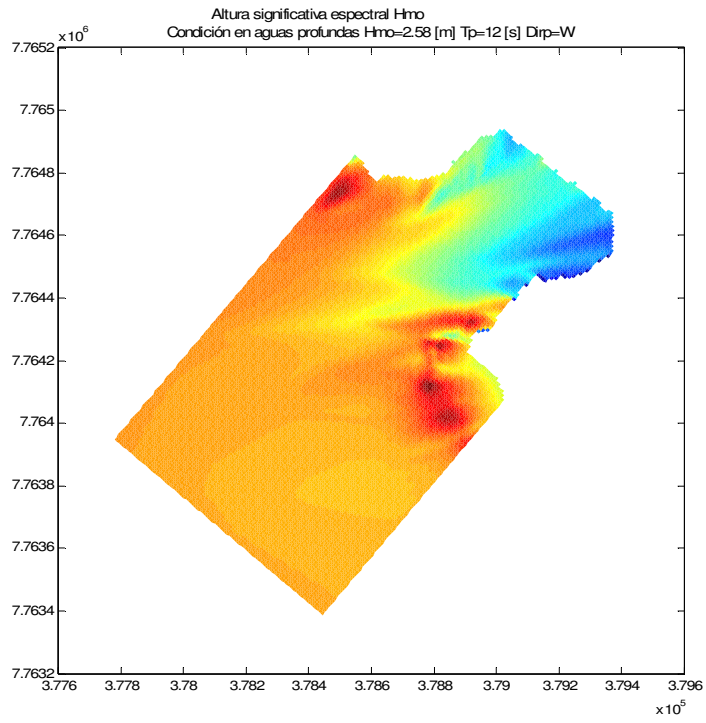
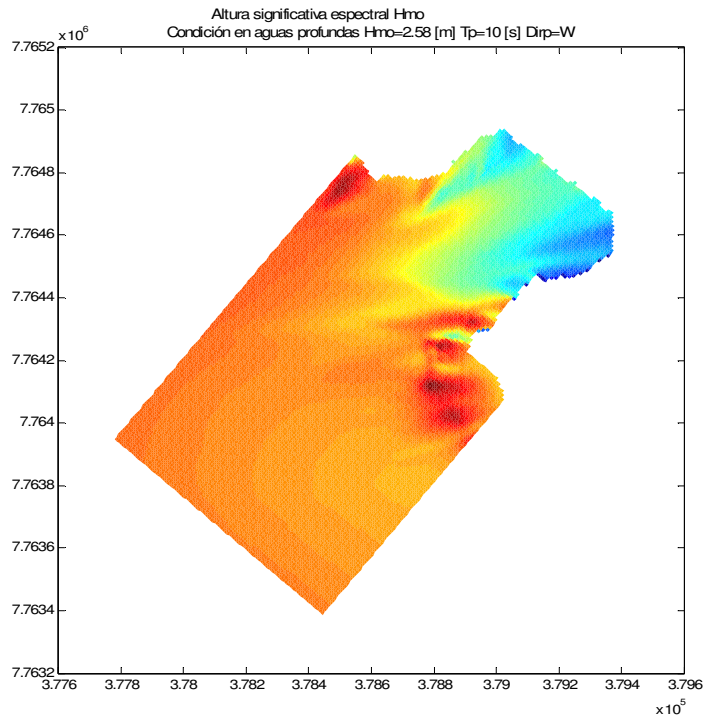


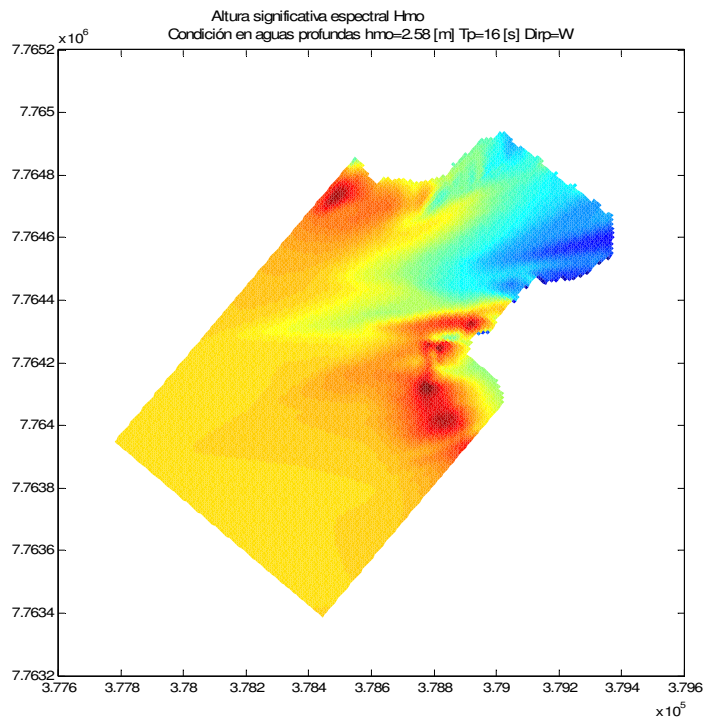
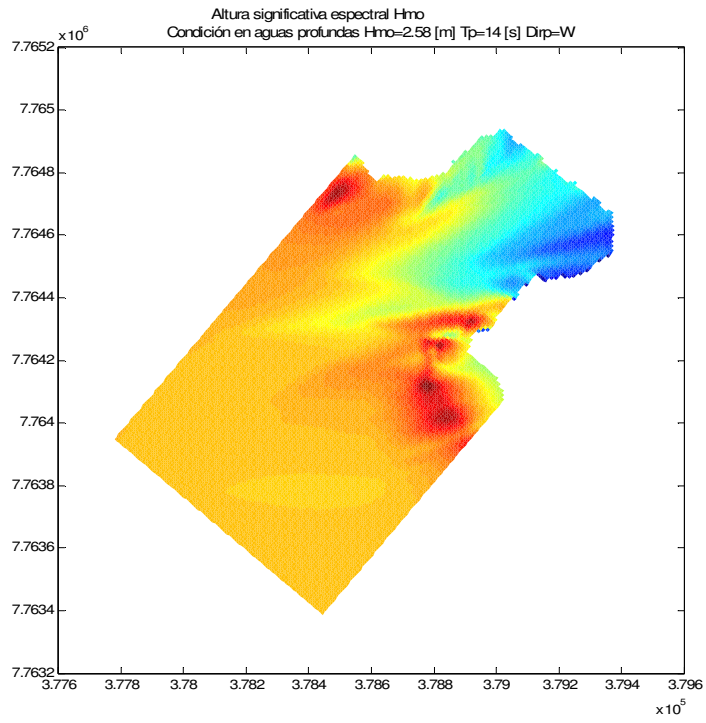


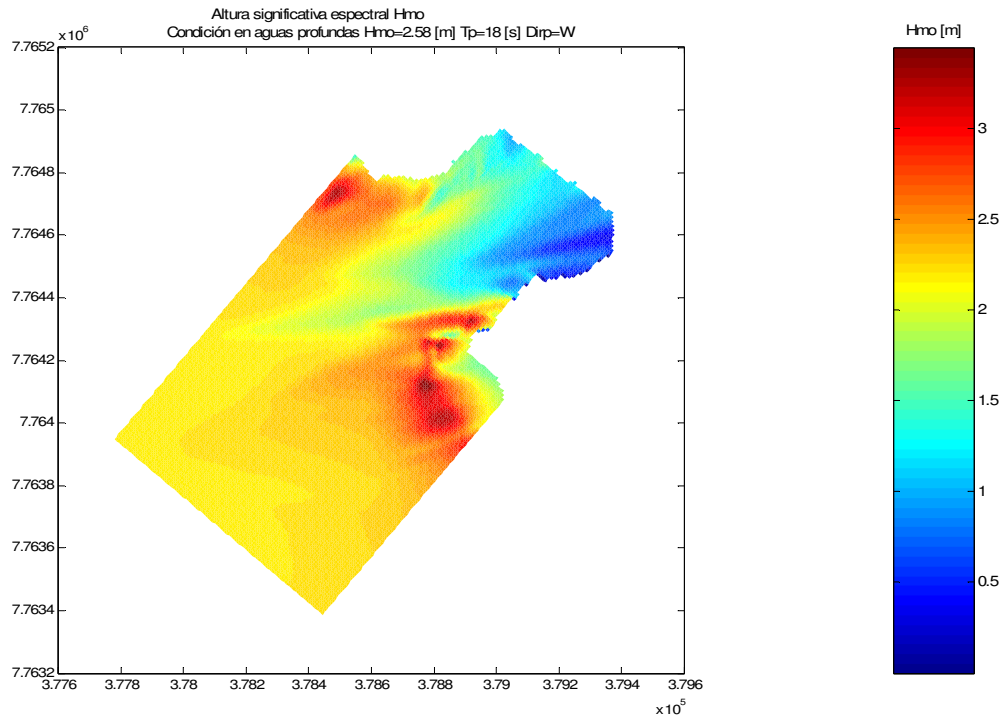




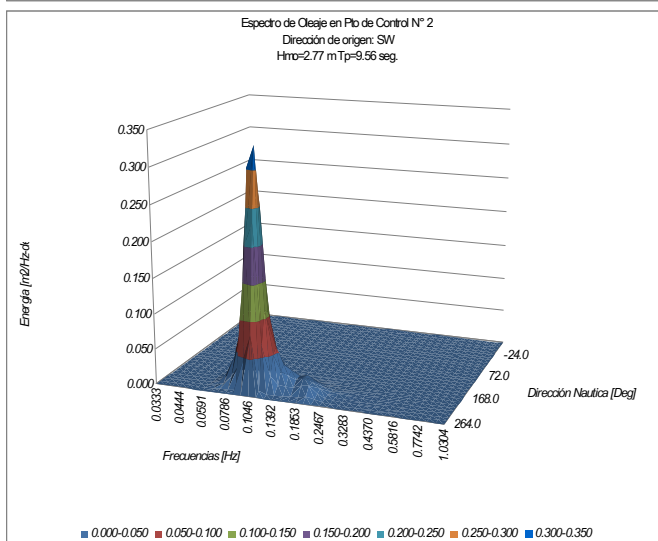
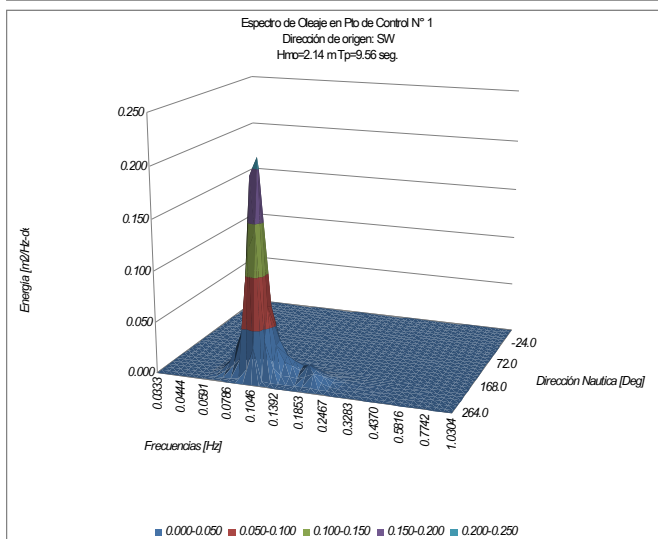
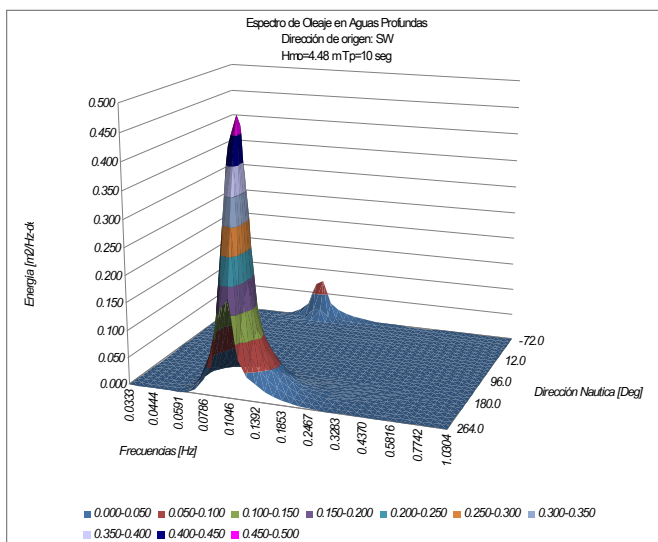


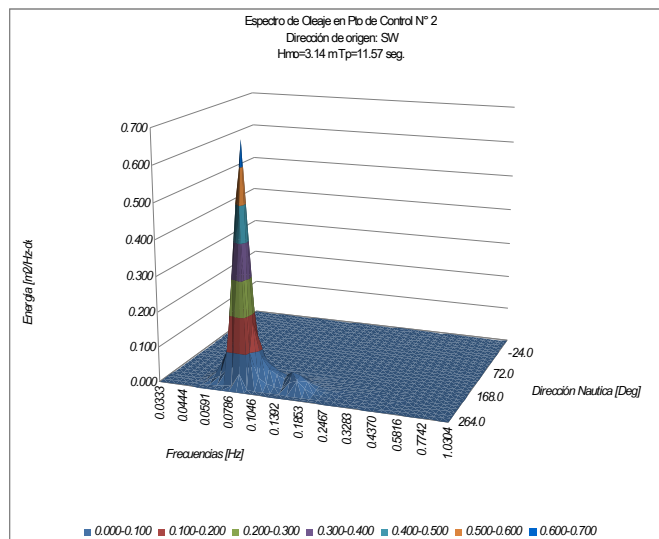
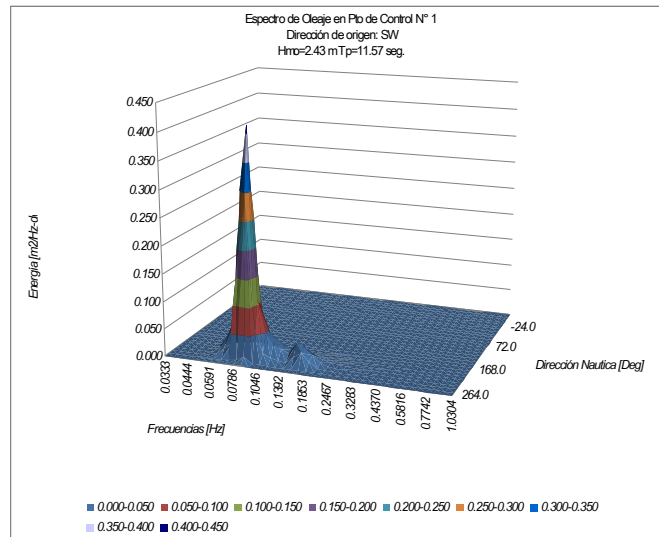
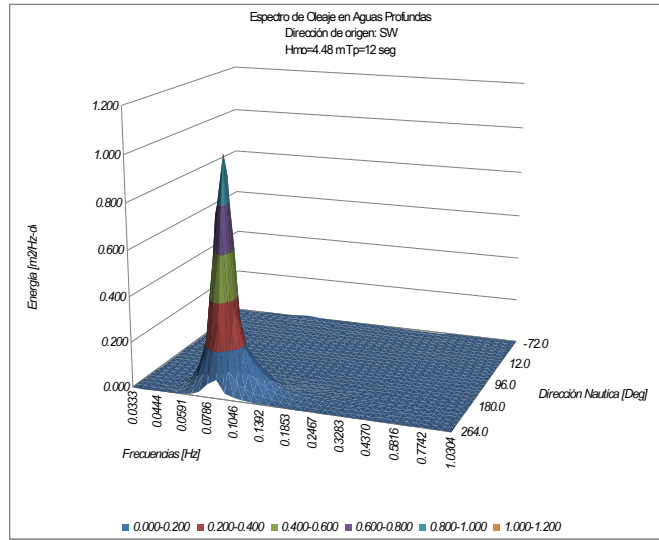


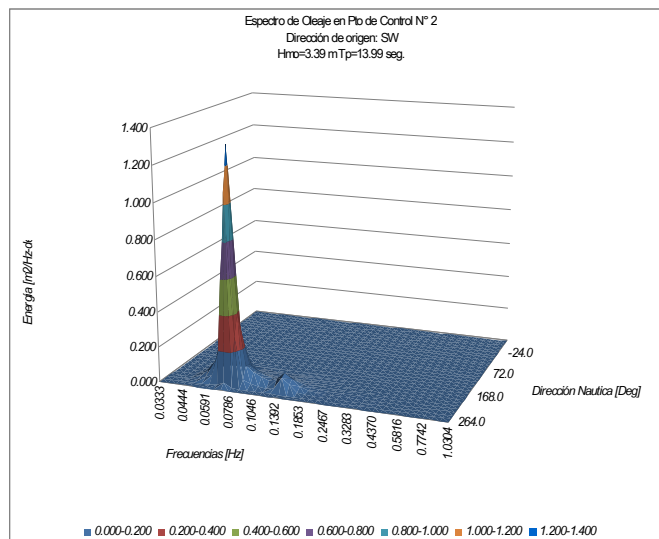
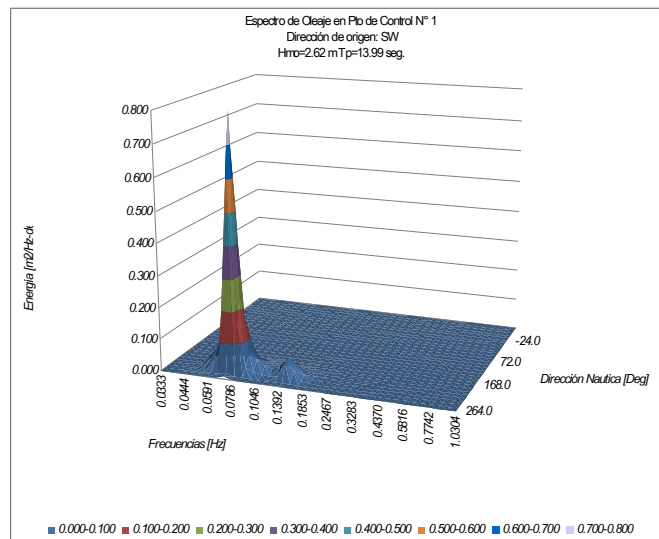
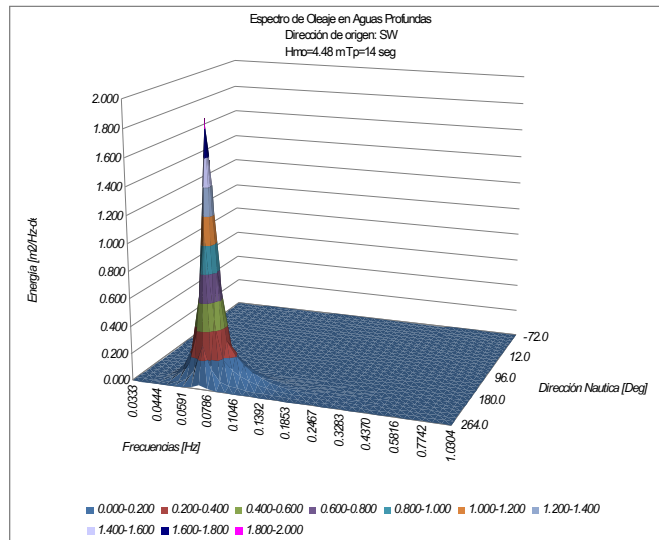


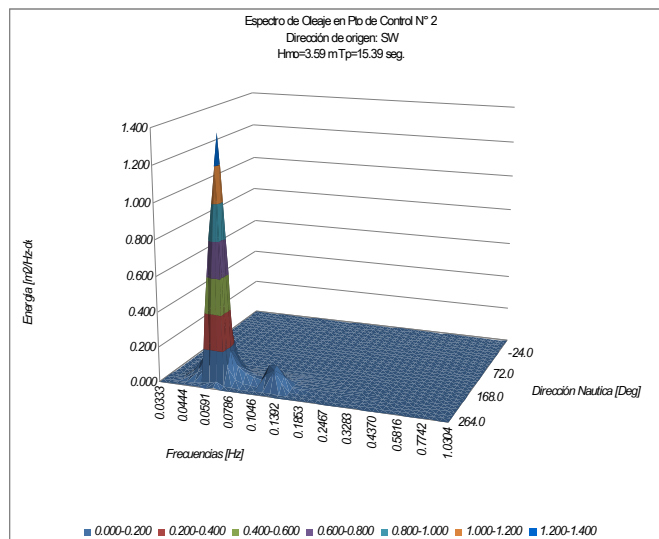
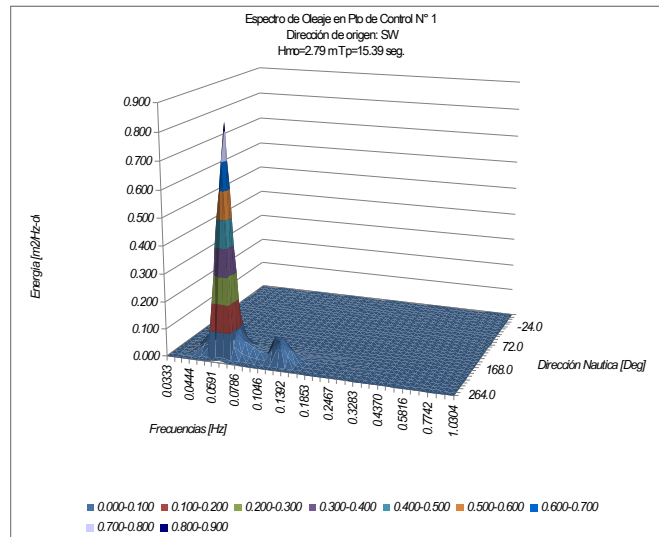
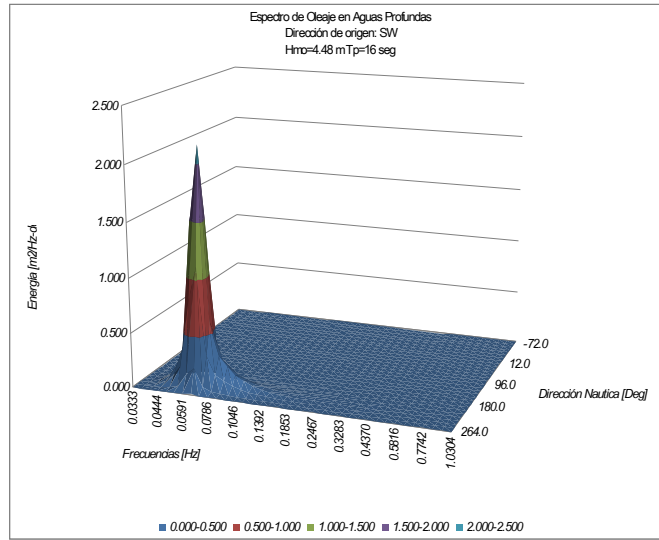


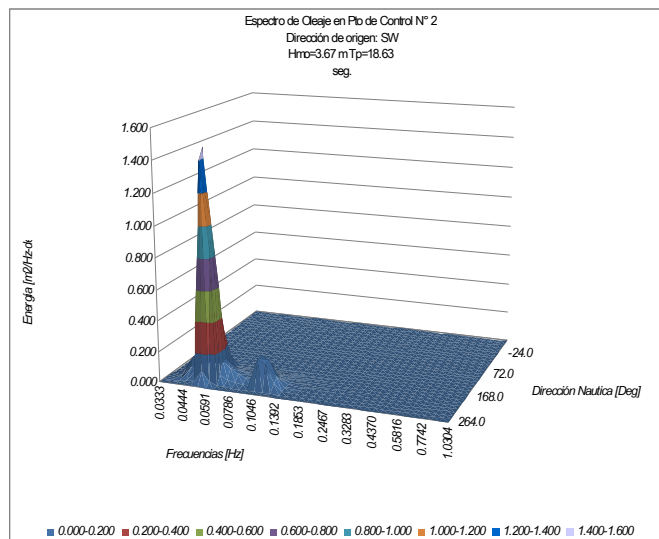
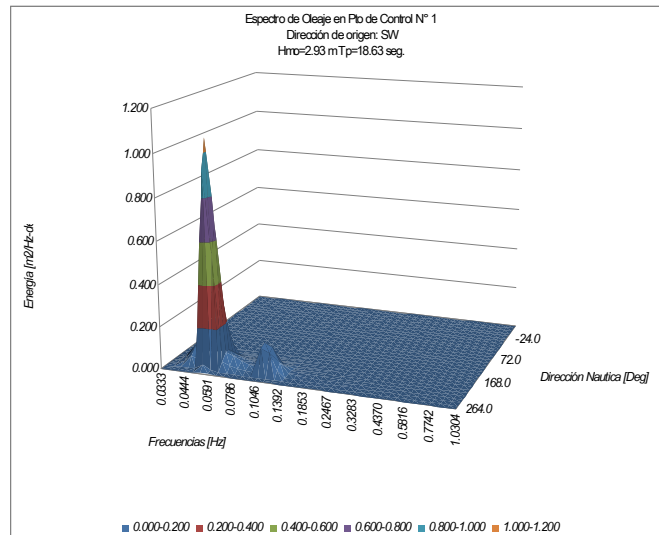
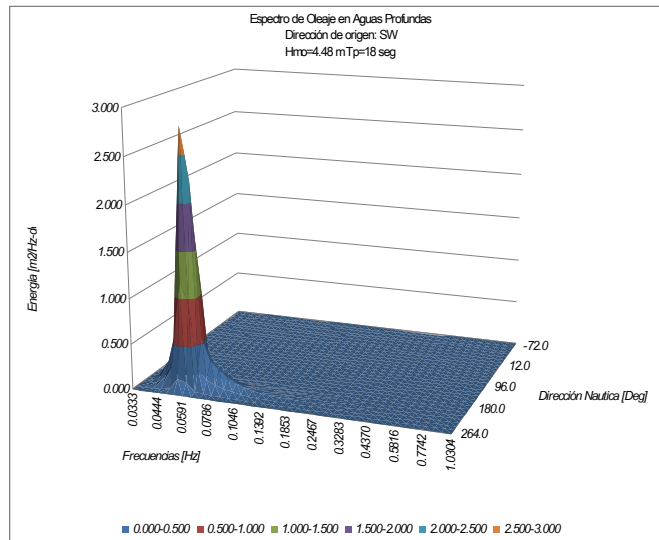
7.3 ANEXO N° 3: SALIDAS ESPECTRALES DE SWAN











7.4 ANEXO N° 4: OLEAJE DE DISEÑO A PIE DE OBRA

FÓRMULA EMPÍRICA DE GODA (1985)
 CALCULO DE ALTURA DE OLA AL PIE DE LA OBRA

Parámetros Generales:
 Estación de Medición Nº 2 Sección: Tronco y Codo
 Aceleración de Gravedad: $g = 9.806 \text{ (m/seg}^2\text{)}$
 Densidad del agua de mar: $\rho = 1025 \text{ (kg/m}^3\text{)}$
 Período de Retorno: $T_r = 5 \text{ (años)}$

	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]
Bases de Cálculo:					
Oleaje en aguas Profundas	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]	Hmo(Di) = 4.023 [m]
Ola de Diseño	Dirección: SW	Dirección: SW	Dirección: SW	Dirección: SW	Dirección: SW
Dirección oleaje:					
Balmeza:					
Condiciones de Marea: Referido al NRS	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] $\Delta Z = 0.25 [m]$	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] $\Delta Z = 0.25 [m]$	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] $\Delta Z = 0.25 [m]$	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] $\Delta Z = 0.25 [m]$	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] $\Delta Z = 0.25 [m]$
Plenamar					
Esjumar					
Variación del nivel del mar					
Condición de Diseño: Oleaje Extremo	Plenamar	Plenamar	Plenamar	Plenamar	Plenamar
Altura de Ola en punto de control:	Hmo' = 2.730 [m] Tm = 9.53 [seg]	Hmo' = 2.800 [m] Tm = 11.57 [seg]	Hmo' = 3.030 [m] Tm = 14.00 [seg]	Hmo' = 3.310 [m] Tm = 15.33 [seg]	Hmo' = 3.580 [m] Tm = 16.53 [seg]
Período Peak	Tm = 9.10 [seg]	Tm = 11.02 [seg]	Tm = 13.53 [seg]	Tm = 14.66 [seg]	Tm = 15.74 [seg]
Período de Hmo	Lo = 129.375 [m]	Lo = 169.496 [m]	Lo = 277.453 [m]	Lo = 335.282 [m]	Lo = 491.314 [m]
Longitud de Onda en aguas profundas					
Profundidad total	Z = -2.5 [m] $\Delta Z_{(seg)} = 1.79 [m]$ $\Delta Z_{(met)} = 0.45 [m]$ $\Delta Z = 0.25 [m]$ $\Delta Z_p = 2.49 [m]$	Z = -2.5 [m] $\Delta Z_{(seg)} = 1.79 [m]$ $\Delta Z_{(met)} = 0.45 [m]$ $\Delta Z = 0.25 [m]$ $\Delta Z_p = 2.49 [m]$	Z = -2.5 [m] $\Delta Z_{(seg)} = 1.79 [m]$ $\Delta Z_{(met)} = 0.45 [m]$ $\Delta Z = 0.25 [m]$ $\Delta Z_p = 2.49 [m]$	Z = -2.5 [m] $\Delta Z_{(seg)} = 1.79 [m]$ $\Delta Z_{(met)} = 0.45 [m]$ $\Delta Z = 0.25 [m]$ $\Delta Z_p = 2.49 [m]$	Z = -2.5 [m] $\Delta Z_{(seg)} = 1.79 [m]$ $\Delta Z_{(met)} = 0.45 [m]$ $\Delta Z = 0.25 [m]$ $\Delta Z_p = 2.49 [m]$
Marea Astronómica: [Total]					
Marea Meteorológica:					
Variación del nivel del mar					
Nivel de diseño					
Profundidad Total	h = 4.99 [m] L = 61.108 [m] hLo = 0.03857 Hmo/Lo = 0.02110	h = 4.99 [m] L = 74.949 [m] hLo = 0.02633 Hmo/Lo = 0.01478	h = 4.99 [m] L = 91.509 [m] hLo = 0.01799 Hmo/Lo = 0.01092	h = 4.99 [m] L = 100.928 [m] hLo = 0.01488 Hmo/Lo = 0.00987	h = 4.99 [m] L = 122.782 [m] hLo = 0.01016 Hmo/Lo = 0.00729
Peralte de la Ola:	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036
Pendiente del fondo:					
Coefficiente de Shoaling (Shut):	$h_b^2 K_{Sp} = 73.973$ $h_p = 8.513 [m]$ $L_p = 77.430 [m]$ $K_{Sp} = 0.980$ $h_b^2 K_{Sp} = 24.192$ $h_p = 5.083 [m]$ $L_p = 61.624 [m]$ $K_{Sp} = 1.068$ h = 4.9900 [m] L = 61.1084 [m] Ks = 1.072 B = 0.3669 C _p = 0.00200 C = 0.724066905 Ks = 1.078	$h_b^2 K_{Sp} = 111.126$ $h_p = 10.566 [m]$ $L_p = 105.587 [m]$ $K_{Sp} = 1.005$ $h_b^2 K_{Sp} = 35.338$ $h_p = 6.247 [m]$ $L_p = 83.294 [m]$ $K_{Sp} = 1.104$ h = 4.9900 [m] L = 74.9492 [m] Ks = 1.156 B = 0.2994 C _p = 0.00136 C = 1.048039993 Ks = 1.256	$h_b^2 K_{Sp} = 176.072$ $h_p = 13.455 [m]$ $L_p = 145.347 [m]$ $K_{Sp} = 1.028$ $h_b^2 K_{Sp} = 54.822$ $h_p = 7.897 [m]$ $L_p = 113.825 [m]$ $K_{Sp} = 1.138$ h = 4.9900 [m] L = 91.5089 [m] Ks = 1.256 B = 0.2378 C _p = 0.00099 C = 1.662989316 Ks = 1.351	$h_b^2 K_{Sp} = 232.433$ $h_p = 15.522 [m]$ $L_p = 172.030 [m]$ $K_{Sp} = 1.037$ $h_b^2 K_{Sp} = 71.730$ $h_p = 9.079 [m]$ $L_p = 134.369 [m]$ $K_{Sp} = 1.149$ h = 4.9900 [m] L = 100.9285 [m] Ks = 1.309 B = 0.2070 C _p = 0.00069 C = 1.961418513 Ks = 1.755	$h_b^2 K_{Sp} = 368.384$ $h_p = 19.788 [m]$ $L_p = 206.696 [m]$ $K_{Sp} = 1.053$ $h_b^2 K_{Sp} = 112.615$ $h_p = 11.642 [m]$ $L_p = 184.107 [m]$ $K_{Sp} = 1.184$ h = 4.9900 [m] L = 122.7829 [m] Ks = 1.430 B = 0.1644 C _p = 0.00065 C = 2.945084996 Ks = 2.223
Coefficiente de Shoaling Teórico					
Cálculo de altura de Ola significativa					
Coefficientes de las expresiones de Goda:					
Altura de Ola significativa:	$\beta_1 = 0.13907$ $\beta_2 = 0.60488$ $\beta_{max} = 1.05813$	$\beta_1 = 0.15924$ $\beta_2 = 0.60488$ $\beta_{max} = 1.18441$	$\beta_1 = 0.17863$ $\beta_2 = 0.60488$ $\beta_{max} = 1.29294$	$\beta_1 = 0.18561$ $\beta_2 = 0.60488$ $\beta_{max} = 1.33135$	$\beta_1 = 0.20832$ $\beta_2 = 0.60488$ $\beta_{max} = 1.45392$
Altura de ola significativa:	H _{sig} = 2.92 [m]	H _{sig} = 3.32 [m]	H _{sig} = 3.56 [m]	H _{sig} = 3.63 [m]	H _{sig} = 3.76 [m]
Tipo de Oleaje: Rompiente	Rompiente	Rompiente	Rompiente	Rompiente	Rompiente
Cálculo de Altura de Ola Máxima					
Coefficientes de las expresiones de Goda:					
Altura de Ola Máxima:	$\beta_1^* = 0.2583$ $\beta_2^* = 0.7224$ $\beta_{max}^* = 1.76908$	$\beta_1^* = 0.2967$ $\beta_2^* = 0.7224$ $\beta_{max}^* = 1.96160$	$\beta_1^* = 0.3317$ $\beta_2^* = 0.7224$ $\beta_{max}^* = 2.14144$	$\beta_1^* = 0.3447$ $\beta_2^* = 0.7224$ $\beta_{max}^* = 2.20505$	$\beta_1^* = 0.3869$ $\beta_2^* = 0.7224$ $\beta_{max}^* = 2.40806$
Altura de ola diseño dique vertical:	H _{max} = 4.312 [m]	H _{max} = 4.433 [m]	H _{max} = 4.610 [m]	H _{max} = 4.749 [m]	H _{max} = 4.990 [m]

FÓRMULA EMPÍRICA DE GODA (1985)
CALCULO DE ALTURA DE OLA AL PIE DE LA OBRA

Parámetros Generales:
 Estación de Medición N° 2
 Aceleración de Gravedad: g = 9.806 (m/seg²)
 Densidad del agua de mar: ρ = 1025 (kg/m³)
 Período de Retorno: T_r = 25 (años)
 Sección: Tronco y Codo

	Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5
Bases de cálculo:					
Diseño en aguas profundas	Hmo(Di) = 4.482 [m]	Hmo(Di) = 4.482 [m]	Hmo(Di) = 4.482 [m]	Hmo(Di) = 4.482 [m]	Hmo(Di) = 4.482 [m]
Ola de Diseño	Din = SW	Din = SW	Din = SW	Din = SW	Din = SW
Dirección oleaje:					
Botimenta					
Condiciones de Marea: Referido al NRS					
Pleamar	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] ΔZ = 0.25 [m]	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] ΔZ = 0.25 [m]	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] ΔZ = 0.25 [m]	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] ΔZ = 0.25 [m]	Zmax = 1.79 [m] Zmin = 0 [m] ΔZ = 0.25 [m]
Bajamar					
Variación del nivel del mar					
Condición de Diseño: Oleaje Extremo	Pleamar	Pleamar	Pleamar	Pleamar	Pleamar
Altura de Ola en punto de control:	Hmo' = 2.780 [m] T _{cp} = 9.55 [seg]	Hmo' = 3.120 [m] T _{cp} = 11.51 [seg]	Hmo' = 3.250 [m] T _{cp} = 14.00 [seg]	Hmo' = 3.550 [m] T _{cp} = 15.33 [seg]	Hmo' = 3.670 [m] T _{cp} = 16.63 [seg]
Período Peak	T _{cp} = 9.55 [seg]	T _{cp} = 11.51 [seg]	T _{cp} = 14.00 [seg]	T _{cp} = 15.33 [seg]	T _{cp} = 16.63 [seg]
Período de Hmo	T _{cp} = 9.10 [seg]	T _{cp} = 11.02 [seg]	T _{cp} = 13.33 [seg]	T _{cp} = 14.86 [seg]	T _{cp} = 17.74 [seg]
Longitud de Onda en aguas profundas	Lo = 129.375 [m]	Lo = 169.496 [m]	Lo = 277.453 [m]	Lo = 335.282 [m]	Lo = 491.514 [m]
Profundidad total					
Cota del fondo, referido al NRS:	Z = -2.5 [m]	Z = -2.5 [m]	Z = -2.5 [m]	Z = -2.5 [m]	Z = -2.5 [m]
Marea Astronómica:	ΔZ(ast) = 1.79 [m]	ΔZ(ast) = 1.79 [m]	ΔZ(ast) = 1.79 [m]	ΔZ(ast) = 1.79 [m]	ΔZ(ast) = 1.79 [m]
Marea Meteorológica: [Total]	ΔZ(met) = 0.45 [m]	ΔZ(met) = 0.45 [m]	ΔZ(met) = 0.45 [m]	ΔZ(met) = 0.45 [m]	ΔZ(met) = 0.45 [m]
Variación del nivel del mar	ΔZ = 0.25 [m]	ΔZ = 0.25 [m]	ΔZ = 0.25 [m]	ΔZ = 0.25 [m]	ΔZ = 0.25 [m]
Nivel de diseño	ΔZ _d = 2.49 [m]	ΔZ _d = 2.49 [m]	ΔZ _d = 2.49 [m]	ΔZ _d = 2.49 [m]	ΔZ _d = 2.49 [m]
Profundidad Total	h = 4.99 [m]	h = 4.99 [m]	h = 4.99 [m]	h = 4.99 [m]	h = 4.99 [m]
	L = 61.108 [m]	L = 74.949 [m]	L = 91.509 [m]	L = 100.928 [m]	L = 122.792 [m]
Profundidad relativa:	h/Lo = 0.03857	h/Lo = 0.02833	h/Lo = 0.01799	h/Lo = 0.01488	h/Lo = 0.01016
Peralte de la Ola:	Hmo/Lo = 0.02149	Hmo/Lo = 0.01652	Hmo/Lo = 0.01222	Hmo/Lo = 0.01071	Hmo/Lo = 0.00747
Pendiente del fondo:	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036	Tan(β) = 0.036
Coefficiente de Shoaling (Shut):					
	h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 75.327 h ₀ = 8.585 [m] L ₀ = 77.710 [m] K _{Syp} = 0.979 h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 24.598 h ₀ = 5.121 [m] L ₀ = 61.8392 [m] K _{Syp} = 1.065 h = 4.9900 [m] L = 61.1084 [m] K _S = 1.072 B = 0.3536 C _{yp} = 0.00203 C = 0.731137518 K _S = 1.061	h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 124.223 h ₀ = 11.126 [m] L ₀ = 107.991 [m] K _{Syp} = 0.997 h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 39.257 h ₀ = 6.555 [m] L ₀ = 85.1315 [m] K _{Syp} = 1.094 h = 4.9900 [m] L = 74.9492 [m] K _S = 1.156 B = 0.2832 C _{yp} = 0.00153 C = 1.110241715 K _S = 1.297	h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 196.992 h ₀ = 14.170 [m] L ₀ = 148.730 [m] K _{Syp} = 1.019 h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 61.097 h ₀ = 8.295 [m] L ₀ = 116.4782 [m] K _{Syp} = 1.126 h = 4.9900 [m] L = 91.5099 [m] K _S = 1.255 B = 0.2249 C _{yp} = 0.00111 C = 1.659370562 K _S = 1.597	h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 252.095 h ₀ = 16.112 [m] L ₀ = 174.931 [m] K _{Syp} = 1.030 h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 77.628 h ₀ = 9.411 [m] L ₀ = 136.6512 [m] K _{Syp} = 1.141 h = 4.9900 [m] L = 100.9285 [m] K _S = 1.309 B = 0.1968 C _{yp} = 0.00095 C = 2.048128273 K _S = 1.735	h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 377.645 h ₀ = 20.014 [m] L ₀ = 237.625 [m] K _{Syp} = 1.061 h ₀ ^{1/3} /K _{Syp} = 115.294 h ₀ = 11.670 [m] L ₀ = 185.0728 [m] K _{Syp} = 1.181 h = 4.9900 [m] L = 122.7923 [m] K _S = 1.430 B = 0.1624 C _{yp} = 0.00066 C = 2.957089424 K _S = 2.239
Coefficiente de Shoaling Técnico					
Calculo de altura de Ola significativa					
Coefficientes de las expresiones de Goda:					
Altura de Ola significativa:	β ₁ = 0.13812 β ₂ = 0.60488 β _{max} = 1.06252	β ₁ = 0.15264 β ₂ = 0.60488 β _{max} = 1.14675	β ₁ = 0.17117 β ₂ = 0.60488 β _{max} = 1.25133	β ₁ = 0.17997 β ₂ = 0.60488 β _{max} = 1.30036	β ₁ = 0.20656 β ₂ = 0.60488 β _{max} = 1.44349
Altura de ola significativa:	H _{0.1} = 2.95 [m]	H _{0.1} = 3.50 [m]	H _{0.1} = 3.60 [m]	H _{0.1} = 3.66 [m]	H _{0.1} = 3.76 [m]
Tipo de Oleaje:	Rompiente	Rompiente	Rompiente	Rompiente	Rompiente
Calculo de Altura de Ola Máxima					
Coefficientes de las expresiones de Goda:					
Altura de Ola Máxima:	β ₁ * = 0.2565 β ₂ * = 0.7224 β _{max} * = 1.75980	β ₁ * = 0.2635 β ₂ * = 0.7224 β _{max} * = 1.89931	β ₁ * = 0.3179 β ₂ * = 0.7224 β _{max} * = 2.07284	β ₁ * = 0.3342 β ₂ * = 0.7224 β _{max} * = 2.15373	β ₁ * = 0.3832 β ₂ * = 0.7224 β _{max} * = 2.39078
Altura de ola diseño dique vertical:	H _{max} = 4.318 [m]	H _{max} = 4.492 [m]	H _{max} = 4.652 [m]	H _{max} = 4.822 [m]	H _{max} = 5.011 [m]

FÓRMULA EMPÍRICA DE GODA (1985)
CÁLCULO DE ALTURA DE OLA AL PIE DE LA OBRA

Parámetros Generales:
 Estación de Medición: NP 2
 Aceleración de Gravedad: $g = 9.806 \text{ [m/s}^2\text{]}$
 Densidad del agua de mar: $\rho = 1025 \text{ [kg/m}^3\text{]}$
 Período de Retorno: $T_r = 5 \text{ [años]}$

Sección: Cabezó
 $g = 9.806 \text{ [m/s}^2\text{]}$
 $\rho = 1025 \text{ [kg/m}^3\text{]}$
 $T_r = 5 \text{ [años]}$

Bases de cálculo:	Hmo[D] = 4.023 [m]	Hmo[D] = 4.023 [m]	Hmo[D] = 4.023 [m]	Hmo[D] = 4.023 [m]	Hmo[D] = 4.023 [m]
Oleaje en aguas Profundas					
Ola de Diseño					
Dirección oleaje:	Dire = SW	Dire = SW	Dire = SW	Dire = SW	Dire = SW
Batimetría:					
Condiciones de Marea: Referido al NRS					
Pleamar	Zmax = 1.73 [m]	Zmax = 1.73 [m]	Zmax = 1.73 [m]	Zmax = 1.73 [m]	Zmax = 1.73 [m]
Bajamar	Zmin = 0 [m]	Zmin = 0 [m]	Zmin = 0 [m]	Zmin = 0 [m]	Zmin = 0 [m]
Variación del nivel del mar	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$
Condición de Diseño: Oleaje Extremo	Pleamar	Pleamar	Pleamar	Pleamar	Pleamar
Altura de Ola en punto de control:	Hmo' = 2.730 [m]	Hmo' = 2.800 [m]	Hmo' = 3.630 [m]	Hmo' = 3.310 [m]	Hmo' = 3.560 [m]
Período Peak	$T_p = 9.55 \text{ [seg]}$	$T_p = 11.57 \text{ [seg]}$	$T_p = 14.00 \text{ [seg]}$	$T_p = 15.29 \text{ [seg]}$	$T_p = 16.53 \text{ [seg]}$
Período de Hmo	$T_{Hm} = 9.10 \text{ [seg]}$	$T_{Hm} = 11.02 \text{ [seg]}$	$T_{Hm} = 13.33 \text{ [seg]}$	$T_{Hm} = 14.66 \text{ [seg]}$	$T_{Hm} = 15.74 \text{ [seg]}$
Longitud de Onda en aguas profundas	Lo = 129.370 [m]	Lo = 169.496 [m]	Lo = 277.453 [m]	Lo = 335.262 [m]	Lo = 491.314 [m]
Profundidad total					
Cota del fondo, referido al NRS:	Z = -3.4 [m]	Z = -3.4 [m]	Z = -3.4 [m]	Z = -3.4 [m]	Z = -3.4 [m]
Marea Astronómica:	$\Delta Z_{(ast)} = 1.79 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(ast)} = 1.79 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(ast)} = 1.79 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(ast)} = 1.79 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(ast)} = 1.79 \text{ [m]}$
Marea Meteorológica: [Total]	$\Delta Z_{(met)} = 0.45 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(met)} = 0.45 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(met)} = 0.45 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(met)} = 0.45 \text{ [m]}$	$\Delta Z_{(met)} = 0.45 \text{ [m]}$
Variación del nivel del mar	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$	$\Delta Z = 0.25 \text{ [m]}$
Nivel de diseño	$\Delta Z_D = 2.49 \text{ [m]}$	$\Delta Z_D = 2.49 \text{ [m]}$	$\Delta Z_D = 2.49 \text{ [m]}$	$\Delta Z_D = 2.49 \text{ [m]}$	$\Delta Z_D = 2.49 \text{ [m]}$
Profundidad Total	h = 5.89 [m]	h = 5.89 [m]	h = 5.89 [m]	h = 5.89 [m]	h = 5.89 [m]
Profundidad relativa:	Lo = 65.884 [m]	Lo = 81.016 [m]	Lo = 99.074 [m]	Lo = 109.339 [m]	Lo = 133.148 [m]
Peralte de la Ola:	h/Lo = 0.04553	h/Lo = 0.03108	h/Lo = 0.02123	h/Lo = 0.01757	h/Lo = 0.01199
Pendiente del fondo:	Hmo'/Lo = 0.02110	Hmo'/Lo = 0.01478	Hmo'/Lo = 0.01092	Hmo'/Lo = 0.00987	Hmo'/Lo = 0.00729
Tan(β) =	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
Coefficiente de Shoaling (Shut):					
$H_{0.1}^2/K_{S\beta}$	73.973	111.126	176.072	232.433	368.384
$H_{0.5}^2/K_{S\beta}$	8.510 [m]	10.569 [m]	13.455 [m]	15.522 [m]	19.788 [m]
$L_{0.1}^2/K_{S\beta}$	77.430 [m]	108.587 [m]	145.347 [m]	172.030 [m]	236.696 [m]
$L_{0.5}^2/K_{S\beta}$	0.980	1.005	1.028	1.057	1.083
$H_{0.1}^2/K_{S\beta}$	24.192	35.338	54.822	71.730	112.515
$H_{0.5}^2/K_{S\beta}$	5.083 [m]	6.247 [m]	7.697 [m]	9.079 [m]	11.542 [m]
$L_{0.1}^2/K_{S\beta}$	61.624 [m]	83.294 [m]	113.825 [m]	134.369 [m]	184.107 [m]
$L_{0.5}^2/K_{S\beta}$	1.088	1.104	1.126	1.149	1.184
$K_{S\beta}$	5.890 [m]	5.890 [m]	5.890 [m]	5.890 [m]	5.890 [m]
Lo	65.8839 [m]	81.0096 [m]	99.0739 [m]	109.3351 [m]	133.1479 [m]
K β	1.040	1.117	1.210	1.261	1.376
B	0.4331	0.3534	0.2807	0.2443	0.1941
C β	0.00200	0.00136	0.00099	0.00089	0.00065
C	0.564620411	0.815691929	1.218803262	1.529496299	2.298887634
K β	1.088	1.141	1.370	1.537	1.926
Coefficiente de Shoaling Teórico					
Cálculo de altura de Ola significativa					
Coefficientes de las expresiones de Goda:					
Altura de Ola significativa:					
Coefficiente β_1	$\beta_1 = 0.13907$	$\beta_1 = 0.19924$	$\beta_1 = 0.17863$	$\beta_1 = 0.18561$	$\beta_1 = 0.20832$
Coefficiente β_2	$\beta_2 = 0.60488$	$\beta_2 = 0.60488$	$\beta_2 = 0.60488$	$\beta_2 = 0.60488$	$\beta_2 = 0.60488$
Coefficiente β_{max}	$\beta_{max} = 1.06813$	$\beta_{max} = 1.18441$	$\beta_{max} = 1.29294$	$\beta_{max} = 1.33135$	$\beta_{max} = 1.45392$
Altura de ola significativa:	$H_{1/3} = 2.52 \text{ [m]}$	$H_{1/3} = 3.20 \text{ [m]}$	$H_{1/3} = 3.92 \text{ [m]}$	$H_{1/3} = 4.18 \text{ [m]}$	$H_{1/3} = 4.31 \text{ [m]}$
Tipo de Oleaje:	Rompiente	Progresivo	Rompiente	Rompiente	Rompiente
Cálculo de Altura de Ola Máxima					
Coefficientes de las expresiones de Goda:					
Altura de Ola Máxima:					
Coefficiente β_1^*	$\beta_1^* = 0.2583$	$\beta_1^* = 0.2967$	$\beta_1^* = 0.3317$	$\beta_1^* = 0.3447$	$\beta_1^* = 0.3959$
Coefficiente β_2^*	$\beta_2^* = 0.7224$	$\beta_2^* = 0.7224$	$\beta_2^* = 0.7224$	$\beta_2^* = 0.7224$	$\beta_2^* = 0.7224$
Coefficiente β_{max}^*	$\beta_{max}^* = 1.76908$	$\beta_{max}^* = 1.96168$	$\beta_{max}^* = 2.14144$	$\beta_{max}^* = 2.20505$	$\beta_{max}^* = 2.40806$
Altura de ola diseño dique vertical:	$H_{max} = 4.832 \text{ [m]}$	$H_{max} = 5.082 \text{ [m]}$	$H_{max} = 5.260 \text{ [m]}$	$H_{max} = 5.393 \text{ [m]}$	$H_{max} = 5.640 \text{ [m]}$

FÓRMULA EMPÍRICA DE GODA (1985)
CÁLCULO DE ALTURA DE OLA AL PIE DE LA OBRA

Parámetros Generales:

Estación de Medición NP 2
Asesoración de Gravedad:
Densidad del agua de mar:
Período de Retorno:

Sección: Cabezo

$g = 9.806 \text{ [m/s}^2\text{]}$
 $\rho = 1025 \text{ [kg/m}^3\text{]}$
 $T = 25 \text{ [años]}$

Bases de cálculo:

Oleaje en aguas Profundas

Ola de Diseño

Dirección oleaje:

Retenido al NRS

Plenamar

Condición de Marea:

Retenido al NRS

Subir

Varianción del nivel del mar

Oleaje Extremo

Altura de Ola en punto de control:

Período Peak

Período de Hmo

Longitud de Corda en aguas profundas

Profundidad total

Cota de fondo, retenido al NRS.

Marea Astronómica:

Marea Meteorológica:

Varianción del nivel del mar

Nivel de diseño

Profundidad Total

Profundidad relativa:

Pendiente del fondo:

Coefficiente de Shoaling (Shup)

Coefficiente de Shoaling Técnico

Cálculo de altura de Ola significativa

Coefficientes de las expresiones de Goda:

Coefficiente β_1

Coefficiente β_2

Coefficiente β_{max}

Altura de ola significativa:

Tipo de Oleaje:

Cálculo de Altura de Ola Máxima

Coefficientes de las expresiones de Goda:

Coefficiente β_1^*

Coefficiente β_2^*

Coefficiente β_{max}^*

Altura de ola diseño dique vertical:

Hmo(Di) = 4.483 [m]

Dir = SW

Zmax = 1.79 [m]

Zmin = 0 [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

Plenamar

Hm' = 2.788 [m]

$T_p = 9.55$ [seg]

$T_{pp} = 9.10$ [seg]

L = 129.376 [m]

Z = -3.95 [m]

$\Delta Z_{(ast)} = 1.79$ [m]

$\Delta Z_{(met)} = 0.45$ [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

$\Delta Z_p = 2.49$ [m]

h = 6.44 [m]

L = 66.567 [m]

hLo = 0.04975

Hm'Lo = 0.02149

Tan(β) = 0.036

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 75.327$

$\eta_{0.2} = 8.588$ [m]

$L_{0.5} = 77.710$ [m]

$K_{S,p} = 0.979$

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 24.598$

$\eta_{0.2} = 5.121$ [m]

$L_{0.5} = 61.8392$ [m]

$K_{S,p} = 1.056$

h = 6.4400 [m]

L = 66.5673 [m]

Ks = 1.024

B = 0.4693

$C_{up} = 0.00203$

C = 0.486619672

Ka = 1.052

$\beta_1 = 0.13812$

$\beta_2 = 0.60488$

$\beta_{max} = 1.06252$

H_{sig} = 2.92 [m]

Progresivo

$\beta_1^* = 0.2565$

$\beta_2^* = 0.7224$

$\beta_{max}^* = 1.75980$

H_{max} = 4.852 [m]

Hmo(Di) = 4.483 [m]

Dir = SW

Zmax = 1.79 [m]

Zmin = 0 [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

Plenamar

Hm' = 3.136 [m]

$T_p = 11.57$ [seg]

$T_{pp} = 11.02$ [seg]

L = 169.496 [m]

Z = -3.95 [m]

$\Delta Z_{(ast)} = 1.79$ [m]

$\Delta Z_{(met)} = 0.45$ [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

$\Delta Z_p = 2.49$ [m]

h = 6.44 [m]

L = 84.440 [m]

hLo = 0.03596

Hm'Lo = 0.01652

Tan(β) = 0.036

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 124.223$

$\eta_{0.2} = 11.126$ [m]

$L_{0.5} = 107.991$ [m]

$K_{S,p} = 0.997$

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 39.267$

$\eta_{0.2} = 6.555$ [m]

$L_{0.5} = 85.1315$ [m]

$K_{S,p} = 1.094$

h = 6.4400 [m]

L = 84.4400 [m]

Ks = 1.098

B = 0.3654

$C_{up} = 0.00153$

C = 0.757291462

Ka = 1.105

$\beta_1 = 0.15254$

$\beta_2 = 0.60488$

$\beta_{max} = 1.14575$

H_{sig} = 3.46 [m]

Progresivo

$\beta_1^* = 0.2885$

$\beta_2^* = 0.7224$

$\beta_{max}^* = 1.89931$

H_{max} = 5.539 [m]

Hmo(Di) = 4.483 [m]

Dir = SW

Zmax = 1.79 [m]

Zmin = 0 [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

Plenamar

Hm' = 3.390 [m]

$T_p = 14.03$ [seg]

$T_{pp} = 13.33$ [seg]

L = 277.453 [m]

Z = -3.95 [m]

$\Delta Z_{(ast)} = 1.79$ [m]

$\Delta Z_{(met)} = 0.45$ [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

$\Delta Z_p = 2.49$ [m]

h = 6.44 [m]

L = 103.376 [m]

hLo = 0.02321

Hm'Lo = 0.01222

Tan(β) = 0.036

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 196.992$

$\eta_{0.2} = 14.170$ [m]

$L_{0.5} = 148.730$ [m]

$K_{S,p} = 1.019$

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 61.097$

$\eta_{0.2} = 8.256$ [m]

$L_{0.5} = 116.4782$ [m]

$K_{S,p} = 1.126$

h = 6.4400 [m]

L = 103.3759 [m]

Ks = 1.187

B = 0.2902

$C_{up} = 0.00111$

C = 1.131766817

Ka = 1.319

$\beta_1 = 0.17117$

$\beta_2 = 0.60488$

$\beta_{max} = 1.25153$

H_{sig} = 4.23 [m]

Rompiente

$\beta_1^* = 0.3179$

$\beta_2^* = 0.7224$

$\beta_{max}^* = 2.07284$

H_{max} = 5.730 [m]

Hmo(Di) = 4.483 [m]

Dir = SW

Zmax = 1.79 [m]

Zmin = 0 [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

Plenamar

Hm' = 3.590 [m]

$T_p = 15.33$ [seg]

$T_{pp} = 14.66$ [seg]

L = 335.282 [m]

Z = -3.95 [m]

$\Delta Z_{(ast)} = 1.79$ [m]

$\Delta Z_{(met)} = 0.45$ [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

$\Delta Z_p = 2.49$ [m]

h = 6.44 [m]

L = 114.129 [m]

hLo = 0.01921

Hm'Lo = 0.01071

Tan(β) = 0.036

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 252.096$

$\eta_{0.2} = 16.112$ [m]

$L_{0.5} = 174.931$ [m]

$K_{S,p} = 1.030$

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 77.528$

$\eta_{0.2} = 9.411$ [m]

$L_{0.5} = 136.6512$ [m]

$K_{S,p} = 1.141$

h = 6.4400 [m]

L = 114.1294 [m]

Ks = 1.237

B = 0.2566

$C_{up} = 0.00096$

C = 1.366944558

Ka = 1.455

$\beta_1 = 0.17997$

$\beta_2 = 0.60488$

$\beta_{max} = 1.30036$

H_{sig} = 4.54 [m]

Rompiente

$\beta_1^* = 0.3342$

$\beta_2^* = 0.7224$

$\beta_{max}^* = 2.15370$

H_{max} = 5.852 [m]

Hmo(Di) = 4.483 [m]

Dir = SW

Zmax = 1.79 [m]

Zmin = 0 [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

Plenamar

Hm' = 3.670 [m]

$T_p = 16.53$ [seg]

$T_{pp} = 17.74$ [seg]

L = 491.314 [m]

Z = -3.95 [m]

$\Delta Z_{(ast)} = 1.79$ [m]

$\Delta Z_{(met)} = 0.45$ [m]

$\Delta Z = 0.25$ [m]

$\Delta Z_p = 2.49$ [m]

h = 6.44 [m]

L = 139.060 [m]

hLo = 0.01511

Hm'Lo = 0.00747

Tan(β) = 0.036

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 377.645$

$\eta_{0.2} = 20.014$ [m]

$L_{0.5} = 207.525$ [m]

$K_{S,p} = 1.051$

$\eta_{0.5}^2 K_{S,p} = 115.294$

$\eta_{0.2} = 11.670$ [m]

$L_{0.5} = 168.0728$ [m]

7.5 ANEXO N° 5: CÁLCULO DE H2%

DETERMINACIÓN DE $H_{2\%}$

Sección analizada: Tonco y Codo.
Distribución de altura de olas en aguas someras.
d= 4.99 [m]

Exponentes de la función de distribución:
 $k_1= 2.00$
 $k_2= 3.50$

Hmo/d=	0.592	Hmo/d=	0.701	Hmo/d=	0.721	Hmo/d=	0.734	Hmo/d=	0.757
$Hm_0=$	2.95 [m]	$Hm_0=$	3.50 [m]	$Hm_0=$	3.60 [m]	$Hm_0=$	3.66 [m]	$Hm_0=$	3.78 [m]
$\sqrt{m_0}=$	0.738	$\sqrt{m_0}=$	0.874	$\sqrt{m_0}=$	0.900	$\sqrt{m_0}=$	0.916	$\sqrt{m_0}=$	0.944
$m_0=$	0.545	$m_0=$	0.764	$m_0=$	0.809	$m_0=$	0.839	$m_0=$	0.891
$\psi=$	0.148	$\psi=$	0.175	$\psi=$	0.180	$\psi=$	0.184	$\psi=$	0.189
$T_p=$	9.56 [seg]	$T_p=$	11.57 [seg]	$T_p=$	14 [seg]	$T_p=$	15.39 [seg]	$T_p=$	15.39 [seg]
$T_{02}=$	7.48 [seg]	$T_{02}=$	8.81 [seg]	$T_{02}=$	10.43 [seg]	$T_{02}=$	11.95 [seg]	$T_{02}=$	11.95 [seg]
$L_{002}=$	87.32 [m]	$L_{002}=$	121.02 [m]	$L_{002}=$	169.85 [m]	$L_{002}=$	223.04 [m]	$L_{002}=$	223.04 [m]
$L_{02}=$	49.18 [m]	$L_{02}=$	58.93 [m]	$L_{02}=$	70.72 [m]	$L_{02}=$	81.66 [m]	$L_{02}=$	81.66 [m]
$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52
$H_w=$	2.058 [m]	$H_w=$	2.132 [m]	$H_w=$	2.188 [m]	$H_w=$	2.221 [m]	$H_w=$	2.221 [m]
$H_1=$	2.872 [m]	$H_1=$	3.591 [m]	$H_1=$	3.734 [m]	$H_1=$	3.827 [m]	$H_1=$	3.985 [m]
$H_2=$	2.489 [m]	$H_2=$	2.872 [m]	$H_2=$	2.969 [m]	$H_2=$	3.031 [m]	$H_2=$	3.102 [m]
$P(H>H_w)=$	0.598	$P(H>H_w)=$	0.703	$P(H>H_w)=$	0.709	$P(H>H_w)=$	0.714	$P(H>H_w)=$	0.733
$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02
$N=$	50	$N=$	50	$N=$	50	$N=$	50	$N=$	50
$H_{2\%}=$	3.676 [m]	$H_{2\%}=$	4.240 [m]	$H_{2\%}=$	4.384 [m]	$H_{2\%}=$	4.475 [m]	$H_{2\%}=$	4.580 [m]

DETERMINACIÓN DE $H_{2\%}$

Sección analizada: Cabezo
Distribución de altura de olas en aguas someras.
d= 5.89 [m]

Exponentes de la función de distribución:
 $k_1= 2.00$
 $k_2= 3.50$

Hmo/d=	0.501	Hmo/d=	0.609	Hmo/d=	0.703	Hmo/d=	0.715	Hmo/d=	0.733
$Hm_0=$	2.95 [m]	$Hm_0=$	3.59 [m]	$Hm_0=$	4.14 [m]	$Hm_0=$	4.21 [m]	$Hm_0=$	4.32 [m]
$\sqrt{m_0}=$	0.738	$\sqrt{m_0}=$	0.897	$\sqrt{m_0}=$	1.036	$\sqrt{m_0}=$	1.052	$\sqrt{m_0}=$	1.080
$m_0=$	0.545	$m_0=$	0.805	$m_0=$	1.073	$m_0=$	1.107	$m_0=$	1.166
$\psi=$	0.125	$\psi=$	0.152	$\psi=$	0.176	$\psi=$	0.179	$\psi=$	0.183
$T_p=$	9.56 [seg]	$T_p=$	11.57 [seg]	$T_p=$	14 [seg]	$T_p=$	15.39 [seg]	$T_p=$	15.39 [seg]
$T_{02}=$	7.48 [seg]	$T_{02}=$	8.81 [seg]	$T_{02}=$	10.43 [seg]	$T_{02}=$	11.95 [seg]	$T_{02}=$	11.95 [seg]
$L_{002}=$	87.32 [m]	$L_{002}=$	121.02 [m]	$L_{002}=$	169.85 [m]	$L_{002}=$	223.04 [m]	$L_{002}=$	223.04 [m]
$L_{02}=$	52.82 [m]	$L_{02}=$	63.50 [m]	$L_{02}=$	76.40 [m]	$L_{02}=$	88.33 [m]	$L_{02}=$	88.33 [m]
$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52	$\alpha_w=$	0.52
$H_w=$	2.373 [m]	$H_w=$	2.475 [m]	$H_w=$	2.553 [m]	$H_w=$	2.599 [m]	$H_w=$	2.599 [m]
$H_1=$	2.736 [m]	$H_1=$	3.521 [m]	$H_1=$	4.261 [m]	$H_1=$	4.353 [m]	$H_1=$	4.509 [m]
$H_2=$	2.574 [m]	$H_2=$	3.027 [m]	$H_2=$	3.421 [m]	$H_2=$	3.490 [m]	$H_2=$	3.561 [m]
$P(H>H_w)=$	0.471	$P(H>H_w)=$	0.610	$P(H>H_w)=$	0.699	$P(H>H_w)=$	0.700	$P(H>H_w)=$	0.717
$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02	$P(H>H_{2\%})=$	0.02
$N=$	50	$N=$	50	$N=$	50	$N=$	50	$N=$	50
$H_{2\%}=$	3.801 [m]	$H_{2\%}=$	4.470 [m]	$H_{2\%}=$	5.052 [m]	$H_{2\%}=$	5.153 [m]	$H_{2\%}=$	5.258 [m]

DETERMINACIÓN DE $H_{2\%}$

Distribución de altura de olas en aguas someras.

d=	Exponentes de la función de distribución:				
6.44 [m]	$k_1= 2,00$ $k_2= 3,50$				
Hmo/d= 0.459	Hmo/d= 0.537	Hmo/d= 0.659	Hmo/d= 0.705	Hmo/d= 0.722	
Hm ₀ = 2.95 [m]	Hm ₀ = 3.46 [m]	Hm ₀ = 4.24 [m]	Hm ₀ = 4.54 [m]	Hm ₀ = 4.65 [m]	
√m ₀ = 0.738	√m ₀ = 0.864	√m ₀ = 1.061	√m ₀ = 1.135	√m ₀ = 1.163	
m ₀ = 0.545	m ₀ = 0.747	m ₀ = 1.125	m ₀ = 1.289	m ₀ = 1.353	
ψ= 0.115	ψ= 0.134	ψ= 0.165	ψ= 0.176	ψ= 0.181	
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	
T ₀₂ = 7.48 [seg]	T ₀₂ = 8.81 [seg]	T ₀₂ = 10.43 [seg]	T ₀₂ = 11.95 [seg]	T ₀₂ = 11.95 [seg]	
L ₀₀₂ = 87.32 [m]	L ₀₀₂ = 121.02 [m]	L ₀₀₂ = 169.85 [m]	L ₀₀₂ = 223.04 [m]	L ₀₀₂ = 223.04 [m]	
L ₀₂ = 54.83 [m]	L ₀₂ = 66.06 [m]	L ₀₂ = 79.60 [m]	L ₀₂ = 92.12 [m]	L ₀₂ = 92.12 [m]	
α _w = 0.52	α _w = 0.52	α _w = 0.52	α _w = 0.52	α _w = 0.52	
H _w = 2.558 [m]	H _w = 2.679 [m]	H _w = 2.771 [m]	H _w = 2.826 [m]	H _w = 2.826 [m]	
H ₁ = 2.672 [m]	H ₁ = 3.265 [m]	H ₁ = 4.268 [m]	H ₁ = 4.676 [m]	H ₁ = 4.831 [m]	
H ₂ = 2.622 [m]	H ₂ = 2.999 [m]	H ₂ = 3.547 [m]	H ₂ = 3.768 [m]	H ₂ = 3.839 [m]	
P(H>H _w)= 0.400	P(H>H _w)= 0.510	P(H>H _w)= 0.656	P(H>H _w)= 0.694	P(H>H _w)= 0.710	
P(H>H _{2%})= 0.02	P(H>H _{2%})= 0.02	P(H>H _{2%})= 0.02	P(H>H _{2%})= 0.02	P(H>H _{2%})= 0.02	
N= 50	N= 50	N= 50	N= 50	N= 50	
H _{2%} = 3.872 [m]	H _{2%} = 4.429 [m]	H _{2%} = 5.237 [m]	H _{2%} = 5.564 [m]	H _{2%} = 5.669 [m]	

7.6 ANEXO N° 6: DIMENSIONAMIENTO DE LA CORAZA (VAN DER MEER).

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA

Van der Meer (1988)

Sección analizada: Tronco y Codo

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa espectral: Hmo= 4.480 [m] Aguas profundas
 Periodo de Retorno: T= 23 [años]
 Períodos analizados: Tp= de 10 a 18 segundos
 Dirección: SSW
 Densidad del agua de mar: ρw= 1025 [kg/m³]
 Tipo de coraza: Enrocado
 Densidad de la roca: ρr= 2650 [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: Δr= 1.3854
 Sección analizada: Tronco y Codo

Oleaje Propagado hasta pie de obra

Hmo= 2.78 [m]
 Tp= 9.56 [seg]

Hmo= 3.13 [m]
 Tp= 11.57 [seg]

Hmo= 3.39 [m]
 Tp= 14.00 [seg]

Hmo= 3.59 [m]
 Tp= 15.39 [seg]

Hmo= 3.87 [m]
 Tp= 18.63 [seg]

Nivel de diseño:

Componentes:

Referidas al NRS:

Marea astronómica: ΔZa= 1.78 [m]
 Wind set-up: ΔZs= 0.05 [m]
 Presión atmosférica: ΔZp= 0.1 [m]
 Set-up de oleaje: ΔZo= 0.3 [m]
 Variación Nivel medio del mar: ΔZm= 0.23 [m]
 Nivel de diseño: ΔZT= 2.49 [m]
 Profundidad: d= -2.5 [m]
 Columna de Agua: h= 4.99 [m]
 Pendiente del fondo: Tan β= 0.036
 Duración del Temporal: t= 12 [hrs]

Oleaje a Pie de Obra:

Hmo= 2.95 [m]
 Tp= 9.56 [seg]

Hmo= 3.50 [m]
 Tp= 11.57 [seg]

Hmo= 3.60 [m]
 Tp= 14.00 [seg]

Hmo= 3.66 [m]
 Tp= 15.39 [seg]

Hmo= 3.78 [m]
 Tp= 18.63 [seg]

Talud H:V= 2

Talud H:V= 2

Talud H:V= 2

Talud H:V= 2

Talud H:V= 2

Tm= 7.48 [seg]
 Lom= 87.325 [m]
 Lm= 49.181 [m]
 S0m= 0.0338
 ζ0m= 2.7186

Tm= 8.81 [seg]
 Lom= 121.021 [m]
 Lm= 58.930 [m]
 S0m= 0.0289
 ζ0m= 2.9418

Tm= 10.43 [seg]
 Lom= 169.949 [m]
 Lm= 70.724 [m]
 S0m= 0.0212
 ζ0m= 3.4351

Tm= 11.95 [seg]
 Lom= 223.040 [m]
 Lm= 81.661 [m]
 S0m= 0.0164
 ζ0m= 3.9008

Tm= 13.20 [seg]
 Lom= 271.771 [m]
 Lm= 90.531 [m]
 S0m= 0.0139
 ζ0m= 4.2420

H1% = 3.68 [m]
 S01% = 0.0747
 ζ2% = 1.8289

H1% = 4.24 [m]
 S01% = 0.0720
 ζ2% = 1.8639

H1% = 4.38 [m]
 S01% = 0.0620
 ζ2% = 2.0082

H1% = 4.48 [m]
 S01% = 0.0548
 ζ2% = 2.1358

H1% = 4.58 [m]
 S01% = 0.0506
 ζ2% = 2.2229

Hmo/h= 0.5919

Hmo/h= 0.7006

Hmo/h= 0.7212

Hmo/h= 0.7344

Hmo/h= 0.7567

Condición de Diseño:

Daño intermedio

S= 5

S= 5

S= 5

S= 5

S= 5

Permeabilidad:

Permeabilidad:

Permeabilidad:

Permeabilidad:

Permeabilidad:

P= 0.5

P= 0.5

P= 0.5

P= 0.5

P= 0.5

ζr= 3.5364

ζr= 3.5364

ζr= 3.5364

ζr= 3.5364

ζr= 3.5364

Ola de Diseño:

H0 = 3.676 [m]

H0 = 4.240 [m]

H0 = 4.384 [m]

H0 = 4.475 [m]

H0 = 4.580 [m]

Olas Activas:

Nz= 5775

Olas Activas:

Nz= 4906

Olas Activas:

Nz= 4141

Olas Activas:

Nz= 3614

Olas Activas:

Nz= 3274

H0/ΔD0.05= Profundidad reducida

H0/ΔD0.05= 2.703

H0/ΔD0.05= Profundidad reducida

H0/ΔD0.05= 2.641

H0/ΔD0.05= Profundidad reducida

H0/ΔD0.05= 2.486

H0/ΔD0.05= Profundidad reducida

H0/ΔD0.05= 2.602

H0/ΔD0.05= Profundidad reducida

H0/ΔD0.05= 2.741

D0.05= 0.858 [m]

W0.05= 1.673 [Ton]

D0.05/D0.05= 0.306

D0.05= 0.262 [m]

W0.05= 47.735 [kg]

D0.05= 1.013 [m]

W0.05= 2.753 [Ton]

D0.05/D0.05= 0.306

D0.05= 0.309 [m]

W0.05= 78.557 [kg]

D0.05= 1.113 [m]

W0.05= 3.649 [Ton]

D0.05/D0.05= 0.306

D0.05= 0.340 [m]

W0.05= 104.130 [kg]

D0.05= 1.085 [m]

W0.05= 3.383 [Ton]

D0.05/D0.05= 0.306

D0.05= 0.331 [m]

W0.05= 96.516 [kg]

D0.05= 1.054 [m]

W0.05= 3.105 [Ton]

D0.05/D0.05= 0.306

D0.05= 0.322 [m]

W0.05= 88.587 [kg]

H0 [m]	3.68	4.24	4.38	4.48	4.58	Talud H:V	S	P
W0.05 [Ton]	1.673	2.753	3.649	3.383	3.105	2:1	5	0.5
W0.05 [kg]	47.73	78.56	104.13	96.52	88.59			
Te [seal]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63	d=	2.50 [m]	

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA

Van der Meer (1988)

Sección analizada: Cabezo

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa espectral: Hmo= 4.480 [m] Aguas profundas
 Periodo de Retorno: T= 25 [años]
 Periodos analizados: T_p de 10 a 16 segundos
 Dirección: SSW
 Densidad del agua de mar: ρ_W= 1025 [kg/m³]
 Tipo de coraza: Enrocado
 Densidad de la roca: ρ_R= 2650 [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: Δρ= 1.5854

Oleaje Propagado hasta Aguas Someras:

Hmo= 2.78 [m] Hmo= 3.13 [m] Hmo= 3.39 [m] Hmo= 3.59 [m] Hmo= 3.67 [m]
 Tp= 9.56 [seg] Tp= 11.57 [seg] Tp= 14.00 [seg] Tp= 15.39 [seg] Tp= 18.63 [seg]

Nivel de diseño:

Componentes:

Referidos al NRS
 Marea astronómica: ΔZ_a= 1.79 [m]
 Wind set-up: ΔZ_w= 0.05 [m]
 Presión atmosférica: ΔZ_a= 0.1 [m]
 Set-up de oleaje: ΔZ_a= 0.3 [m]
 Variación Nivel medio del mar: ΔZ_a= 0.25 [m]
 Nivel de diseño: ΔZT= 2.49 [m]
 Profundidad: d= -3.4 [m]
 Columna de Agua: h= 5.89 [m]
 Pendiente del fondo: Tan(β)= 0.036
 Duración del Temporal: t= 12 [hrs]

Oleaje a Pie de Obra:

Hmo= 2.95 [m] Tp= 9.56 [seg]	Hmo= 3.59 [m] Tp= 11.57 [seg]	Hmo= 4.14 [m] Tp= 14.00 [seg]	Hmo= 4.21 [m] Tp= 15.39 [seg]	Hmo= 4.32 [m] Tp= 18.63 [seg]
Talud H:V= 2	Talud H:V= 2	Talud H:V= 2	Talud H:V= 2	Talud H:V= 2
Tm= 7.48 [seg] Lom= 87.325 [m] Lm= 52.815 [m] S _{0M} = 0.0338 ζ _{0M} = 2.7186	Tm= 8.81 [seg] Lom= 121.021 [m] Lm= 63.500 [m] S _{0M} = 0.0297 ζ _{0M} = 2.9033	Tm= 10.43 [seg] Lom= 169.849 [m] Lm= 76.395 [m] S _{0M} = 0.0244 ζ _{0M} = 3.2014	Tm= 11.95 [seg] Lom= 223.040 [m] Lm= 88.334 [m] S _{0M} = 0.0189 ζ _{0M} = 3.6396	Tm= 13.20 [seg] Lom= 271.771 [m] Lm= 98.007 [m] S _{0M} = 0.0159 ζ _{0M} = 3.9657
H _{1%h} = 3.80 [m] S _{01%h} = 0.0720 ζ _{2%h} = 1.8638	H _{1%h} = 4.47 [m] S _{01%h} = 0.0704 ζ _{2%h} = 1.8845	H _{1%h} = 5.05 [m] S _{01%h} = 0.0661 ζ _{2%h} = 1.9444	H _{1%h} = 5.15 [m] S _{01%h} = 0.0583 ζ _{2%h} = 2.0702	H _{1%h} = 5.26 [m] S _{01%h} = 0.0536 ζ _{2%h} = 2.1587
Hmolh= 0.5015	Hmolh= 0.6094	Hmolh= 0.7034	Hmolh= 0.7146	Hmolh= 0.7335

Condición de Diseño:

Daño intermedio

S= 5	S= 5	S= 5	S= 5	S= 5
Permeabilidad: P= 0.53 ζ _r = 3.4689	Permeabilidad: P= 0.53 ζ _r = 3.4689	Permeabilidad: P= 0.53 ζ _r = 3.4689	Permeabilidad: P= 0.53 ζ _r = 3.4689	Permeabilidad: P= 0.53 ζ _r = 3.4689
Ola de Diseño: H _d = 3.801 [m]	Olas Activas: H _d = 4.470 [m]	Olas Activas: H _d = 5.052 [m]	Olas Activas: H _d = 5.153 [m]	Olas Activas: H _d = 5.258 [m]
Nz= 5775	Nz= 4906	Nz= 4141	Nz= 3614	Nz= 3274
H ₁₀₀ /ΔD ₁₀₀ = Profundidad reducida H _{1%h} /ΔD _{1%h} = 2.731 D ₁₀₀ = 0.878 [m] W ₁₀₀ = 1.793 [Ton] D ₁₀₀ /D _{100c} = 0.392 D _{1%h} = 0.344 [m] W _{1%h} = 107.716 [kg]	H ₁₀₀ /ΔD ₁₀₀ = Profundidad reducida H _{1%h} /ΔD _{1%h} = 2.686 D ₁₀₀ = 1.050 [m] W ₁₀₀ = 3.064 [Ton] D ₁₀₀ /D _{100c} = 0.392 D _{1%h} = 0.411 [m] W _{1%h} = 184.123 [kg]	H ₁₀₀ /ΔD ₁₀₀ = Profundidad reducida H _{1%h} /ΔD _{1%h} = 2.602 D ₁₀₀ = 1.225 [m] W ₁₀₀ = 4.867 [Ton] D ₁₀₀ /D _{100c} = 0.392 D _{1%h} = 0.480 [m] W _{1%h} = 292.403 [kg]	H ₁₀₀ /ΔD ₁₀₀ = Profundidad reducida H _{1%h} /ΔD _{1%h} = 2.593 D ₁₀₀ = 1.253 [m] W ₁₀₀ = 5.217 [Ton] D ₁₀₀ /D _{100c} = 0.392 D _{1%h} = 0.491 [m] W _{1%h} = 313.451 [kg]	H ₁₀₀ /ΔD ₁₀₀ = Profundidad reducida H _{1%h} /ΔD _{1%h} = 2.741 D ₁₀₀ = 1.210 [m] W ₁₀₀ = 4.695 [Ton] D ₁₀₀ /D _{100c} = 0.392 D _{1%h} = 0.474 [m] W _{1%h} = 282.066 [kg]

H _d [m]	3.80	4.47	5.05	5.15	5.26	Talud H:V	S	P
W ₁₀₀ [Ton]	1.793	3.064	4.867	5.217	4.695			
W _{1%h} [kg]	107.72	184.12	292.40	313.45	282.07	2:1	5	0.53
T _p [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63	d=	3.40 [m]	

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA

Van der Meer (1988)

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa espectral: $H_{m0} = 4.489$ [m] Aguas profundas
 Periodo de Retorno: $T = 25$ [años]
 Periodos analizados: T_p de 10 a 16 segundos
 Dirección: SSW
 Densidad del agua de mar: $\rho_w = 1025$ [kg/m³]
 Tipo de coraza: Entrocado
 Densidad de la roca: $\rho_r = 2650$ [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: $\Delta_r = 1.5854$

Oleaje Propagado hasta Aguas Someras:

$H_{m0} = 2.78$ [m] $T_p = 9.56$ [seg] $H_{m0} = 3.13$ [m] $T_p = 11.57$ [seg] $H_{m0} = 3.39$ [m] $T_p = 14.00$ [seg] $H_{m0} = 3.59$ [m] $T_p = 15.39$ [seg] $H_{m0} = 3.67$ [m] $T_p = 16.63$ [seg]

Nivel de diseño:

Componentes: Referidas al NRS
 Marea astronómica: $\Delta Z_a = 1.79$ [m]
 Wind set-up: $\Delta Z_s = 0.05$ [m]
 Presión atmosférica: $\Delta Z_p = 0.11$ [m]
 Set-up de oleaje: $\Delta Z_o = 0.3$ [m]
 Variación Nivel medio del mar: $\Delta Z_m = 0.25$ [m]
 Nivel de diseño: $\Delta Z_T = 2.49$ [m]
 Profundidad: $d = -2.5$ [m]
 Columna de Agua: $h = 4.99$ [m]
 Pendiente del fondo: $\tan(\beta) = 0.036$
 Duración del Temporal: $t = 12$ [hrs]

Oleaje a Pie de Obra:

$H_{m0} = 2.95$ [m] $T_p = 9.56$ [seg]	$H_{m0} = 3.50$ [m] $T_p = 11.57$ [seg]	$H_{m0} = 3.60$ [m] $T_p = 14.00$ [seg]	$H_{m0} = 3.66$ [m] $T_p = 15.39$ [seg]	$H_{m0} = 3.78$ [m] $T_p = 16.63$ [seg]
Talud H:V = 3	Talud H:V = 3	Talud H:V = 3	Talud H:V = 3	Talud H:V = 3
$T_m = 7.48$ [seg] $L_{m0} = 87.325$ [m] $L_m = 49.181$ [m] $S_{0m} = 0.0338$ $\zeta_{0m} = 1.8124$	$T_m = 8.81$ [seg] $L_{m0} = 121.021$ [m] $L_m = 58.930$ [m] $S_{0m} = 0.0289$ $\zeta_{0m} = 1.9612$	$T_m = 10.43$ [seg] $L_{m0} = 169.949$ [m] $L_m = 70.724$ [m] $S_{0m} = 0.0212$ $\zeta_{0m} = 2.2900$	$T_m = 11.95$ [seg] $L_{m0} = 223.040$ [m] $L_m = 81.661$ [m] $S_{0m} = 0.0164$ $\zeta_{0m} = 2.6006$	$T_m = 13.20$ [seg] $L_{m0} = 271.771$ [m] $L_m = 90.531$ [m] $S_{0m} = 0.0139$ $\zeta_{0m} = 2.8280$
$H_{Dk} = 3.68$ [m] $S_{Dk} = 0.0747$ $\zeta_{2k} = 1.2193$	$H_{Dk} = 4.24$ [m] $S_{Dk} = 0.0720$ $\zeta_{2k} = 1.2426$	$H_{Dk} = 4.38$ [m] $S_{Dk} = 0.0620$ $\zeta_{2k} = 1.3388$	$H_{Dk} = 4.48$ [m] $S_{Dk} = 0.0548$ $\zeta_{2k} = 1.4239$	$H_{Dk} = 4.58$ [m] $S_{Dk} = 0.0506$ $\zeta_{2k} = 1.4819$
$H_{m0}/h = 0.5919$	$H_{m0}/h = 0.7006$	$H_{m0}/h = 0.7212$	$H_{m0}/h = 0.7344$	$H_{m0}/h = 0.7567$

Condición de Diseño: Daño intermedio

$S = 6$	$S = 6$	$S = 6$	$S = 6$	$S = 6$
Permeabilidad: $P = 0.5$ $\zeta_c = 2.8874$	Permeabilidad: $P = 0.5$ $\zeta_c = 2.8874$	Permeabilidad: $P = 0.5$ $\zeta_c = 2.8874$	Permeabilidad: $P = 0.5$ $\zeta_c = 2.8874$	Permeabilidad: $P = 0.5$ $\zeta_c = 2.8874$
Ola de Diseño: $H_D = 3.676$ [m]	Olas Activas: $H_D = 4.240$ [m]	Olas Activas: $H_D = 4.384$ [m]	Olas Activas: $H_D = 4.475$ [m]	Olas Activas: $H_D = 4.580$ [m]
$N_z = 5775$	$N_z = 4906$	$N_z = 4141$	$N_z = 3614$	$N_z = 3274$
$H_{D0}/\Delta D_{Dk0} = 3.433$ $D_{Dk0} = 0.675$ [m] $W_{Dk0} = 0.816$ [Ton] $D_{Dk0}/D_{Dk0} = 0.306$ $D_{Dk0} = 0.206$ [m] $W_{Dk0} = 23.291$ [kg]	$H_{D0}/\Delta D_{Dk0} = 3.355$ $D_{Dk0} = 0.797$ [m] $W_{Dk0} = 1.343$ [Ton] $D_{Dk0}/D_{Dk0} = 0.306$ $D_{Dk0} = 0.244$ [m] $W_{Dk0} = 38.330$ [kg]	$H_{D0}/\Delta D_{Dk0} = 3.157$ $D_{Dk0} = 0.876$ [m] $W_{Dk0} = 1.781$ [Ton] $D_{Dk0}/D_{Dk0} = 0.306$ $D_{Dk0} = 0.268$ [m] $W_{Dk0} = 50.808$ [kg]	$H_{D0}/\Delta D_{Dk0} = 3.004$ $D_{Dk0} = 0.940$ [m] $W_{Dk0} = 2.200$ [Ton] $D_{Dk0}/D_{Dk0} = 0.306$ $D_{Dk0} = 0.287$ [m] $W_{Dk0} = 62.770$ [kg]	$H_{D0}/\Delta D_{Dk0} = 2.909$ $D_{Dk0} = 0.993$ [m] $W_{Dk0} = 2.597$ [Ton] $D_{Dk0}/D_{Dk0} = 0.306$ $D_{Dk0} = 0.304$ [m] $W_{Dk0} = 74.092$ [kg]

H_D [m]	3.68	4.24	4.38	4.48	4.58	Talud H:V	S	P
W_{Dk0} [Ton]	0.816	1.343	1.781	2.200	2.597	3:1	6	0.5
W_{Dk0C} [kg]	23.29	38.33	50.81	62.77	74.09			
T_p [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	16.63	$d = 2.50$ [m]		

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA

Van der Meer (1988)

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa esperada: Hmo= 4.430 [m] Aguas profundas
 Período de Retorno: T= 25 [años]
 Períodos analizados: Tp= de 10 a 16 segundos
 Dirección: SSW
 Densidad del agua de mar: ρw= 1025 [kg/m³]
 Tipo de coraza: Enrocado
 Densidad de la roca: ρr= 2650 [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: Δr= 1.5854

Oleaje Propagado hasta Aguas Someras:

Hmo= 2.78 [m] Hmo= 3.13 [m] Hmo= 3.39 [m] Hmo= 3.59 [m] Hmo= 3.67 [m]
 Tp= 9.56 [seg] Tp= 11.57 [seg] Tp= 14.00 [seg] Tp= 15.39 [seg] Tp= 18.63 [seg]

Nivel de diseño:

Componentes: Referencias al NRS
 Marea astronómica ΔZa= 1.79 [m]
 Wind set-up ΔZs= 0.05 [m]
 Presión atmosférica ΔZp= 0.1 [m]
 Set-up de oleaje ΔZo= 0.3 [m]
 Variación Nivel medio del mar ΔZm= 0.25 [m]
 Nivel de diseño ΔZT= 2.49 [m]
 Profundidad: d= -3.95 [m]
 Columna de Agua: h= 6.44 [m]
 Pendiente del fondo: Tan(β)= 0.036
 Duración del Temporal: t= 12 [hrs]

Oleaje a Pila de Obra:

Hmo= 2.95 [m] Tp= 9.56 [seg]	Hmo= 3.46 [m] Tp= 11.57 [seg]	Hmo= 4.24 [m] Tp= 14.00 [seg]	Hmo= 4.54 [m] Tp= 15.39 [seg]	Hmo= 4.65 [m] Tp= 18.63 [seg]
Talud H:V= 3	Talud H:V= 3	Talud H:V= 3	Talud H:V= 3	Talud H:V= 3
Tm= 7.48 [seg] Lom= 87.325 [m] Lm= 54.832 [m] S _{0M} = 0.0338 ζ _{0M} = 1.8126	Tm= 8.81 [seg] Lom= 121.021 [m] Lm= 66.063 [m] S _{0M} = 0.0286 ζ _{0M} = 1.9721	Tm= 10.43 [seg] Lom= 169.849 [m] Lm= 78.600 [m] S _{0M} = 0.0250 ζ _{0M} = 2.1091	Tm= 11.95 [seg] Lom= 223.040 [m] Lm= 92.120 [m] S _{0M} = 0.0204 ζ _{0M} = 2.3360	Tm= 13.20 [seg] Lom= 271.771 [m] Lm= 102.258 [m] S _{0M} = 0.0171 ζ _{0M} = 2.5476
H _{0M} = 3.87 [m] S _{02M} = 0.0706 ζ _{2M} = 1.2544	H _{0M} = 4.43 [m] S _{02M} = 0.0670 ζ _{2M} = 1.2874	H _{0M} = 5.24 [m] S _{02M} = 0.0658 ζ _{2M} = 1.2995	H _{0M} = 5.56 [m] S _{02M} = 0.0604 ζ _{2M} = 1.3563	H _{0M} = 5.67 [m] S _{02M} = 0.0554 ζ _{2M} = 1.4157
Hmo/h= 0.4586	Hmo/h= 0.5369	Hmo/h= 0.6588	Hmo/h= 0.7052	Hmo/h= 0.7225

Condición de Diseño: Daño intermedio

S= 6	S= 6	S= 6	S= 6	S= 6
Permeabilidad: P= 0.5	Permeabilidad: P= 0.5	Permeabilidad: P= 0.5	Permeabilidad: P= 0.5	Permeabilidad: P= 0.5
ζ _c = 2.8874	ζ _c = 2.8874	ζ _c = 2.8874	ζ _c = 2.8874	ζ _c = 2.8874

Ola de Diseño:

H ₀ = 3.872 [m]	H ₀ = 4.429 [m]	H ₀ = 5.237 [m]	H ₀ = 5.564 [m]	H ₀ = 5.669 [m]
Olas Activas: Nz= 5775	Olas Activas: Nz= 4906	Olas Activas: Nz= 4141	Olas Activas: Nz= 3614	Olas Activas: Nz= 3274
H _{1M} /ΔD _{1M} = Profundidad reducida H _{2M} /ΔD _{2M} = 3.433	H _{1M} /ΔD _{1M} = Profundidad reducida H _{2M} /ΔD _{2M} = 3.345	H _{1M} /ΔD _{1M} = Profundidad reducida H _{2M} /ΔD _{2M} = 3.290	H _{1M} /ΔD _{1M} = Profundidad reducida H _{2M} /ΔD _{2M} = 3.169	H _{1M} /ΔD _{1M} = Profundidad reducida H _{2M} /ΔD _{2M} = 3.065
D _{1M} = 0.711 [m] W _{1M} = 0.954 [Ton] D _{1M} /D _{1M} = 0.306 D _{1M} = 0.217 [m] W _{1M} = 27.226 [kg]	D _{1M} = 0.835 [m] W _{1M} = 1.543 [Ton] D _{1M} /D _{1M} = 0.306 D _{1M} = 0.255 [m] W _{1M} = 44.037 [kg]	D _{1M} = 1.004 [m] W _{1M} = 2.683 [Ton] D _{1M} /D _{1M} = 0.306 D _{1M} = 0.307 [m] W _{1M} = 76.544 [kg]	D _{1M} = 1.107 [m] W _{1M} = 3.600 [Ton] D _{1M} /D _{1M} = 0.306 D _{1M} = 0.338 [m] W _{1M} = 102.710 [kg]	D _{1M} = 1.167 [m] W _{1M} = 4.209 [Ton] D _{1M} /D _{1M} = 0.306 D _{1M} = 0.357 [m] W _{1M} = 120.098 [kg]

H ₀ [m]	3.87	4.43	5.24	5.56	5.67	Talud H:V	S	P
W _{1M} [Ton]	0.954	1.543	2.683	3.600	4.209	3:1	6	0.5
W _{1M} [kg]	27.23	44.04	76.54	102.71	120.10			
Tp [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63	d=	3.95 [m]	

7.7 ANEXO N° 7: DIMENSIONAMIENTO DE LA CORAZA (MELBY).

DIMENSIONAMIENTO DE CORAZA
Melby 2005

Sección analizada: Tronco y Codo

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa espectral: Hmo= **4.480** [m] Aguas profundas
 Densidad del agua de mar: γ_w = 1025 [kg/m³]
 Densidad de la roca: γ_r = 2650 [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: Δr = 1.5854
 Tipo de coraza: **Enrocado**

Condición de diseño: Daño intermedio

Oleaje en aguas someras:						
Altura significativa espectral	Hmo [m]:	2.95	3.50	3.60	3.66	3.78
Periodo Peak:	Tp [seg]:	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63
Periodo medio:	Tm [seg]:	7.48	8.81	10.43	11.95	13.20

Duración del temporal:	t=	12 [hrs]				
Olas Activas:	Nz=	5775	4906	4141	3614	3274

Componentes:

Referidas al NRS.

Marea astronómica: ΔZ_1 = 1.79 [m]
 Wind set-up: ΔZ_2 = 0.05 [m]
 Presión atmosférica: ΔZ_3 = 0.1 [m]
 Set-up de oleaje: ΔZ_4 = 0.3 [m]
 Variación Nivel medio del mar: ΔZ_5 = 0.25 [m]
 Nivel de diseño: ΔZT = 2.49 [m]

Profundidad a pie de obra: d= 2.5 [m]

Profundidad de diseño: h= 4.99 [m]

Parametros de la formulación:

A_0 =	0.221	0.311	0.330	0.342	0.363
A_1 =	0.221	0.207	0.205	0.203	0.201
$M/\rho gh^2$ =	0.624	0.879	0.987	1.074	1.172
K_a =	1				
M_0 =	15925.41	22436.36	25200.75	27417.63	29908.22
L_u =	49.18	58.93	70.72	81.66	90.53
S_u =	0.0601	0.0593	0.0509	0.0449	0.0417

Talud del dique o defensa:

$Cot(\alpha)$ = 2.00

Nivel de daño:

S= 5

Permeabilidad:

P= 0.5

S_{uc} = 0.021 0.021 0.021 0.021 0.021

Tipo de rotura:

Plunging Plunging Plunging Plunging Plunging

$\sin Z^{0.4}$ =	0.0658	0.0714	0.0777	0.0832	0.0874
Nm=	3.622	3.681	3.744	3.796	3.833
D_{N50} [m]=	0.864	1.009	1.052	1.082	1.119
W_{N50} [ton]=	1.711	2.725	3.083	3.358	3.714

Resumen de calculos

Tp [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63	$Cot(\alpha)$	S	P
Hmo [m]	2.95	3.50	3.60	3.66	3.78			
D_{N50} [m]	0.864	1.009	1.052	1.082	1.12			
W_{N50} [ton]	1.711	2.725	3.083	3.358	3.714			
						2.00	5	0.5

DIMENSIONAMIENTO DE CORAZ/
Melby 2005

Sección analizada: **Cabezo**

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa espectral: Hmo= **4.480** [m] Aguas profundas
 Densidad del agua de mar: γ_w = 1025 [kg/m³]
 Densidad de la roca: γ_r = 2650 [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: Δ_r = 1.5854

Tipo de coraza: **Enrocado**

Condición de diseño: Daño intermedio

Oleaje en aguas someras:

Altura significativa espectral	Hmo [m]:	2.95	3.59	4.14	4.21	4.32
Periodo Peak:	TP [seg]:	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63
Periodo medio:	Tm [seg]:	7.48	8.81	10.43	11.95	13.20

Duración del temporal:

t=	12 [hrs]					
Olas Activas:	Nz=	5775	4906	4141	3614	3274

Componentes:

Referidas al NRS:

Marea astronómica ΔZ_1 = 1.79 [m]
 Wind set-up ΔZ_2 = 0.05 [m]
 Presión atmosférica ΔZ_3 = 0.1 [m]
 Set-up de oleaje ΔZ_4 = 0.3 [m]
 Variación Nivel medio del mar ΔZ_5 = 0.25 [m]
 Nivel de diseño ΔZT = 2.49 [m]

Profundidad a pie de obra: d= [m]

Profundidad de diseño: h= [m]

Parametros de la formulación:

A_0 =	0.158	0.234	0.313	0.323	0.341
A_1 =	0.236	0.218	0.207	0.205	0.203
$M_0/\rho g h^2$ =	0.460	0.677	0.917	0.995	1.079
K_a =	<input type="text" value="1"/>				
M_1 =	16347.50	24088.92	32605.41	35365.90	38373.09
L_{M1} =	52.82	63.50	76.40	88.33	98.01
S_{M1} =	0.0559	0.0565	0.0542	0.0476	0.0441

Talud del dique o defensa: Cot(α)=

Nivel de daño: S=

Permeabilidad: P=

S_{M2} =

Tipo de rotura:

$S/Nz^{0.5}$ =	0.0658	0.0714	0.0777	0.0832	0.0874
Nm=	3.622	3.681	3.744	3.796	3.833
D_{N50} [m]=	0.876	1.046	1.196	1.229	1.268
W_{N50} [ton]=	1.780	3.031	4.537	4.920	5.398

Resumen de calculos

TP [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63	Cot(α)	S	P
Hmo [m]	2.95	3.59	4.14	4.21	4.32			
D_{N50} [m]	0.876	1.046	1.196	1.229	1.268			
W_{N50} [ton]	1.780	3.031	4.537	4.920	5.398			

DIMENSIONAMIENTO DE CORAZA/

Melby:

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa espectral: Hmo= **4.480** [m] Aguas profundas
 Densidad del agua de mar: γ_w = 1025 [kg/m³]
 Densidad de la roca: γ_r = 2650 [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: Δr = 1.5854
 Tipo de coraza: **Enrocado**

Condición de diseño: Inicio de Avería

Oleaje en aguas someras:

Altura significativa espectral	Hmo [m]:	2.95	3.50	3.60	3.66	3.78
Periodo Peak:	Tp [seg]:	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63
Periodo medio:	Tm [seg]:	7.48	8.81	10.43	11.95	13.20

Duración del temporal:

t=	12 [hrs]					
Olas Activas:	Nz=	5775	4906	4141	3614	3274

Componentes:

Referidas al NRS.

Marea astronómica ΔZ_1 = 1.79 [m]
 Wind set-up ΔZ_2 = 0.05 [m]
 Presión atmosférica ΔZ_3 = 0.1 [m]
 Set-up de oleaje ΔZ_4 = 0.3 [m]
 Variación Nivel medio del mar ΔZ_5 = 0.25 [m]
 Nivel de diseño ΔZT = 2.49 [m]

Profundidad a pie de obra: d= [m]

Profundidad de diseño: h= [m]

Parametros de la formulación:

A ₀ =	0.221	0.311	0.330	0.342	0.363
A ₁ =	0.221	0.207	0.205	0.203	0.201
M ₀ /ρgh ² =	0.624	0.879	0.987	1.074	1.172
K _a =	<input type="text" value="1"/>				
M ₁ =	15925.41	22436.36	25200.75	27417.63	29908.22
L ₁ =	49.18	58.93	70.72	81.66	90.53
S ₁ =	0.0601	0.0593	0.0509	0.0449	0.0417

Talud del dique o defensa: Cot(α)=

Nivel de daño: S=

Permeabilidad: P=

S _{MC} =	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175
-------------------	--------	--------	--------	--------	--------

Tipo de rotura:

	Plunging	Plunging	Plunging	Plunging	Plunging
S/Nz ^{0.5} =	0.0790	0.0857	0.0932	0.0998	0.1049
N _m =	4.801	4.676	4.756	4.821	4.869
D _{N50} [m]=	0.680	0.795	0.828	0.852	0.881
W _{N50} [ton]=	0.835	1.329	1.504	1.639	1.812

Resumen de calculos

Tp [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63	Cot(α)	S	P
Hmo [m]	2.95	3.50	3.60	3.66	3.78			
D _{N50} [m]	0.68	0.79	0.83	0.85	0.88			
W _{N50} [ton]	0.835	1.329	1.504	1.639	1.812			

DIMENSIONAMIENTO DE CORAZA/

Melby:

PARAMETROS GENERALES

Altura significativa espectral: Hmo= **4.480** [m] Aguas profundas
 Densidad del agua de mar: γ_w = 1025 [kg/m³]
 Densidad de la roca: γ_r = 2650 [kg/m³]
 Coeficiente de densidades: Δ_r = 1.5854
 Tipo de coraza: **Enrocado**

Condición de diseño: Inicio de Avenia

Oleaje en aguas someras:

Altura significativa espectral	Hmo [m]	2.95	3.46	4.24	4.54	4.65
Periodo Peak	Tp [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63
Periodo medio	Tm [seg]	7.48	8.81	10.43	11.95	13.20

Duración del temporal:

t=	12 [hrs]					
Olas Activas	Nz=	5775	4906	4141	3614	3274

Componentes:

Referidas al NRS.

Marea astronómica ΔZ_1 = 1.79 [m]
 Wind set-up ΔZ_2 = 0.05 [m]
 Presión atmosférica ΔZ_3 = 0.1 [m]
 Set-up de oleaje ΔZ_4 = 0.3 [m]
 Variación Nivel medio del mar ΔZ_5 = 0.25 [m]
 Nivel de diseño ΔZT = 2.49 [m]

Profundidad a pie de obra: d= **3.95** [m]

Profundidad de diseño: h= **6.44** [m]

Parametros de la formulación:

A ₀ =	0.132	0.181	0.274	0.315	0.331
A ₁ =	0.244	0.230	0.212	0.206	0.204
M ₁ /ρgh ² =	0.390	0.542	0.810	0.956	1.035
K _a =	1				
M ₁ =	16570.32	23034.17	34441.60	40647.87	43987.57
L ₁ =	54.83	66.06	79.60	92.12	102.26
S _u =	0.0539	0.0523	0.0533	0.0493	0.0455

Talud del dique o defensa: Cot(α)= **3.00**

Nivel de daño: S= **6**

Permeabilidad: P= **0.5**

S _u =	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175
------------------	--------	--------	--------	--------	--------

Tipo de rotura:

	Plunging	Plunging	Plunging	Plunging	Plunging
--	----------	----------	----------	----------	----------

S/Nz^{0.5}= 0.0790 0.0857 0.0932 0.0998 0.1049

N_m= 4.601 4.676 4.756 4.821 4.869

D_{N50} [m]= 0.694 0.805 0.968 1.037 1.068

W_{N50} [ton]= 0.886 1.383 2.403 2.958 3.233

Resumen de calculos

Tp [seg]	9.56	11.57	14.00	15.39	18.63	Cot(α)	S	P
Hmo [m]	2.95	3.46	4.24	4.54	4.65			
D _{N50} [m]	0.694	0.805	0.968	1.037	1.068			
W _{N50} [ton]	0.886	1.383	2.403	2.958	3.233	3.00	6	0.5

7.8 ANEXO N° 8: CALCULO DE SOBREPASO

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: Enrocado

Sección: Cabezo

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma:
Cot(α₁)= **2.00**
Talud sobre la berma:
Cot(α₂)= **2.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
Tm= 25 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
d= Profundidad al pie del rompeolas

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**
Nivel Max= **2.490 [m]**
Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
Cta. C Espd= **7.000 [m]**
Cta C filtro= **3.794 [m]**
Cta C Nucleo= **3.500 [m]**
Cota pie del rompeolas= **-3.400 [m]**
Cota berma inferior= **2.500 [m]**
Ancho berma inferior= **6.000 [m]**

g= Aceleración de Gravedad
Rc= Francobordo
Tp= Período Peak
Ge= Ancho berma de coronamiento.
Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
Dir_n= Dirección de la normal al rompeolas.
m= Pendiente del lecho marino
B= Ancho berma en el pie del rompeolas
Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.
g= 9.806 [m/seg²]
Ge= 4.310 [m]
m= 0.036

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.95 [m]	Hmo= 3.59 [m]	Hmo= 4.14 [m]	Hmo= 4.21 [m]	Hmo= 4.32 [m]
d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]
Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 18.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54**

Factor de reducción por berma superior:

Cr= **0.34** Cr= **0.51** Cr= **0.64** Cr= **0.66** Cr= **0.69**

Factor de reducción por rugosidad:

γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{geom} = 17.82 [m]	L _{geom} = 20.36 [m]	L _{geom} = 22.57 [m]	L _{geom} = 22.84 [m]	L _{geom} = 23.28 [m]
d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]
f _g = 0.34	f _g = 0.29	f _g = 0.27	f _g = 0.26	f _g = 0.26
r _{0g} = 0.00	r _{0g} = 0.00	r _{0g} = 0.00	r _{0g} = 0.00	r _{0g} = 0.00
Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas: γ _B = 0.66	γ _B = 0.71	γ _B = 0.73	γ _B = 0.74	γ _B = 0.74

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100%} = 23.72 [m]	L _{100%} = 25.79 [m]	L _{100%} = 35.81 [m]	L _{100%} = 38.56 [m]	L _{100%} = 43.19 [m]
Tan α _{EQ} = 0.50	Tan α _{EQ} = 0.54	Tan α _{EQ} = 0.42	Tan α _{EQ} = 0.39	Tan α _{EQ} = 0.35
T _{1,0%} = 8.69 [seg]	T _{1,0%} = 10.52 [seg]	T _{1,0%} = 12.73 [seg]	T _{1,0%} = 13.99 [seg]	T _{1,0%} = 16.94 [seg]
Lo _{1,0%} = 117.83 [m]	Lo _{1,0%} = 172.59 [m]	Lo _{1,0%} = 252.69 [m]	Lo _{1,0%} = 305.36 [m]	Lo _{1,0%} = 447.47 [m]
s= 0.025	s= 0.021	s= 0.016	s= 0.014	s= 0.010
ξ _{M1,0%} = 3.158	ξ _{M1,0%} = 3.773	ξ _{M1,0%} = 3.256	ξ _{M1,0%} = 3.303	ξ _{M1,0%} = 3.546
Estimación inicial del runup: Ru _{0%} = 1.336 [m]	Ru _{0%} = 1.765 [m]	Ru _{0%} = 2.082 [m]	Ru _{0%} = 2.128 [m]	Ru _{0%} = 2.219 [m]
L _{100%} = 21.18 [m]	L _{100%} = 24.31 [m]	L _{100%} = 33.31 [m]	L _{100%} = 36.14 [m]	L _{100%} = 41.27 [m]
Tan α _{EQ} = 0.38	Tan α _{EQ} = 0.39	Tan α _{EQ} = 0.30	Tan α _{EQ} = 0.28	Tan α _{EQ} = 0.25
ξ _{M1,0%} = 2.400	ξ _{M1,0%} = 2.707	ξ _{M1,0%} = 2.373	ξ _{M1,0%} = 2.385	ξ _{M1,0%} = 2.511

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 6.51E-10 [m ³ /seg-m]	q= 1.14E-06 [m ³ /seg-m]	q= 3.88E-06 [m ³ /seg-m]	q= 6.02E-06 [m ³ /seg-m]	q= 2.17E-05 [m ³ /seg-m]
Máximo: q= 1.14E-08 [m ³ /seg-m]	q= 5.83E-07 [m ³ /seg-m]	q= 6.94E-06 [m ³ /seg-m]	q= 8.93E-06 [m ³ /seg-m]	q= 1.35E-05 [m ³ /seg-m]

Sobrepaso efectivo: q= 6.51E-10 [m ³ /seg-m] q= 0.000 [ts/seg-m]	q= 5.83E-07 [m ³ /seg-m] q= 0.001 [ts/seg-m]	q= 3.88E-06 [m ³ /seg-m] q= 0.004 [ts/seg-m]	q= 6.02E-06 [m ³ /seg-m] q= 0.006 [ts/seg-m]	q= 1.35E-05 [m ³ /seg-m] q= 0.013 [ts/seg-m]
---	--	--	--	--

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: Enrocado

Sección: Cabezo

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma: Cot(α_1)= **2.00**
 Talud sobre la berma: Cot(α_2)= **2.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
 Tr= 5 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
 d= Profundidad al pie del rompeolas
 g= Aceleración de Gravedad
 Rc= Francobordo
 Tp= Periodo Peak
 Ge= Ancho berma de coronamiento.
 Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
 Dir_n= Dirección de la normal al rompeolas.
 m= Pendiente del lecho marino
 B= Ancho berma en el pie del rompeolas

Definición de Cotas y dimensiones:
 NRS= **0.000 [m]**
 Nivel Max= **2.490 [m]**
 Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
 Cta. C Espd= **7.000 [m]**
 Cta C filtro= **3.794 [m]**
 Cta C Nucleo= **3.500 [m]**
 Cota pie del rompeolas= **-3.400 [m]**
 Cota berma inferior= **2.500 [m]**
 Ancho berma inferior= **6.000 [m]**

Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.
 $g = 9.806 [m/seg^2]$
 $Ge = 4.310 [m]$
 $m = 0.036$

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.92 [m]	Hmo= 3.20 [m]	Hmo= 3.92 [m]	Hmo= 4.18 [m]	Hmo= 4.31 [m]
d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]	d= 5.89 [m]
Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]	Rc= 4.51 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 16.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

$\beta = 73.00 [Deg]$	$\beta = 73.00 [Deg]$	$\beta = 73.00 [Deg]$	$\beta = 73.00 [Deg]$	$\beta = 73.00 [Deg]$
-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

$\gamma_{\beta} = 0.54$	$\gamma_{\beta} = 0.54$	$\gamma_{\beta} = 0.54$	$\gamma_{\beta} = 0.54$	$\gamma_{\beta} = 0.54$
-------------------------	-------------------------	-------------------------	-------------------------	-------------------------

Factor de reducción por berma superior:

Cr= 0.33	Cr= 0.40	Cr= 0.59	Cr= 0.65	Cr= 0.68
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Factor de reducción por rugosidad:

$\gamma_f = 0.40$	$\gamma_f = 0.40$	$\gamma_f = 0.40$	$\gamma_f = 0.40$	$\gamma_f = 0.40$
-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{2em} = 17.66 [m]	L _{2em} = 18.78 [m]	L _{2em} = 21.67 [m]	L _{2em} = 22.71 [m]	L _{2em} = 23.23 [m]
d _B = 0.01 [m]	d _B = 0.01 [m]	d _B = 0.01 [m]	d _B = 0.01 [m]	d _B = 0.01 [m]
r _B = 0.34	r _B = 0.32	r _B = 0.28	r _B = 0.26	r _B = 0.26
r _{GB} = 0.00	r _{GB} = 0.00	r _{GB} = 0.00	r _{GB} = 0.00	r _{GB} = 0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:

$\gamma_B = 0.66$	$\gamma_B = 0.68$	$\gamma_B = 0.72$	$\gamma_B = 0.74$	$\gamma_B = 0.74$
-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100%} = 23.50 [m]	L _{100%} = 24.61 [m]	L _{100%} = 26.77 [m]	L _{100%} = 37.24 [m]	L _{100%} = 42.71 [m]
Tan α_{EO} = 0.50	Tan α_{EO} = 0.52	Tan α_{EO} = 0.57	Tan α_{EO} = 0.40	Tan α_{EO} = 0.35
T _{-1,0} = 8.69 [seg]	T _{-1,0} = 10.52 [seg]	T _{-1,0} = 12.73 [seg]	T _{-1,0} = 13.99 [seg]	T _{-1,0} = 16.94 [seg]
Lo _{-1,0} = 117.83 [m]	Lo _{-1,0} = 172.59 [m]	Lo _{-1,0} = 252.69 [m]	Lo _{-1,0} = 305.36 [m]	Lo _{-1,0} = 447.47 [m]
s= 0.025	s= 0.019	s= 0.016	s= 0.014	s= 0.010

Estimación inicial del runup:

$\xi_{M,1,0}$ = 3.178	$\xi_{M,1,0}$ = 3.786	$\xi_{M,1,0}$ = 4.544	$\xi_{M,1,0}$ = 3.430	$\xi_{M,1,0}$ = 3.588
Ru _{2%} = 1.314 [m]	Ru _{2%} = 1.517 [m]	Ru _{2%} = 2.017 [m]	Ru _{2%} = 2.118 [m]	Ru _{2%} = 2.215 [m]
L _{100%} = 21.10 [m]	L _{100%} = 23.16 [m]	L _{100%} = 26.77 [m]	L _{100%} = 35.08 [m]	L _{100%} = 40.87 [m]
Tan α_{EO} = 0.38	Tan α_{EO} = 0.37	Tan α_{EO} = 0.38	Tan α_{EO} = 0.29	Tan α_{EO} = 0.25
$\xi_{M,1,0}$ = 2.394	$\xi_{M,1,0}$ = 2.703	$\xi_{M,1,0}$ = 3.052	$\xi_{M,1,0}$ = 2.465	$\xi_{M,1,0}$ = 2.536

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 4.07E-10 [m³/seg-m]	q= 6.90E-08 [m³/seg-m]	q= 3.58E-05 [m³/seg-m]	q= 8.16E-06 [m³/seg-m]	q= 2.35E-05 [m³/seg-m]
Máximo: q= 8.57E-09 [m³/seg-m]	q= 6.06E-08 [m³/seg-m]	q= 2.74E-06 [m³/seg-m]	q= 7.92E-06 [m³/seg-m]	q= 1.29E-05 [m³/seg-m]
Sobrepaso efectivo: q= 4.07E-10 [m³/seg-m]	q= 6.06E-08 [m³/seg-m]	q= 2.74E-06 [m³/seg-m]	q= 7.92E-06 [m³/seg-m]	q= 1.29E-05 [m³/seg-m]
q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.003 [lts/seg-m]	q= 0.008 [lts/seg-m]	q= 0.013 [lts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Enrocado**

Sección: Codo de transición

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma:
Cot(α_1)= **2.00**
Talud sobre la berma:
Cot(α_2)= **2.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
Tr= 25 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
d= Profundidad al pie del rompeolas
g= Aceleración de Gravedad
Rc= Francobordo
Tp= Período Peak
Ge= Ancho berma de coronamiento.
Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
Dirn= Dirección de la normal al rompeolas.
m= Pendiente del lecho marino

Definición de Cotas y dimensiones:
NRS= **0.000 [m]**
Nivel Max= **2.490 [m]**
Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
Cta. C Espd= **8.000 [m]**
Cta C filtro= **4.074 [m]**
Cta C Nucleo= **3.500 [m]**
Cota pie del rompeolas= **-2.500 [m]**
Cota berma inferior= **2.500 [m]**
Ancho berma inferior= **4.000 [m]**

B= Ancho berma en el pie del rompeolas
Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.
g= 9.806 [m/seg²]
Ge= 3.900 [m]
m= 0.036

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.95 [m]	Hmo= 3.50 [m]	Hmo= 3.60 [m]	Hmo= 3.66 [m]	Hmo= 3.78 [m]
d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]
Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 18.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dirn= 166.00 [Deg]	Dirn= 166.00 [Deg]	Dirn= 166.00 [Deg]	Dirn= 166.00 [Deg]	Dirn= 166.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

β = 62.00 [Deg]	β = 62.00 [Deg]	β = 62.00 [Deg]	β = 62.00 [Deg]	β = 62.00 [Deg]
-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

γ_{β} = 0.61	γ_{β} = 0.61	γ_{β} = 0.61	γ_{β} = 0.61	γ_{β} = 0.61
--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------

Factor de reducción por berma superior:

Cr= 0.42	Cr= 0.57	Cr= 0.60	Cr= 0.62	Cr= 0.65
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Factor de reducción por rugosidad:

γ_f = 0.40	γ_f = 0.40	γ_f = 0.40	γ_f = 0.40	γ_f = 0.40
--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L_{berm} = 17.62 [m]	L_{berm} = 19.98 [m]	L_{berm} = 20.39 [m]	L_{berm} = 20.66 [m]	L_{berm} = 21.10 [m]
d_b = 0.01 [m]	d_b = 0.01 [m]	d_b = 0.01 [m]	d_b = 0.01 [m]	d_b = 0.01 [m]
f_b = 0.34	f_b = 0.30	f_b = 0.29	f_b = 0.29	f_b = 0.28
f_{0a} = 0.00	f_{0a} = 0.00	f_{0a} = 0.00	f_{0a} = 0.00	f_{0a} = 0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:

γ_b = 0.66	γ_b = 0.70	γ_b = 0.71	γ_b = 0.71	γ_b = 0.72
--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L_{slope} = 23.72 [m]	L_{slope} = 33.53 [m]	L_{slope} = 38.11 [m]	L_{slope} = 41.05 [m]	L_{slope} = 45.71 [m]
$Tan\alpha_{EG}$ = 0.50	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.38	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.34	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.31	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.29
$T_{1,p}$ = 8.69 [seg]	$T_{1,p}$ = 10.52 [seg]	$T_{1,p}$ = 12.73 [seg]	$T_{1,p}$ = 13.99 [seg]	$T_{1,p}$ = 16.94 [seg]
$Lo_{1,p}$ = 117.83 [m]	$Lo_{1,p}$ = 172.59 [m]	$Lo_{1,p}$ = 252.69 [m]	$Lo_{1,p}$ = 305.36 [m]	$Lo_{1,p}$ = 447.47 [m]
s= 0.025	s= 0.020	s= 0.014	s= 0.012	s= 0.008

Estimación inicial del runup:

$\xi_{M,1,p}$ = 3.158	$\xi_{M,1,p}$ = 2.677	$\xi_{M,1,p}$ = 2.618	$\xi_{M,1,p}$ = 2.863	$\xi_{M,1,p}$ = 3.105
Ru_{2h} = 1.507 [m]	Ru_{2h} = 1.839 [m]	Ru_{2h} = 1.923 [m]	Ru_{2h} = 1.973 [m]	Ru_{2h} = 2.074 [m]
L_{slope} = 21.18 [m]	L_{slope} = 28.39 [m]	L_{slope} = 32.95 [m]	L_{slope} = 35.78 [m]	L_{slope} = 40.90 [m]
$Tan\alpha_{EG}$ = 0.39	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.32	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.27	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.25	$Tan\alpha_{EG}$ = 0.22
$\xi_{M,1,p}$ = 2.471	$\xi_{M,1,p}$ = 2.222	$\xi_{M,1,p}$ = 2.277	$\xi_{M,1,p}$ = 2.290	$\xi_{M,1,p}$ = 2.414

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 2.74E-10 [m ³ /seg-m]	q= 5.76E-09 [m ³ /seg-m]	q= 2.30E-08 [m ³ /seg-m]	q= 4.36E-08 [m ³ /seg-m]	q= 2.60E-07 [m ³ /seg-m]
q= 3.07E-09 [m ³ /seg-m]	q= 1.18E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.08E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.95E-07 [m ³ /seg-m]	q= 5.19E-07 [m ³ /seg-m]

Sobrepaso efectivo:

q= 2.74E-10 [m ³ /seg-m]	q= 5.76E-09 [m ³ /seg-m]	q= 2.30E-08 [m ³ /seg-m]	q= 4.36E-08 [m ³ /seg-m]	q= 2.60E-07 [m ³ /seg-m]
q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Enrocado**

Sección: Codo de transición

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma:
Cot(α_1)= **2.00**
Talud sobre la berma:
Cot(α_2)= **2.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
Tr= 5 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas

d= Profundidad al pie del rompeolas

g= Aceleración de Gravedad

Rc= Francobordo

Tp= Período Peak

Ge= Ancho berma de coronamiento.

Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura

Dirn= Dirección de la normal al rompeolas.

m= Pendiente del lecho marino

B= Ancho berma en el pie del rompeolas

Fórmula válida para cota de coronamiento de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.

g= 9.806 [m/seg²]

Ge= 3.900 [m]

m= 0.036

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**

Nivel Max= **2.490 [m]**

Cta. C Coraza= **6.300 [m]**

Cta. C Espald= **8.000 [m]**

Cta C filtro= **4.074 [m]**

Cta C Nucleo= **3.500 [m]**

Cota pie del rompeolas= **-2.500 [m]**

Cota berma inferior= **2.500 [m]**

Ancho berma inferior= **4.000 [m]**

Parámetros de Diseño:

Hmo=	2.92 [m]	Hmo=	3.32 [m]	Hmo=	3.56 [m]	Hmo=	3.63 [m]	Hmo=	3.76 [m]
d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]
Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]
Tp=	9.56 [seg]	Tp=	11.57 [seg]	Tp=	14 [seg]	Tp=	15.39 [seg]	Tp=	18.63 [seg]
Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]
Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61**

Factor de reducción por berma superior:

Cr= **0.41** Cr= **0.52** Cr= **0.59** Cr= **0.61** Cr= **0.65**

Factor de reducción por rugosidad:

γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]
L _{berm} =	17.66 [m]	L _{berm} =	19.27 [m]	L _{berm} =	20.24 [m]	L _{berm} =	20.53 [m]	L _{berm} =	21.06 [m]
d _B =	0.01 [m]	d _B =	0.01 [m]	d _B =	0.01 [m]	d _B =	0.01 [m]	d _B =	0.01 [m]
t _B =	0.34	t _B =	0.31	t _B =	0.30	t _B =	0.29	t _B =	0.28
t _{0B} =	0.00	t _{0B} =	0.00	t _{0B} =	0.00	t _{0B} =	0.00	t _{0B} =	0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:

γ_B = **0.66** γ_B = **0.69** γ_B = **0.70** γ_B = **0.71** γ_B = **0.72**

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100%} =	23.50 [m]	L _{100%} =	25.90 [m]	L _{100%} =	36.36 [m]	L _{100%} =	39.63 [m]	L _{100%} =	45.23 [m]
Tan α_{100} =	0.50	Tan α_{100} =	0.50	Tan α_{100} =	0.35	Tan α_{100} =	0.32	Tan α_{100} =	0.29
T _{1,10}} =	8.69 [seg]	T _{1,10}} =	10.52 [seg]	T _{1,10}} =	12.73 [seg]	T _{1,10}} =	13.99 [seg]	T _{1,10}} =	16.94 [seg]
LO _{1,10}} =	117.83 [m]	LO _{1,10}} =	172.59 [m]	LO _{1,10}} =	252.69 [m]	LO _{1,10}} =	305.36 [m]	LO _{1,10}} =	447.47 [m]
s=	0.025	s=	0.019	s=	0.014	s=	0.012	s=	0.008

Estimación inicial del runup:

$\xi_{M,1,0}$ =	3.178	$\xi_{M,1,0}$ =	3.607	$\xi_{M,1,0}$ =	2.963	$\xi_{M,1,0}$ =	2.971	$\xi_{M,1,0}$ =	3.139
Ru _{2%} =	1.483 [m]	Ru _{2%} =	1.787 [m]	Ru _{2%} =	1.910 [m]	Ru _{2%} =	1.962 [m]	Ru _{2%} =	2.069 [m]
L _{100%} =	21.10 [m]	L _{100%} =	23.16 [m]	L _{100%} =	31.61 [m]	L _{100%} =	34.67 [m]	L _{100%} =	40.48 [m]
Tan α_{100} =	0.39	Tan α_{100} =	0.39	Tan α_{100} =	0.28	Tan α_{100} =	0.26	Tan α_{100} =	0.22
$\xi_{M,1,0}$ =	2.465	$\xi_{M,1,0}$ =	2.842	$\xi_{M,1,0}$ =	2.385	$\xi_{M,1,0}$ =	2.368	$\xi_{M,1,0}$ =	2.439

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q=	1.68E-10 [m ³ /seg-m]	q=	1.35E-07 [m ³ /seg-m]	q=	4.09E-08 [m ³ /seg-m]	q=	6.90E-08 [m ³ /seg-m]	q=	2.89E-07 [m ³ /seg-m]
Máximo:									
q=	2.27E-09 [m ³ /seg-m]	q=	3.90E-08 [m ³ /seg-m]	q=	1.68E-07 [m ³ /seg-m]	q=	2.90E-07 [m ³ /seg-m]	q=	4.90E-07 [m ³ /seg-m]
Sobrepaso efectivo:									
q=	1.68E-10 [m ³ /seg-m]	q=	3.90E-08 [m ³ /seg-m]	q=	4.09E-08 [m ³ /seg-m]	q=	6.90E-08 [m ³ /seg-m]	q=	2.89E-07 [m ³ /seg-m]
q=	0.000 [ts/seg-m]	q=	0.000 [ts/seg-m]	q=	0.000 [ts/seg-m]	q=	0.000 [ts/seg-m]	q=	0.000 [ts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR					
Elementos de Coraza: Enrocado					
Sección: Tronco					
Talud del rompeolas:	Talud bajo la berma: Cot(α_1)= 2.00		Talud sobre la berma: Cot(α_2)= 2.00		
Condición de Diseño:	Régimen Extremal	Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas			
Tr=	25 [Años]	d= Profundidad al pie del rompeolas			
Definición de Cotas y dimensiones:		g= Aceleración de Gravedad			
NRS=	0.000 [m]	Rc= Francobordo			
Nivel Max=	2.490 [m]	Tp= Periodo Peak			
Cta. C Coraza=	6.300 [m]	Ge= Ancho berma de coronamiento.			
Cta. C Espald=	6.500 [m]	Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura			
Cta C filtro=	4.074 [m]	Dirn= Dirección de la normal al rompeolas.			
Cta C Nucleo=	3.500 [m]	m= Pendiente del lecho marino			
Cota pie del rompeolas=	-2.500 [m]	B= Ancho berma en el pie del rompeolas			
Cota berma inferior=	2.500 [m]	Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.			
Ancho berma inferior=	4.000 [m]	g= 9.806 [m/seg ²]			
		Ge= 3.900 [m]			
		m= 0.036			
Parámetros de Diseño:					
Hmo=	2.95 [m]	Hmo=	3.50 [m]	Hmo=	3.60 [m]
d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]
Rc=	4.01 [m]	Rc=	4.01 [m]	Rc=	4.01 [m]
TP=	9.56 [seg]	TP=	11.57 [seg]	TP=	14 [seg]
Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]
Dirn=	155.00 [Deg]	Dirn=	155.00 [Deg]	Dirn=	155.00 [Deg]
Hmo=	3.66 [m]	Hmo=	3.78 [m]	Hmo=	3.78 [m]
d=	4.98 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]
Rc=	4.01 [m]	Rc=	4.01 [m]	Rc=	4.01 [m]
TP=	15.39 [seg]	TP=	18.63 [seg]	TP=	18.63 [seg]
Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]
Dirn=	155.00 [Deg]	Dirn=	155.00 [Deg]	Dirn=	155.00 [Deg]
Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:					
β =	73.00 [Deg]	β =	73.00 [Deg]	β =	73.00 [Deg]
Factor de reducción por incidencia del oleaje:					
γ_{μ} =	0.54	γ_{μ} =	0.54	γ_{μ} =	0.54
Factor de reducción por berma superior:					
Cr=	0.42	Cr=	0.57	Cr=	0.60
Factor de reducción por rugosidad:					
γ_f =	0.40	γ_f =	0.40	γ_f =	0.40
Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:					
B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]
L _{sem} =	17.82 [m]	L _{sem} =	19.98 [m]	L _{sem} =	20.39 [m]
d _h =	0.01 [m]	d _h =	0.01 [m]	d _h =	0.01 [m]
r _h =	0.34	r _h =	0.30	r _h =	0.29
r _{ca} =	0.00	r _{ca} =	0.00	r _{ca} =	0.00
Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:					
γ_B =	0.66	γ_B =	0.70	γ_B =	0.71
Determinación de la pendiente media del rompeolas:					
L _{sof} =	22.88 [m]	L _{sof} =	31.06 [m]	L _{sof} =	35.33 [m]
Tan α_{50} =	0.52	Tan α_{50} =	0.42	Tan α_{50} =	0.37
T _{1,0}} =	8.69 [seg]	T _{1,0}} =	10.52 [seg]	T _{1,0}} =	12.73 [seg]
Lo _{1,0}} =	117.83 [m]	Lo _{1,0}} =	172.59 [m]	Lo _{1,0}} =	252.69 [m]
s=	0.025	s=	0.020	s=	0.014
$\xi_{M1,0}$ =	3.315	$\xi_{M1,0}$ =	2.941	$\xi_{M1,0}$ =	3.084
Estimación inicial del runup:					
Ru _{th} =	1.344 [m]	Ru _{th} =	1.652 [m]	Ru _{th} =	1.726 [m]
L _{sof} =	21.49 [m]	L _{sof} =	28.92 [m]	L _{sof} =	33.48 [m]
Tan α_{50} =	0.37	Tan α_{50} =	0.30	Tan α_{50} =	0.26
$\xi_{M1,0}$ =	2.354	$\xi_{M1,0}$ =	2.114	$\xi_{M1,0}$ =	2.172
Sobrepaso: Ecuación 5.8					
q=	5.74E-09 [m ³ /seg-m]	q=	8.37E-08 [m ³ /seg-m]	q=	2.99E-07 [m ³ /seg-m]
Máximo:					
q=	1.08E-07 [m ³ /seg-m]	q=	2.38E-06 [m ³ /seg-m]	q=	3.86E-06 [m ³ /seg-m]
q=	5.40E-07 [m ³ /seg-m]	q=	5.20E-06 [m ³ /seg-m]	q=	8.40E-06 [m ³ /seg-m]
Sobrepaso efectivo:					
q=	5.74E-09 [m ³ /seg-m]	q=	8.37E-08 [m ³ /seg-m]	q=	2.99E-07 [m ³ /seg-m]
q=	0.000 [ts/seg-m]	q=	0.000 [ts/seg-m]	q=	0.000 [ts/seg-m]
q=	5.40E-07 [m ³ /seg-m]	q=	5.20E-06 [m ³ /seg-m]	q=	8.40E-06 [m ³ /seg-m]
q=	0.001 [ts/seg-m]	q=	0.003 [ts/seg-m]	q=	0.003 [ts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Enrocado**

Sección: Tronco

Talud del rompeolas: Talud bajo la bermas: Cot(α_1)= **2.00**
Talud sobre la bermas: Cot(α_2)= **2.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
Tr= 5 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
d= Profundidad al pie del rompeolas

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**
Nivel Máx= **2.490 [m]**
Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
Cta. C Espd= **6.500 [m]**
Cta C filtro= **4.074 [m]**
Cta C Nucleo= **3.500 [m]**
Cota pie del rompeolas= **-2.500 [m]**
Cota bermas inferior= **2.500 [m]**
Ancho bermas inferior= **4.000 [m]**

g= Aceleración de Gravedad
Rc= Francobordo
Tp= Periodo Peak
Ge= Ancho bermas de coronamiento.
Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
Dirn= Dirección de la normal al rompeolas.
m= Pendiente del lecho marino
B= Ancho bermas en el pie del rompeolas
Fórmula válida para cota de coronamiento de la bermas en el pie, en o bajo el nivel de diseño.
g= 9.806 [m/seg²]
Ge= 3.900 [m]
m= 0.036

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.92 [m]	Hmo= 3.32 [m]	Hmo= 3.56 [m]	Hmo= 3.63 [m]	Hmo= 3.76 [m]
d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]
Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 18.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:
 β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:
 γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54**

Factor de reducción por bermas superior:
Cr= **0.41** Cr= **0.52** Cr= **0.59** Cr= **0.61** Cr= **0.65**

Factor de reducción por rugosidad:
 γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de bermas en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{geom} = 17.66 [m]	L _{geom} = 19.27 [m]	L _{geom} = 20.24 [m]	L _{geom} = 20.53 [m]	L _{geom} = 21.06 [m]
d ₀ = 0.01 [m]	d ₀ = 0.01 [m]	d ₀ = 0.01 [m]	d ₀ = 0.01 [m]	d ₀ = 0.01 [m]
r ₀ = 0.34	r ₀ = 0.31	r ₀ = 0.30	r ₀ = 0.29	r ₀ = 0.28
r _{0E} = 0.00	r _{0E} = 0.00	r _{0E} = 0.00	r _{0E} = 0.00	r _{0E} = 0.00

Factor de corrección por bermas en el pie del rompeolas:
 γ_E = **0.66** γ_E = **0.69** γ_E = **0.70** γ_E = **0.71** γ_E = **0.72**

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100%} = 22.77 [m]	L _{100%} = 23.97 [m]	L _{100%} = 33.71 [m]	L _{100%} = 36.75 [m]	L _{100%} = 42.23 [m]
Tan α_{EG} = 0.52	Tan α_{EG} = 0.55	Tan α_{EG} = 0.39	Tan α_{EG} = 0.35	Tan α_{EG} = 0.31
T _{-1,0} = 8.89 [seg]	T _{-1,0} = 10.52 [seg]	T _{-1,0} = 12.73 [seg]	T _{-1,0} = 13.99 [seg]	T _{-1,0} = 16.94 [seg]
LO _{-1,0} = 117.83 [m]	LO _{-1,0} = 172.59 [m]	LO _{-1,0} = 252.69 [m]	LO _{-1,0} = 305.36 [m]	LO _{-1,0} = 447.47 [m]
s= 0.025	s= 0.019	s= 0.014	s= 0.012	s= 0.008

$\xi_{M,1,0}$ = 3.316 $\xi_{M,1,0}$ = 3.994 $\xi_{M,1,0}$ = 3.248 $\xi_{M,1,0}$ = 3.249 $\xi_{M,1,0}$ = 3.399

Estimación inicial del runup:
R_{U_{2%}}= 1.321 [m] R_{U_{2%}}= 1.603 [m] R_{U_{2%}}= 1.714 [m] R_{U_{2%}}= 1.760 [m] R_{U_{2%}}= 1.853 [m]

L _{100%} = 21.38 [m]	L _{100%} = 23.94 [m]	L _{100%} = 32.18 [m]	L _{100%} = 35.23 [m]	L _{100%} = 41.00 [m]
Tan α_{EG} = 0.37	Tan α_{EG} = 0.37	Tan α_{EG} = 0.27	Tan α_{EG} = 0.25	Tan α_{EG} = 0.21

$\xi_{M,1,0}$ = 2.354 $\xi_{M,1,0}$ = 2.645 $\xi_{M,1,0}$ = 2.270 $\xi_{M,1,0}$ = 2.261 $\xi_{M,1,0}$ = 2.336

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 3.91E-09 [m ³ /seg-m]	q= 9.16E-07 [m ³ /seg-m]	q= 4.71E-07 [m ³ /seg-m]	q= 7.41E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.90E-06 [m ³ /seg-m]
Máximo: q= 8.33E-08 [m ³ /seg-m]	q= 9.50E-07 [m ³ /seg-m]	q= 3.22E-06 [m ³ /seg-m]	q= 4.81E-06 [m ³ /seg-m]	q= 8.00E-06 [m ³ /seg-m]

Sobrepaso efectivo:
q= 3.91E-09 [m³/seg-m] q= 9.16E-07 [m³/seg-m] q= 4.71E-07 [m³/seg-m] q= 7.41E-07 [m³/seg-m] q= 2.90E-06 [m³/seg-m]
q= 0.000 [lts/seg-m] q= 0.001 [lts/seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m] q= 0.001 [lts/seg-m] q= 0.003 [lts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Entrocado**

Sección: **Cabezo**

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma: Cot(α₁)= **3.00**
 Talud sobre la berma: Cot(α₂)= **3.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
 Tr= 25 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
 d= Profundidad al pie del rompeolas
 g= Aceleración de Gravedad

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**
 Nivel Max= **2.490 [m]**
 Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
 Cta. C Espd= **7.500 [m]**
 Cta C filtro= **3.840 [m]**
 Cta C Nucleo= **3.500 [m]**
 Cota pie del rompeolas= **-3.950 [m]**
 Cota berma inferior= **2.500 [m]**
 Ancho berma inferior= **6.000 [m]**

Rc= Francobordo
 Tp= Periodo Peak
 Ge= Ancho berma de coronamiento.
 Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
 Dirn= Dirección de la normal al rompeolas.
 m= Pendiente del lecho marino
 B= Ancho berma en el pie del rompeolas

Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.
 g= 9.806 [m/seg²]
 Ge= 0.000 [m]
 m= 0.036

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.95 [m]	Hmo= 3.46 [m]	Hmo= 4.24 [m]	Hmo= 4.54 [m]	Hmo= 4.65 [m]
d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]
Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 18.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:
 β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:
 γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54**

Factor de reducción por berma superior:
 Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00**

Factor de reducción por rugosidad:
 γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{20m} = 23.72 [m]	L _{20m} = 26.74 [m]	L _{20m} = 31.46 [m]	L _{20m} = 33.25 [m]	L _{20m} = 33.92 [m]
d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]
t _β = 0.25	t _β = 0.22	t _β = 0.19	t _β = 0.18	t _β = 0.18
t _{0β} = 0.00	t _{0β} = 0.00	t _{0β} = 0.00	t _{0β} = 0.00	t _{0β} = 0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:
 γ_β= **0.75** γ_β= **0.78** γ_β= **0.81** γ_β= **0.82** γ_β= **0.82**

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100m} = 32.58 [m]	L _{100m} = 36.59 [m]	L _{100m} = 40.12 [m]	L _{100m} = 50.69 [m]	L _{100m} = 55.33 [m]
Tan α ₁₀₀ = 0.33	Tan α ₁₀₀ = 0.34	Tan α ₁₀₀ = 0.37	Tan α ₁₀₀ = 0.30	Tan α ₁₀₀ = 0.28
T _{1,0} = 8.69 [seg]	T _{1,0} = 10.52 [seg]	T _{1,0} = 12.73 [seg]	T _{1,0} = 13.99 [seg]	T _{1,0} = 16.94 [seg]
Lo _{1,0} = 117.83 [m]	Lo _{1,0} = 172.69 [m]	Lo _{1,0} = 252.69 [m]	Lo _{1,0} = 305.36 [m]	Lo _{1,0} = 447.47 [m]
s= 0.025	s= 0.020	s= 0.017	s= 0.015	s= 0.010

Estimación inicial del runup:
 R_{U2m}= **1.414 [m]** R_{U2m}= **1.756 [m]** R_{U2m}= **2.311 [m]** R_{U2m}= **2.454 [m]** R_{U2m}= **2.564 [m]**

L _{100m} = 25.61 [m]	L _{100m} = 28.75 [m]	L _{100m} = 33.73 [m]	L _{100m} = 43.16 [m]	L _{100m} = 48.62 [m]
Tan α ₁₀₀ = 0.30	Tan α ₁₀₀ = 0.31	Tan α ₁₀₀ = 0.31	Tan α ₁₀₀ = 0.25	Tan α ₁₀₀ = 0.22
ξ _{M,1,0} = 1.883	ξ _{M,1,0} = 2.156	ξ _{M,1,0} = 2.415	ξ _{M,1,0} = 2.045	ξ _{M,1,0} = 2.196

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 8.33E-12 [m ³ /seg-m]	q= 2.18E-08 [m ³ /seg-m]	q= 1.09E-05 [m ³ /seg-m]	q= 3.52E-06 [m ³ /seg-m]	q= 1.69E-05 [m ³ /seg-m]
Máximo: q= 4.32E-09 [m ³ /seg-m]	q= 1.07E-07 [m ³ /seg-m]	q= 3.68E-06 [m ³ /seg-m]	q= 1.04E-05 [m ³ /seg-m]	q= 1.48E-05 [m ³ /seg-m]
Sobrepaso efectivo: q= 8.33E-12 [m ³ /seg-m]	q= 2.18E-08 [m ³ /seg-m]	q= 3.68E-06 [m ³ /seg-m]	q= 3.52E-06 [m ³ /seg-m]	q= 1.48E-05 [m ³ /seg-m]
q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.004 [lts/seg-m]	q= 0.004 [lts/seg-m]	q= 0.015 [lts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Enrocado**

Sección: Cabezo

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma:
Cot(α₁)= **3.00**
Talud sobre la berma:
Cot(α₂)= **3.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
T= 5 [Años]

Hmo= Altura de Ota Significativa en el pie del rompeolas

d= Profundidad al pie del rompeolas

g= Aceleración de Gravedad

Rc= Francobordo

Tp= Período Peak

Ge= Ancho berma de coronamiento.

Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura

Dir_n= Dirección de la normal al rompeolas.

m= Pendiente del lecho marino

B= Ancho berma en el pie del rompeolas

Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.

g= 9.806 [m/seg²]

Ge= 0.000 [m]

m= 0.036

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**
Nivel Max= **2.490 [m]**
Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
Cta. C Espd= **7.500 [m]**
Cta C filtro= **3.840 [m]**
Cta C Nucleo= **3.500 [m]**
Cota pie del rompeolas= **-3.950 [m]**
Cota berma inferior= **2.500 [m]**
Ancho berma inferior= **6.000 [m]**

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.90 [m]	Hmo= 3.24 [m]	Hmo= 3.90 [m]	Hmo= 4.41 [m]	Hmo= 4.64 [m]
d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]	d= 6.44 [m]
Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]	Rc= 5.01 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 18.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54**

Factor de reducción por berma superior:

Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00**

Factor de reducción por rugosidad:

γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{berm} = 23.38 [m]	L _{berm} = 25.44 [m]	L _{berm} = 29.41 [m]	L _{berm} = 32.44 [m]	L _{berm} = 33.85 [m]
d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]
f _β = 0.26	f _β = 0.24	f _β = 0.20	f _β = 0.18	f _β = 0.16
f _{βs} = 0.00	f _{βs} = 0.00	f _{βs} = 0.00	f _{βs} = 0.00	f _{βs} = 0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:

γ_β= **0.74** γ_β= **0.76** γ_β= **0.80** γ_β= **0.82** γ_β= **0.82**

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100%} = 32.07 [m]	L _{100%} = 35.16 [m]	L _{100%} = 38.59 [m]	L _{100%} = 45.08 [m]	L _{100%} = 54.84 [m]
Tan α _{100%} = 0.33	Tan α _{100%} = 0.33	Tan α _{100%} = 0.36	Tan α _{100%} = 0.34	Tan α _{100%} = 0.29
T _{1,0%} = 8.69 [seg]	T _{1,0%} = 10.52 [seg]	T _{1,0%} = 12.73 [seg]	T _{1,0%} = 13.99 [seg]	T _{1,0%} = 16.94 [seg]
Lo _{1,0%} = 117.63 [m]	Lo _{1,0%} = 172.59 [m]	Lo _{1,0%} = 252.69 [m]	Lo _{1,0%} = 305.36 [m]	Lo _{1,0%} = 447.47 [m]
g= 0.025	g= 0.019	g= 0.015	g= 0.014	g= 0.010

Estimación inicial del runup:

ξ _{M,1,0%} = 2.126	ξ _{M,1,0%} = 2.433	ξ _{M,1,0%} = 2.891	ξ _{M,1,0%} = 2.816	ξ _{M,1,0%} = 2.799
Ru _{1%} = 1.382 [m]	Ru _{1%} = 1.626 [m]	Ru _{1%} = 2.092 [m]	Ru _{1%} = 2.410 [m]	Ru _{1%} = 2.560 [m]
L _{100%} = 25.41 [m]	L _{100%} = 27.88 [m]	L _{100%} = 32.23 [m]	L _{100%} = 38.50 [m]	L _{100%} = 48.21 [m]
Tan α _{100%} = 0.30	Tan α _{100%} = 0.30	Tan α _{100%} = 0.30	Tan α _{100%} = 0.28	Tan α _{100%} = 0.23
ξ _{M,1,0%} = 1.882	ξ _{M,1,0%} = 2.163	ξ _{M,1,0%} = 2.437	ξ _{M,1,0%} = 2.311	ξ _{M,1,0%} = 2.215

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 4.15E-12 [m³/seg-m]	q= 4.37E-09 [m³/seg-m]	q= 2.73E-06 [m³/seg-m]	q= 1.19E-05 [m³/seg-m]	q= 1.78E-05 [m³/seg-m]
Máximo: q= 2.82E-09 [m³/seg-m]	q= 3.03E-08 [m³/seg-m]	q= 9.39E-07 [m³/seg-m]	q= 6.62E-06 [m³/seg-m]	q= 1.43E-05 [m³/seg-m]

Sobrepaso efectivo:

q= 4.15E-12 [m³/seg-m]	q= 4.37E-09 [m³/seg-m]	q= 9.39E-07 [m³/seg-m]	q= 6.62E-06 [m³/seg-m]	q= 1.43E-05 [m³/seg-m]
q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.001 [lts/seg-m]	q= 0.007 [lts/seg-m]	q= 0.014 [lts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: Enrocado

Sección: Codo de transición

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma:
Cot(α₁)= 3.00
Talud sobre la berma:
Cot(α₂)= 3.00

Condición de Diseño: Régimen Extremal
Tr= 25 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
d= Profundidad al pie del rompeolas

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= 0.00 [m]
Nivel Max= 2.490 [m]
Cta. C Coraza= 6.300 [m]
Cta. C Espal= 8.000 [m]
Cta C filtro= 4.207 [m]
Cta C Nucleo= 3.500 [m]
Cota pie del rompeolas= -2.500 [m]
Cota berma inferior= 2.500 [m]
Ancho berma inferior= 4.000 [m]

g= Aceleración de Gravedad
Rc= Francobordo
Tp= Periodo Peak
Ge= Ancho berma de coronamiento.
Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
Dir_n= Dirección de la normal al rompeolas.
m= Pendiente del lecho marino
B= Ancho berma en el pie del rompeolas
Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.
g= 9.806 [m/seg²]
Ge= 0.000 [m]
m= 0.036

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.95 [m]	Hmo= 3.50 [m]	Hmo= 3.60 [m]	Hmo= 3.66 [m]	Hmo= 3.78 [m]
d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]
Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]	Rc= 5.51 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 18.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dir _n = 166.00 [Deg]	Dir _n = 166.00 [Deg]	Dir _n = 166.00 [Deg]	Dir _n = 166.00 [Deg]	Dir _n = 166.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

β= 62.00 [Deg]	β= 62.00 [Deg]	β= 62.00 [Deg]	β= 62.00 [Deg]	β= 62.00 [Deg]
----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

γ _β = 0.61	γ _β = 0.61	γ _β = 0.61	γ _β = 0.61	γ _β = 0.61
-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

Factor de reducción por berma superior:

Cr= 1.00	Cr= 1.00	Cr= 1.00	Cr= 1.00	Cr= 1.00
----------	----------	----------	----------	----------

Factor de reducción por rugosidad:

γ _f = 0.40	γ _f = 0.40	γ _f = 0.40	γ _f = 0.40	γ _f = 0.40
-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{cor} = 23.72 [m]	L _{cor} = 26.98 [m]	L _{cor} = 27.59 [m]	L _{cor} = 27.99 [m]	L _{cor} = 28.65 [m]
d _h = 0.01 [m]	d _h = 0.01 [m]	d _h = 0.01 [m]	d _h = 0.01 [m]	d _h = 0.01 [m]
r _h = 0.25	r _h = 0.22	r _h = 0.22	r _h = 0.21	r _h = 0.21
r _{ce} = 0.00	r _{ce} = 0.00	r _{ce} = 0.00	r _{ce} = 0.00	r _{ce} = 0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:

γ _b = 0.75	γ _b = 0.78	γ _b = 0.78	γ _b = 0.79	γ _b = 0.79
-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100%} = 32.58 [m]	L _{100%} = 43.76 [m]	L _{100%} = 48.49 [m]	L _{100%} = 51.53 [m]	L _{100%} = 56.21 [m]
Tan α _{50%} = 0.33	Tan α _{50%} = 0.28	Tan α _{50%} = 0.25	Tan α _{50%} = 0.24	Tan α _{50%} = 0.23
T _{10%} = 8.69 [seg]	T _{10%} = 10.52 [seg]	T _{10%} = 12.73 [seg]	T _{10%} = 13.99 [seg]	T _{10%} = 16.94 [seg]
Lo _{10%} = 117.83 [m]	Lo _{10%} = 172.59 [m]	Lo _{10%} = 252.69 [m]	Lo _{10%} = 305.36 [m]	Lo _{10%} = 447.47 [m]
ε= 0.025	ε= 0.020	ε= 0.014	ε= 0.012	ε= 0.008

Estimación inicial del runup:

ξ _{M,1.0%} = 2.105	ξ _{M,1.0%} = 1.951	ξ _{M,1.0%} = 2.129	ξ _{M,1.0%} = 2.204	ξ _{M,1.0%} = 2.456
R _{U,5%} = 1.596 [m]	R _{U,5%} = 1.939 [m]	R _{U,5%} = 2.040 [m]	R _{U,5%} = 2.098 [m]	R _{U,5%} = 2.214 [m]
L _{100%} = 25.61 [m]	L _{100%} = 33.88 [m]	L _{100%} = 38.69 [m]	L _{100%} = 41.66 [m]	L _{100%} = 47.05 [m]
Tan α _{50%} = 0.31	Tan α _{50%} = 0.26	Tan α _{50%} = 0.23	Tan α _{50%} = 0.21	Tan α _{50%} = 0.19
ξ _{M,1.0%} = 1.941	ξ _{M,1.0%} = 1.810	ξ _{M,1.0%} = 1.907	ξ _{M,1.0%} = 1.944	ξ _{M,1.0%} = 2.089

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 3.62E-11 [m ³ /seg-m]	q= 1.27E-09 [m ³ /seg-m]	q= 9.27E-09 [m ³ /seg-m]	q= 2.28E-08 [m ³ /seg-m]	q= 1.94E-07 [m ³ /seg-m]
Máximo: q= 7.27E-09 [m ³ /seg-m]	q= 2.05E-07 [m ³ /seg-m]	q= 3.45E-07 [m ³ /seg-m]	q= 4.76E-07 [m ³ /seg-m]	q= 7.96E-07 [m ³ /seg-m]
Sobrepaso efectivo: q= 3.62E-11 [m ³ /seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 1.27E-09 [m ³ /seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 9.27E-09 [m ³ /seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 2.28E-08 [m ³ /seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 1.94E-07 [m ³ /seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Enrocado**

Sección: Codo de transición

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma:
Cot(α_1)= **3.00**
Talud sobre la berma:
Cot(α_2)= **3.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
T= 5 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
d= Profundidad al pie del rompeolas
g= Aceleración de Gravedad

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**
Nivel Max= **2.490 [m]**
Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
Cta. C Espal= **8.000 [m]**
Cta C filtro= **4.207 [m]**
Cta C Núcleo= **3.500 [m]**
Cota pie del rompeolas= **-2.500 [m]**
Cota berma inferior= **2.500 [m]**
Ancho berma inferior= **4.000 [m]**

Rc= Francobordo
Tp= Período Peak
Ge= Ancho berma de coronamiento.
Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
Dirn= Dirección de la normal al rompeolas.
m= Pendiente del lecho marino
B= Ancho berma en el pie del rompeolas
Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.
g= 9.806 [m/seg²]
Ge= 0.000 [m]
m= 0.036

Parámetros de Diseño:

Hmo=	2.92 [m]	Hmo=	3.32 [m]	Hmo=	3.56 [m]	Hmo=	3.63 [m]	Hmo=	3.76 [m]
d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]	d=	4.99 [m]
Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]	Rc=	5.51 [m]
Tp=	9.56 [seg]	Tp=	11.57 [seg]	Tp=	14 [seg]	Tp=	15.39 [seg]	Tp=	18.63 [seg]
Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]	Dir=	228.00 [Deg]
Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]	Dirn=	166.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:
 β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg] β = 62.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:
 γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61** γ_{β} = **0.61**

Factor de reducción por berma superior:
Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00**

Factor de reducción por rugosidad:
 γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]	B=	6.00 [m]
L _{coron} =	23.50 [m]	L _{coron} =	25.90 [m]	L _{coron} =	27.36 [m]	L _{coron} =	27.80 [m]	L _{coron} =	28.59 [m]
d _h =	0.01 [m]	d _h =	0.01 [m]	d _h =	0.01 [m]	d _h =	0.01 [m]	d _h =	0.01 [m]
r _h =	0.26	r _h =	0.23	r _h =	0.22	r _h =	0.22	r _h =	0.21
r _{oh} =	0.00	r _{oh} =	0.00	r _{oh} =	0.00	r _{oh} =	0.00	r _{oh} =	0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:
 γ_B = **0.74** γ_B = **0.77** γ_B = **0.78** γ_B = **0.78** γ_B = **0.79**

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{coron} =	32.24 [m]	L _{coron} =	35.85 [m]	L _{coron} =	46.69 [m]	L _{coron} =	50.07 [m]	L _{coron} =	55.73 [m]
Tan α_{60} =	0.33	Tan α_{60} =	0.33	Tan α_{60} =	0.26	Tan α_{60} =	0.25	Tan α_{60} =	0.23
T _{1,0}} =	8.69 [seg]	T _{1,0}} =	10.52 [seg]	T _{1,0}} =	12.73 [seg]	T _{1,0}} =	13.99 [seg]	T _{1,0}} =	16.94 [seg]
Lo _{1,0}} =	117.83 [m]	Lo _{1,0}} =	172.59 [m]	Lo _{1,0}} =	252.69 [m]	Lo _{1,0}} =	305.36 [m]	Lo _{1,0}} =	447.47 [m]
ϵ =	0.025	ϵ =	0.019	ϵ =	0.014	ϵ =	0.012	ϵ =	0.008

$\xi_{M,1,0}$ = 2.119 $\xi_{M,1,0}$ = 2.405 $\xi_{M,1,0}$ = 2.211 $\xi_{M,1,0}$ = 2.267 $\xi_{M,1,0}$ = 2.476

Estimación inicial del runup:
R_{u2h}= 1.572 [m] R_{u2h}= 1.884 [m] R_{u2h}= 2.026 [m] R_{u2h}= 2.086 [m] R_{u2h}= 2.209 [m]

L _{coron} =	25.48 [m]	L _{coron} =	28.14 [m]	L _{coron} =	37.31 [m]	L _{coron} =	40.52 [m]	L _{coron} =	46.63 [m]
Tan α_{60} =	0.31	Tan α_{60} =	0.31	Tan α_{60} =	0.24	Tan α_{60} =	0.22	Tan α_{60} =	0.19

$\xi_{M,1,0}$ = 1.940 $\xi_{M,1,0}$ = 2.235 $\xi_{M,1,0}$ = 1.982 $\xi_{M,1,0}$ = 2.001 $\xi_{M,1,0}$ = 2.108

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 2.34E-11 [m³/seg-m] q= 2.53E-08 [m³/seg-m] q= 1.54E-08 [m³/seg-m] q= 3.22E-08 [m³/seg-m] q= 2.12E-07 [m³/seg-m]
Máximo:
q= 5.51E-09 [m³/seg-m] q= 7.61E-08 [m³/seg-m] q= 2.84E-07 [m³/seg-m] q= 4.08E-07 [m³/seg-m] q= 7.58E-07 [m³/seg-m]

Sobrepaso efectivo:
q= 2.34E-11 [m³/seg-m] q= 2.53E-08 [m³/seg-m] q= 1.54E-08 [m³/seg-m] q= 3.22E-08 [m³/seg-m] q= 2.12E-07 [m³/seg-m]
q= 0.000 [lts/seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m] q= 0.000 [lts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Enrocado**

Sección: Tronco

Talud del rompeolas: Talud bajo la bermas:
Cot(α₁)= **3.00**
Talud sobre la bermas:
Cot(α₂)= **3.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
Tr= 25 [Años]

Hmo= Altura de Ota Significativa en el pie del rompeolas

d= Profundidad al pie del rompeolas

g= Aceleración de Gravedad

Rc= Francobordo

Tp= Periodo Peak

Ge= Ancho bermas de coronamiento.

Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura

Dir_n= Dirección de la normal al rompeolas.

m= Pendiente del lecho marino

B= Ancho bermas en el pie del rompeolas

Fórmula válida para cota de coronamiento de la bermas en el pie, en o bajo el nivel de diseño.

g= 9.806 [m/seg²]

Ge= 0.000 [m]

m= 0.036

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**
Nivel Max= **2.490 [m]**
Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
Cta. C Espid= **6.500 [m]**
Cta C filtro= **6.300 [m]**
Cta C Nucleo= **4.207 [m]**
Cota pie del rompeolas= **-2.500 [m]**
Cota bermas inferior= **2.500 [m]**
Ancho bermas inferior= **4.000 [m]**

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.95 [m]	Hmo= 3.50 [m]	Hmo= 3.60 [m]	Hmo= 3.66 [m]	Hmo= 3.78 [m]
d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]
Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 18.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]	Dir _n = 155.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg] β= 73.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54** γ_β= **0.54**

Factor de reducción por bermas superior:

Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00**

Factor de reducción por rugosidad:

γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40** γ_f= **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de bermas en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{sem} = 23.72 [m]	L _{sem} = 26.98 [m]	L _{sem} = 27.59 [m]	L _{sem} = 27.99 [m]	L _{sem} = 28.65 [m]
d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]	d _g = 0.01 [m]
f _g = 0.25	f _g = 0.22	f _g = 0.22	f _g = 0.21	f _g = 0.21
f _{0g} = 0.00	f _{0g} = 0.00	f _{0g} = 0.00	f _{0g} = 0.00	f _{0g} = 0.00

Factor de corrección por bermas en el pie del rompeolas:

γ_g= **0.75** γ_g= **0.78** γ_g= **0.78** γ_g= **0.79** γ_g= **0.79**

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{100%} = 31.32 [m]	L _{100%} = 40.06 [m]	L _{100%} = 44.33 [m]	L _{100%} = 47.07 [m]	L _{100%} = 51.71 [m]
Tan α _{50%} = 0.35	Tan α _{50%} = 0.31	Tan α _{50%} = 0.28	Tan α _{50%} = 0.27	Tan α _{50%} = 0.25
T _{1,0%} = 8.69 [seg]	T _{1,0%} = 10.52 [seg]	T _{1,0%} = 12.73 [seg]	T _{1,0%} = 13.99 [seg]	T _{1,0%} = 16.94 [seg]
Lo _{1,0%} = 117.63 [m]	Lo _{1,0%} = 172.59 [m]	Lo _{1,0%} = 252.69 [m]	Lo _{1,0%} = 305.36 [m]	Lo _{1,0%} = 447.47 [m]
g= 0.025	g= 0.020	g= 0.014	g= 0.012	g= 0.008

Estimación inicial del runup:

ξ _{M,1,0%} = 2.210	ξ _{M,1,0%} = 2.164	ξ _{M,1,0%} = 2.380	ξ _{M,1,0%} = 2.443	ξ _{M,1,0%} = 2.696
Ru _{10%} = 1.426 [m]	Ru _{10%} = 1.750 [m]	Ru _{10%} = 1.840 [m]	Ru _{10%} = 1.891 [m]	Ru _{10%} = 1.991 [m]
L _{100%} = 25.92 [m]	L _{100%} = 34.52 [m]	L _{100%} = 39.38 [m]	L _{100%} = 42.37 [m]	L _{100%} = 47.77 [m]
Tan α _{50%} = 0.29	Tan α _{50%} = 0.25	Tan α _{50%} = 0.22	Tan α _{50%} = 0.20	Tan α _{50%} = 0.18
ξ _{M,1,0%} = 1.857	ξ _{M,1,0%} = 1.723	ξ _{M,1,0%} = 1.817	ξ _{M,1,0%} = 1.854	ξ _{M,1,0%} = 1.995

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 1.23E-09 [m ³ /seg-m]	q= 2.48E-08 [m ³ /seg-m]	q= 1.43E-07 [m ³ /seg-m]	q= 3.19E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.10E-06 [m ³ /seg-m]
Máximo: q= 2.55E-07 [m ³ /seg-m]	q= 4.14E-06 [m ³ /seg-m]	q= 6.41E-06 [m ³ /seg-m]	q= 8.38E-06 [m ³ /seg-m]	q= 1.29E-05 [m ³ /seg-m]

Sobrepaso efectivo:

q= 1.23E-09 [m ³ /seg-m]	q= 2.48E-08 [m ³ /seg-m]	q= 1.43E-07 [m ³ /seg-m]	q= 3.19E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.10E-06 [m ³ /seg-m]
q= 0.000 [ts/seg-m]	q= 0.000 [ts/seg-m]	q= 0.000 [ts/seg-m]	q= 0.000 [ts/seg-m]	q= 0.002 [ts/seg-m]

CALCULO DE SOBREPASO SOBRE LA ESTRUCTURA

DIQUE SECCIÓN CON BERMA INFERIOR

Elementos de Coraza: **Enrocado**

Sección: Tronco

Talud del rompeolas: Talud bajo la berma: Cot(α_b)= **3.00**
Talud sobre la berma: Cot(α_g)= **3.00**

Condición de Diseño: Régimen Extremal
T= 25 [Años]

Hmo= Altura de Ola Significativa en el pie del rompeolas
d= Profundidad al pie del rompeolas
g= Aceleración de Gravedad

Definición de Cotas y dimensiones:

NRS= **0.000 [m]**
Nivel Max= **2.490 [m]**
Cta. C Coraza= **6.300 [m]**
Cta. C Espd= **6.500 [m]**
Cta C filtro= **4.207 [m]**
Cta C Núcleo= **3.500 [m]**
Cota pie del rompeolas= **-2.500 [m]**
Cota berma inferior= **2.500 [m]**
Ancho berma inferior= **4.000 [m]**

Rc= Francobordo
Tp= Período Peak
Ge= Ancho berma de coronamiento.
Dir= Dirección de incidencia del oleaje sobre la estructura
Dirn= Dirección de la normal al rompeolas.
m= Pendiente del lecho marino
B= Ancho berma en el pie del rompeolas

Fórmula válida para cota de coronación de la berma en el pie, en o bajo el nivel de diseño.

g= 9.806 [m/seg²]
Ge= 0.000 [m]
m= 0.036

Parámetros de Diseño:

Hmo= 2.92 [m]	Hmo= 3.32 [m]	Hmo= 3.56 [m]	Hmo= 3.63 [m]	Hmo= 3.76 [m]
d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]	d= 4.99 [m]
Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]	Rc= 4.01 [m]
Tp= 9.56 [seg]	Tp= 11.57 [seg]	Tp= 14 [seg]	Tp= 15.39 [seg]	Tp= 16.63 [seg]
Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]	Dir= 228.00 [Deg]
Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]	Dirn= 155.00 [Deg]

Angulo de incidencia respecto a la normal al rompeolas:

β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg] β = 73.00 [Deg]

Factor de reducción por incidencia del oleaje:

γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54** γ_{β} = **0.54**

Factor de reducción por berma superior:

Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00** Cr= **1.00**

Factor de reducción por rugosidad:

γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40** γ_f = **0.40**

Determinación del factor de reducción por presencia de berma en el pie del rompeolas:

B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]	B= 6.00 [m]
L _{berm} = 23.50 [m]	L _{berm} = 25.90 [m]	L _{berm} = 27.36 [m]	L _{berm} = 27.80 [m]	L _{berm} = 28.58 [m]
d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]	d _β = 0.01 [m]
r _β = 0.26	r _β = 0.23	r _β = 0.22	r _β = 0.22	r _β = 0.21
r _{0β} = 0.00	r _{0β} = 0.00	r _{0β} = 0.00	r _{0β} = 0.00	r _{0β} = 0.00

Factor de corrección por berma en el pie del rompeolas:

γ_B = **0.74** γ_B = **0.77** γ_B = **0.78** γ_B = **0.78** γ_B = **0.79**

Determinación de la pendiente media del rompeolas:

L _{0.025} = 31.15 [m]	L _{0.025} = 32.95 [m]	L _{0.025} = 42.71 [m]	L _{0.025} = 45.75 [m]	L _{0.025} = 51.23 [m]
Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.35	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.37	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.29	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.27	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.25
T _{1.025} = 8.69 [seg]	T _{1.025} = 10.52 [seg]	T _{1.025} = 12.73 [seg]	T _{1.025} = 13.99 [seg]	T _{1.025} = 16.94 [seg]
Lo _{1.025} = 117.83 [m]	Lo _{1.025} = 172.59 [m]	Lo _{1.025} = 252.69 [m]	Lo _{1.025} = 305.36 [m]	Lo _{1.025} = 447.47 [m]
s= 0.025	s= 0.019	s= 0.014	s= 0.012	s= 0.008

Estimación inicial del runup:

$\xi_{M,1.0}$ = 2.211	$\xi_{M,1.0}$ = 2.663	$\xi_{M,1.0}$ = 2.451	$\xi_{M,1.0}$ = 2.514	$\xi_{M,1.0}$ = 2.722
Ru _{2%} = 1.403 [m]	Ru _{2%} = 1.696 [m]	Ru _{2%} = 1.826 [m]	Ru _{2%} = 1.879 [m]	Ru _{2%} = 1.986 [m]
L _{0.025} = 25.75 [m]	L _{0.025} = 28.91 [m]	L _{0.025} = 38.03 [m]	L _{0.025} = 41.26 [m]	L _{0.025} = 47.36 [m]
Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.29	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.29	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.22	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.21	Tan $\alpha_{0.025}$ = 0.18
$\xi_{M,1.0}$ = 1.859	$\xi_{M,1.0}$ = 2.100	$\xi_{M,1.0}$ = 1.885	$\xi_{M,1.0}$ = 1.905	$\xi_{M,1.0}$ = 2.012

Sobrepaso: Ecuación 5.8

q= 8.74E-10 [m ³ /seg-m]	q= 2.65E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.15E-07 [m ³ /seg-m]	q= 4.20E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.26E-06 [m ³ /seg-m]
Máximo: q= 2.02E-07 [m ³ /seg-m]	q= 1.81E-06 [m ³ /seg-m]	q= 5.44E-06 [m ³ /seg-m]	q= 7.37E-06 [m ³ /seg-m]	q= 1.24E-05 [m ³ /seg-m]
Sobrepaso efectivo: q= 8.74E-10 [m ³ /seg-m]	q= 2.65E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.15E-07 [m ³ /seg-m]	q= 4.20E-07 [m ³ /seg-m]	q= 2.26E-06 [m ³ /seg-m]
q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.000 [lts/seg-m]	q= 0.002 [lts/seg-m]

Sobrepaso sección del cabezo, $\cot(\alpha)=2$

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ _i	γ _b	Cr	β	γ _B	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9.56	5.89	2.95	0.40	0.66	0.34	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	11.57		3.59	0.40	0.71	0.51	< 80°	0.54	0.001	200	Sí
	14.00		4.14	0.40	0.73	0.64	< 80°	0.54	0.004	200	Sí
	15.39		4.21	0.40	0.74	0.66	< 80°	0.54	0.006	200	Sí
	18.63		4.32	0.40	0.74	0.69	< 80°	0.54	0.013	200	Sí
5 (ELO)	9.56	5.89	2.92	0.40	0.66	0.33	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	11.57		3.20	0.40	0.68	0.40	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	14.00		3.92	0.40	0.72	0.59	< 80°	0.54	0.003	0.02	Sí
	15.39		4.18	0.40	0.74	0.65	< 80°	0.54	0.008	0.02	Sí
	18.63		4.31	0.40	0.74	0.68	< 80°	0.54	0.013	0.02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Sobrepaso sección del codo, $\cot(\alpha)=2$

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ _i	γ _b	Cr	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9.56	4.99	2.95	0.40	0.66	0.42	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	11.57		3.50	0.40	0.70	0.57	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	14		3.60	0.40	0.71	0.60	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	15.39		3.66	0.40	0.71	0.62	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	18.63		3.78	0.40	0.72	0.65	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
5 (ELO)	9.56	4.99	2.92	0.40	0.66	0.41	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	11.57		3.32	0.40	0.69	0.52	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	14		3.56	0.40	0.70	0.59	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	15.39		3.63	0.40	0.71	0.61	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	18.63		3.76	0.40	0.72	0.65	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Sobrepaso sección del tronco, $\cot(\alpha)=2$

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ_i	γ_b	Cr	β	γ_β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9.56	4.99	2.95	0.40	0.66	0.42	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	11.57		3.50	0.40	0.70	0.57	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	14		3.60	0.40	0.71	0.60	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	15.39		3.66	0.40	0.71	0.62	< 80°	0.54	0.001	200	Sí
	18.63		3.78	0.40	0.72	0.65	< 80°	0.54	0.003	200	Sí
5 (ELO)	9.56	4.99	2.92	0.40	0.66	0.41	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	11.57		3.32	0.40	0.69	0.52	< 80°	0.54	0.001	0.02	Sí
	14		3.56	0.40	0.70	0.59	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	15.39		3.63	0.40	0.71	0.61	< 80°	0.54	0.001	0.02	Sí
	18.63		3.76	0.40	0.72	0.65	< 80°	0.54	0.003	0.02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Sobrepaso sección del cabezo, $\cot(\alpha)=3$

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m ^{PIE} [m]	γ _r	γ _b	Cr	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9.56	6.44	2.95	0.40	0.75	1.00	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	11.57		3.46	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	14		4.24	0.40	0.81	1.00	< 80°	0.54	0.004	200	Sí
	15.39		4.54	0.40	0.82	1.00	< 80°	0.54	0.004	200	Sí
	18.63		4.65	0.40	0.82	1.00	< 80°	0.54	0.015	200	Sí
5 (ELO)	9.56	6.44	2.90	0.40	0.74	1.00	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	11.57		3.24	0.40	0.76	1.00	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	14		3.90	0.40	0.80	1.00	< 80°	0.54	0.001	0.02	Sí
	15.39		4.41	0.40	0.82	1.00	< 80°	0.54	0.007	0.02	Sí
	18.63		4.64	0.40	0.82	1.00	< 80°	0.54	0.014	0.02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Sobrepaso sección del codo, $\cot(\alpha)=3$

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ_i	γ_b	Cr	β	γ_β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9.56	4.99	2.95	0.40	0.75	1.00	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	11.57		3.50	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	14		3.60	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	15.39		3.66	0.40	0.79	1.00	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
	18.63		3.78	0.40	0.79	1.00	< 80°	0.61	0.000	200	Sí
5 (ELO)	9.56	4.99	2.92	0.40	0.74	1.00	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	11.57		3.32	0.40	0.77	1.00	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	14		3.56	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	15.39		3.63	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí
	18.63		3.76	0.40	0.79	1.00	< 80°	0.61	0.000	0.02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

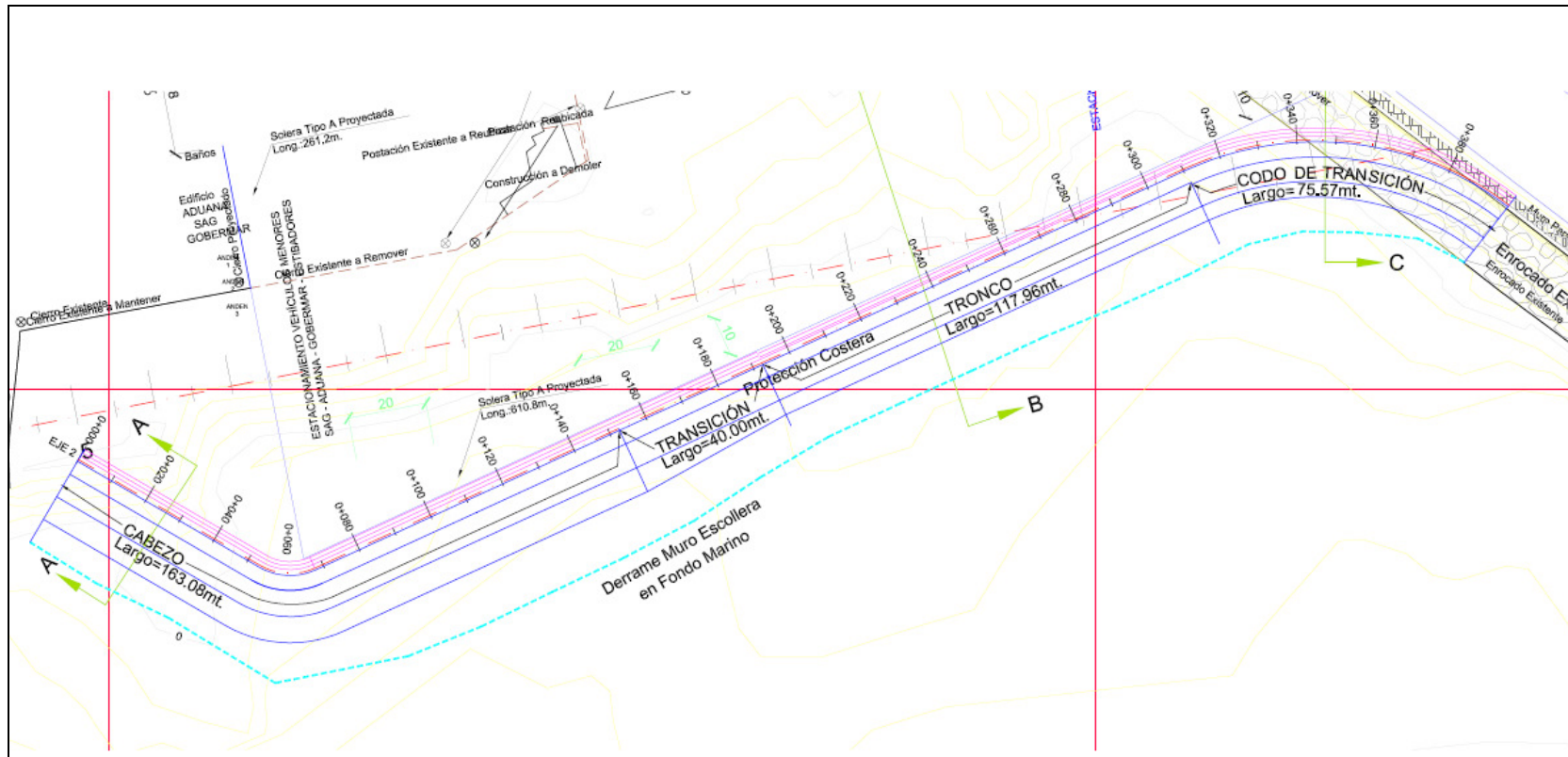
Sobrepaso sección del tronco, $\cot(\alpha)=3$

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ_i	γ_b	Cr	β	γ_β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9.56	4.99	2.95	0.40	0.75	1.00	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	11.57		3.50	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	14.00		3.60	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	15.39		3.66	0.40	0.79	1.00	< 80°	0.54	0.000	200	Sí
	18.63		3.78	0.40	0.79	1.00	< 80°	0.54	0.002	200	Sí
5 (ELO)	9.56	4.99	2.92	0.40	0.74	1.00	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	11.57		3.32	0.40	0.77	1.00	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	14.00		3.56	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	15.39		3.63	0.40	0.78	1.00	< 80°	0.54	0.000	0.02	Sí
	18.63		3.76	0.40	0.79	1.00	< 80°	0.54	0.002	0.02	Sí

Fuente: Elaboración propia.

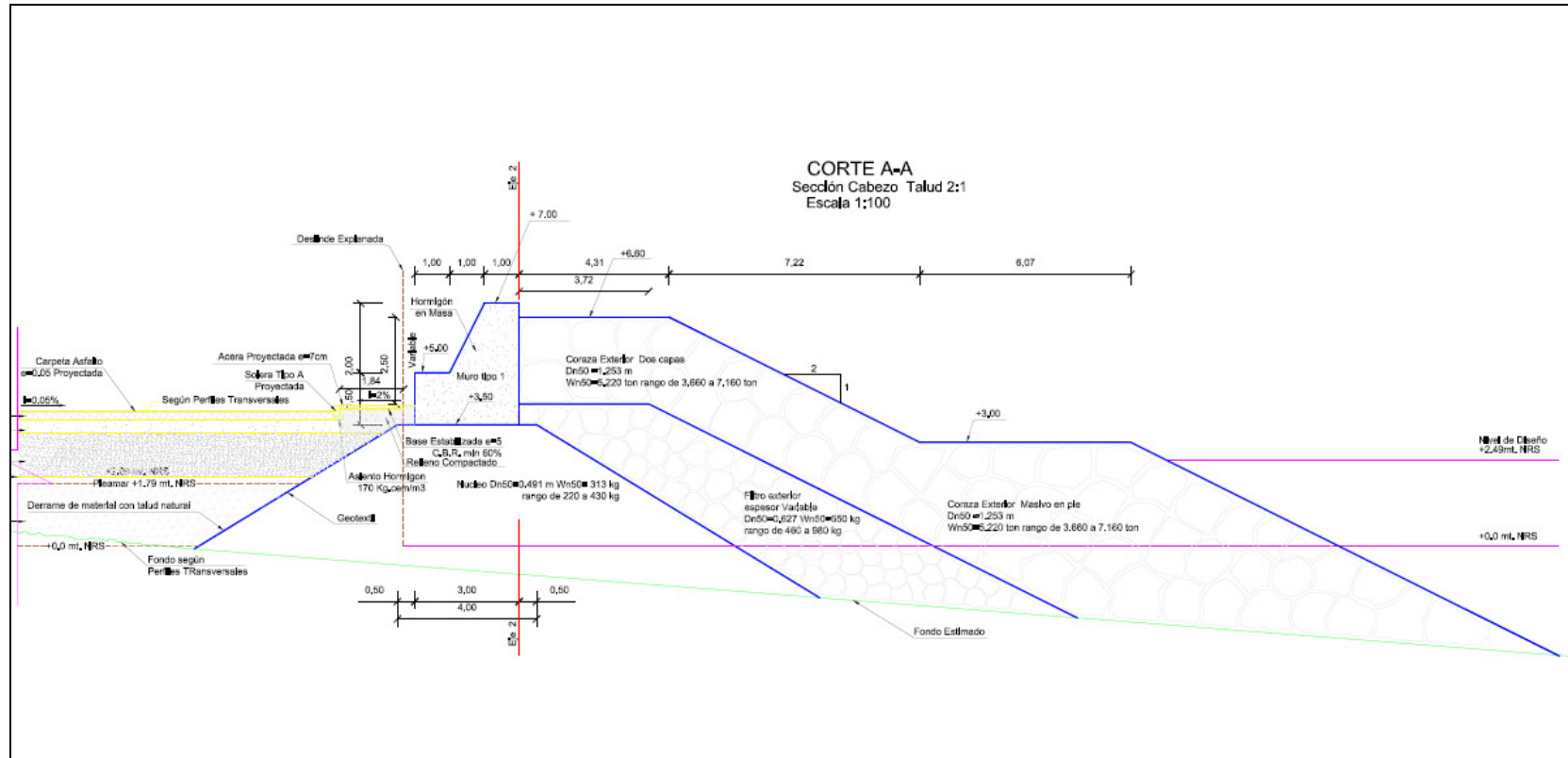
7.9 ANEXO N° 9: ALTERNATIVAS DE DEFENSA COSTERA.

Planta general defensa cot(α)=2



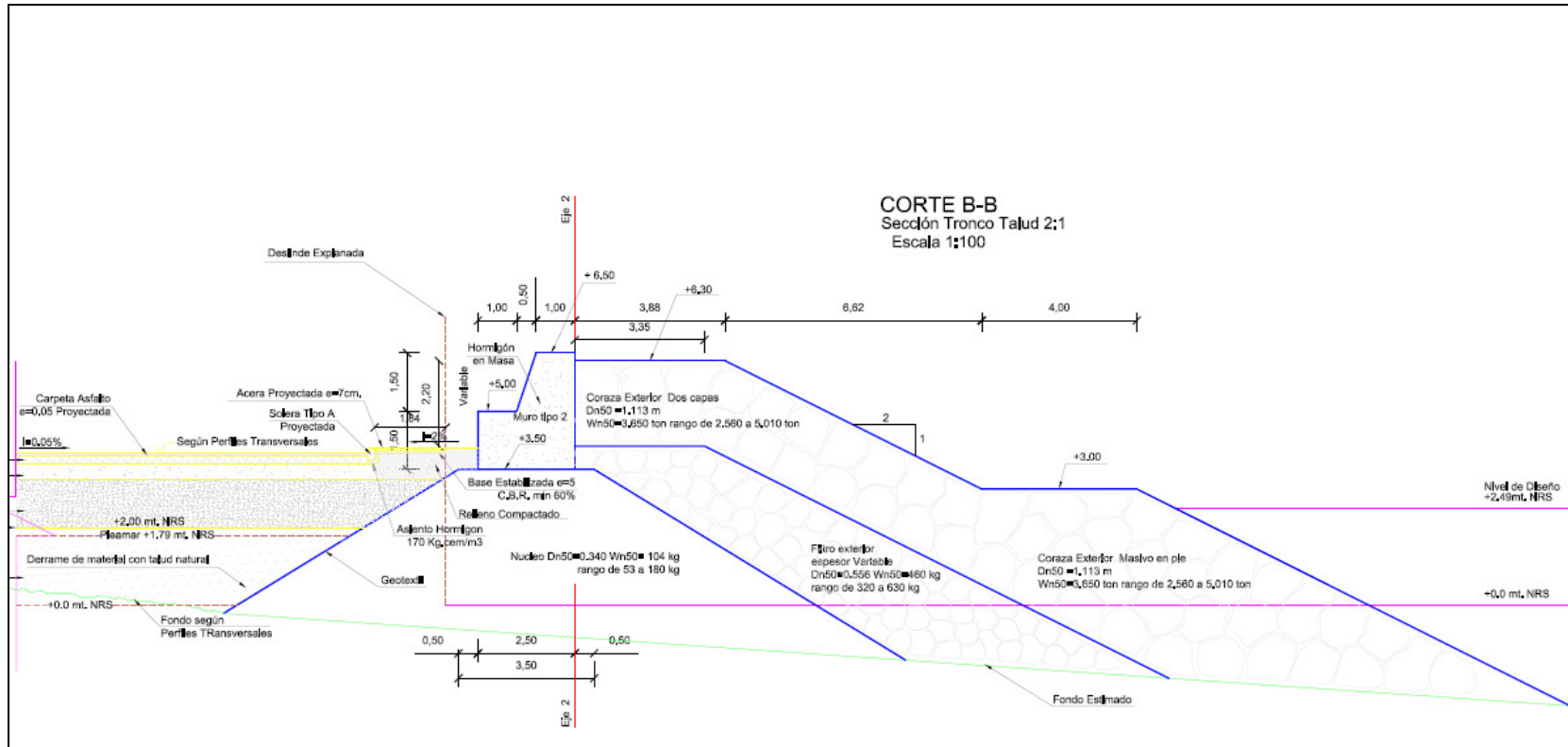
Fuente: Elaboración propia.

Corte Tipo: Sección del cabezo, $\cot(\alpha)=2$



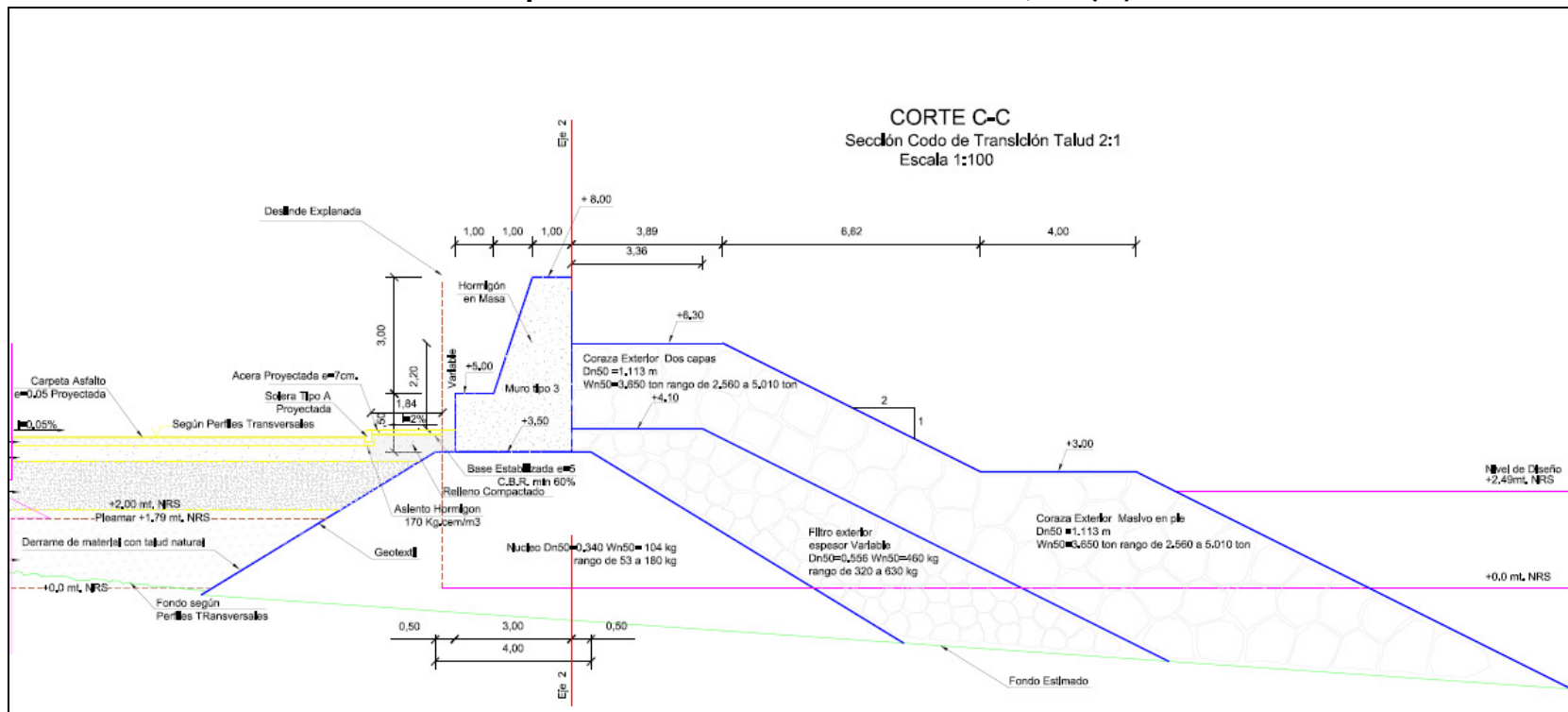
Fuente: Elaboración propia.

Corte tipo: Sección del tronco, $\cot(\alpha)=2$



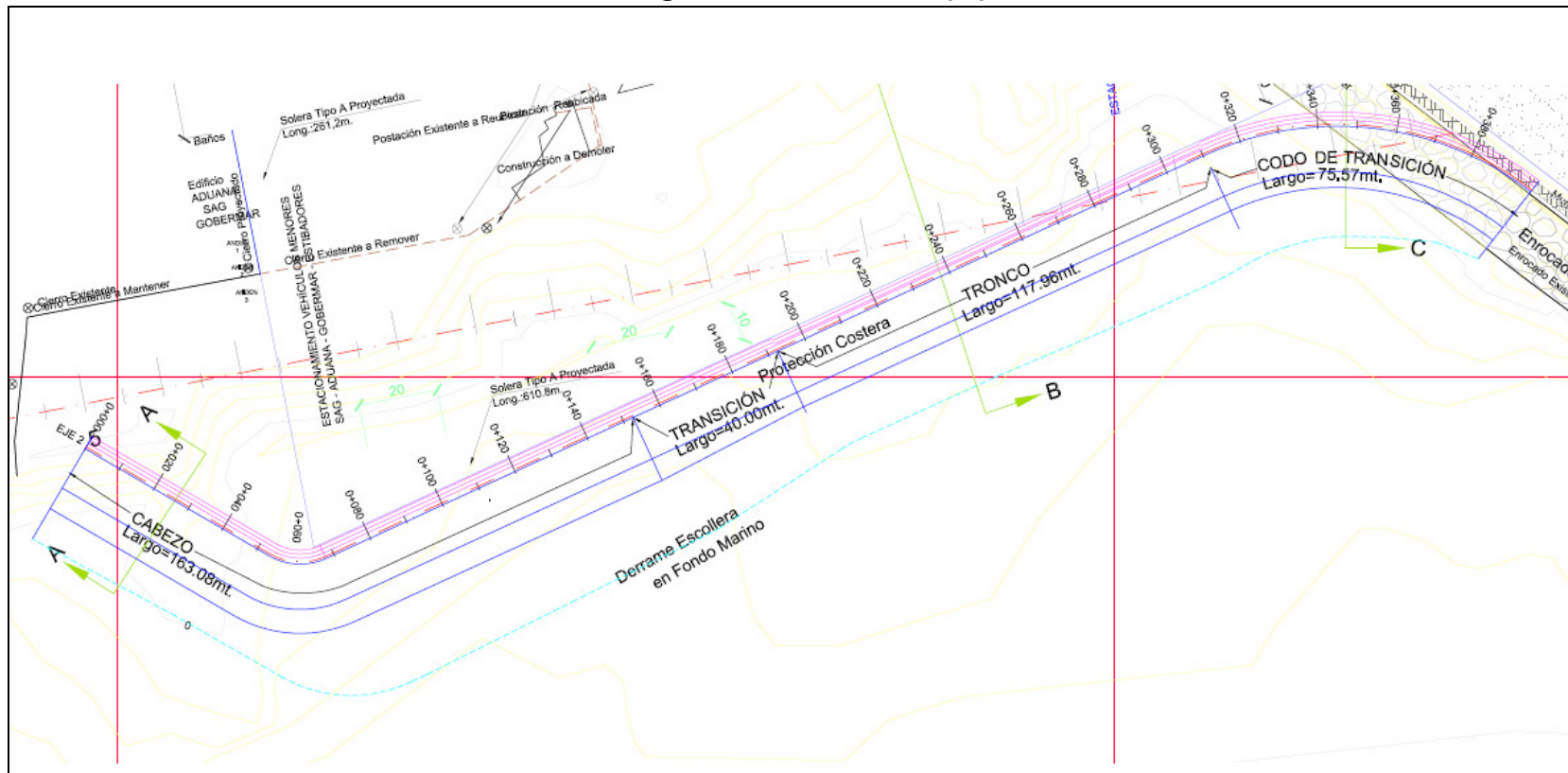
Fuente: Elaboración propia.

Corte Tipo: Sección del codo de transición, $\cot(\alpha)=2$



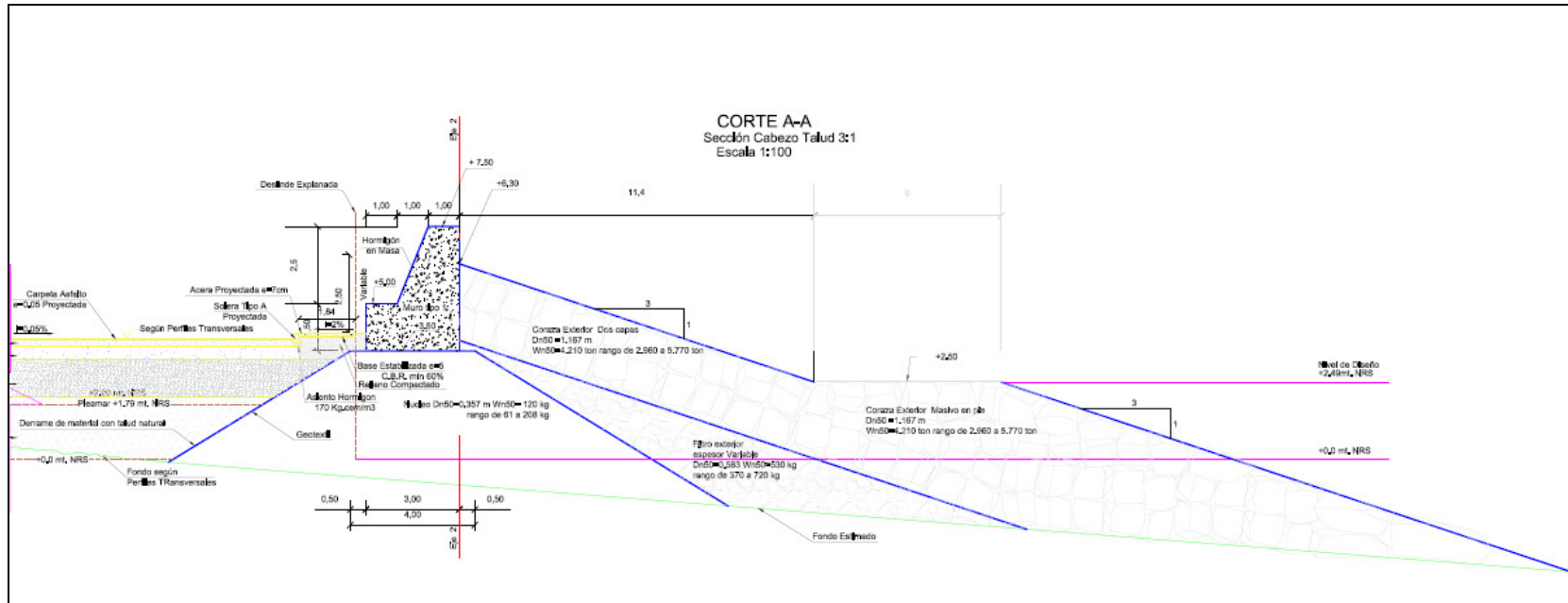
Fuente: Elaboración propia.

Planta general defensa cot(α)=3



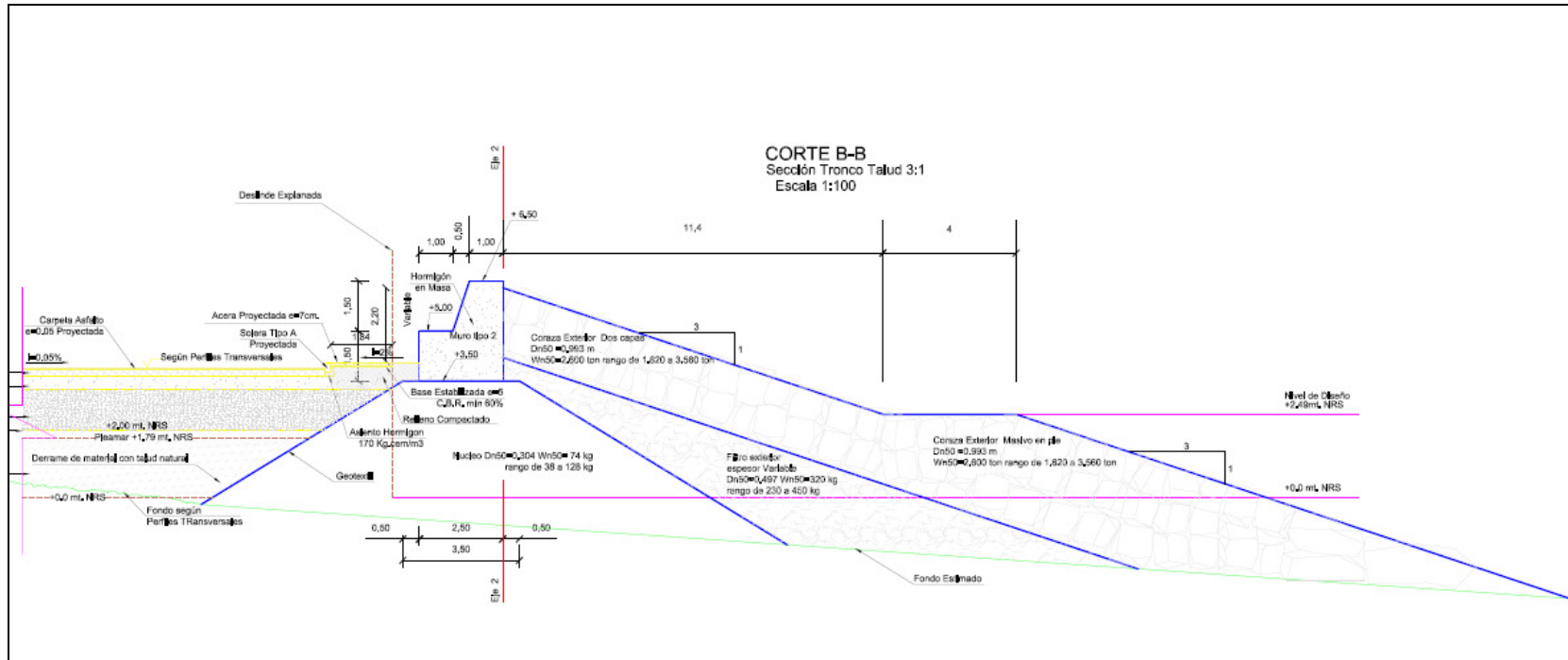
Fuente: Elaboración propia.

Corte Tipo: Sección del cabezo, $\cot(\alpha)=3$



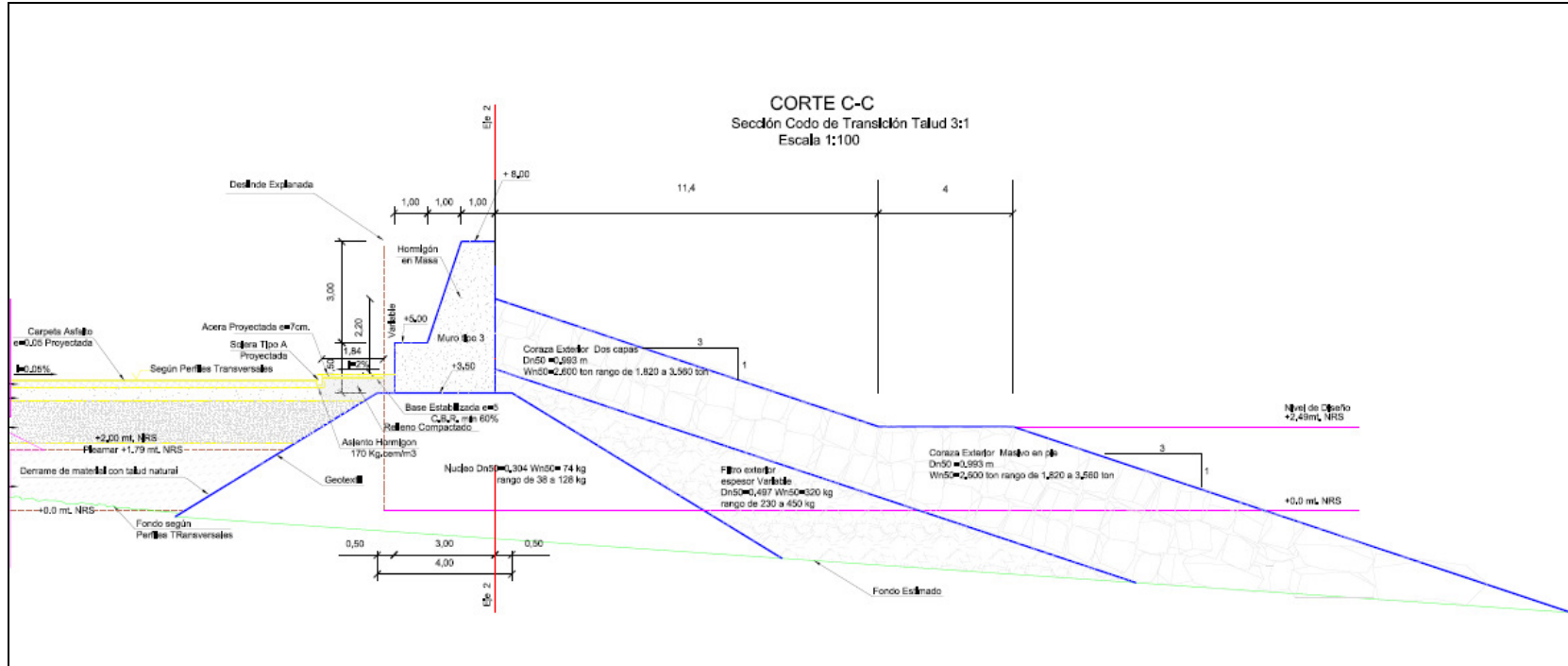
Fuente: Elaboración propia.

Corte Tipo: Sección del Tronco, $\cot(\alpha)=3$



Fuente: Elaboración propia.

Corte Tipo: Sección del codo de transición, $\cot(\alpha)=3$



Fuente: Elaboración propia.