



FACULTAD DE INGENIERÍA

Memoria del proyecto para optar al Título de
Ingeniero Civil Oceánico

**PROPUESTA DE UN ENROCADO DE PROTECCIÓN EN EL
BORDE COSTERO DE HORCÓN Y VERIFICACIÓN DEL
FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO MEDIANTE MODELACIÓN
CFD**

Felipe Alejandro Galaz Gallardo

Enero 2020

**PROPUESTA DE UN ENROCADO DE PROTECCIÓN EN EL BORDE COSTERO DE HORCÓN Y
VERIFICACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO MEDIANTE MODELACIÓN CFD**
Felipe Alejandro Galaz Gallardo

COMISIÓN REVISORA

NOTA

FIRMA

Matías Quezada Labra
Profesor guía.
Jefe del departamento de oceanografía
física y modelamiento matemático.
ECOTECNOS S.A.

Carlos Cárdenas Martínez
Ingeniero de proyectos.
GSI Ingeniería.

Francisco Molteni Pérez
Ingeniero Civil Oceánico
Docente.

DECLARACIÓN

Este trabajo, o alguna de sus partes, no ha sido presentado anteriormente en la Universidad de Valparaíso, institución universitaria chilena o extranjera u organismo de carácter estatal, para 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 los 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.

AGRADECIMIENTOS

Primero, a mi familia por apoyarme y brindarme los recursos para estudiar mi carrera universitaria. A mi papá y a mis abuelos, que me enseñaron a esforzarme por conseguir todo lo que quiero, y que me brindaron su energía cuando la necesité.

A Francisca, mi compañera de vida, que me ha aguantado y apoyado a lo largo de la carrera, que estuvo en todos los momentos difíciles que he pasado, me cuidó en mis momentos de enfermedad (muchos) y que juntos construimos nuestra familia gatuna con el Guatón, la Negra y la Pimienta, que nos alegran día a día.

A mis compañeros Ariel y Cammas, por esos días de estudio y bromas, y por el apoyo en todo momento.

A Matías Quezada y José Ribba por sus respuestas ante todas mis dudas, y por guiarme en todo este proceso.

A Carlos Cárdenas, por sus recomendaciones de diseño, y buena disposición a responder a todas mis dudas.

A ECOTECNOS, por todas las facilidades prestadas.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	3
2	OBJETIVOS:.....	5
2.1	OBJETIVO GENERAL:	5
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	5
3	ALCANCES Y LIMITACIONES	5
4	FUNDAMENTO TEÓRICO:.....	8
4.1	DEFINICIÓN DE ALGUNAS VARIABLES HIDRODINÁMICAS	8
4.1.1	OLEAJE	8
4.1.1.1	OLEAJE REGULAR	9
4.1.1.2	OLEAJE IRREGULAR	9
4.1.2	MAREA	10
4.1.2.1	MAREA ASTRONÓMICA.....	10
4.1.2.2	MAREA METEOROLÓGICA.....	10
4.2	DISEÑO DE OBRAS MARÍTIMAS	11
4.2.1	TIPOLOGÍAS DE DEFENSAS COSTERAS	11
4.2.2	BASES DE DISEÑO	12
4.2.3	INTERACCIÓN OLAJE-ESTRUCTURA	12
4.2.4	DISEÑO DE ESTABILIDAD	13
4.2.5	DISEÑO HIDRÁULICO	13
4.3	MODELOS NUMÉRICOS	14
4.3.1	MIKE 21 SW	14
4.3.2	MIKE 21 BW	15
4.3.3	REEF 3D.....	17
5	METODOLOGÍA	19
5.1	BASES DE DISEÑO	19
5.2	CARACTERIZACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS NIVELES DE DISEÑO	22
5.3	CARACTERIZACIÓN DE OLAJE.....	24
5.3.1	CLIMA DE OLAJE MEDIO EN AGUAS PROFUNDAS.....	24
5.3.2	TRANSFERENCIA DE OLAJE	24
5.3.2.1	GENERACIÓN DE MALLAS DE CÁLCULO.....	27
5.3.3	CLIMA MEDIO EN EL PIE DE LA ESTRUCTURA	31
5.3.4	CLIMA EXTREMO AL PIE DE LA ESTRUCTURA	31
5.4	DISEÑO DE ESTABILIDAD	32
5.5	DISEÑO HIDRÁULICO	32
5.6	MODELACIÓN EN REEF 3D	33
6	RESULTADOS.....	37

6.1	BASES DE DISEÑO	37
6.2	CARACTERIZACIÓN DE MAREA Y NIVEL DE DISEÑO.....	37
6.2.1	TRASLADO GEOMÉTRICO DE MAREA	37
6.2.2	MAREA ASTRONÓMICA.....	43
6.2.3	MAREA METEOROLÓGICA.....	44
6.2.4	WAVE SETUP	46
6.3	CARACTERIZACIÓN DE OLEAJE.....	46
6.3.1	AGUAS PROFUNDAS	46
6.3.1.1	CLIMA MEDIO ENERGÍA COMPLETA.....	46
6.3.2	OLEAJE AL PIE DE LA ESTRUCTURA.....	50
6.3.2.1	PROPAGACIÓN	50
6.3.2.2	CLIMA MEDIO EN EL PIE DE LA ESTRUCTURA	54
6.3.2.3	CLIMA EXTREMO	56
6.4	DISEÑO DE ESTABILIDAD	59
6.5	DISEÑO HIDRÁULICO	61
6.6	SIMULACIÓN CON REEF 3D.....	65
7	CONCLUSIONES	71
7.1	RESPECTO A LAS VARIABLES HIDRODINÁMICAS.....	71
7.2	RESPECTO AL DISEÑO	72
7.3	RESPECTO AL MODELO REEF 3D.....	73
8	REFERENCIAS.....	74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1:	Identificación de la zona de estudio.....	2
Figura 1.2:	Fotos satelitales y ortomosaico del dron DOP.....	3
Figura 1.3:	Foto en terreno 1.....	4
Figura 1.4:	Foto en terreno 2.....	4
Figura 1.5:	Foto de terreno 3.....	4
Figura 3.1:	Distribución espacial de la información recopilada, parte I.....	6
Figura 3.2:	Distribución espacial de la información recopilada, parte II.....	7
Figura 4.1:	Oleaje tipo <i>swell</i>	8
Figura 4.2:	Oleaje tipo <i>sea</i>	8
Figura 4.3:	Estructura del oleaje aleatorio.....	9
Figura 4.4:	Espectro direccional de energía.....	10
Figura 4.5:	Diagrama para una propuesta de enrocado.....	11
Figura 4.6:	Interacción Oleaje - Estructura.....	12
Figura 5.1:	Mapa conceptual de la metodología efectuada.....	19
Figura 5.2:	Bosquejo de definición del Wave Setup.....	23
Figura 5.3:	Dominios numéricos y acoples entre ellos.....	26
Figura 5.4:	Información batimétrica, empleada en la modelación numérica.....	28
Figura 5.5:	Dominio batimétrico, empleado en la modelación numérica.....	29
Figura 5.6:	Dominio numérico para <i>Mike 21 BW</i>	30
Figura 5.7:	Esquema de estimación del área del enrocado.....	33

Figura 5.8: Perfil del caso modelado en REEF 3D, y puntos de extracción de datos.....	36
Figura 6.1: Puntos con datos de marea.....	38
Figura 6.2: Datos de Marea DOP vs Datos de Marea IOC.	40
Figura 6.3: Comparación de residuos (marea meteorológica) DOP vs IOC.....	41
Figura 6.4: Data anual de Marea del IOC, trasladada a la zona de estudio.....	42
Figura 6.5: Cotas de marea para Horcón.	44
Figura 6.6: Marea meteorológica y marejadas 2017.....	45
Figura 6.7: Valores de Marea Meteorológica para la localidad de Horcón.....	45
Figura 6.8: Representación gráfica de los resultados Wave Setup.....	46
Figura 6.9: Rosas de oleaje 3D. Aguas Profundas.	49
Figura 6.10: Funciones de transferencia del oleaje (<i>Mike 21 SW</i>), en punto de acople a 50 m de profundidad.	50
Figura 6.11: Funciones de transferencia del oleaje (<i>Mike 21 BW</i>), hasta el punto de los 20 m.	51
Figura 6.12: Salida de un caso del modelo <i>Mike 21 SW</i>	52
Figura 6.13: Salidas del modelo <i>Mike 21 BW</i>	53
Figura 6.14: Rosas de oleaje 3D, en el pie de la estructura.....	55
Figura 6.15: Probabilidad de excedencia de altura de ola, en el pie de la estructura.....	56
Figura 6.16: Identificación temporal de las tormentas.....	58
Figura 6.17: Duración tormentas.	58
Figura 6.18: Clima extremo al pie de la estructura.....	58
Figura 6.19: Permeabilidad del Enrocado.....	60
Figura 6.20: Ábacos de diseño hidráulico para el enrocado de protección.	61
Figura 6.21: Perfil Topobatimétrico del diseño.....	62
Figura 6.22: Francobordo vs probabilidad de excedencia de la altura de ola transferida.....	63
Figura 6.23: Disposición general del diseño conceptual propuesto.	63
Figura 6.24: Geometría del diseño conceptual propuesto.....	64
Figura 6.25: Representación de la ola al pie de la estructura junto con la serie de tiempo de desnivelaciones.....	66
Figura 6.26: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola $H_{5\%}$	67
Figura 6.27: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola $H_{2\%}$	68
Figura 6.28: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola $H_{1\%}$	69
Figura 6.29: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola H_{max}	70

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 5.1: Vidas útiles mínimas para obras o instalaciones de carácter definitivo (años).	20
Tabla 5.2: Riesgos máximos admisibles para la determinación, a partir de datos estadísticos, de valores característicos de cargas variables para fase de servicio y condiciones extremas.	21
Tabla 5.3: Cartas SHOA.....	27
Tabla 5.4: Distribuciones de probabilidades para clima extremo de oleaje.....	31
Tabla 5.5: Sobrepasos Admisibles	32
Tabla 5.6: Resumen del escalamiento para REEF 3D.....	34
Tabla 5.7: Resumen de la configuración del modelo REEF 3D.	35
Tabla 6.1: Amplitud y fase de las constantes armónicas.	43
Tabla 6.2: Cotas de marea para Horcón.....	44
Tabla 6.3: Valores de Marea Meteorológica para la localidad de Horcón.	45

Tabla 6.4: Resultados Wave Setup.	46
Tabla 6.5: Tabla de incidencia en aguas profundas, D_p vs H_{m0}	48
Tabla 6.6: Tabla de incidencia en aguas profundas, T_p vs H_{m0}	48
Tabla 6.7: Tabla de incidencia en aguas profundas, D_p vs T_p	49
Tabla 6.8: Tabla de incidencia en el pie de la estructura, D_p vs H_{m0}	54
Tabla 6.9: Tabla de incidencia en el pie de la estructura, T_p vs H_{m0}	54
Tabla 6.10: Tabla de incidencia en el pie de la estructura, D_p vs T_p	55
Tabla 6.11: Mayores alturas de ola con probabilidad de excedencia asociada, en el pie de la estructura.	56
Tabla 6.12: Listado de tormentas desde todos los frentes.....	57
Tabla 6.13: Ajustes de funciones de ploteo para el clima extremo.	57
Tabla 6.14: Clima extremo al pie de la estructura.....	58
Tabla 6.15: Parámetros utilizados en la formulación de Hudson para el diseño estructural..	59
Tabla 6.16: Parámetros utilizados en la formulación de Van der Meer para el diseño estructural.	59
Tabla 6.17: Nivel de daño de la estructura.	59
Tabla 6.18: Características de los elementos del enrocado.....	60
Tabla 6.19: Características de la ola de diseño.	61
Tabla 6.20: Francobordo (m) casos diseño hidráulico.	62
Tabla 6.21: Área (m^2) casos diseño hidráulico.....	62
Tabla 6.22: Resultados de altura de la ola en el modelo.	65

RESUMEN

Horcón es una localidad ubicada en la comuna de Puchuncaví, provincia y región de Valparaíso. Se caracteriza por tener una bahía orientada hacia el Norte, donde existe un grupo de viviendas que han sido afectadas por algunos eventos de marejadas, los cuales han generado daños en el frontis de sus casas junto con problemas de conexión vial y peatonal a las viviendas contiguas.

El objetivo del proyecto es proponer un enrocado de protección en el sector costero, y luego modelar con técnicas de *CFD (Computational Fluid Dynamics)*, para comparar los valores de sobrepaso obtenidos numéricamente con aquellos obtenidos mediante la formulación del Manual Eurotop.

El estudio se realizó solo con datos públicos, como el Atlas de Oleaje (Universidad de Valparaíso, UV), las cartas náuticas de la zona (Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada, SHOA), junto con antecedentes obtenidos desde la Dirección de Obras Portuarias (DOP) y del *Sea Level Monitoring IOC*.

El enfoque metodológico a grandes rasgos fue, a partir de las características y necesidades de la zona definir las bases de diseño según el manual ROM (0.2-90, 1990), obteniendo un periodo de retorno de 50 años para el enrocado. Para la obtención del nivel de diseño, se hizo un traslado geométrico de la marea, desde Quintero a Horcón, para tener un año en la zona de estudio, permitiendo estimar la marea astronómica y meteorológica. Para el oleaje, se transfirieron las olas del Nudo Valparaíso (Atlas de Oleaje), utilizando *Mike 21 SW*, *Mike 21 BW* y la formulación de Goda (1985) hasta el pie de la estructura. Con la data del oleaje, se estimó el *Wave Setup* (para el nivel de diseño), clima medio en aguas profundas, clima medio en el pie del enrocado y clima extremo en el enrocado. Luego, se definieron las olas para el diseño de estabilidad y el hidráulico, las que junto con distintas pendientes analizadas, permitieron definir un perfil que cumpliera con el caudal admisible (tablas Eurotop), y que calzara con las características de la zona. Finalmente, con el perfil ya definido se ejecutaron casos en el modelo REEF 3D, que permite simular un canal de olas, por lo que se hizo un escalamiento espacial y temporal para obtener resultados, con el fin de comparar los caudales del modelo con los calculados con el Eurotop (Agency, 2018).

El oleaje en aguas profundas, con 35 años de data (Nudo Valparaíso, Atlas de oleaje de Chile, Universidad de Valparaíso), presentó una acumulación de datos en el tercer cuadrante, con periodos característicos del oleaje tipo *Swell* (mayores a 10 s), y alturas de olas predominantemente entre 2.0 m y 3.5 m.

El oleaje en el pie de la estructura, se presentó principalmente desde el WNW con alturas menores a los 1.10 m y con periodos del tipo *Swell*. Para el diseño hidráulico, se consideraron las olas transferidas $H_{5\%}$ a la $H_{1\%}$. Respecto al clima extremo, se llevó a cabo con el Método POT (*Peak Over the Threshold*) y con distribuciones de ploteo de Weibull, dando una ola para el diseño de estabilidad con periodo de retorno de 50 años, igual a 1.60 m.

Con la altura de 1.60 m, junto con las 5 pendientes analizadas (de 1:1.50 a 1:2.50), se obtuvieron las características de la coraza, $D_{n50} = 0.85$ m y de un $M_{50} = 1.63$ T. Se escogió la

pendiente de 1:2.00 (V:H), porque calza de buena manera con las características topobatimétricas de la zona.

El diseño hidráulico, se llevó a cabo tomando el porcentaje del tiempo en que se supera el caudal admisible en el enrocado (obtenido de las tablas del Eurotop). Finalmente, se consideró la ola de diseño $H_{2\%}$, donde se propuso un enrocado con $3 D_{n50}$ en la cresta, un muro de 1 m al final del enrocado y un francobordo de 1.69 m, que mantiene la cota en la que están las viviendas de la zona. Si bien, estadísticamente el 2% del tiempo se superara el caudal admisible (7 día al año aproximadamente), las casas están a 12 m del enrocado, por lo están no se verían afectadas en dichos casos.

Con el modelo REEF 3D, se ejecutaron casos considerando el diseño final calculado con Eurotop (Agency, 2018). Para la simulación con el modelo CFD, se realizó un escalamiento espacial ($\lambda = 64$) y temporal ($\tau = 8$), igualando el número de Reynolds real y el escalado, luego en el modelo se simularon distintos casos de alturas de ola ($H_{5\%}$, $H_{2\%}$, $H_{1\%}$ y H_{\max}), los que fueron calibrados a través de un proceso iterativo. Con los casos calibrados, no se presentaron sobrepasos en la estructura, incluso para la simulación de H_{\max} (real = 1.534, escalada = 0.024 m), por lo que asumiendo que el modelo representa de buena manera, y al igual que un modelo físico, se podría inferir que la formulación de sobrepaso del Eurotop es conservadora, por lo que se recomendaría diseñar directamente con el caudal admisible. Cabe mencionar que el Manual Eurotop, debe ser el más utilizado para el diseño de enrocados, siendo esperable que sea conservador, y no proponga estructuras que no cumplan con el propósito de su diseño.

Como conclusión general, se podría decir que el enrocado propuesto cumple con los caudales admisibles del Manual Eurotop, solucionando la problemática generada por algunos eventos de marejadas sin un mayor impacto en el sitio, ya que se respetará el nivel de la calle y se aumentará su área útil para los peatones. Además, se podría decir que el manual Eurotop es conservador en sus formulaciones, ya que asumiendo que el modelo REEF 3D representa de buena manera la interacción ola-estructura, este no presentó sobrepaso alguno, incluso en la simulación de la máxima ola transferida.

1 INTRODUCCIÓN

La zona de estudio, se encuentra en la localidad de Horcón, perteneciente a la comuna de Puchuncaví, región de Valparaíso (Figura 1.1). La configuración morfológica de este sector, posee características de abrigo significativas en cuanto a la dinámica del medio marino que lo rodea (área cian en la figura de 218 m de largo). Con un frente costero mayormente regular, en una extensión cuya orientación al mar es principalmente noreste. Esta disposición resulta altamente favorable para que los trenes de oleaje reinantes (o de mayor ocurrencia), arriben con baja energía. Lo anterior, se produce debido a que las mayores zonas de generación del oleaje que se aproximan a las latitudes sobre las que se extiende Chile, se ubican en el extremo sur del océano Pacífico, y, en consecuencia, la dirección de incidencia más representativa de estos se sitúa en el tercer cuadrante (suroeste). Por otra parte, si bien, la orientación de la costa se encuentra favorecida para el oleaje reinante, no necesariamente lo es para el oleaje dominante (o más energético), ya que, en ciertas instancias, el oleaje incide desde el cuarto cuadrante (noroeste), ya sea por el invierno del hemisferio norte (verano del hemisferio sur) o frentes de mal tiempo en el área oceánica con vientos incidiendo desde el noroeste. Un ejemplo de ello fue el evento de marejada que se presentó el 25 de junio de 2017¹, el que dejó daños estructurales importantes a lo largo de la costa².

Por lo anterior, el presente estudio se ha orientado a la evaluación del diseño de un enrocado de protección, mediante modelos numéricos, que permita minimizar los efectos del oleaje dominante en la zona de estudio. Para ello, se emplearon y procesaron diversas fuentes de información, tales como mareógrafos de libre acceso, datos batimétricos públicos y un *hindcast* de oleaje, con los que se construyeron dominios y forzantes para los modelos. Estas se utilizaron para análisis estadístico y como base comparativa de los resultados.

Las herramientas numéricas utilizadas en las evaluaciones preliminares del estudio fueron Mike 21 *Spectral Waves* y *Boussinesq Waves*, ambos de DHI. Con ello, se estimó la estadística del fenómeno, definiendo el clima medio y extremo de oleaje en la zona de estudio, con lo cual se definieron probabilidades de excedencia y definió el diseño hidráulico de la estructura. Adicionalmente, se definieron las bases del diseño, tales como la vida útil de la estructura, riesgo admisible, periodos de retorno y, empleando formulaciones ampliamente utilizadas en ingeniería (Hudson y Van der Meer), se realizó el diseño de estabilidad.

Finalmente, utilizando un modelo numérico avanzado del tipo CFD (*Computational Fluid Dynamics*), llamado REEF3D, se generaron resultados del funcionamiento hidráulico de la estructura que fueron comparados con los obtenidos por métodos tradicionales (Eurotop).

¹ <https://www.armada.cl/armada/comunicados/armada-advierte-violentas-marejadas-en-el-litoral-central-este-fin-de/2017-06-23/090021.html>

² <http://www.reddeemergencia.cl/marejadas-golpean-horcon-y-destruyen-al-menos-un-vivenda-en-el-sector-costero/>

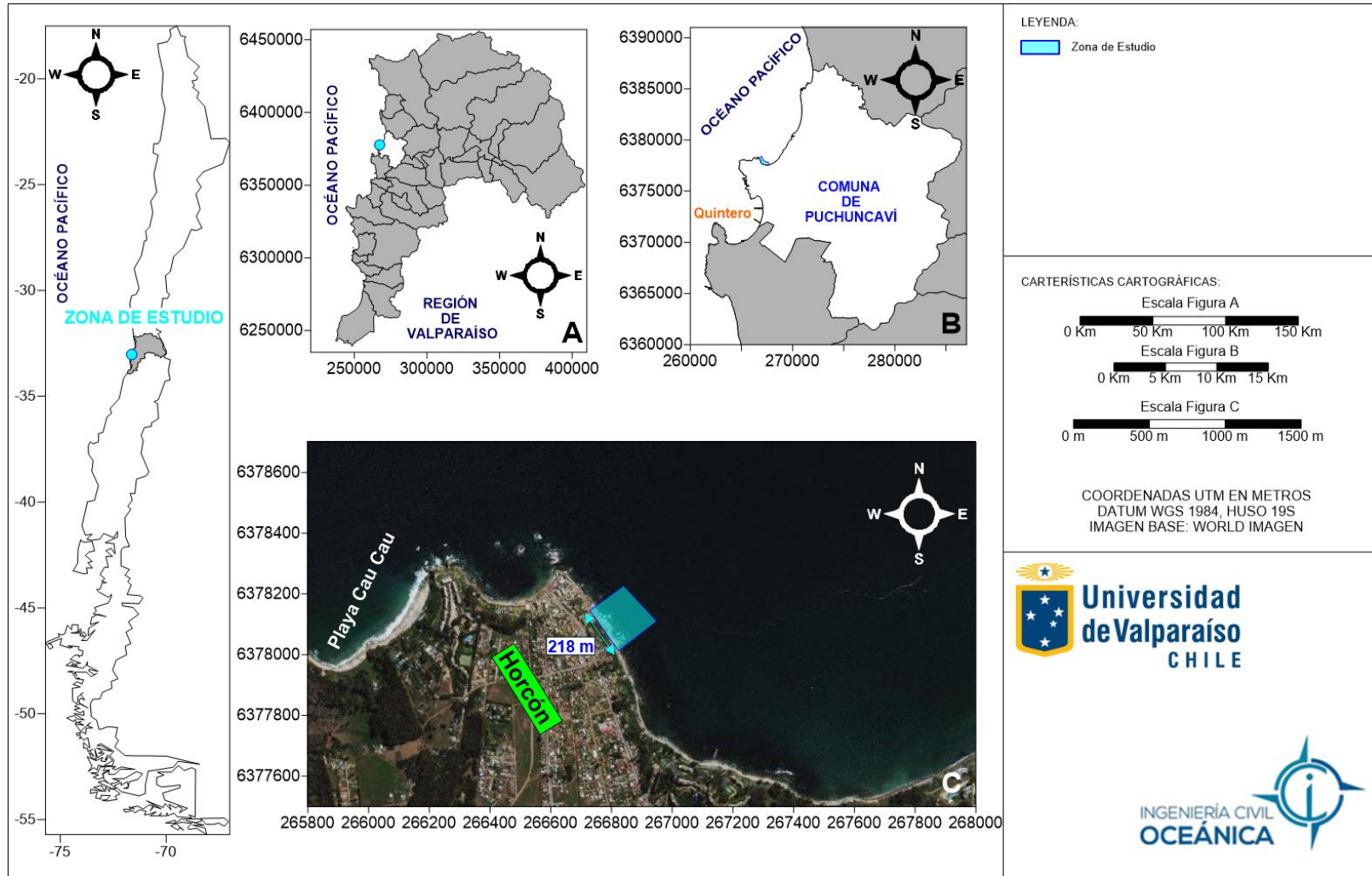


Figura 1.1: Identificación de la zona de estudio.
Fuente: Elaboración Propia.³

³ Todas las figuras de este documento fueron realizadas en base a los formatos de ECOTECNOS ©.

1.1 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El sitio de estudio, corresponde a la franja costera ubicada en el extremo “Norte” de la comuna de Horcón, Región de Valparaíso.

Su trazado es acorde a la morfología del sector sin evidencias de intervención antrópica significativa. La extensión lineal del borde estudiado (solo zona de estudio), alcanza los 218 m y para efectos de la presente tesis fue caracterizada mediante datos recabados por la DOP en terreno. En la Figura 1.2 se muestra el ortomosaico construido por las imágenes captadas por el dron de la DOP, sobre imágenes satelitales. Además, se marca el lugar aproximado, de donde se tomó la Figura 1.3 (A), la Figura 1.4 (B) y la Figura 1.5 (C).

Tal como se ve en las figuras antes mencionadas, el sector se caracteriza por ser rocoso y tener una línea de costa irregular, sin acumulación de sedimentos, no formaciones de playas por atrapamiento de gasto solido litoral. La franja costera se ubica a un costado del camino de tierra, el cual es utilizado por los habitantes para su tránsito, tanto de forma peatonal como vehicular, incluso como estacionamiento de vehículos, como se muestra en la Figura 1.4.

Es importante mencionar, que la casa de color naranja de la Figura 1.3, es el centro de madres del sector, el que fue destruido por las marejadas del 27-06-2017, quedando como muestra la Figura 1.5, además de generar daños en todo el borde costero.

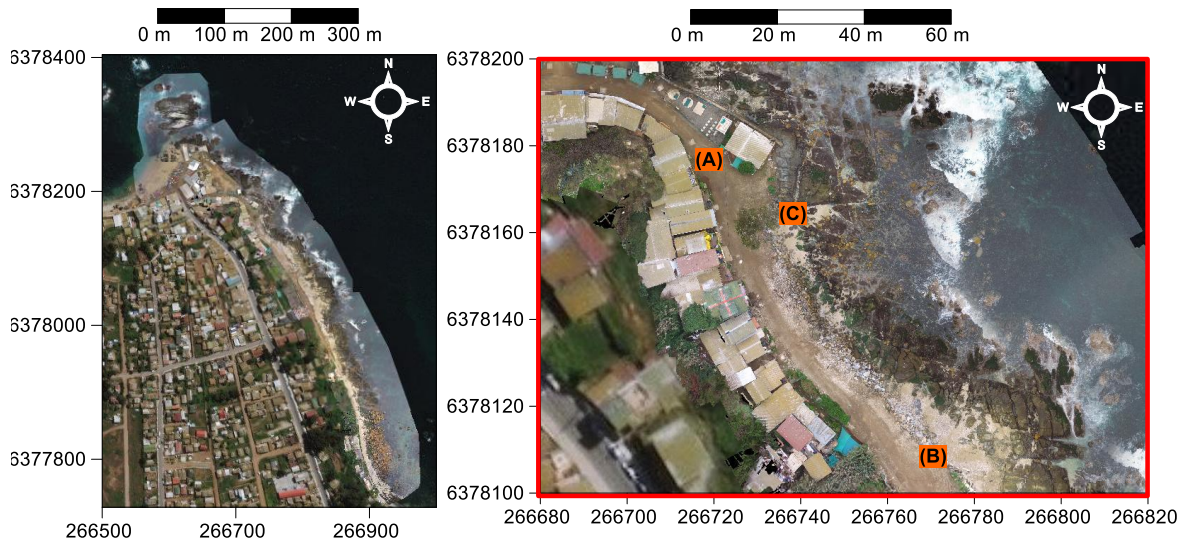


Figura 1.2: Fotos satelitales y ortomosaico del dron DOP.

Fuente: DOP (24-05-2017).



Figura 1.3: Foto en terreno 1.
Fuente: DOP (24-05-2017).



Figura 1.4: Foto en terreno 2.
Fuente: DOP (30-05-2017).



Figura 1.5: Foto de terreno 3.
Fuente: DOP (27-08-2017).

2 OBJETIVOS:

2.1 OBJETIVO GENERAL:

- Proponer un enrocado de protección en el borde costero de Horcón, que permita resguardar y dar seguridad a las viviendas ubicadas en el sector de estudio.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Caracterizar el oleaje medio y extremo en la zona interés.
- Definir los niveles del mar para el diseño.
- Realizar el diseño de estabilidad de una obra de protección.
- Verificar el funcionamiento hidráulico⁴ del enrocado propuesto en el modelo CFD *REEF3D*.

3 ALCANCES Y LIMITACIONES

- Solo se utilizaron datos públicos.
- La información de olas se obtuvo del Atlas de Oleaje (Beyá J., 2016).
- La información Topo-Batimétrica fue entregada por la Dirección de Obras Portuarias (en adelante DOP), específicamente de las consultorías “Análisis técnico borde costero Puchuncaví” y “Diseño Construcción Infraestructura Marítima Caleta Horcón, Puchuncaví”.
- La DOP facilitó 30 días de medición de marea en la zona de estudio, además, del *IOC Sea Level Monitoring* se obtuvo un año de medición en Quintero.
- Se utilizaron las cartas náuticas de la zona, del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (en adelante SHOA), específicamente las N° 4320 y N° 4321.
- No se consideró la instalación de equipos de medición.

Los datos recopilados se resumen de manera espacial en la Figura 3.1, y el perfil promedio utilizado para el diseño del enrocado, se presenta en la Figura 3.2.

⁴ La funcionalidad hidráulica, se consideró como el tiempo porcentual donde el enrocado no es sobrepasado.

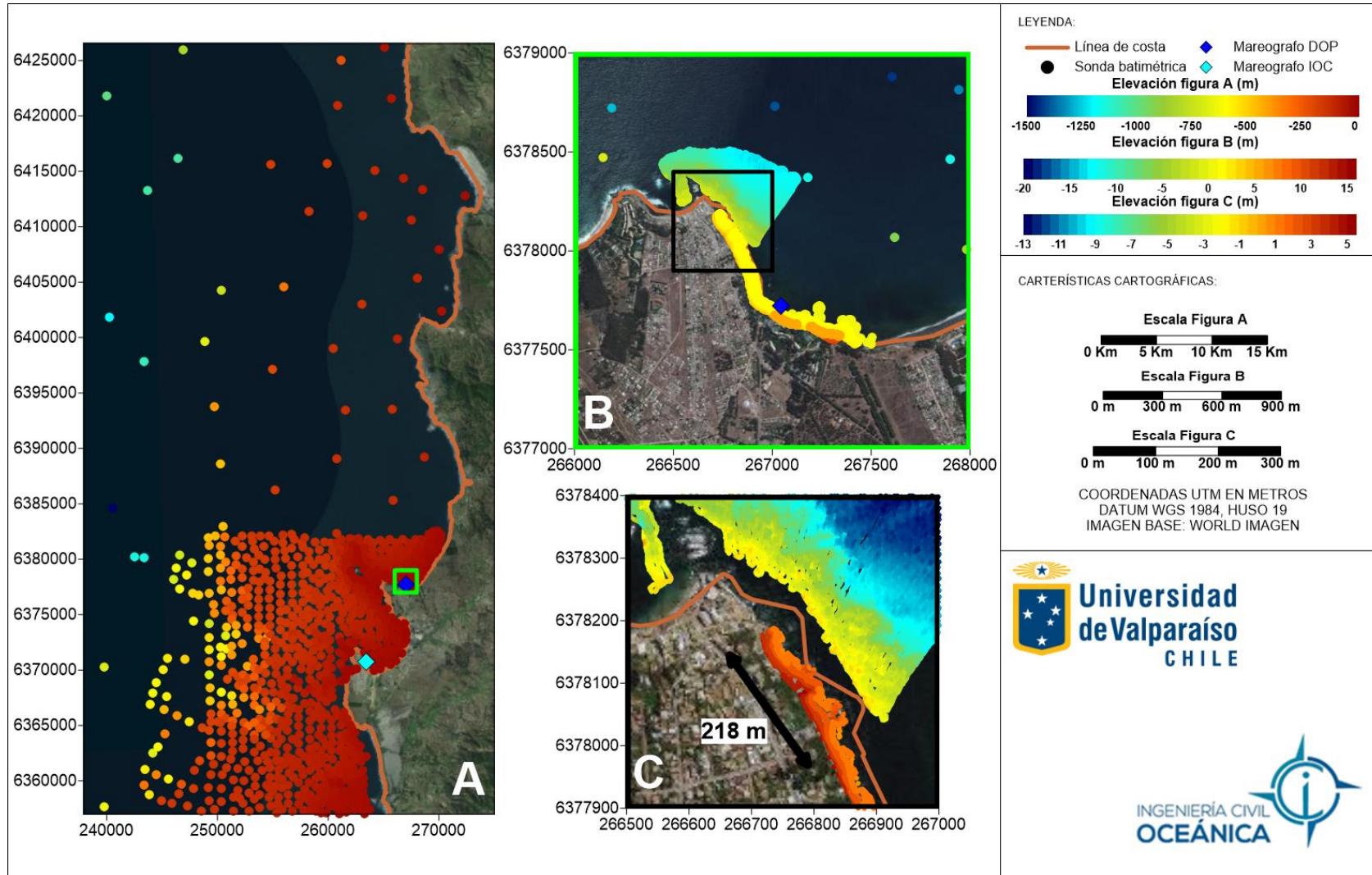


Figura 3.1: Distribución espacial de la información recopilada, parte I.

Fuente: Elaboración Propia.

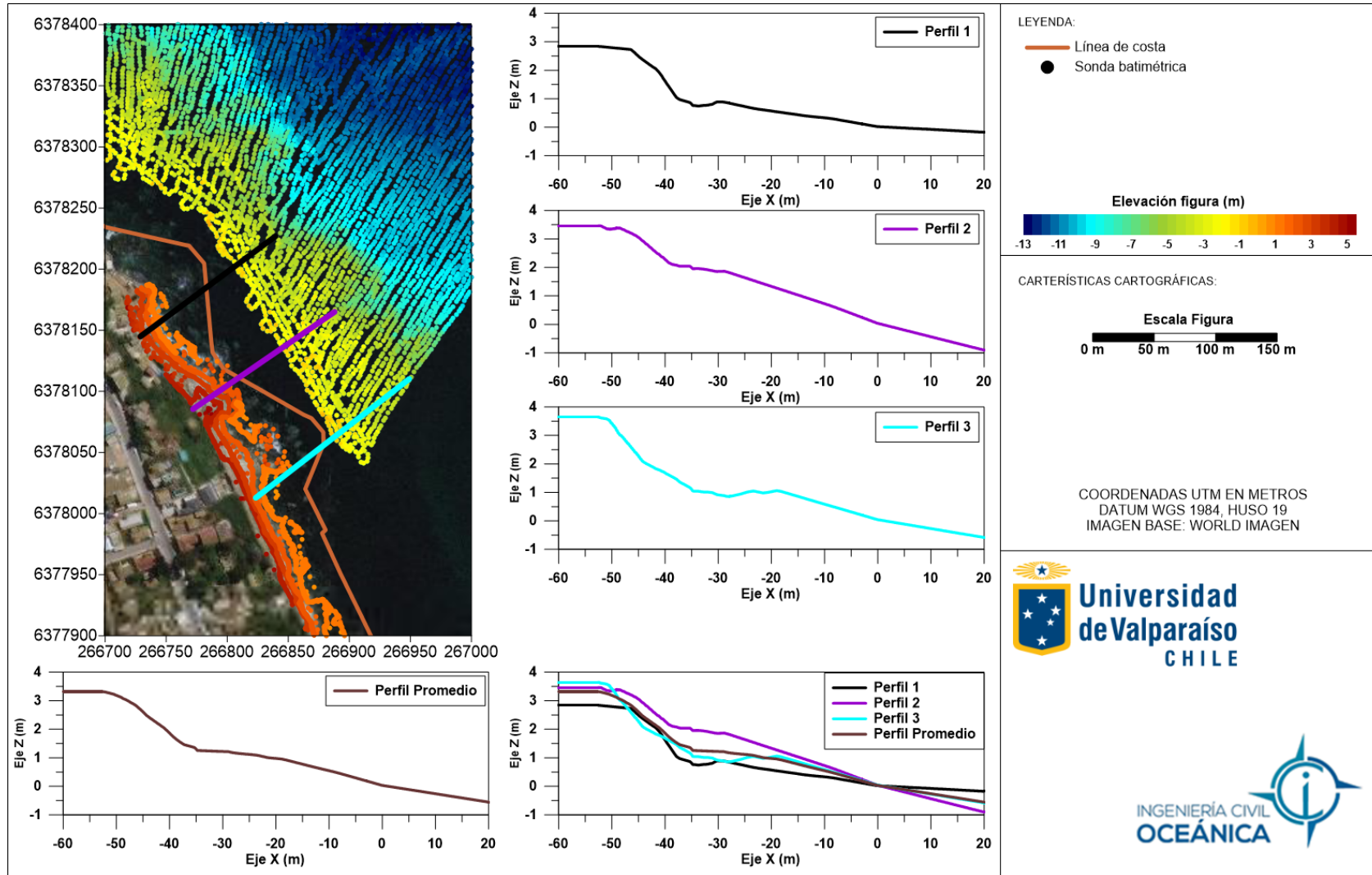


Figura 3.2: Distribución espacial de la información recopilada, parte II.

Fuente: Elaboración Propia.

4 FUNDAMENTO TEÓRICO:

El fundamento de este documento se divide en 3 secciones, que consideran variables hidrodinámicas, el diseño de obras marítimas y modelos numéricos.

4.1 DEFINICIÓN DE ALGUNAS VARIABLES HIDRODINÁMICAS

4.1.1 OLEAJE

El oleaje se define como ondas de gravedad generadas por viento, que se propagan desde el área de generación, perdiendo lentamente energía por fricción con la atmósfera y por viscosidad molecular, hasta alcanzar las costas, donde se disipan finalmente en procesos de rotura (UNICAN, 2000).

Goda (2000), Kamphuis (2000) y Silva (2005), entre otros, distinguen y caracterizan dos tipos principales de oleaje como se muestra en la Figura 4.1 y Figura 4.2, denominadas en inglés como *swell* y *sea*, o en español, mar de fondo y oleaje local, respectivamente. Entre estos se encuentran un sin número de estados intermedios, los cuales no son tratados en este documento, para mayor información ver las referencias citadas en este párrafo.



Figura 4.1: Oleaje tipo *swell*.

Fuente: Silva, 2005.



Figura 4.2: Oleaje tipo *sea*.

Fuente: Silva, 2005.

El oleaje se puede clasificar según la profundidad relativa en la cual se propaga, h/L , donde h es la profundidad y L la longitud de onda (UNICAN, 2000).

$$\begin{array}{ll} \frac{h}{L} > \frac{1}{2} & \text{Profundidades indefinidas} \\ \frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{2} & \text{Profundidades intermedias} \\ \frac{h}{L} < \frac{1}{20} & \text{Profundidades reducidas} \end{array} \quad (1)$$

En cada una de las profundidades relativas, diversos parámetros asociados a la mecánica de la ola se van tornando más relevantes en la ecuación de gobierno del fenómeno, independiente de la teoría de oleaje que se aplique.

Para analizar las olas, estas se pueden aproximar a oleaje regular o irregular, permitiendo estudiarlo de diferente manera.

4.1.1.1 OLEAJE REGULAR

En el caso del oleaje regular, para proporcionar una comprensión de la mecánica del oleaje, consideran ondas de altura y periodo constante (UNICAN, 2000). Para caracterizar este oleaje se presentan la teoría lineal del oleaje y las teorías no lineales, las que son descritas en diversas publicaciones, tales como UNICAN (2000) y Dean & Dalrymple (2001), entre otros.

4.1.1.2 OLEAJE IRREGULAR

Este oleaje se puede expresar como la superposición de infinitas componentes de ondas con distintos períodos, alturas y direcciones. En base a esto, se puede expresar la superficie de agua, a partir de la amplitud y fase de cada una de las componentes, siendo posible de analizar mediante dos técnicas independientes, que son de manera estadística y/o espectral.

4.1.1.2.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

El oleaje puede ser considerado en términos prácticos como un conjunto de ondas viajando en diferentes direcciones, (θ_i), con diferentes amplitudes, (a_i), frecuencias, (σ_i), y fases, (ε_i), de tal forma que puede ser estudiado como una superposición lineal de ondas armónicas simples (SHOA, 2005), esto se observa en la Figura 4.3.

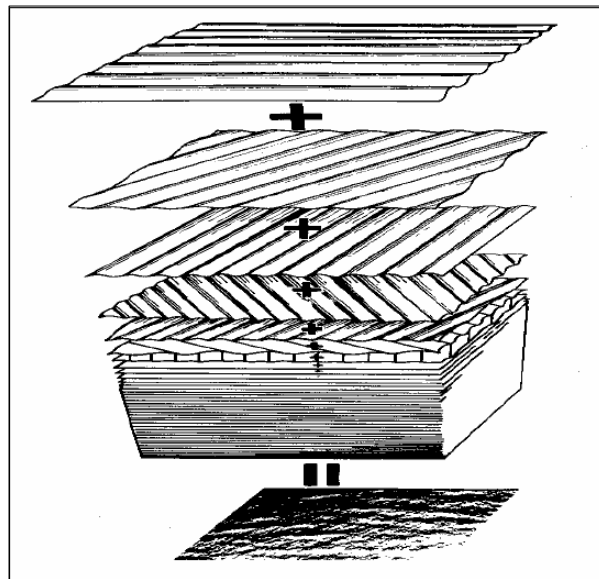


Figura 4.3: Estructura del oleaje aleatorio.

Fuente: Silva, 2005.

El Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA) define que para el análisis estadístico del oleaje se deben realizar estudios de clima medio y extremo, lo que son explicados en la publicación 3201 (SHOA, 2005).

4.1.1.2.2 ANÁLISIS ESPECTRAL

El espectro, representa la energía contenida por el conjunto de olas que conforma un estado de mar. Los espectros expresan energía contenida para cada dirección y frecuencia, como se observa en la Figura 4.4, o también se puede expresar con espectros de frecuencias y/o direccionales.

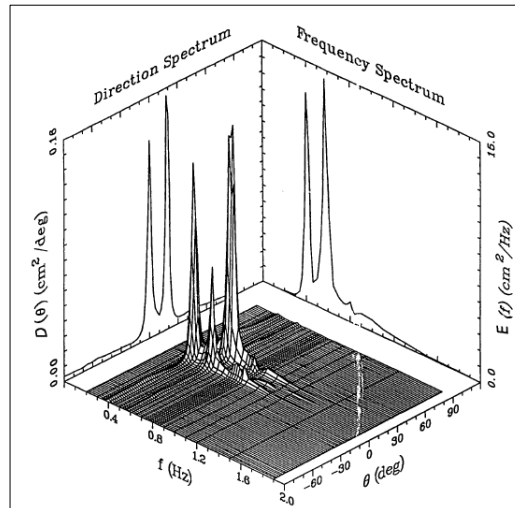


Figura 4.4: Espectro direccional de energía.

Fuente: CEM II-1, 2002.

También se puede hacer el estudio con espectros sintéticos, donde los más utilizados son el espectro *Pierson – Moskowitz* y el espectro *Jonswap*, que son definidos en la publicación de Rodolfo Silva, 2005, la cual puede ser consultada para mayor información.

4.1.2 MAREA

Según el SHOA (1992), la marea se define como el ascenso y descenso rítmico y alternado de la superficie del océano (o nivel del agua) y de los cuerpos de agua conectados con el océano.

La marea se puede dividir en astronómica y meteorológica, las que se describen a continuación.

4.1.2.1 MAREA ASTRONÓMICA

La marea astronómica se define como el conjunto de movimientos regulares de ascenso y descenso del nivel del mar con períodos próximos a las 12 o 24 horas que se producen por los efectos gravitacionales del sistema tierra-luna-sol (UNICAN, 2000).

4.1.2.2 MAREA METEOROLÓGICA

La marea meteorológica se define como la respuesta del nivel del mar a las tensiones inducidas por el viento, campos de presiones y oleaje.

4.2 DISEÑO DE OBRAS MARÍTIMAS

El proceso del diseño de un enrocado de protección, a nivel de propuesta, se puede resumir como se presenta en la Figura 4.5.

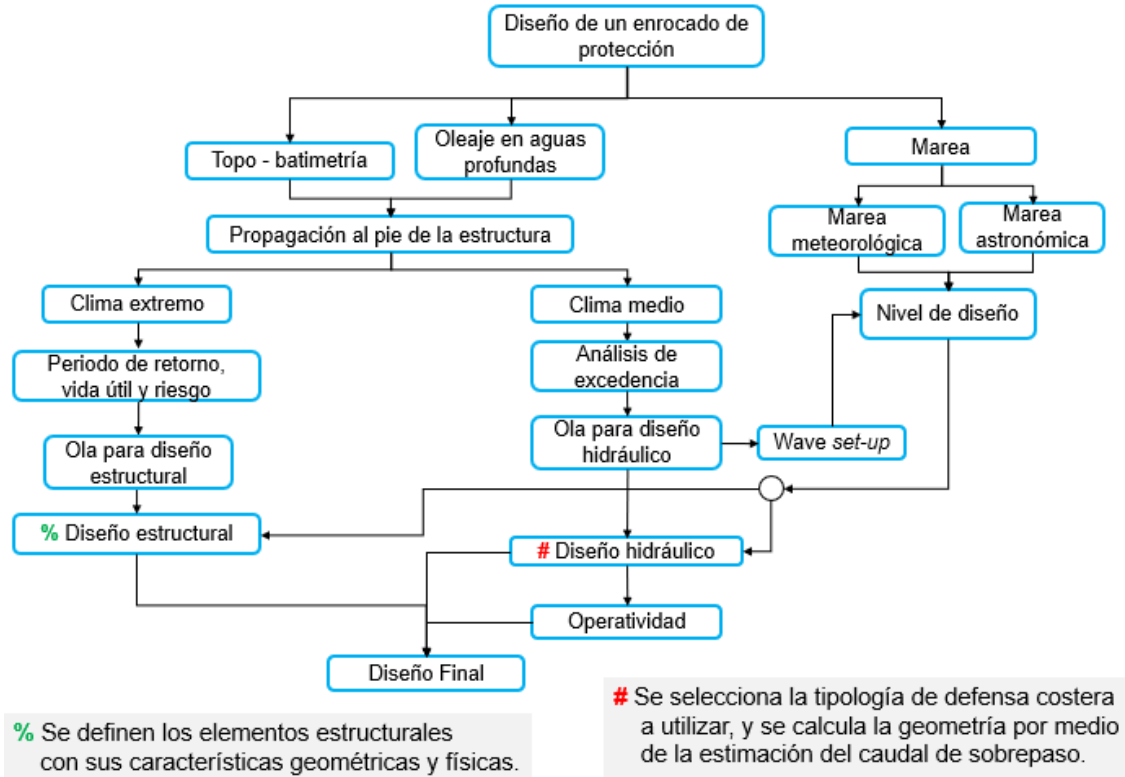


Figura 4.5: Diagrama para una propuesta de enrocado.

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.1 TIPOLOGÍAS DE DEFENSAS COSTERAS

Existen varias tipologías de defensas costeras, las que están descritas en la “Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras” (MOP/DOP, 2013). Las tipologías son las siguientes:

- Diques verticales.
- Rompeolas Flotante.
- Rompeolas Exento.
- Rompeolas Sumergido.
- Espigones.
- Muros Costeros.
- Enrocados de protección.

Este último es el considerado para esta propuesta, debido a que se adecua con las necesidades de la zona de estudio.

4.2.2 BASES DE DISEÑO

Para diseñar una obra costera, se deben considerar las siguientes bases:

- Vida útil.
- Riesgos admisibles.
- Periodo de retorno.

Estas son descritas en el libro “ROM 0.2-90 Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias” (ROM 0.2-90, 1990).

4.2.3 INTERACCIÓN OLAJE-ESTRUCTURA

Otra consideración para el diseño es la interacción del oleaje con la obra costera, que están en contacto con una estructura, se producen fenómenos como: *run-up* y *run-down* y sobrepaso (Figura 4.6), siendo todos ellos fenómenos hidráulicos que pueden alterar la configuración geométrica del enrocado de protección o en su defecto afectar la estabilidad estructural.

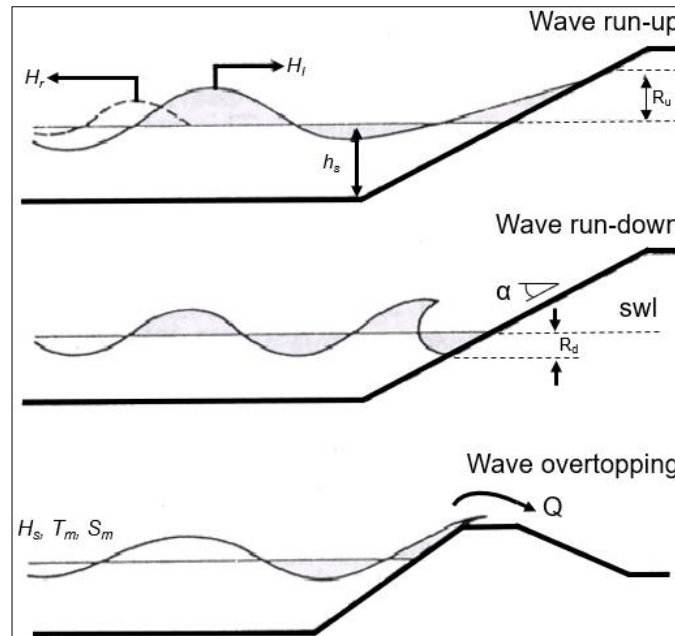


Figura 4.6: Interacción Oleaje - Estructura.

Fuente: (E.T.S.E.C.C.P, 2002).

Estos están descritos en el texto “*Coastal Engineering Manual: Fundamentals of design*” (USACE, 2002), de los cuales solo se consideró el *Wave Overtopping* (sobrepaso) para la propuesta de diseño. Cabe mencionar, la formulación para el sobrepaso del Manual Eurotop, considera el *Wave run-up* en los cálculos, entonces se puede decir que este fenómeno también es considerado.

4.2.4 DISEÑO DE ESTABILIDAD

Es necesario definir las dimensiones de los elementos del enrocado de protección, para cada una de las siguientes partes: coraza, filtro, núcleo y pie de apoyo. Para esta propuesta en particular, se consideró coraza y núcleo, debido al perfil batimétrico.

El diseño de los elementos tipo roca se encuentra en el Manual CEM (USACE, 2002), donde se utilizó la formulación de Hudson (Ecuación 2), y de Van der Meer para aguas someras (Ecuación 3), descrita en su publicación “*Application and stability criteria for rock and artificial units*” (Van der Meer, 1998). Además, se consideraron las recomendaciones de la publicación “*Stability of breakwater armour layers - design formulae*” (Van der Meer, 1987).

$$\text{Hudson:} \quad \frac{H_{1/10}}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (2)$$

$$\text{Van der Meer:} \quad \frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8.7 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}, \quad \xi_m < \xi_{mc} \quad (3)$$

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1.4 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P, \quad \xi_m < \xi_{mc}$$

Donde:

- $H_{1/10}$ promedio del 10% de las olas más altas (m)⁵.
- $\Delta = (\rho_s / \rho_{SW}) - 1$, relación entre densidad de la roca, ρ_s , agua de mar, ρ_{SW} ().
- D_{n50} diámetro equivalente de la roca media (m).
- K_D coeficiente de estabilidad para la fórmula de Hudson ().
- α ángulo de la pendiente ().
- $H_{2\%}$ promedio del 2% de las olas más altas (m).
- P es el factor de permeabilidad ().
- S es el nivel de daño ().
- N es el número de olas ().
- ξ_m es el número de Iribarren ().
- ξ_{mc} es el número de Iribarren crítico ().

Cabe mencionar, que la formulación de Van der Meer considera la duración de la tormenta (N), junto con la permeabilidad (P), el número de Iribarren (ξ_m) y el nivel de daño (S), para diseñar la estabilidad del enrocado, considerando más variables que Hudson, lo que permitiría obtener un diseño más preciso.

4.2.5 DISEÑO HIDRÁULICO

En Eurotop (Agency, 2018), se presenta la siguiente formulación para calcular el sobrepaso de un enrocado:

⁵ El *Shore Protection Manual (SPM)* recomienda el uso $H_{1/10}$, por lo que se eligió la formulación de Hudson del 1984, por sobre la del 1977 que utiliza H_s .

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.023}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b * \xi_{m-1,0} * \exp \left[- \left(2.7 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} * H_{m0} * \gamma_b * \gamma_f * \gamma_\beta * \gamma_v} \right)^{1.3} \right] * C_r \quad (4)$$

Donde,

- q es el caudal de sobrepaso por metro lineal (m^3/s por metro lineal).
- g es la aceleración de gravedad (m/s^2).
- H_{m0} es la altura significativa espectral (m).
- α es la pendiente del frente de la estructura (°).
- γ_b es el factor de influencia de la berma (°).
- $\xi_{m-1,0}$ es el número de Iribarren (°).
- γ_f es el factor de influencia por la rugosidad de los elementos de la pendiente (°).
- γ_β es el factor de influencia por ola oblicua (°).
- γ_v es el factor de influencia por una pared al final de la pendiente (°).
- R_c es el francobordo (m).
- C_r es el efecto de la cresta del enrocado, con $C_r = 3.06 * \exp \left(-1.5 * \frac{G_c}{H_{m0}} \right)$
- G_c es el ancho de la cresta.

En base al caudal de sobrepaso admisible, se pueden definir las características geométricas del enrocado de protección, ya que la configuración propuesta debe cumplir con las tasas de sobrepaso admisible, las que son definidas a partir de las tablas del manual Eurotop (Agency, 2018), sección 3.3.5 página 54 (mostradas en la sección 5.5 de este documento).

4.3 MODELOS NUMÉRICOS

4.3.1 MIKE 21 SW

MIKE 21 SW (Spectral Waves), incluye una nueva generación de modelos espectrales Viento-Ola basado en mallas no estructuradas. El modelo simula el crecimiento, decaimiento y transformación de las olas generadas por viento (*Sea*) y las de mar de fondo (*Swell*) dentro y fuera de la costa.

La ecuación básica de conservación, es formulada para coordenadas cartesianas, para pequeñas escalas y en coordenadas esféricas, para grandes escalas.

MIKE 21 SW incluye los siguientes fenómenos físicos:

- Crecimiento de la ola por acción del viento.
- Interacción no lineal entre olas.
- Disipación por *White-capping*.
- Disipación por fricción de fondo.
- Refracción y *Shoaling* por variaciones de profundidad.
- Disipación por rotura de ola.
- Interacción ola-corriente.
- Efecto de la variación temporal del nivel de agua, mojado y secado.

La discretización de la ecuación de gobierno, en el espacio geográfico y espectral, es realizada usando el método del centro de la celda de volumen finito. Para el dominio geográfico, se utiliza una malla no estructurada. La integración del tiempo se realiza utilizando un paso fraccional aproximado.

La ecuación de gobierno, corresponde al balance de acción de la ola, descrita por Komen (1998) y Young (1999), que se presenta como:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \nabla(\vec{v}N) = \frac{S}{\sigma} \quad (5)$$

Donde $N(\vec{x}, \sigma, \theta, t) = \frac{E}{\sigma}$ es la densidad de acción, dependiente de las coordenadas cartesianas $\vec{x} = (x, y)$, t tiempo, y con respecto a las características de la ola, $\sigma = 2\pi f_r$ frecuencia angular relativa y θ la dirección de la ola. Por otro lado, \vec{v} es la velocidad de grupo con respecto a las cuatro dimensiones (x, y, σ, θ) . Finalmente, S es el término fuente, que refleja la incorporación y salida de energía en el sistema.

4.3.2 MIKE 21 BW

Mike 21 BW (Boussinesq Wave), es un modelo numérico que permite representar, de manera combinada, los fenómenos importantes que afectan a la ola en su propagación a la costa, tales como:

- Asomeramiento.
- Refracción.
- Difracción.
- Rotura.
- Fricción de fondo.
- Borde costero móvil.
- Reflexión.
- Transmisión.
- Interacción no lineal ola-ola.

Cabe destacar que el modelo *Mike 21 SW* no resuelve la difracción, solo hace estimaciones con coeficientes, a diferencia del *Mike 21 BW* que la puede resolver, fenómeno importante en la zona de estudio debido a la influencia de la Punta Horcón.

Las ecuaciones de gobierno del modelo son:

- Continuidad:

$$n \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} = 0 \quad (6)$$

- *X-Momentum:*

$$n \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{PQ}{h} \right) + \frac{\partial R_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial y} + F_x n^2 g h \frac{\partial \xi}{\partial x} + n^2 Q \left[\alpha + \beta \frac{\sqrt{P^2 + Q^2}}{h} \right] + \frac{gQ\sqrt{P^2 + Q^2}}{h^2 C^2} + n\Psi_2 = 0 \quad (7)$$

- *Y-Momentum:*

$$n \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{PQ}{h} \right) + \frac{\partial R_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial x} + F_y n^2 g h \frac{\partial \xi}{\partial y} + n^2 Q \left[\alpha + \beta \frac{\sqrt{P^2 + Q^2}}{h} \right] + \frac{gQ\sqrt{P^2 + Q^2}}{h^2 C^2} + n\Psi_2 = 0 \quad (8)$$

Donde los términos de dispersión de *Boussinesq* Ψ_1 y Ψ_2 son definidos como:

$$\begin{aligned} \Psi_1 \equiv & - \left(B + \frac{1}{3} \right) d^2 (P_{xxt} + Q_{xyt}) - nBgd^3 (\xi_{xxx} + \xi_{xyy}) \\ & - dd_x \left(\frac{1}{3} P_{xt} + \frac{1}{6} Q_{yt} + nBgd(2\xi_{xx} + \xi_{yy}) \right) \\ & - dd_y \left(\frac{1}{6} Q_{xt} + nBgd\xi_{xy} \right) \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \Psi_2 \equiv & - \left(B + \frac{1}{3} \right) d^2 (Q_{yyt} + P_{xyt}) - nBgd^3 (\xi_{yyy} + \xi_{xxy}) \\ & - dd_y \left(\frac{1}{3} Q_{yt} + \frac{1}{6} P_{xt} + nBgd(2\xi_{yy} + \xi_{xx}) \right) \\ & - dd_x \left(\frac{1}{6} P_{yt} + nBgd\xi_{xy} \right) \end{aligned} \quad (10)$$

Donde:

- P es el flujo de densidad en la dirección x .
- Q es el flujo de densidad en la dirección y .
- B es el factor de dispersión de Boussinesq.
- F_x es el término de la tensión horizontal en la dirección x .
- F_y es el término de la tensión horizontal en la dirección y .
- x, y son las coordenadas cartesianas.
- t es el tiempo.
- ξ es la elevación de la superficie del mar.
- d es la profundidad.
- h es la profundidad total ($= d + \xi$).
- g es la aceleración de gravedad.
- n es la porosidad.
- C es el coeficiente de rugosidad de Chezy.

- α es el coeficiente de rugosidad para flujo laminar.
- β es el coeficiente de rugosidad para flujo turbulento.

Los términos de tensión horizontal son descritos como:

$$F_x = - \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial P}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \left(\frac{\partial P}{\partial y} + \frac{\partial Q}{\partial x} \right) \right) \right] \quad (11)$$

$$F_y = - \left[\frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial Q}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \left(\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial P}{\partial y} \right) \right) \right] \quad (12)$$

Donde v_t es la viscosidad turbulenta.

Los términos R_{xx} , R_{xy} y R_{yy} , que representan el exceso de *momentum*, son descritos como:

$$R_{xx} = \frac{\delta}{1 - \delta/d} \left(c_x - \frac{P}{d} \right)^2 \quad (13)$$

$$R_{xy} = \frac{\delta}{1 - \delta/d} \left(c_x - \frac{P}{d} \right) \left(c_y - \frac{Q}{d} \right) \quad (14)$$

$$R_{yy} = \frac{\delta}{1 - \delta/d} \left(c_y - \frac{Q}{d} \right)^2 \quad (15)$$

Donde:

- $\delta = \delta(t, x, y)$ es el ancho de la superficie rompiente.
- c_x , c_y son las componentes de celeridad de la rompiente.

4.3.3 REEF 3D

REEF 3D, es un modelo del tipo *Computational Fluid Dynamics (CFD)*, que tiene la capacidad de representar fenómenos hidráulicos y costeros, fue desarrollado por Bihs (2011).

El modelo utiliza el método de diferencias finitas con elementos cúbicos y para representar estructuras con geometría compleja utiliza el *Ghost Cell Method*, este método permite imponer condiciones de borde inmersas en la grilla, para así representar los fenómenos que ocurren cuando se tienen obstáculos sumergidos.

Las ecuaciones de gobierno de REEF 3D, corresponden a las de Navier Stokes, promediadas por Reynolds bajo los supuestos de Boussinesq y la presión hidrostática (*Reynolds-averaged Navier-Stokes, RANS*):

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (16)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\nu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \overline{u_i u_j} \right] + g_i \quad (17)$$

Donde:

- u es la velocidad promediada en un tiempo t .
- x es la escala geométrica espacial.
- ρ es la densidad del agua.
- ν es la viscosidad cinemática.
- P es la presión.
- g es la aceleración de gravedad.
- $\overline{u_i u_j}$ representa la tensión de Reynolds.

REEF 3D se enfoca en ingeniería hidráulica y marina, donde las velocidades del fluido son muy bajas para influir en la compresibilidad del agua y el aire. Por lo que las ecuaciones pueden ser simplificadas a las *RANS* incompresible y ecuaciones de continuidad.

Los modelos utilizados por REEF 3D para resolver la turbulencia son $k - \epsilon$ y $k - \omega$, donde el modelo $k - \omega$ muestra resultados más robustos y precisos, según Menter (1994).

Para el cálculo de los términos convectivos, se utiliza el esquema *WENO (Weighted Essentially Non-Oscillatory)*, mientras que la discretización temporal se utiliza el esquema de tercer orden *Runge-Kutta*. Para el cálculo de la presión se utiliza el método de la proyección (Chorin, 1968). La interfaz entre los fluidos se define a partir del *level set metod*.

5 METODOLOGÍA

Para realizar el presente estudio, con variables hidrodinámicas, modelación numérica y criterios de diseño, se ha adoptado una metodología de acuerdo a lo representado en la Figura 5.1. Una vez recopilados los antecedentes, se definieron las bases de diseño (vida útil, riesgo y periodo de retorno), luego caracterizó la marea y el oleaje en la zona de estudio, para obtener los niveles y olas de diseño (hidráulico y estabilidad). Posteriormente se realizó el diseño de estabilidad e hidráulico del enrocado de protección, para finalmente realizar la simulación en el modelo REEF 3D, con la finalidad de verificar el funcionamiento hidráulico, para tener una evaluación general de la propuesta.

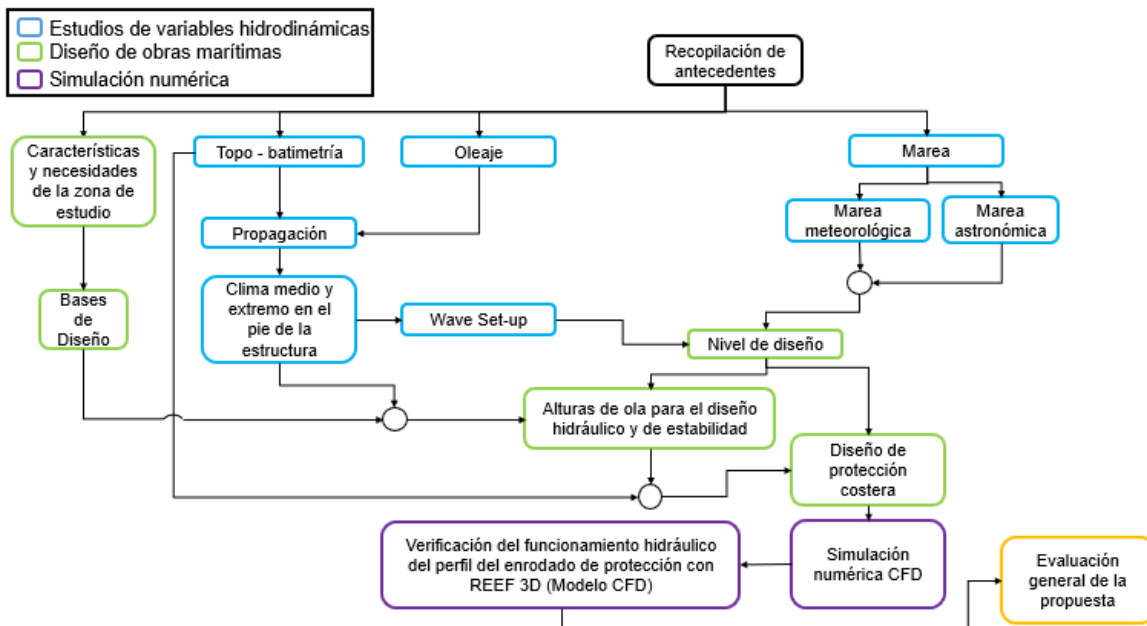


Figura 5.1: Mapa conceptual de la metodología efectuada.

Fuente: Elaboración Propia.

5.1 BASES DE DISEÑO

Estas se determinan a partir de la Tabla 5.1 y la Tabla 5.2, obtenidas de la publicación ROM (0.2-90, 1990), para la vida útil y el riesgo.

Tabla 5.1: Vidas útiles mínimas para obras o instalaciones de carácter definitivo (años).

TIPO DE OBRA O INSTALACIÓN	NIVEL DE SEGURIDAD REQUERIDO		
	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
INFRAESTRUCTURA DE CARÁCTER GENERAL	25	50	100
DE CARÁCTER INDUSTRIAL ESPECÍFICO	15	25	50

LEYENDA:
INFRAESTRUCTURA DE CARÁCTER GENERAL:
 Obras de carácter general; no ligadas a la explotación de una instalación industrial o de un yacimiento concreto.

DE CARÁCTER INDUSTRIAL ESPECÍFICO:
 Obras al servicio de una instalación industrial concreta o ligadas a la explotación de recursos o yacimientos de naturaleza transitoria (por ejemplo, puerto de servicio de una industria, cargadero de mineral afecto a un yacimiento concreto, plataforma de extracción de petróleo, ...).

NIVEL 1:
 Obras e instalaciones de interés local o auxiliares.
 Pequeño riesgo de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.
 (Obras de defensa y regeneración de costas, obras en puertos menores deportivos, emisarios locales, pavimentos, instalaciones para manejo y manipulación de mercancías, edificaciones, ...).

NIVEL 2:
 Obras e instalaciones de interés general.
 Riesgo moderado de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.
 (Obras en grandes puertos, emisarios de grandes ciudades, ...).

NIVEL 3:
 Obras e instalaciones de protección contra inundaciones o de carácter supranacional. Riesgo elevado de pérdidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.
 (Defensa de núcleos urbanos o bienes industriales, ...).

Fuente: ROM 0.2-90, sección 2.2.

Tabla 5.2: Riesgos máximos admisibles para la determinación, a partir de datos estadísticos, de valores característicos de cargas variables para fase de servicio y condiciones extremas.

a) RIESGO DE INICIACIÓN DE AVERÍAS.		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Índice: $\frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,50	0,30
	MEDIA	0,30	0,20
	ALTA	0,25	0,15
b) RIESGO DE DESTRUCCIÓN TOTAL.		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Índice r: $\frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,20	0,15
	MEDIA	0,15	0,10
	ALTA	0,10	0,05
Se adoptará como riesgo máximo admisible el de iniciación de averías o el de destrucción total según las características de deformabilidad y de posibilidad o facilidad de reparación de la estructura resistente. Para obras rígidas o de rotura frágil sin posibilidad de reparación se adoptará el riesgo de destrucción total. Para obras flexibles, semirrígidas o de rotura en general reparable (daños menores que un nivel prefijado función del tipo estructural) se adoptará el riesgo de iniciación de averías. En este tipo de obras podrá adoptarse también el riesgo de destrucción total, definiendo para cada tipo estructural el nivel de daños aceptado como de destrucción total. La acción resultante se considerará como accidental.			
LEYENDA: <ul style="list-style-type: none"> • POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS <ul style="list-style-type: none"> - Reducida: Cuando no es esperable que se produzcan pérdidas humanas en caso de rotura o daños. - Esperable: Cuando es previsible que se produzcan pérdidas humanas en caso de rotura o daños. • REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA $\text{Índice r: } \frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$ <ul style="list-style-type: none"> - BAJA: $r \leq 5$ - MEDIA: $5 < r \leq 20$ - ALTA: $r > 20$ 			

Fuente: ROM 0.2-90, sección 3.2.

La probabilidad de no excedencia, a partir de la publicación ROM 0.2-90, es calculada como:

$$P(X \leq X_i) = 1 - P(X > X_i) = 1 - (n_i/n), \quad n_i \leq n \quad (18)$$

Donde:

- $P(X \leq X_i)$ es la probabilidad de que no se exceda el valor X_i .

- n es el n° de años observados.
- n_i es el n° de datos registrados con valor superior a X_i .

Y el periodo de retorno se calcula como:

$$T(X_i) = 1/\lambda = 1/(n_i/n) = (n/n_i) \quad (19)$$

Donde:

- λ es el promedio anual de datos que exceden a X_i .

Otro criterio a considerado en el diseño del enrocado, fue la topografía de la zona estudio, con el fin de mantener el perfil topográfico de la zona y no alterar demasiado el sector.

5.2 CARACTERIZACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS NIVELES DE DISEÑO

Para obtener una buena representación de la marea, se hizo el traslado geométrico del año de medición 2017 de Quintero (IOC⁶), a la zona de estudio, por medio de una correlación con la medición de un mes de la Dirección de Obras Portuarias (DOP).

Para representar de buena manera la marea, se realizaron distintos análisis a la desnivelación de la superficie del mar, con el fin de establecer las cotas de diseño a partir de la estimación de la marea astronómica y meteorológica.

Para determinar la marea astronómica, se realizó el análisis armónico de mareas, utilizando el software *T_TIDE*⁷. Los datos utilizados para este proceso fueron los obtenidos desde *IOC*, los que posteriormente se corrigieron al Nivel de Reducción de Sonda (NRS en adelante), el que se define de acuerdo a la siguiente expresión:

$$NRS = Z_0 - (M_2 + N_2 + S_2 + K_1 + O_1) \quad (20)$$

- *NRS*: nivel de reducción de sonda.
- Z_0 : nivel medio del mar referido al cero instrumental del período de registro.
- M_2 : semiamplitud, constiyente lunar principal semidiurno.
- N_2 : semiamplitud, constituyente lunar eclíptica mayor semidiurno.
- S_2 : semiamplitud, constituyente solar principal semidiurno.
- K_1 : semiamplitud, constituyente lunisolar declinacional diurno.
- O_1 : semiamplitud, constituyente lunar declinacional diurna.

⁶ El *Intergovernmental Oceanographic Commission (IOC)* creó el *Sea level Station Monitoring Facility*, que permite encontrar 85 puntos de medición a lo largo de Chile, donde el punto más cercano de la zona de estudio, es el ubicado en Quintero.

⁷ *T_Tide* es un software, desarrollado en Matlab, creado por Rich Pawlowicz en 2001. Este calcula las componentes armónicas de una señal de marea medida.

Adicionalmente, se determinó el régimen mareal de acuerdo con el coeficiente de Courtier o factor de forma (Pugh 1987):

$$F = \frac{K_1 + O_1}{M_2 + S_2} = \begin{cases} 0,00 - 0,25 & \text{marea semidiurna} \\ 0,25 - 1,50 & \text{marea mixta semidiurna} \\ 1,50 - 3,00 & \text{marea mixta diurna} \\ > 3,00 & \text{marea diurna} \end{cases} \quad (21)$$

La marea meteorológica contiene efectos de presión, viento y oleaje, pero se consideró como el residuo, que se genera con la señal medida y la armónica reconstruida en T_TIDE .

Luego, fue definido el nivel de diseño, que consideró el promedio de las pleamares, el promedio de la marea meteorológica más 3 desviaciones estándar y el *Wave setup* (Ecuación 22⁸). Todo respecto al NRS, que es el plano determinado por la mayor bajamar en sicigias estando la Luna en el perigeo (SHOA, 1992). Es importante señalar que el *Wave Setup*, no fue considerado para el cálculo del sobrepaso, ya que la formulación del *Eurotop* (Agency, 2018), considera este fenómeno.

$$\text{Nivel de diseño} = \text{Prom. Pleamares} + (\text{Prom. MM} + 3 * \sigma) + \text{Wave setup} \quad (22)$$

Donde:

- *Prom. Pleamares*: es obtenido a partir de la marea astronómica (*MA*).
- *MM*: marea meteorológica, y se estimó como la diferencia entre la medición y *MA*.
- *Wave setup*: se estimó considerando la altura de probabilidad de no excedencia del 99.7% (equivalente a 3 desviaciones estándar más promedio según la distribución normal), de las olas transferidas hasta el nodo de 20 m (ver Figura 5.3). Utilizando la formulación del Manual CEM (USACE, 2002), descrita desde la página II-4-12 a II-4-14. En la Figura 5.2, se presenta el bosquejo del *Wave setup*, donde η_b es el *Wave setdown*, d_b es la profundidad de rotura, η_s es el *Wave setup* en la línea de costa y η_{max} es el *Wave setup* máximo, donde este último fue el utilizado para el nivel de diseño. El punto de rotura, fue estimado comparando los criterios de rotura de McCowan (1891), Weggel (1972) y finalmente el de Komar y Gaughan (1972), donde se consideró la máxima profundidad que cumpliera al menos con unos de los criterios.

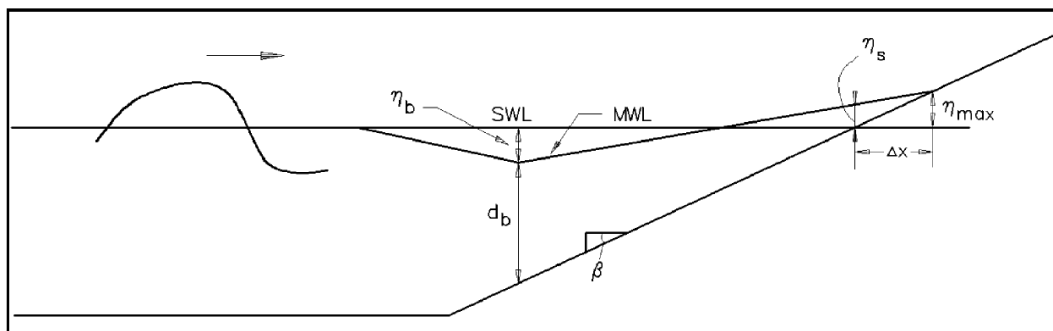


Figura 5.2: Bosquejo de definición del Wave Setup.

Fuente: Elaboración Propia.

⁸ Esta ecuación es propuesta por el autor del documento, porque representa un escenario conservador, considerando pleas astronómicas, el 99.7% de los datos de marea meteorológica y el aumento del nivel por efecto del oleaje.

5.3 CARACTERIZACIÓN DE OLAJE

La caracterización del oleaje se realizó empleando los principales parámetros de resumen que lo componen (Altura de ola H_{m0} , Periodo *Peak* T_p y Dirección *Peak* D_p). Estos datos fueron extraídos del Atlas de Oleaje, específicamente del nodo de aguas profundas de Valparaíso (latitud -33° y longitud -73°).

Para realizar dicha caracterización, se ejecutaron análisis estadísticos para definir el clima medio aguas profundas y en el pie de la estructura, junto con el clima extremo en el pie de la estructura, como se explica a continuación.

5.3.1 CLIMA DE OLAJE MEDIO EN AGUAS PROFUNDAS

Se representó el oleaje en las condiciones más frecuentes o reinantes. Esto se logró mediante el uso de las siguientes tablas y gráficos:

- Tabla de incidencia de altura significativa vs periodo *peak*; altura significativa vs dirección *peak*; periodo *peak* vs dirección *peak*, presentando la ocurrencia según el rango en cada parámetro, a partir de los datos de oleaje.

- Rosas de Dispersión: muestra la distribución direccional de todas las alturas y periodos de ola.

5.3.2 TRANSFERENCIA DE OLAJE

Cuando el oleaje se aleja de las zonas de generación en aguas profundas, se produce un fenómeno de dispersión donde los trenes de onda comienzan a ordenarse por periodos. Posteriormente, en su arribo a costa, llegando a profundidades menores, comienza a interactuar con el fondo, generando procesos de transformación que van modificando la energía. Estos procesos se traducen, fundamentalmente, en variaciones de la altura de ola y en la dirección de propagación (UNICAN, 2000). Algunos de los procesos más comunes en esta modificación, es la refracción, difracción, reflexión y asomeramiento (para mayor detalle consultar la sección 3 del texto UNICAN, 2000).

Para evaluar las características del oleaje en la costa de estudio, se procedió a efectuar la propagación del oleaje desde aguas profundas, en base al método de casos unitarios (Nicolau del Roure, 2004). Las alturas de ola unitarias se discretizaron direccionalmente cada 15° , desde los 210° hasta los 345° , y se llevaron hasta los puntos de acople a 50 m (presentados en rojo en la Figura 5.3), con el modelo numérico *Mike 21 SW*, mediante la utilización de espectros sintéticos del tipo *JONSWAP*.

Luego, para aproximar los resultados aún más a la costa, es decir, desde los 50 m⁹, hasta los 20 m (punto naranja Figura 5.3), se ejecutaron 36 casos de oleaje, desde los 6 s a los 24 s, separados cada 4 segundos y desde las direcciones 210° , 240° , 270° , 300° , 330° y 345° , con el modelo *Mike 21 BW* que permitió representar los efectos producidos por la Punta Horcón y su afloramiento rocoso. La dirección fue determinada utilizando la herramienta de Matlab *WAFO* (*WAFO-group*, 2000), específicamente la función "*dat2spec*".

⁹ Las direcciones de las olas propagadas hasta los 50 m, se concentraron entre los 210° y 345° .

Es importante mencionar, que para permitir un mejor acople entre los modelos, la malla numérica del *Mike 21 BW* (Figura 5.6), presenta una batimetría plana desde los 50 m de profundidad, lo que permite que la ola se desarrolle de manera correcta desde el borde, que se encuentra aproximadamente a 2 longitudes de onda desde el punto de acople. Esto es muy utilizado en modelos físicos, para propagar la ola antes de la interacción con la estructura analizada.

Debido a que se ejecutaron casos unitarios en el modelo *Mike 21 BW*, solo se extrajeron datos hasta los 20 m, porque al transferir la data completa no se representan de manera correcta los fenómenos dependientes de la profundidad. Bajo el supuesto que desde los 20 m hasta la costa la variación direccional es despreciable, se consideró la fórmula de Goda (1985), que permite estimar las variaciones de la altura de ola por efectos de la profundidad (asomeramiento).

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_S H'_0 & \rightarrow h/L_0 \geq 0.2 \\ \min \{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{max} H'_0, K_S H'_0\} & \rightarrow h/L_0 \geq 0.2 \end{cases} \quad (23)$$

Donde,

$$\beta_0 = 0.028 (H'_0/L_0)^{-0.38} e^{[20((\tan \theta)^{1.5})]}$$

$$\beta_1 = 0.52 e^{[4.2 \tan \theta]}$$

$$\beta_{max} = \max \{0.92, 0.32 (H'_0/L_0)^{-0.29} e^{[2.4 \tan \theta]}\}$$

K_S = Coeficiente de Shoaling.

K'_S = Coeficiente de Shoaling Lineal.

H'_0 = Altura de ola offshore (m).

h = Profundidad (m).

L_0 = Longitud de onda offshore (m).

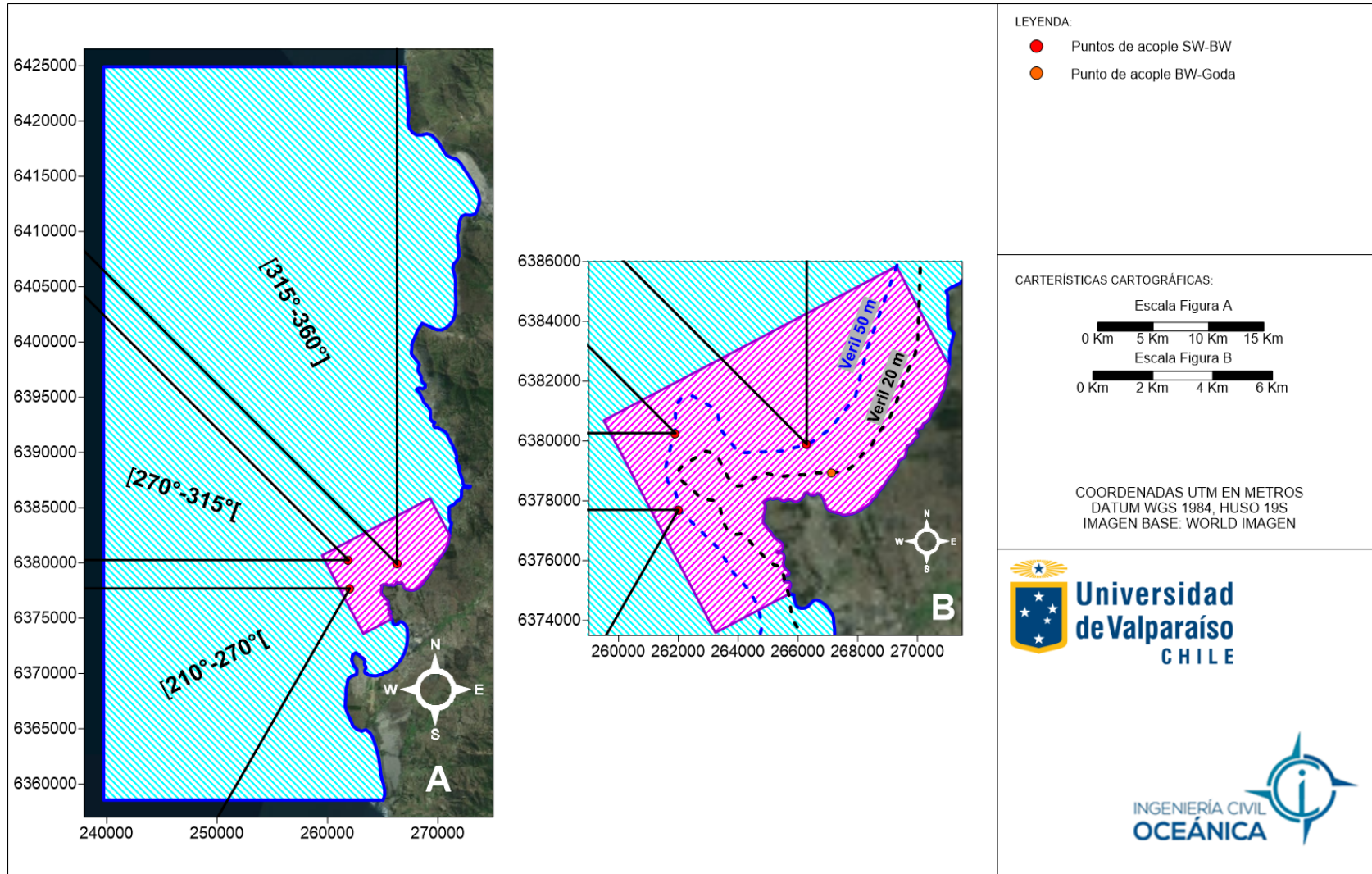


Figura 5.3: Dominios numéricos y acoples entre ellos.
 Fuente: Elaboración Propia.

5.3.2.1 GENERACIÓN DE MALLAS DE CÁLCULO

En la generación de la malla batimétrica, se contempló un dominio numérico tal, que para la propagación de oleaje, permitiera el ingreso de las olas en todas las direcciones probables ya mencionadas y en condiciones de aguas profundas (500 m de profundidad aproximadamente, dado el periodo de 24 s). Para esto, se contó con las siguientes cartas náuticas, elaboradas por el SHOA:

Tabla 5.3: Cartas SHOA.

Carta N°	Nombre
4320	Bahía Quintero a Bahía Valparaíso
4321	Bahía Quintero

Fuente: Elaboración Propia.

Adicionalmente, fue empleada una batimetría de precisión en la zona, levantada por la DOP como parte de la consultoría: “Diseño Construcción Infraestructura Marítima Caleta Horcón, Puchuncaví”. Las sondas resultantes del levantamiento y las cartas SHOA se presentan en la Figura 5.4.

Incorporando todos los antecedentes batimétricos, al módulo *Mesh Generator* de *Mike Zero*, se construyó la malla del modelo *Mike 21 SW* (Figura 5.5). Además, utilizando la misma información, pero utilizando la herramienta *Bathymetries*, se generó el dominio numérico para el modelo *Mike 21 BW* (Figura 5.6).

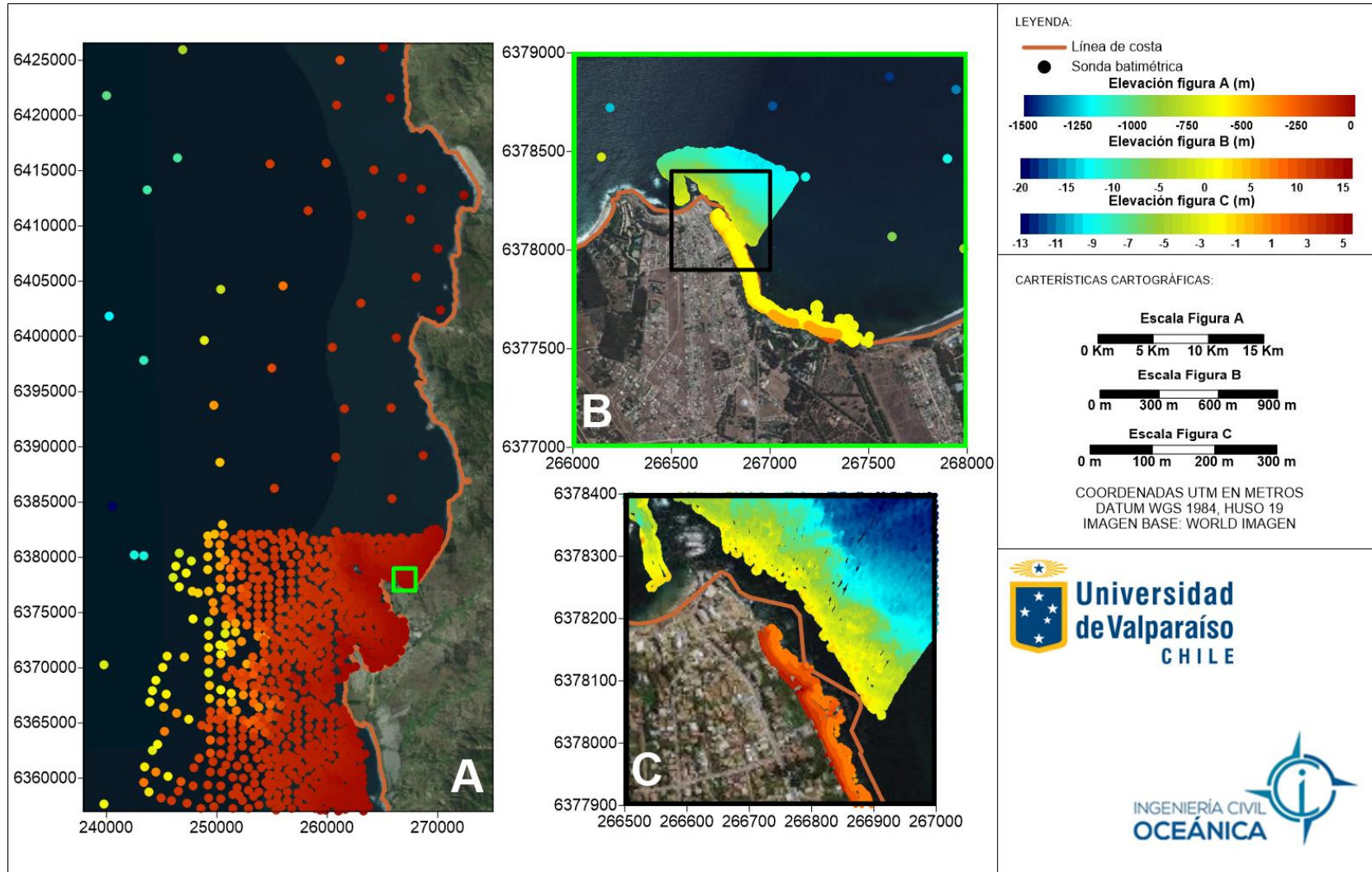


Figura 5.4: Información batimétrica, empleada en la modelación numérica.

Fuente: Elaboración Propia.

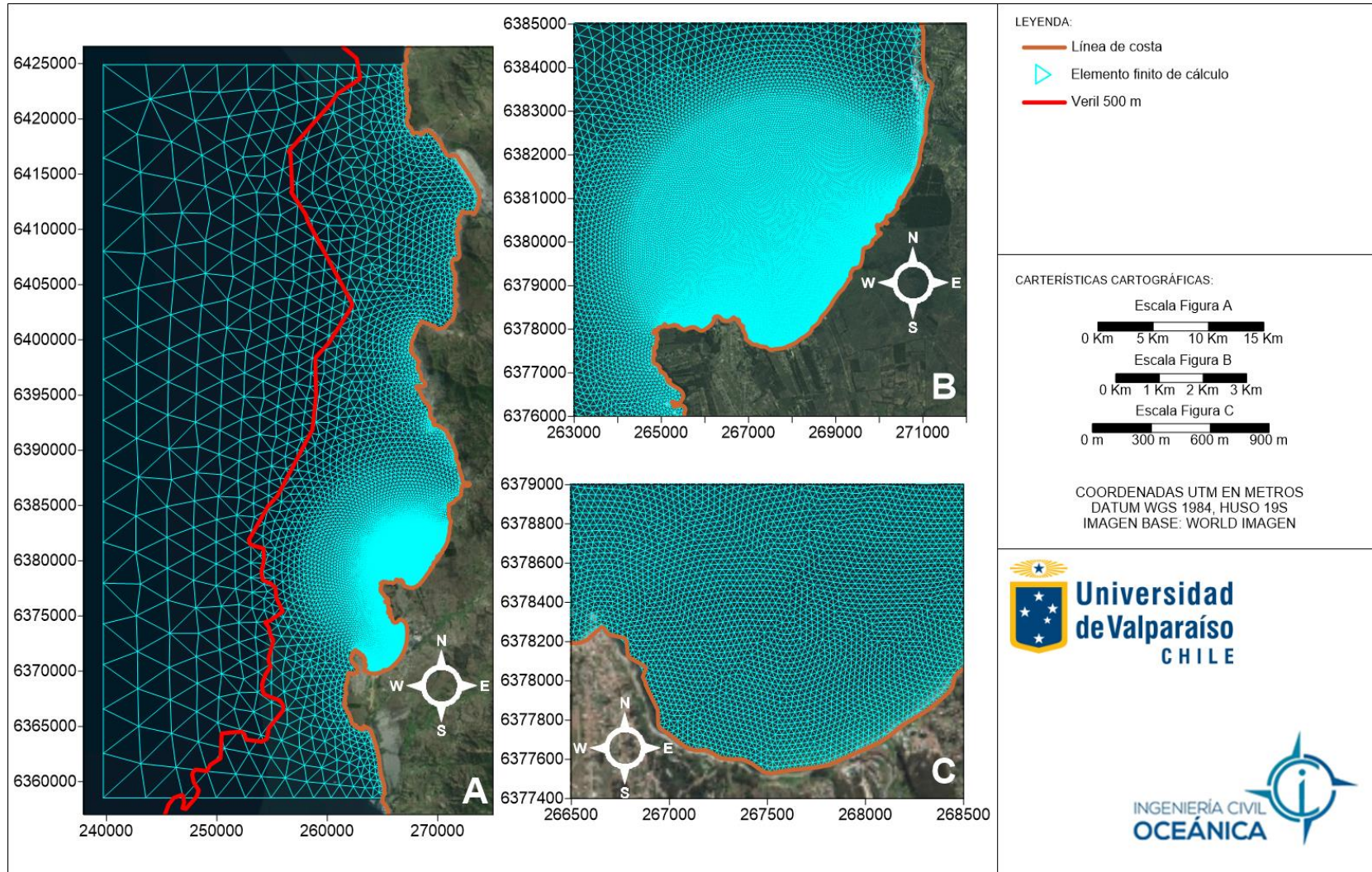


Figura 5.5: Dominio batimétrico, empleado en la modelación numérica.

Fuente: Elaboración Propia.

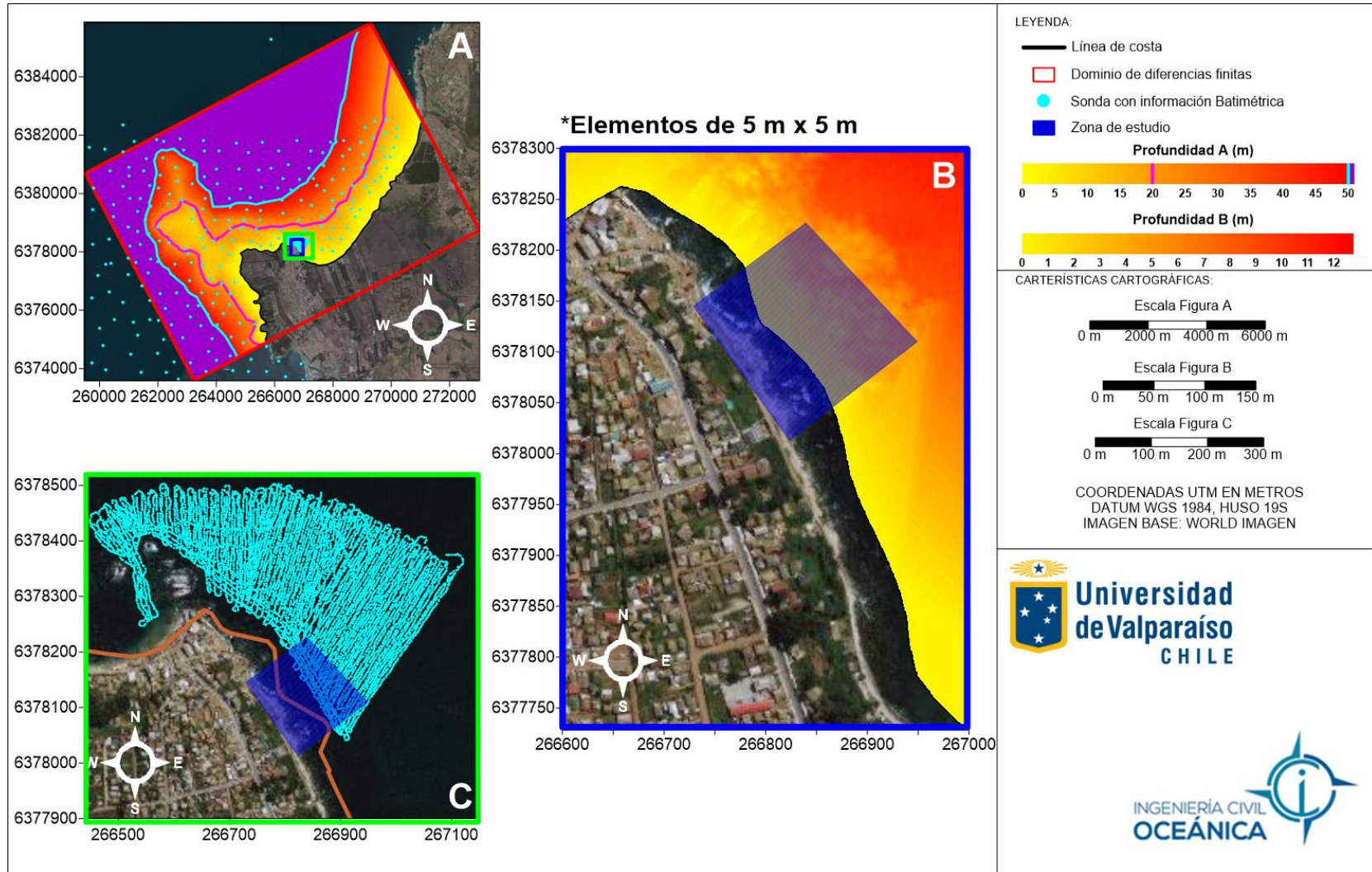


Figura 5.6: Dominio numérico para Mike 21 BW.
 Fuente: Elaboración Propia.

5.3.3 CLIMA MEDIO EN EL PIE DE LA ESTRUCTURA

Una vez transferida la data completa hasta el pie de la estructura, con los coeficientes de variación de altura y dirección, se realizó el análisis de clima medio, obteniendo las tablas bivariadas del oleaje de Dirección *Peak* (D_p) - Altura de ola (H_{m0}), Periodo *Peak* (T_p) - Altura de ola (H_{m0}) y Dirección *Peak* (D_p) - Periodo *Peak* (T_p).

Además, se realizó un análisis de excedencia del oleaje al pie de la estructura. Estos datos fueron los utilizados para el diseño hidráulico, que permiten conocer la funcionalidad hidráulica del enrocado de protección¹⁰.

5.3.4 CLIMA EXTREMO AL PIE DE LA ESTRUCTURA

Con la base datos transferida, se seleccionaron las tormentas con el método *Peak Over the Threshold (POT)* descrito en el documento “*Generation and análisis of random waves*” desde la página 42 a la 43 (Liu & Frigaard, 2001), estableciéndose un valor del umbral para la altura de ola igual al promedio más 2.5 desviaciones estándar, para obtener 35 tormentas y un $\lambda=1$. Además, deben tener una mínima diferencia de 72 horas de ocurrencia, para que no se elija el *peak* de altura de ola de una misma tormenta.

Junto con esto, se consideró un ajuste probabilístico a los valores extremos, con diferentes probabilidades de ploteo (Tabla 5.4), evaluando en función de la correlación, la distribución que representa de mejor manera el comportamiento estadístico de los eventos extremos.

Tabla 5.4: Distribuciones de probabilidades para clima extremo de oleaje.

Distribución	Probabilidad de ploteo	K ¹¹
Weibull	Goda	0.75
		1.00
		1.40
		2.00
	Petrauskas	0.75
		1.00
		1.40
		2.00

Fuente: Elaboración Propia.

Las bandas de confianza fueron calculadas con la metodología presentada desde la página 407 a 409 del libro “*Random Seas and Design in Maritime Structures – V15*” (Y. Goda, 2000), donde se presenta una manera simplificada para la estimación de los intervalos de confianza.

¹⁰ La funcionalidad hidráulica se consideró como el tiempo porcentual donde el enrocado no es sobrepasado.

¹¹ El coeficiente k es el factor de forma de la distribución de Weibull, donde con k=1 es una distribución exponencial y con k=2 se asemeja a la distribución lognormal (Liu & Frigaard, 2001).

5.4 DISEÑO DE ESTABILIDAD

Para obtener las dimensiones de los elementos tipo roca, se ejecutaron varios casos. Se consideró la fórmula de Hudson (USACE, 2002) y Van der Meer para aguas someras (1998). Además, para los cálculos se utilizaron las recomendaciones de estabilidad, de las publicaciones de Van der Meer (1987 y 1998). Para el diseño de las capas y tamaño de las rocas se calculó con las formulaciones presentadas en el CEM VI (págs. 122-126).

Para obtener las dimensiones de las rocas, se consideraron ambas formulaciones, aplicadas para las pendientes 1:1.50, 1:1.75, 1:2.00, 1:2.25 y 1:2.50, utilizando la ola definida en el análisis de clima extremo en el pie de la estructura.

Es importante mencionar, que solo se consideraron elementos tipo roca, por ser los elementos más económicos y que calzan con las características de la zona.

5.5 DISEÑO HIDRÁULICO

Ya conociendo las características de los elementos tipo roca de la protección, se calcularon varios escenarios con las formulaciones del Manual *Eurotop* (Agency, 2018), considerando las pendientes ya mencionadas, una cresta 3 D_{n50} y un muro de 1 m, para distintas alturas de ola asociadas a probabilidades de excedencia. Para definir el sobrepaso admisible, se utilizó la Tabla 5.5, en donde se definen los sobrepasos admisibles para las características de peatones y vehículos.

Tabla 5.5: Sobrepasos Admisibles

Tipo de peligro y razón	Caudal admisible q (l/s por metro)	Volumen Máximo V_{max} (l por metro)
Personas en estructuras con posible sobrepaso violento, en su mayoría estructuras verticales	Acceso prohibido para cualquier sobrepaso pronosticado	Acceso prohibido para cualquier sobrepaso pronosticado
Gente en el muro/cresta del dique. Con vista clara al mar. $H_{m0} = 3.0 m$ $H_{m0} = 2.0 m$ $H_{m0} = 1.0 m$ $H_{m0} < 0.5 m$	0.3 1 10-20 Sin límite	600 600 600 Sin límite
Autos en al muro/cresta del dique o Ferrocarriles detrás de la cresta. $H_{m0} = 3.0 m$ $H_{m0} = 2.0 m$ $H_{m0} = 1.0 m$	<5 10-20 <75	2000 2000 2000
Autopistas o caminos, tráfico rápido	Cerrado antes de que los escombros desparramados se vuelvan peligrosos	Cerrado antes de que los escombros desparramados se vuelvan peligrosos

Fuente: Eurotop 2018, sección 3.3.5 página 54.

Además, para facilitar la elección de la opción se estimó el área total de un perfil de enrocado, representado como el área ploma de la Figura 5.7. Esta información se compiló en dos gráficos, donde a partir de una altura de ola (con probabilidad de excedencia) se puede definir que francobordo (R_c) que cumple con el caudal admisible asociado, y que área aproximada tendrá el perfil del enrocado.

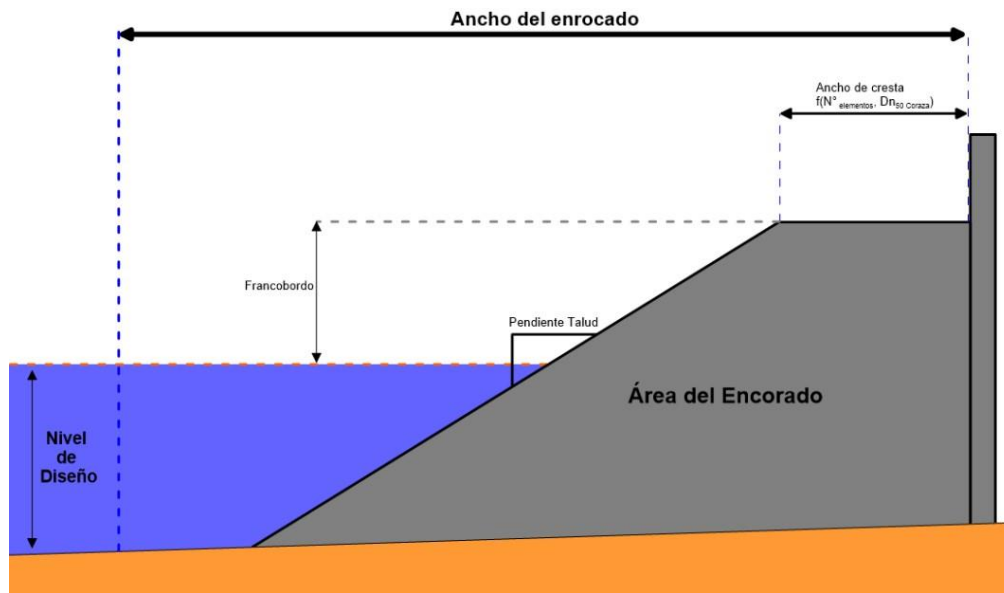


Figura 5.7: Esquema de estimación del área del enrocado.

Fuente: Elaboración Propia.

Luego de definir la geometría con el diseño hidráulico, se verificó el sobrepaso del perfil con un modelo CFD (REEF 3D).

5.6 MODELACIÓN EN REEF 3D

Una vez realizado el diseño del enrocado de protección, se ejecutó un caso en el modelo *REEF 3D* para estimar el sobrepaso, permitiendo la comparación entre los resultados de las formulaciones en base a modelos físicos (*Eurotop*) y los obtenidos por el modelo numérico (*REEF 3D*).

Es importante decir, que para realizar el experimento, se hizo un escalamiento temporal y espacial, tratando de obtener valores similares para el número de Reynolds, entre la condición real (prototipo) y la escalada. Esto se resume en la Tabla 5.6, donde la escala temporal fue de $\tau = 8$ y la dimensional de $\lambda = 64$, llegando a valores similares a los reportados en las publicaciones “*Numerical investigation of wave kinematics inside berm breakwaters with varying berm geometry using Reef3D*” (Sasikumar, Bihs, Kamath, Musch, & Arntsen, 2017) y “*Numerical study on the effect of a submerged breakwater seaward of an existing breakwater for climate change adaptation*” (Sasikumar, Kamath, Musch, Erling Lothe, & Bihs, 2018), donde en ambos se utilizó el modelo REEF3D para analizar un rompeolas. Es importante mencionar, que la modelación se realizó considerando distintas alturas de ola para el perfil de diseño definido para el enrocado, siendo los casos ejecutados de $H_{5\%}$, $H_{2\%}$, $H_{1\%}$ y H_{\max} .

Tabla 5.6: Resumen del escalamiento para REEF 3D.

Nombre	Prototipo	Modelo
Cota de coronamiento (m)	1.620	0.020
Pendiente (V:H)	1:2	1:2
Nivel de diseño (m)	1.620	0.025
Altura de ola, excedencia del 05% (m)	1.111	0.017
Altura de ola, excedencia del 02% (m)	1.232	0.019
Altura de ola, excedencia del 01% (m)	1.308	0.020
Altura de ola máxima propagada (m)	1.534	0.024
Periodo máximo (s)	14.000	1.750
Aceleración de gravedad (m/s ²)	9.810	9.810
Longitud de onda en aguas profundas (m)	147.800	2.300
Celeridad (m/s)	21.858	2.732
N° Froude ()	0.574	0.574
Longitud de onda al pie de la estructura (m)	55.501	0.867
Celeridad al pie de la estructura (m/s)	3.964	0.496
N° Reynolds ()	34.260	34.260

Fuente: Elaboración Propia.

Para obtener los valores del enrocado escalado (modelo), se realizó el análisis adimensional, que consistió en definir los parámetros espaciales y temporales relacionados con la interacción ola-estructura (Tabla 5.6), para obtener la celeridad, la longitud de onda y la profundidad, permitiendo calcular el número de Reynolds real (prototipo), y a través de un proceso iterativo se llegó al escalamiento espacial ($\lambda = 64$) y temporal ($\tau = 8$), que conserva el Número de Reynolds para obtener el modelo escalado, que se asemeja a resultados obtenidos por otros autores, como lo antes mencionados en esta sección.

Las características del caso modelado en REEF 3D, son mostradas en la Tabla 5.7 y la Figura 5.8. En el dominio se consideró una distancia desde la zona de generación de la ola hasta el pie del perfil del enrocado, de 10 m (más de 4 longitudes de ondas en aguas profundas), además de una pendiente previa al pie de 1 m (cerca de 1 longitud de onda al pie del enrocado), para no generar inestabilidades en el modelo y poder representar de buena manera la interacción de la ola con el perfil. En la parte final del dominio numérico, se ubica una playa numérica, como método de disipación para la energía del oleaje que traspase el rompeolas.

Es importante mencionar, que el modelo REEF 3D no fue utilizado para modelar la propagación del oleaje desde los 20 m hasta el pie de la estructura, para esto se utilizó la formulación de (Goda, 1985) porque permite obtener de manera rápida la altura de ola en el pie de la estructura, a diferencia del modelo CFD REEF 3D que tiene un costo computacional alto, por esto solo se corrieron algunos casos de olas ya propagadas, con el objetivo de evaluar el sobrepaso de ellas.

Los puntos de extracción de datos presentados en la Figura 5.8, fueron utilizados para ver cómo se comportó la ola al largo del canal numérico. El punto 7 se utilizó para obtener la altura de ola en el pie de enrocado. Para estimar la celeridad, se tomó en cuenta la diferencia temporal por el paso de la cresta por el punto 6 y 7, y su distancia ya conocida (0.05 m). Para obtener el caudal de sobrepaso, se extrajo la data en el punto 8.

Para obtener la altura en el pie del enrocado, en el modelo, se realizó una calibración similar a la realizada en modelos físicos, en donde se ingresa la ola con una altura x por un fondo plano y se verifica el valor en punto de interés. Es un proceso iterativo, que finaliza cuando se obtiene el valor objetivo en punto de calibración (punto 7 de la Figura 5.8).

Respecto a las características del modelo, considero el perfil del enrocado sin rugosidad (*Smooth Roughness*) e impermeable, y esto podría afectar los resultados.

Tabla 5.7: Resumen de la configuración del modelo REEF 3D.

Parámetros	Valores
$\Delta x = \Delta y = \Delta z$	0.01 m
Largo canal	11 m
Alto canal	1 m
Tipo de ola	5th-order Stokes Waves ¹²
Discretización de convección	Conservative WENO for velocity convection
Discretización de difusión	Implicit diffusion for velocity
Esquema temporal para el ajuste del Nivel	3rd-order Runge-Kutta for Level Set time treatment
Presión inicial	Hydrostatic pressure initialization
Esquema temporal para las ecuaciones de momentum	3rd-order Runge-Kutta for velocity time treatment
Factor de criterio para CFD	0.1
Número de procesos en paralelo	16

Fuente: Elaboración Propia.

¹² Utilizada por Sasikumar en su publicaciones de 2017 y 2018, para olas muy similares.

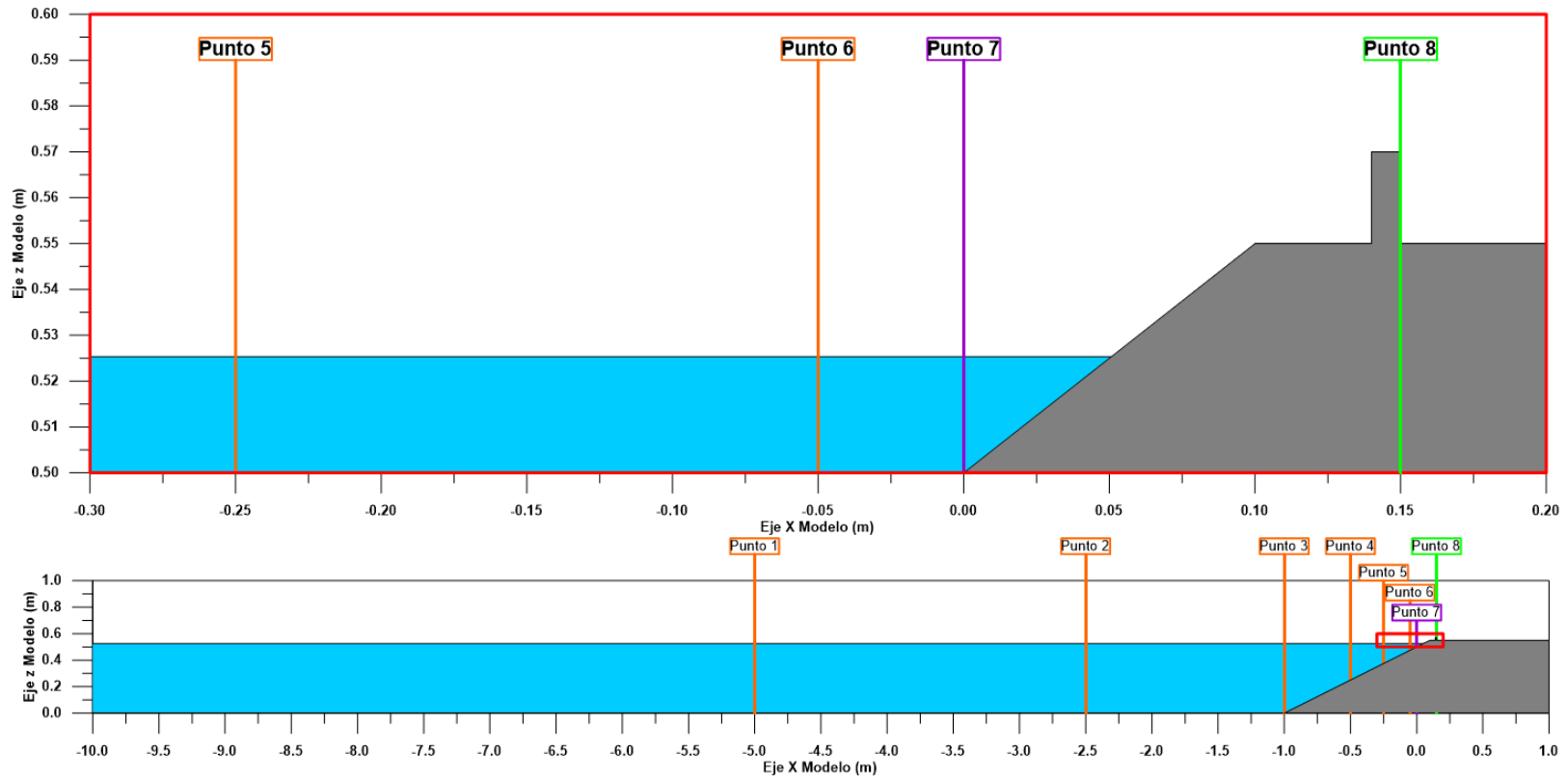


Figura 5.8: Perfil del caso modelado en REEF 3D, y puntos de extracción de datos.

Fuente: Elaboración Propia.

6 RESULTADOS

6.1 BASES DE DISEÑO

Suponiendo que es una infraestructura de carácter general de Nivel 1¹³, la vida útil para este enrocado de protección es de 25 años.

El riesgo máximo admisible fue de 40%, suponiendo inicio de averías, posibilidad de pérdidas humanas reducida y repercusión económica en caso de averías media a baja.

El periodo de retorno obtenido fue de 49.4, pero para efectos del cálculo se utilizó como 50 años de periodo de retorno.

6.2 CARACTERIZACIÓN DE MAREA Y NIVEL DE DISEÑO

En la zona de estudio, la Dirección de Obras Portuarias (DOP) registró la marea por 30 días, pero en Quintero se tiene el año 2017, medido por un mareógrafo del IOC. A partir de esto, de trasladó el año de marea de Quintero a Horcón, realizando relaciones con las mediciones de la DOP, como se indica en la sección 5.1.

6.2.1 TRASLADO GEOMÉTRICO DE MAREA

Como parte de la consultoría “Diseño Construcción Infraestructura Marítima Caleta Horcón, Puchuncaví”, realizada por la Dirección de Obras Portuarias (DOP), se obtuvieron mediciones de marea en el punto presentado en la Figura 6.1. Dichos datos fueron medidos entre 22-05-2017 y 23-06-2017, por su parte, el punto del *Intergovernmental Oceanographic Commission* (IOC), mostrado en la misma figura, cuenta con un año de medición (2017), lo cual permite definir mayor cantidad de constituyentes armónicas, y de este modo describir de mejor manera la marea. Para conseguir un año de marea en la zona de estudio, se realizó el proceso de transferir la marea desde Quintero a la zona de estudio de Horcón, para esto se desfasa la señal de Quintero para que coincida con la señal medida por la DOP. Es importante mencionar, que la medición de Quintero (IOC), fue referida al *NRS* como se explica en la sección 5.2 de este documento, para permitir la comparación con la medición DOP.

¹³ Obras e instalaciones de interés local o auxiliares. Pequeño riesgo de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura. (Obras de defensa y regeneración de costas, obras en puertos menores deportivos, emisarios locales, pavimentos, instalaciones para manejo y manipulación de mercancías, edificaciones,...)(0.2-90, 1990).

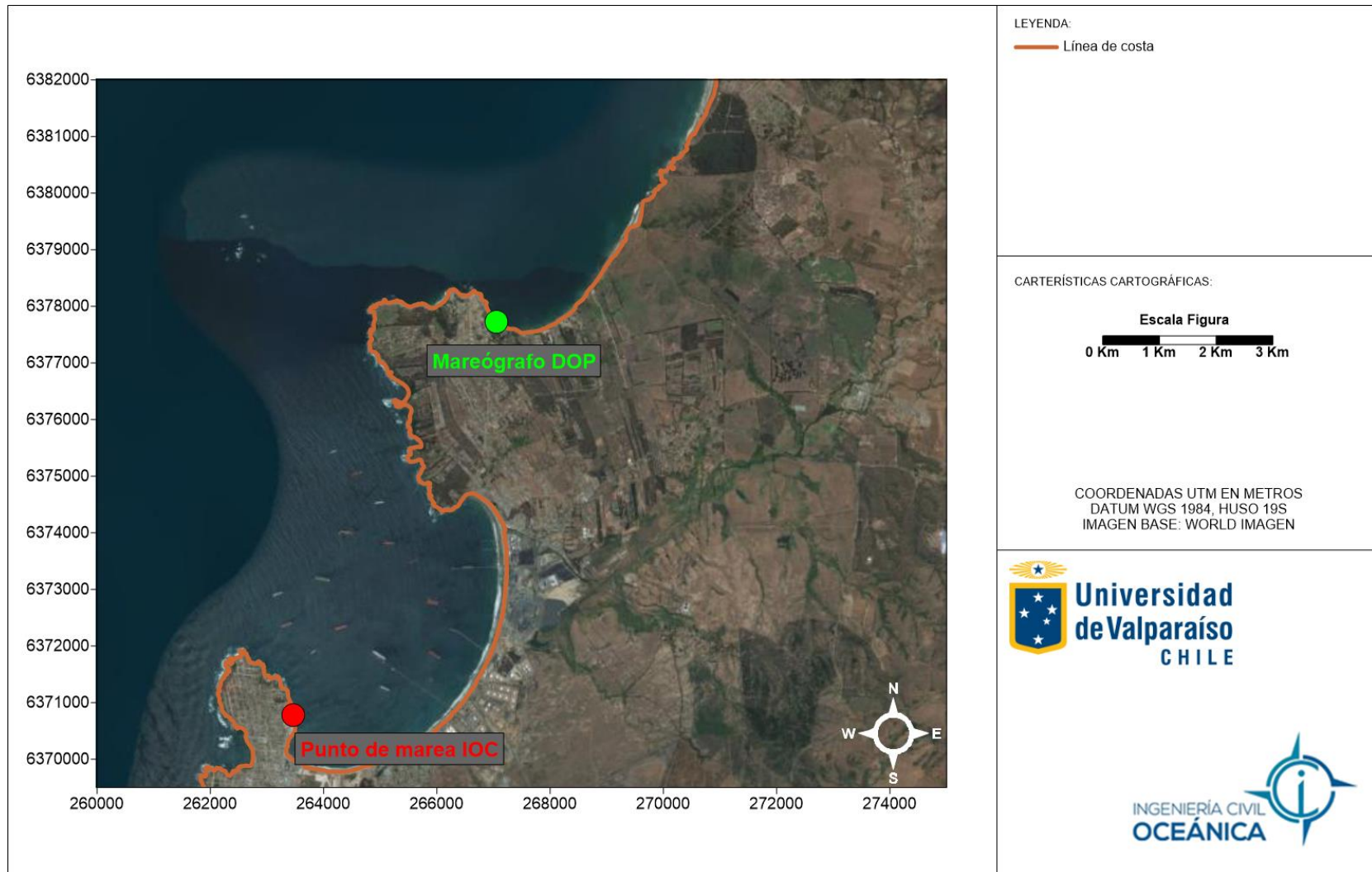


Figura 6.1: Puntos con datos de marea.

Fuente: Elaboración Propia.

Desde la Figura 6.2 a la Figura 6.4, en recuadro superior izquierdo, se presentan las series de tiempo (línea roja para IOC y línea verde para DOP). En la parte inferior izquierda, se muestra el residuo obtenido de la diferencia entre las señales y finalmente, en el recuadro derecho, se presenta la comparación dato a dato para verificar la correlación entre ambas series de tiempo del nivel del mar.

La Figura 6.2 muestra ambas series originales, la señal DOP en verde y la IOC en rojo. Las series de tiempo evidencian gran similitud en forma, pero la señal DOP tiene mayor variabilidad en los datos que la IOC. Estadísticamente las señales se asemejan con valores de $R^2=0.90$ y $RMS=0.12$ m. Respecto al residuo entre ambas series, en general no superan los 0.5 m de diferencia, exceptuando la señal medida en condición de marejada, dicho valor se puede asociar a ruido instrumental por el fondeo del equipo o por las marejadas anunciadas por la armada, para dicho periodo de medición.

En la Figura 6.3 se presentan los residuos (diferencia entre la señal original y armónica), de los datos DOP, en verde, y los IOC, en rojo. Respecto a las series de tiempo, la señal IOC presenta menos variabilidad que los residuos de la DOP, lo que también se puede observar en la comparación dato a dato, donde los puntos se acumulan en los valores centrales. Respecto a la diferencia de los residuos, las mayores diferencias se observan en el registro de la marejada. Asumiendo que los residuos son la marea meteorológica, es esperable que el equipo del IOC, registre menores magnitudes debido a que tiene mayor protección del oleaje y el viento, que el mareógrafo de la DOP.

A partir de lo anterior, se puede decir que ambas mediciones son similares en el intervalo de medición de la DOP, por lo que es de esperar que todo el año medido por el IOC en Quintero sea representativo para Horcón. La Figura 6.4 muestra la data anual de la marea, la señal original y armónica de la serie. Es importante mencionar que la señal fue limpiada, eliminando valores anormales que no tuvieran relación temporal con anuncios de marejadas comunicados por el SHOA.

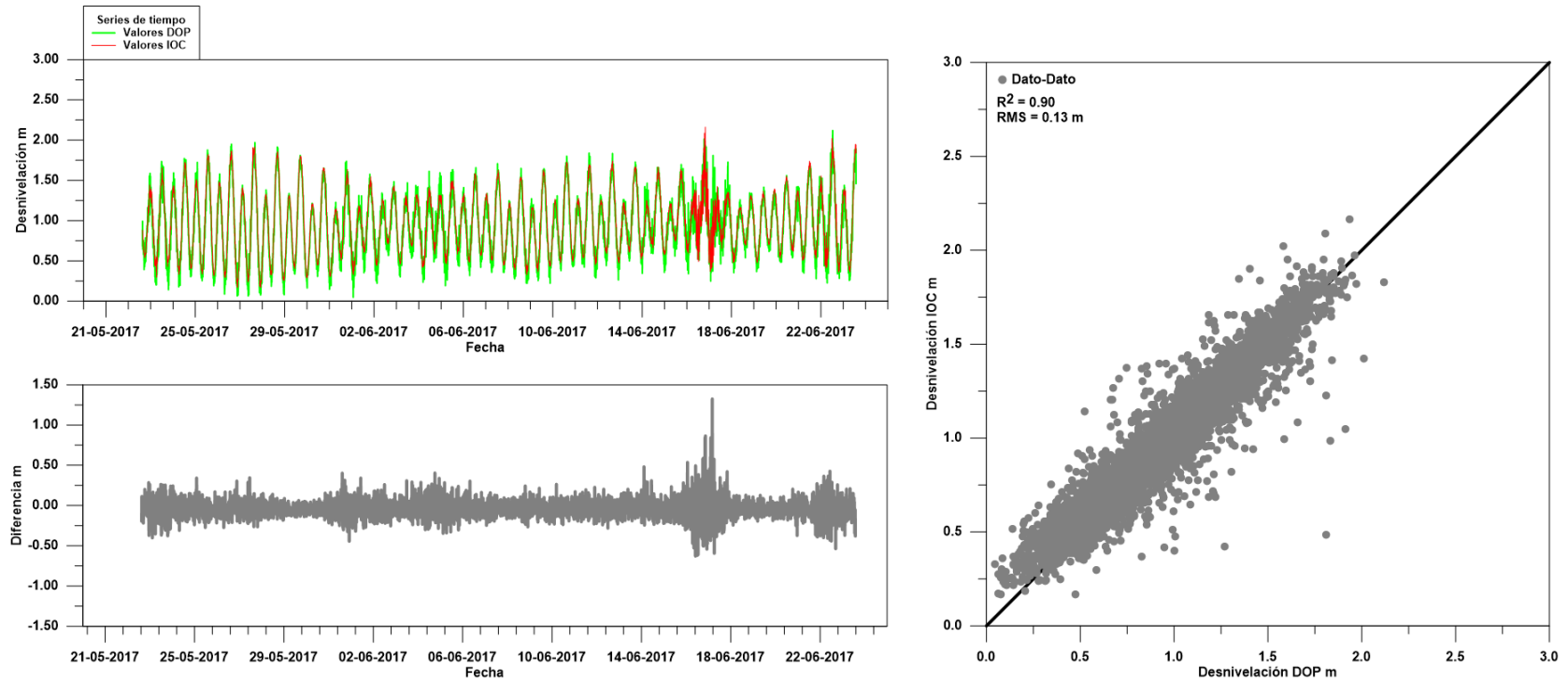


Figura 6.2: Datos de Marea DOP vs Datos de Marea IOC.

Fuente: Elaboración Propia.

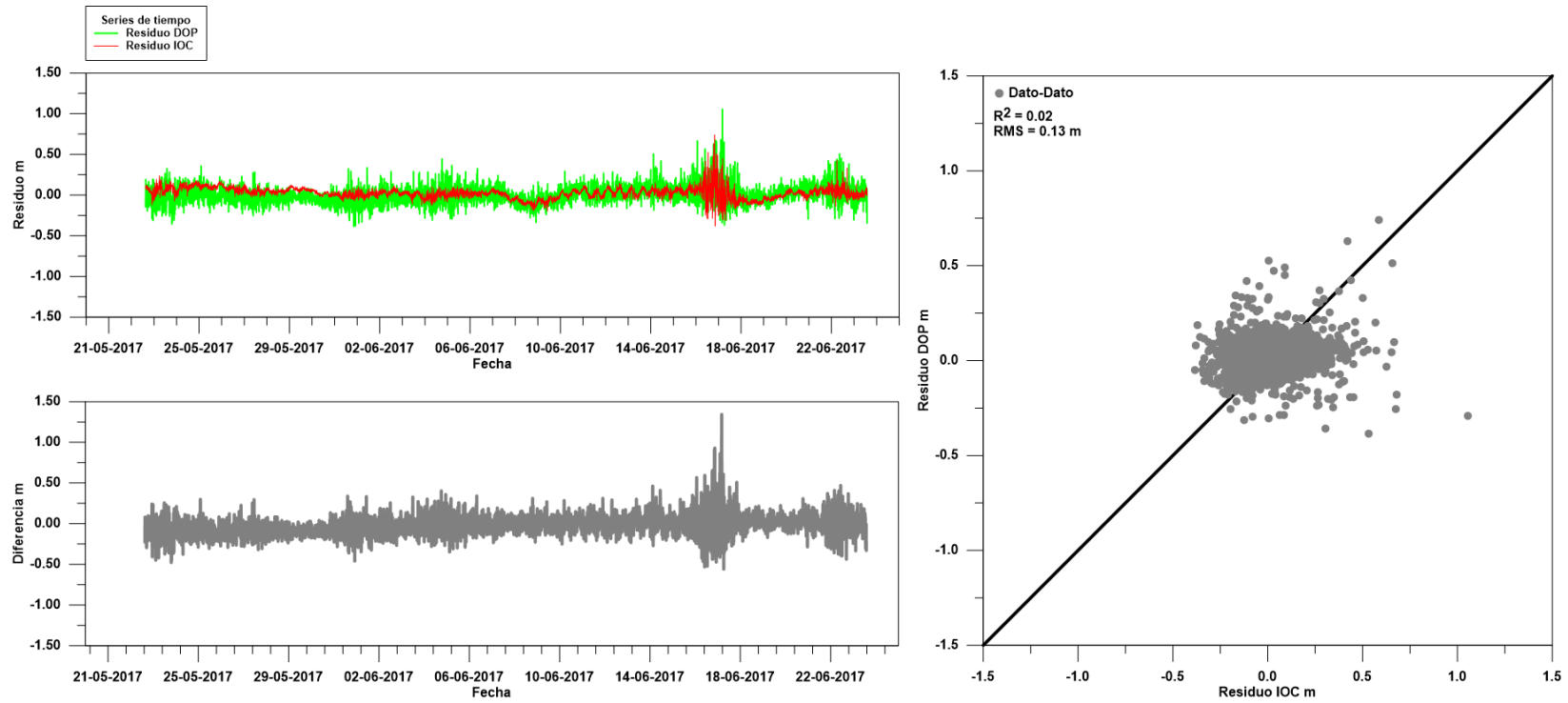


Figura 6.3: Comparación de residuos (marea meteorológica) DOP vs IOC.

Fuente: Elaboración Propia.

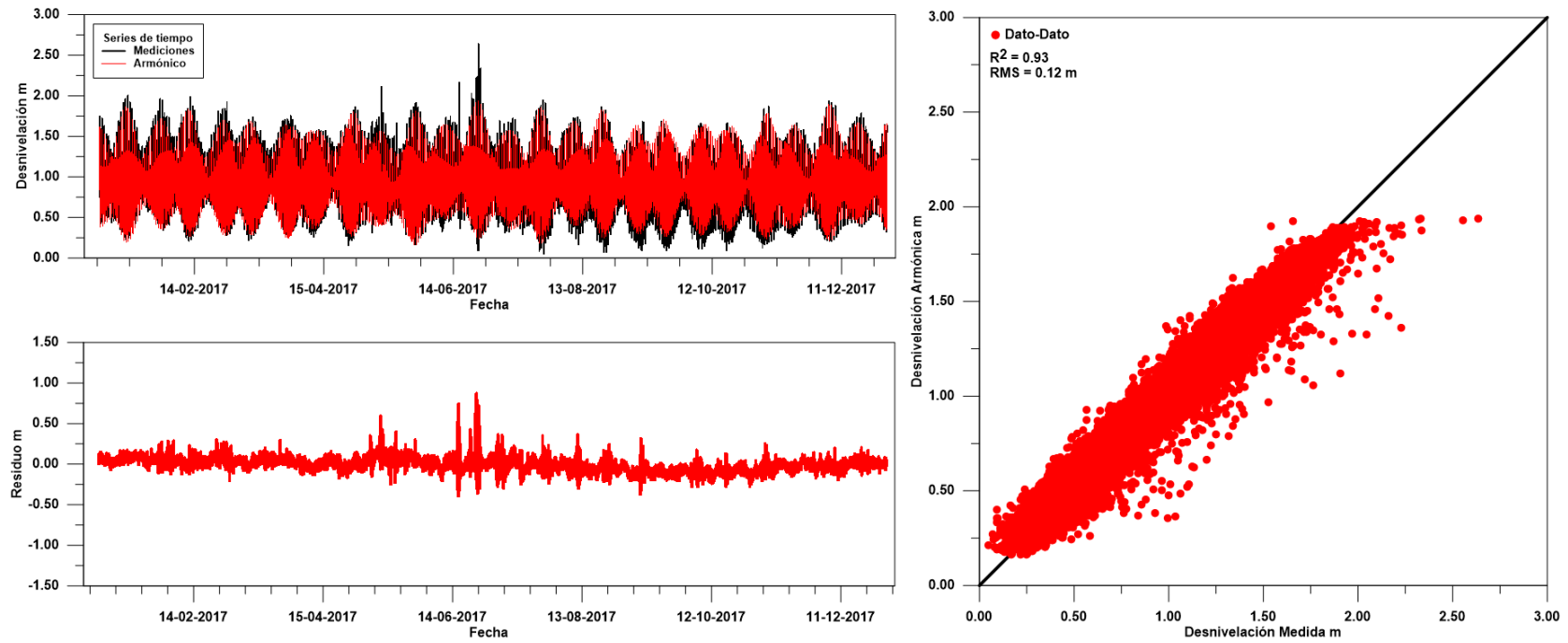


Figura 6.4: Data anual de Marea del IOC, trasladada a la zona de estudio.

Fuente: Elaboración Propia.

6.2.2 MAREA ASTRONÓMICA

En base a los datos de marea en la zona (Figura 6.4), se realizó un análisis armónico obteniendo una señal conformada por las principales componentes armónicas identificadas (Tabla 6.1), con el factor de forma (1.05), definiendo que el régimen que predomina esta zona es del tipo marea semidiurna mixta, con desigualdad diaria en las alturas de las pleamares y bajamares. A partir de la onda obtenida se realizaron los cálculos de las cotas, presentadas en la Tabla 6.2 y la Figura 6.5, donde la máxima fue de 1.94 m sobre el NRS y la mínima de 0.16 m sobre el NRS. Respecto al promedio de las pleamares, este presentó un valor de 1.39 m sobre el NRS.

Tabla 6.1: Amplitud y fase de las constantes armónicas.

Constituyente*	Amplitud (m)	Fase (°)	Constituyente	Amplitud (m)	Fase (°)
SSA	0.0342	198.92	*MKS2	0.0979	14.58
MSM	0.0055	16.49	LDA2	0.0149	91.01
MM	0.0048	154.76	L2	0.0167	109.31
MSF	0.0003	293.88	S2	0.0731	102.12
MF	0.0045	178.54	K2	0.0625	52.81
ALP1	0.0010	320.03	MSN2	0.0053	336.77
2Q1	0.0017	350.15	ETA2	0.0062	155.10
SIG1	0.0016	156.42	MO3	0.0020	58.81
Q1	0.0089	57.63	M3	0.0014	97.03
RHO1	0.0061	122.31	SO3	0.0009	225.22
*O1	0.0623	43.85	MK3	0.0008	77.01
TAU1	0.0171	114.15	SK3	0.0038	260.61
BET1	0.0050	344.85	MN4	0.0011	189.03
NO1	0.0024	1.88	M4	0.0015	251.78
CHI1	0.0014	141.03	SN4	0.0007	36.93
*P1	0.0332	63.90	MS4	0.0010	49.36
*K1	0.1271	59.33	MK4	0.0004	292.76
*PHI1	0.0315	328.71	S4	0.0009	15.81
THE1	0.0069	97.86	SK4	0.0009	180.80
J1	0.0113	69.88	2MK5	0.0011	83.67
SO1	0.0021	224.00	2SK5	0.0016	331.92
OO1	0.0055	45.93	2MN6	0.0009	137.59
UPS1	0.0052	144.08	M6	0.0008	116.64
OQ2	0.0118	245.89	2MS6	0.0007	317.06
EPS2	0.0097	264.54	2MK6	0.0007	92.90
2N2	0.0057	198.68	2SM6	0.0006	89.64
MU2	0.0059	235.23	MSK6	0.0005	276.31
N2	0.0065	256.11	3MK7	0.0005	301.01
NU2	0.0270	249.44	M8	0.0009	193.71
*M2	0.1067	121.95			

Fuente: Elaboración Propia.

*Representan las componentes que más aportan en semiamplitud a la marea.

Tabla 6.2: Cotas de marea para Horcón.

	Valor (m)
Pleamar Máxima	1.94
Promedio Pleamares	1.39
Nivel Medio del Mar	0.94
Promedio Bajamares	0.48
Bajamar Mínima	0.16

Fuente: Elaboración Propia.

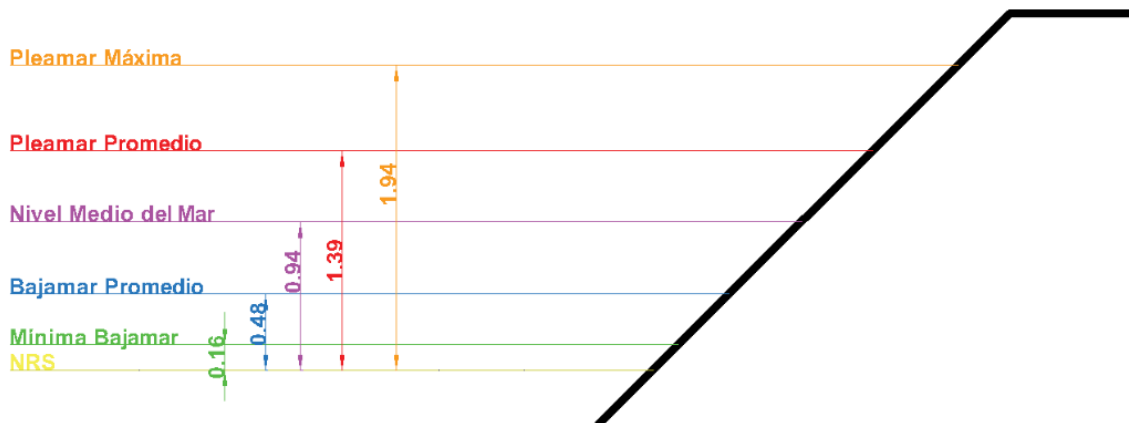


Figura 6.5: Cotas de marea para Horcón.

Fuente: Elaboración Propia.

El valor considerado para la marea astronómica, fue el promedio de las pleamares igual a 1.39 m.

6.2.3 MAREA METEOROLÓGICA

Para la estimación de la marea meteorológica, esta se consideró equivalente al residuo de la señal medida y la reconstruida con armónicos.

Como se dijo anteriormente, para descartar datos erróneos en las mediciones de marea meteorológica, se buscaron los anuncios de marejadas de la armada del año 2017. Como se observa en la Figura 6.6, la mayoría de las variaciones coinciden con los anuncios de marejadas, destacando el registro del 15-06-2017 donde la marejada generó destrucción en la zona. Debido a esto se puede decir que no se consideraron datos erróneos, solo asociados a frentes de mal tiempo.

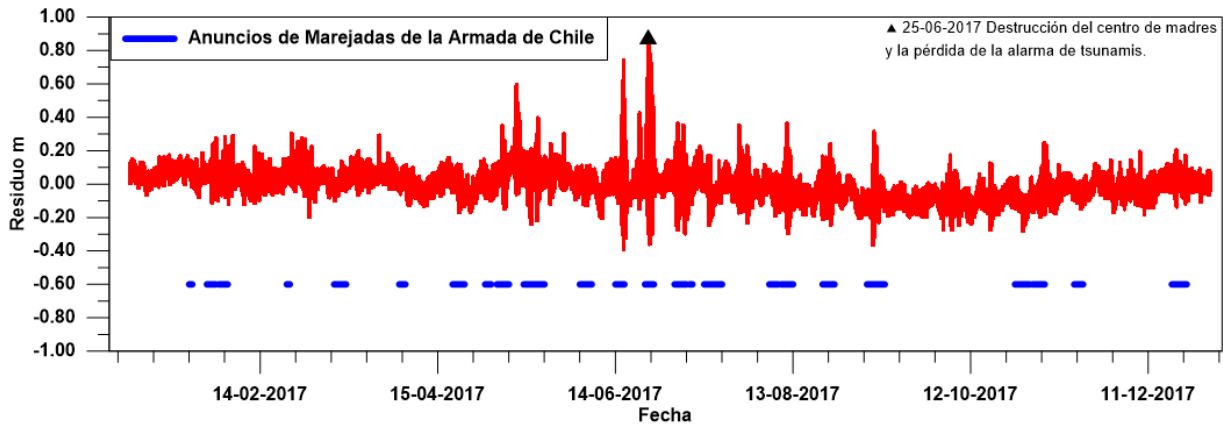


Figura 6.6: Marea meteorológica y marejadas 2017.

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 6.3 y Figura 6.7, se presentan los resultados de la data completa de la marea meteorológica, la que varió entre -0.38 m y 0.87 m. Estadísticamente más del 95% del tiempo, se presentaron valores menores a los 0.15 m.

El valor para la marea meteorológica, fue considerado como el promedio más 3 desviaciones estándar, igual a 0.23 m.

Tabla 6.3: Valores de Marea Meteorológica para la localidad de Horcón.

	Valor (m)
Mínimo	-0.38
Máximo	0.87
Promedio	0.00
Desviación estándar (σ)	0.08
Promedio + σ	0.08
Promedio + 2 σ	0.15
Promedio + 3 σ	0.23

Fuente: Elaboración Propia.

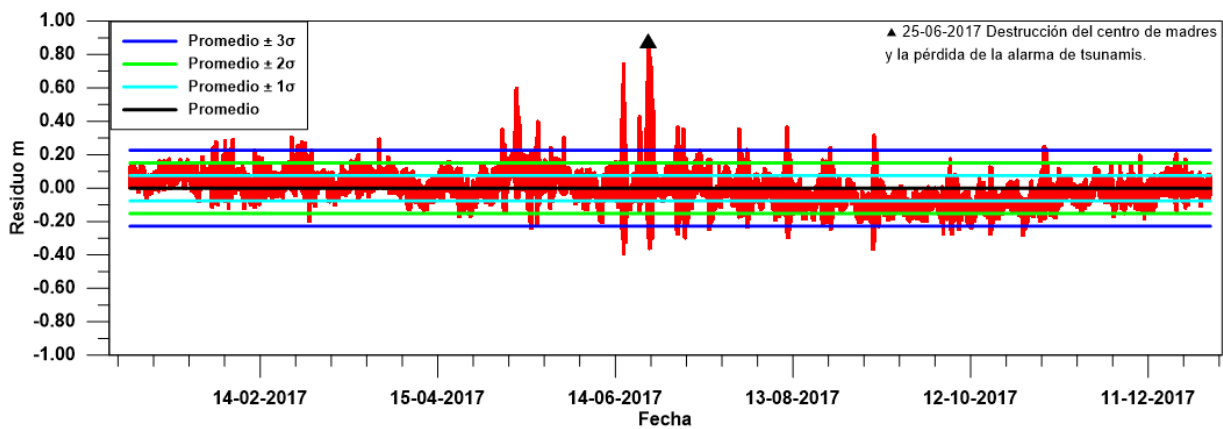


Figura 6.7: Valores de Marea Meteorológica para la localidad de Horcón.

Fuente: Elaboración Propia.

6.2.4 WAVE SETUP

Utilizando la formulación del Manual CEM (USACE, 2002), tal como se explicó en la sección 5.2. Se utilizó una altura de ola de 2.50 m (probabilidad de no excedencia de 99.7%, del oleaje transferidos hasta el punto de 20 m de profundidad), estimando el Wave setup de 0.45 m (Tabla 6.4 y Figura 6.8). Se asumió que el *Wave setup* máximo, sería el que afectaría al enrocado, representando un escenario conservador.

Tabla 6.4: Resultados Wave Setup.

	x (m)	η (m)
η_b	181.38	-0.09
η_s	0.00	0.35
η_{max}	-37.94	0.45

Fuente: Elaboración Propia.

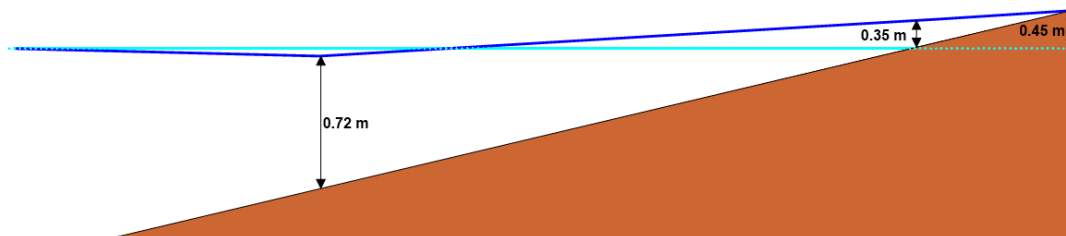


Figura 6.8: Representación gráfica de los resultados Wave Setup.

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, el nivel de diseño se consideró con el promedio de las pleamares (1.39 m), el promedio más 3 desviaciones estándar de la marea meteorológica (0.23 m) y el Wave Setup (0.45), dando un nivel de 2.07 m sobre el NRS, pero para los cálculos del sobrepaso no se considera este último, porque la formulación del *Eurotop* (Agency, 2018) incluye este fenómeno, tal como se especifica en la página 20 en su quinto párrafo, quedando un nivel de 1.62 m sobre el NRS.

6.3 CARACTERIZACIÓN DE OLAJE

6.3.1 AGUAS PROFUNDAS

Para el análisis en aguas profundas se utilizaron los 35 años de datos (1980 - 2015), en el nodo de Valparaíso, entregados por la Universidad de Valparaíso como parte del proyecto Atlas de Oleaje.

6.3.1.1 CLIMA MEDIO ENERGÍA COMPLETA

Para conocer las características estadísticas del oleaje se realizaron tablas bivariadas de Dirección *Peak* (D_p) - Altura de ola (H_{m0}), Periodo *Peak* (T_p) - Altura de ola (H_{m0}) y Dirección *Peak* (D_p) - Periodo *Peak* (T_p), las que se presentan desde la Tabla 6.5 a la Tabla 6.7.

En aguas profundas se encuentra que más del 70% de las olas tiene alturas entre los 2.0 y 3.5 m. La altura promedio de la data fue de 2.3 m, y el valor máximo de 6.5 m, pero cabe destacar que solo el 1.1% de los datos supera los 4.5 m.

La dirección principal del oleaje, con más del 80% de los datos, es el proveniente del SW ($225 \pm 11.5^\circ$), al igual que gran parte de Chile, debido a que la dirección reinante de viento costero en el país es desde el SW. Esto representa una buena condición para la zona de estudio, donde el oleaje es disipado por la Punta Horcón y su afloramiento rocoso, que ambos permiten una protección de los frentes de oleaje provenientes desde el tercer cuadrante, que, a partir de la información recabada en aguas profundas, representa el oleaje reinante en la zona.

Respecto al periodo, más del 80% de los datos tienen valores entre los 10 y 16 s, lo que se podría asociarse a un oleaje tipo *Swell*. El periodo promedio fue de 13 s y el mayor dato tuvo un valor de 24 s, pero solo el 0.83% supera los 16 s.

Además, se realizó un gráfico de dispersión en 3D (Figura 6.9), que permite mostrar en conjunto los 3 principales parámetros de resumen de la ola (H_{m0} , T_p y D_p), mostrando que la principal dirección de los frentes es proveniente desde el tercer cuadrante, con alturas menores a los 3.5 m y periodos no mayores a los 16 s.

Tabla 6.5: Tabla de incidencia en aguas profundas, D_p vs H_{m0} .

Dirección	H_{m0} (m)										Total	f_R (%)	f_A (%)	
	0.0 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0	2.0 - 2.5	2.5 - 3.0	3.0 - 3.5	3.5 - 4.0	4.0 - 4.5	4.5 - 5.0				> 5.0
N			1	2	9	19	11	12	4	1	2	61	0.06%	99.94%
NNE												0	0.00%	99.94%
NE												0	0.00%	99.94%
ENE												0	0.00%	99.94%
E												0	0.00%	99.94%
ESE												0	0.00%	99.94%
SE												0	0.00%	99.94%
SSE												0	0.00%	99.94%
S					4	1	9	2				16	0.02%	99.93%
SSW		138	1141	1805	1312	768	338	130	6	2		5640	5.36%	94.57%
SW		499	7601	21487	24640	19010	9824	3394	759	159	45	87418	83.10%	11.46%
WSW		173	1334	2082	1810	1103	718	270	96	38	25	7649	7.27%	4.19%
W		80	618	952	799	521	248	151	35	35	9	3448	3.28%	0.91%
WNW		4	4	29	40	24	36	31	4			172	0.16%	0.75%
NW		9	213	225	83	39	28	17	13	4		631	0.60%	0.15%
NNW				16	19	43	32	28	7	6	5	156	0.15%	0.00%
Total	0	903	10912	26598	28716	21528	11244	4035	924	245	86	105191		
f_R (%) ¹⁴	0.00%	0.86%	10.37%	25.29%	27.30%	20.47%	10.69%	3.84%	0.88%	0.23%	0.08%			
f_A (%) ¹⁵	100.00%	99.14%	88.77%	63.48%	36.18%	15.72%	5.03%	1.19%	0.31%	0.08%	0.00%			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.6: Tabla de incidencia en aguas profundas, T_p vs H_{m0} .

H_{m0} (m)	T_p (s)									Total	f_R (%)	f_A (%)	
	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 12	12 - 14	14 - 16	16 - 18	18 - 20	20 - 22				22 - 24
0.0 - 0.5											0	0.00%	100.00%
0.5 - 1.0		3	47	219	388	131	93	22			903	0.86%	99.14%
1.0 - 1.5	27	61	329	2744	4990	1531	1119	97	10	4	10912	10.37%	88.77%
1.5 - 2.0	82	437	733	5014	13858	3700	2456	260	49	9	26598	25.29%	63.48%
2.0 - 2.5	6	1301	771	3608	15805	4473	2557	179	13	3	28716	27.30%	36.18%
2.5 - 3.0		963	1075	1532	11030	5005	1867	54	2		21528	20.47%	15.72%
3.0 - 3.5		238	1011	479	4411	3556	1523	22	4		11244	10.69%	5.03%
3.5 - 4.0		7	317	195	1142	1442	919	10	3		4035	3.84%	1.19%
4.0 - 4.5			47	44	151	295	373	14			924	0.88%	0.31%
4.5 - 5.0			11	17	32	80	105				245	0.23%	0.08%
> 5.0			1	15	11	27	32				86	0.08%	0.00%
Total	115	3010	4342	13867	51818	20240	11044	658	81	16	105191		
f_R (%)	0.11%	2.86%	4.13%	13.18%	49.26%	19.24%	10.50%	0.63%	0.08%	0.02%			
f_A (%)	99.89%	97.03%	92.90%	79.72%	30.46%	11.22%	0.72%	0.09%	0.02%	0.00%			

Fuente: Elaboración Propia.

¹⁴ Frecuencia relativa.

¹⁵ Frecuencia acumulada.

Tabla 6.7: Tabla de incidencia en aguas profundas, D_p vs T_p .

Dirección	T_p (s)										Total	f_R (%)	f_A (%)
	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 12	12 - 14	14 - 16	16 - 18	18 - 20	20 - 22	22 - 24			
N	2	18	31	4	1	4	1				61	0.06%	99.94%
NNE											0	0.00%	99.94%
NE											0	0.00%	99.94%
ENE											0	0.00%	99.94%
E											0	0.00%	99.94%
ESE											0	0.00%	99.94%
SE											0	0.00%	99.94%
SSE											0	0.00%	99.94%
S		14	2								16	0.02%	99.93%
SSW	35	547	337	1069	2739	605	289	19			5640	5.36%	94.57%
SW	64	2266	3421	9772	43341	18173	9737	563	65	16	87418	83.10%	11.46%
WSW	7	23	110	1469	4262	1105	645	27	1		7649	7.27%	4.19%
W		20	270	1428	1420	178	128	4			3448	3.28%	0.91%
WNW		13	36	95	9	13	6				172	0.16%	0.75%
NW	2	45	71	16	39	161	237	45	15		631	0.60%	0.15%
NNW	5	64	64	14	7	1	1				156	0.15%	0.00%
Total	115	3010	4342	13867	51818	20240	11044	658	81	16	105191		
f_R (%)	0.11%	2.86%	4.13%	13.18%	49.26%	19.24%	10.50%	0.63%	0.08%	0.02%			
f_A (%)	99.89%	97.03%	92.90%	79.72%	30.46%	11.22%	0.72%	0.09%	0.02%	0.00%			

Fuente: Elaboración Propia.

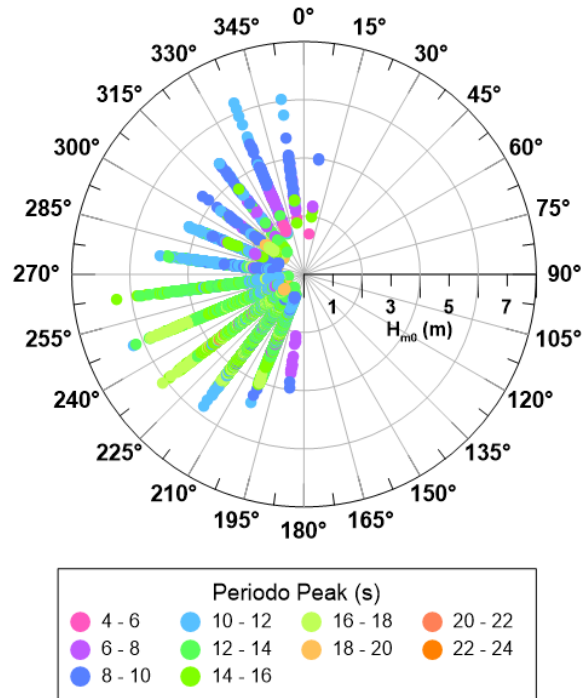


Figura 6.9: Rosas de oleaje 3D. Aguas Profundas.

Fuente: Elaboración Propia.

6.3.2 OLEAJE AL PIE DE LA ESTRUCTURA

6.3.2.1 PROPAGACIÓN

Para realizar la propagación, desde aguas profundas hasta los 20 m, se utilizaron las funciones de transferencia obtenidas por *Mike 21 SW* en los puntos de acople de 50 m (Figura 6.10) en conjunto con la matriz de transferencia obtenida con *Mike 21 BW* hasta el punto de 20 m (Figura 6.11), como se presentó en la sección 5.3.2. Luego, utilizando la fórmula de Goda se transfirieron las olas hasta los 3 m de profundidad, considerando el nivel de diseño de 2.07 m, llegando un total de 5.07 m. En la Figura 6.12, se muestra el resultado de uno de los casos modelados en el modelo *Mike SW*, específicamente el caso de altura unitaria con periodo de 14 s y dirección de 300°. Junto con lo anterior, la Figura 6.13 presentan algunos casos ejecutados en el *Mike BW*.

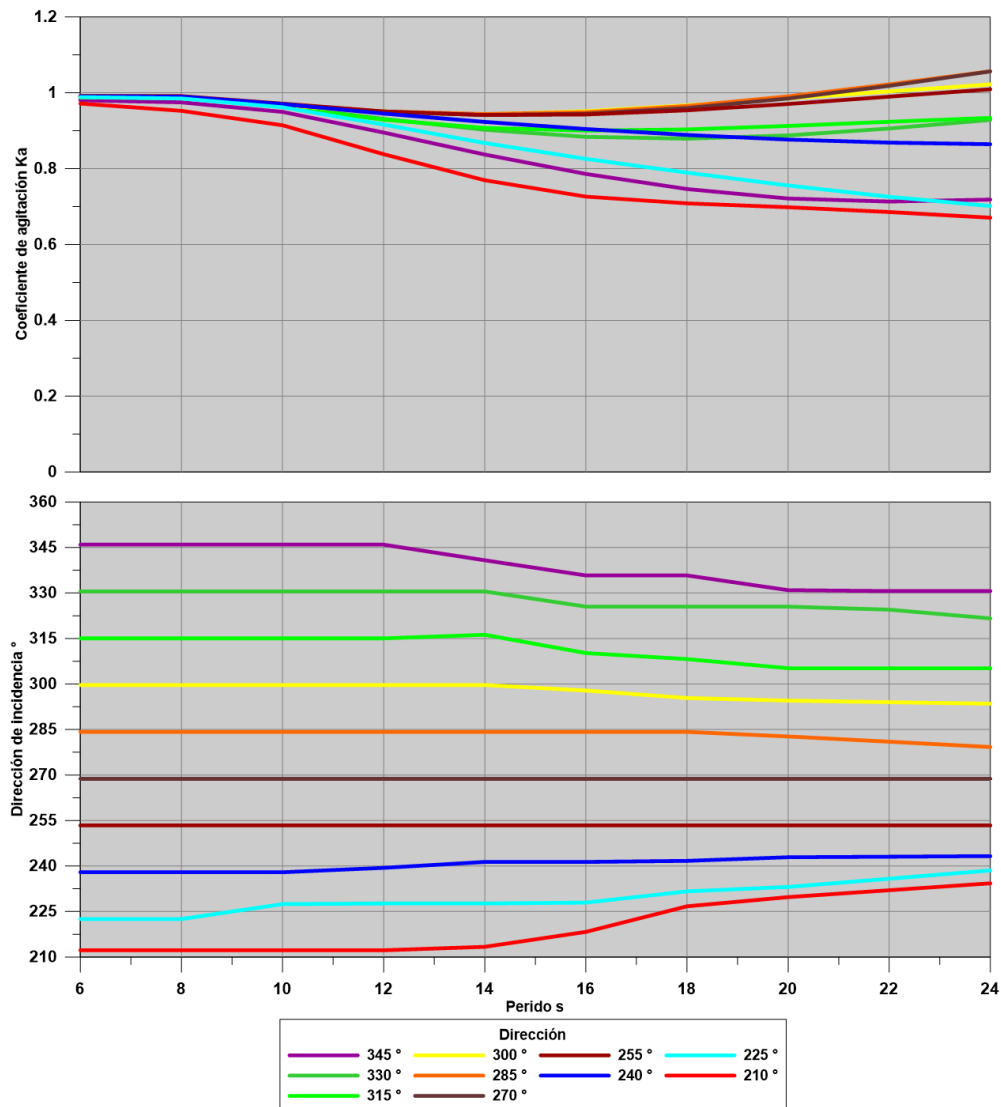


Figura 6.10: Funciones de transferencia del oleaje (*Mike 21 SW*), en punto de acople a 50 m de profundidad.

Fuente: Elaboración Propia.

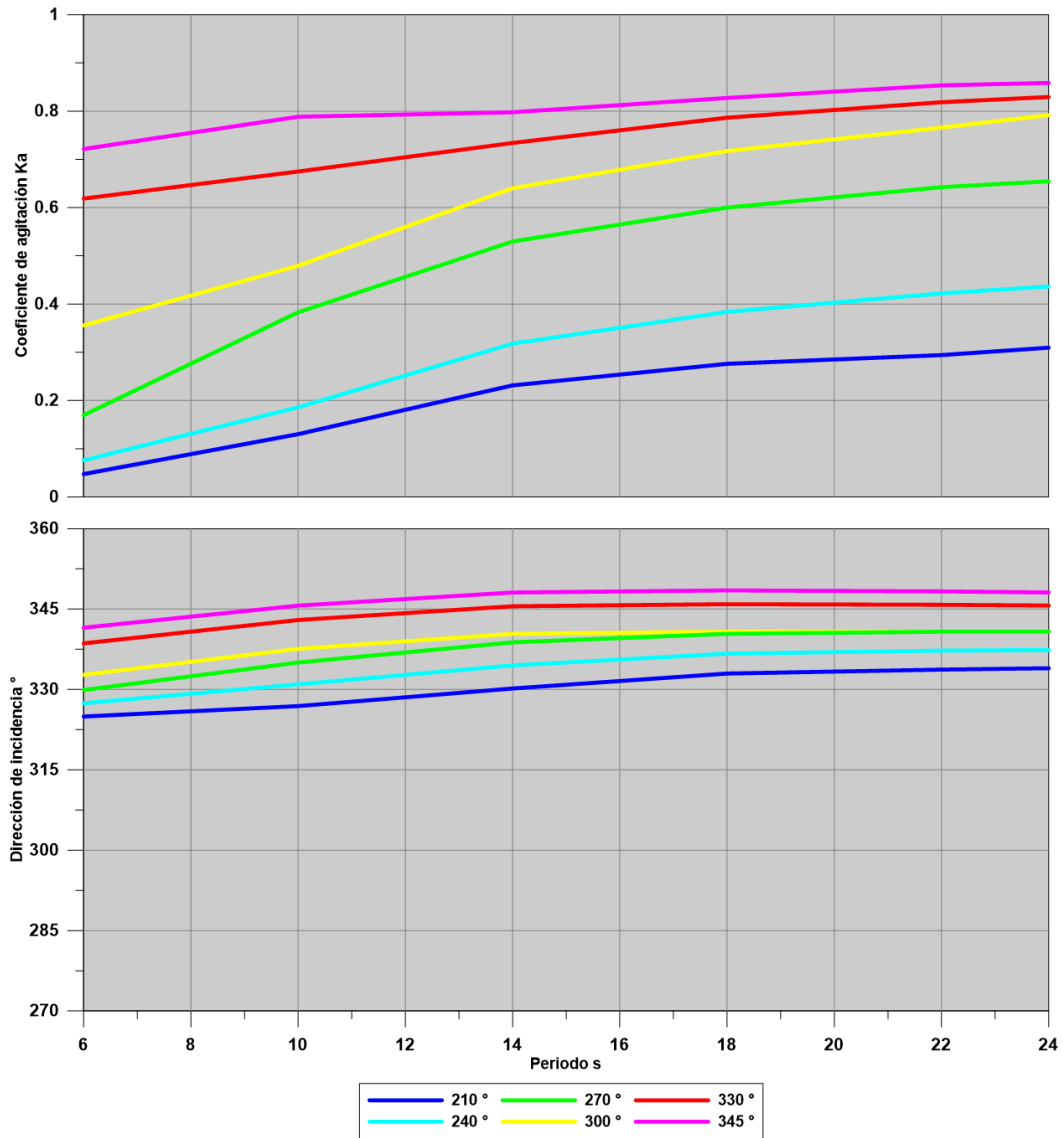


Figura 6.11: Funciones de transferencia del oleaje (*Mike 21 BW*), hasta el punto de los 20 m.

Fuente: Elaboración Propia.

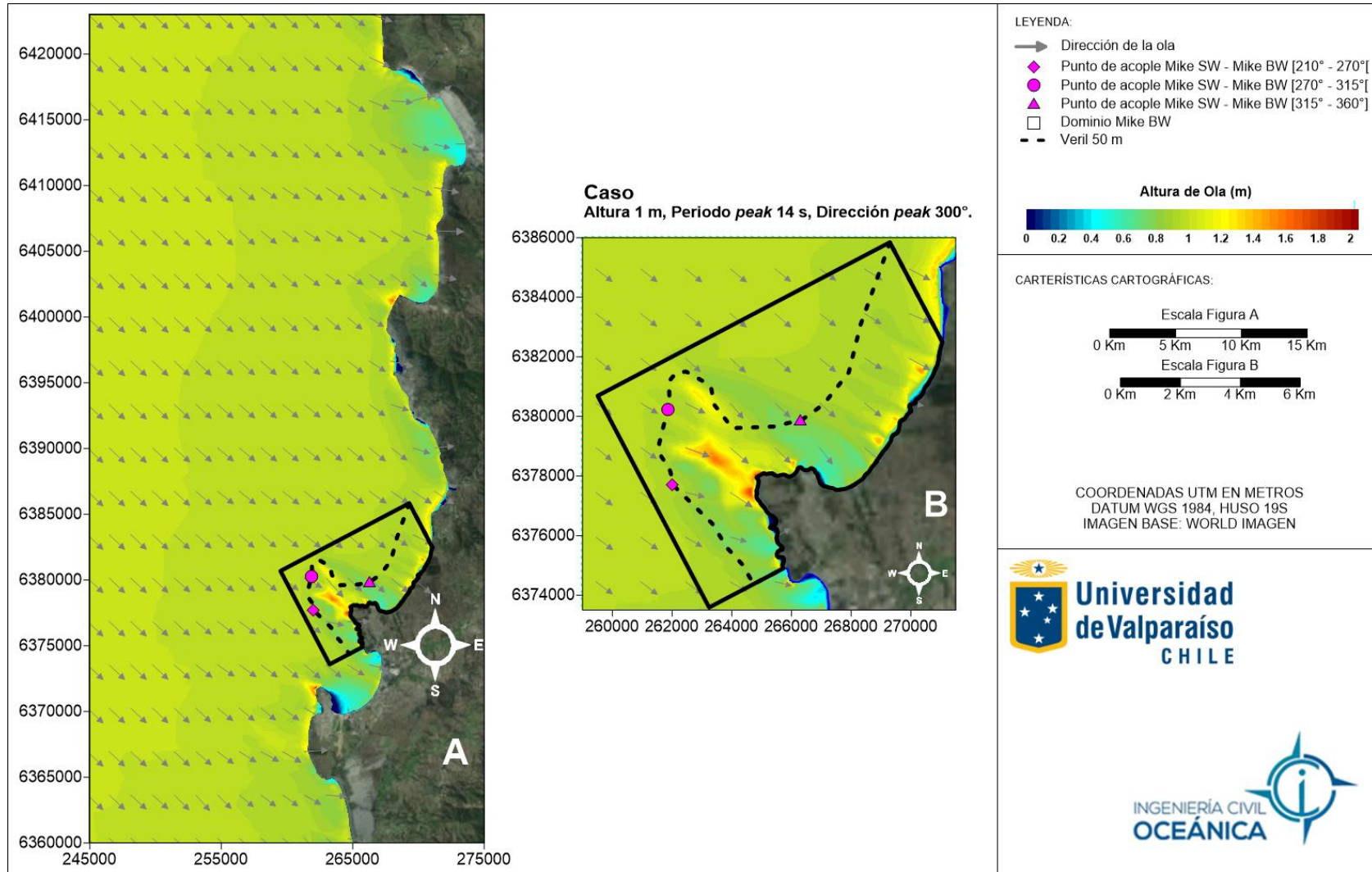


Figura 6.12: Salida de un caso del modelo Mike 21 SW.
 Fuente: Elaboración Propia.

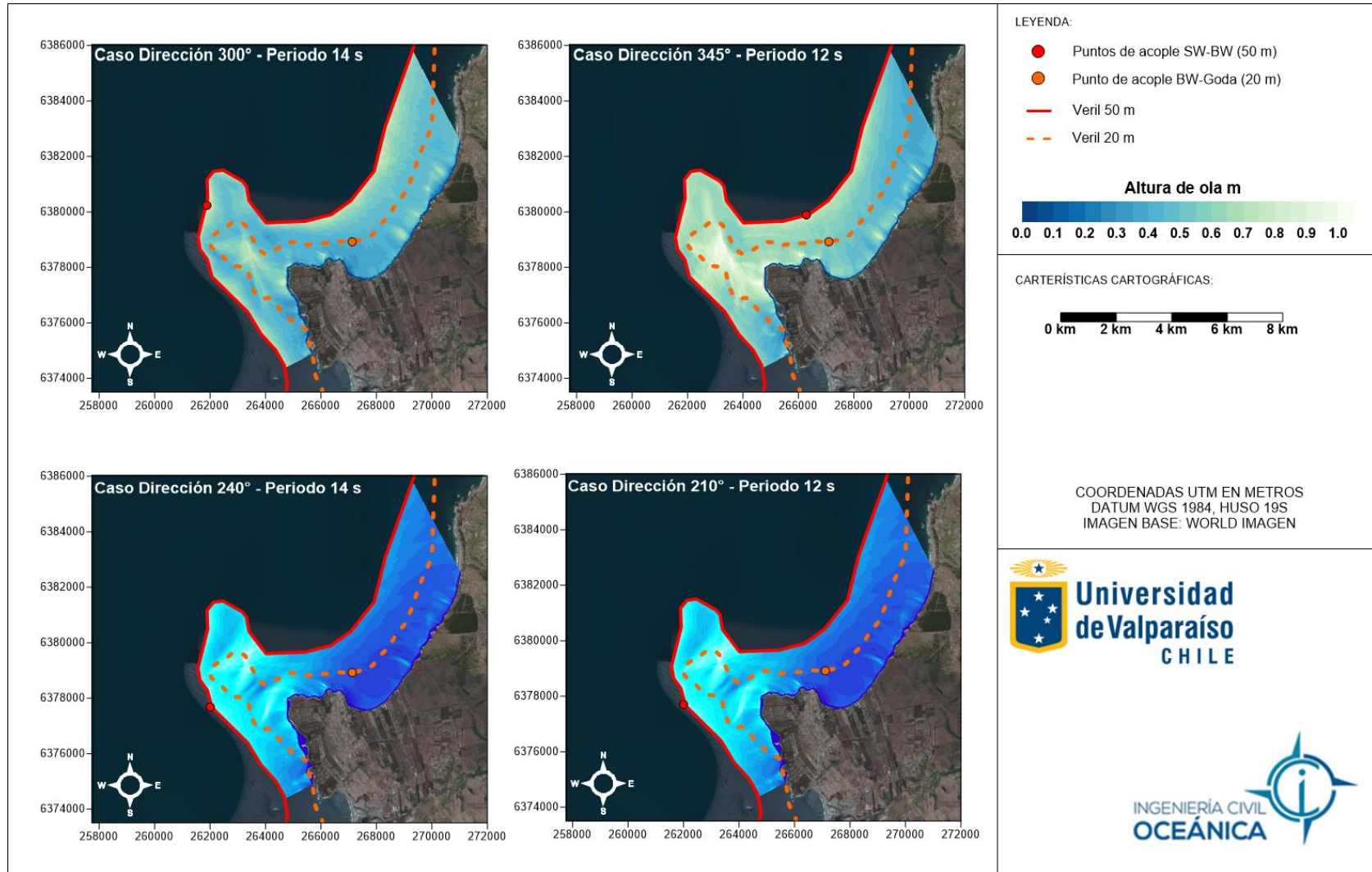


Figura 6.13: Salidas del modelo *Mike 21 BW*.
 Fuente: Elaboración Propia.

6.3.2.2 CLIMA MEDIO EN EL PIE DE LA ESTRUCTURA

El oleaje se transfirió hasta una profundidad de 3.00 m (más 2.07 m, por el nivel de diseño), con el fin de estimar clima medio y extremo en el pie de la estructura, donde las tablas de bivariadas del oleaje ($D_p - H_{m0}$, $T_p - H_{m0}$ y $D_p - T_p$), se presentan desde la Tabla 6.8 a la Tabla 6.10. Cabe destacar, que solo el 18.51% de toda la data transferida al pie de la estructura, superó 1 m, y donde el intervalo entre los 0.5 m y 1.0 m acumuló el 66.61% de los datos. La principal dirección, fue la del WNW, que concentró el 85.83% de la totalidad de los datos. Como es característico del oleaje tipo *swell*, la gran mayoría de las olas, presentaron periodos superiores a 10 s, donde el intervalo de 12 a 14 s, tuvo el 49.26% de la data.

Continuando con la rosa de oleaje (Figura 6.14), esta mostró que las olas propagadas presentaron notables giros, los que podrían asociar a que la costa tiene una orientación hacia el norte, junto con la protección que brinda la Punta Horcón y su afloramiento rocoso aledaño, explicando así la distribución energética del oleaje presente en la zona.

Tabla 6.8: Tabla de incidencia en el pie de la estructura, D_p vs H_{m0} .

Dirección	H_{m0} (m)											Total	f_R (%)	f_A (%)
	0.0 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0	2.0 - 2.5	2.5 - 3.0	3.0 - 3.5	3.5 - 4.0	4.0 - 4.5	4.5 - 5.0	> 5			
N												0	0.00	100.00
NNE												0	0.00	100.00
NE												0	0.00	100.00
ENE												0	0.00	100.00
E												0	0.00	100.00
ESE												0	0.00	100.00
SE												0	0.00	100.00
SSE												0	0.00	100.00
S												0	0.00	100.00
SSW												0	0.00	100.00
SW												0	0.00	100.00
WSW												0	0.00	100.00
W	1324	121										1445	1.37	98.63
WNW	13590	62409	14288									90287	85.83	12.79
NW	734	7344	5151	13								13242	12.59	0.21
NNW		195	22									217	0.21	0.00
Total	15648	70069	19461	13	0	0	0	0	0	0	0	105191		
f_R (%)	14.88	66.61	18.50	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
f_A (%)	85.12	18.51	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.9: Tabla de incidencia en el pie de la estructura, T_p vs H_{m0} .

H_{m0} (m)	T_p (s)										Total	f_R (%)	f_A (%)
	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 12	12 - 14	14 - 16	16 - 18	18 - 20	20 - 22	22 - 24			
0.0 - 0.5	101	2114	1428	3913	5917	1442	684	49			15648	14.88%	85.12%
0.5 - 1.0	14	896	2914	9944	37574	12116	6076	464	56	15	70069	66.61%	18.51%
1.0 - 1.5				10	8327	6682	4284	145	12	1	19461	18.50%	0.01%
1.5 - 2.0									13		13	0.01%	0.00%
2.0 - 2.5											0	0.00%	0.00%
2.5 - 3.0											0	0.00%	0.00%
3.0 - 3.5											0	0.00%	0.00%
3.5 - 4.0											0	0.00%	0.00%
4.0 - 4.5											0	0.00%	0.00%
4.5 - 5.0											0	0.00%	0.00%
> 5											0	0.00%	0.00%
Total	115	3010	4342	13867	51818	20240	11044	658	81	16	105191		
f_R (%)	0.11%	2.86%	4.13%	13.18%	49.26%	19.24%	10.50%	0.63%	0.08%	0.02%			
f_A (%)	99.89%	97.03%	92.90%	79.72%	30.46%	11.22%	0.72%	0.09%	0.02%	0.00%			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.10: Tabla de incidencia en el pie de la estructura, D_p vs T_p .

Dirección	T_p (s)										Total	f_R (%)	f_A (%)
	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 12	12 - 14	14 - 16	16 - 18	18 - 20	20 - 22	22 - 24			
N											0	0.00	100.00
NNE											0	0.00	100.00
NE											0	0.00	100.00
ENE											0	0.00	100.00
E											0	0.00	100.00
ESE											0	0.00	100.00
SE											0	0.00	100.00
SSE											0	0.00	100.00
S											0	0.00	100.00
SSW											0	0.00	100.00
SW											0	0.00	100.00
WSW											0	0.00	100.00
W	106	1314	25								1445	1.37	98.63
WNW		1572	4132	13537	51163	19883					90287	85.83	12.79
NW	2	42	90	312	647	352	11042	658	81	16	13242	12.59	0.21
NNW	7	82	95	18	8	5	2				217	0.21	0.00
Total	115	3010	4342	13867	51818	20240	11044	658	81	16	105191		
f_R (%)	0.11	2.86	4.13	13.18	49.26	19.24	10.50	0.63	0.08	0.02			
f_A (%)	99.89	97.03	92.90	79.72	30.46	11.22	0.72	0.09	0.02	0.00			

Fuente: Elaboración Propia.

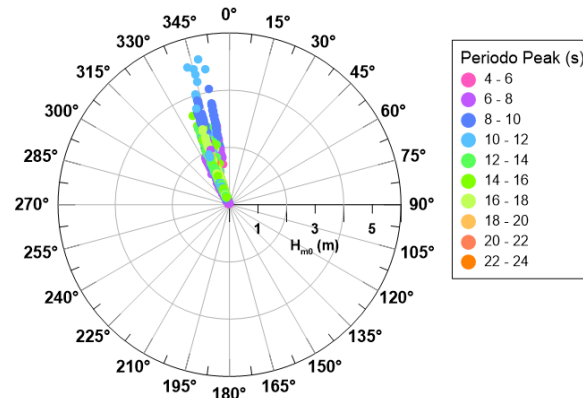


Figura 6.14: Rosas de oleaje 3D, en el pie de la estructura.

Fuente: Elaboración Propia.

El análisis de probabilidad de excedencia se resume en la Figura 6.15, y los valores mayores en la Tabla 6.11. Más del 90% del tiempo, la altura de ola no supera 1 m de altura, y sólo el 5% del tiempo se supera el 1.11 m de altura.

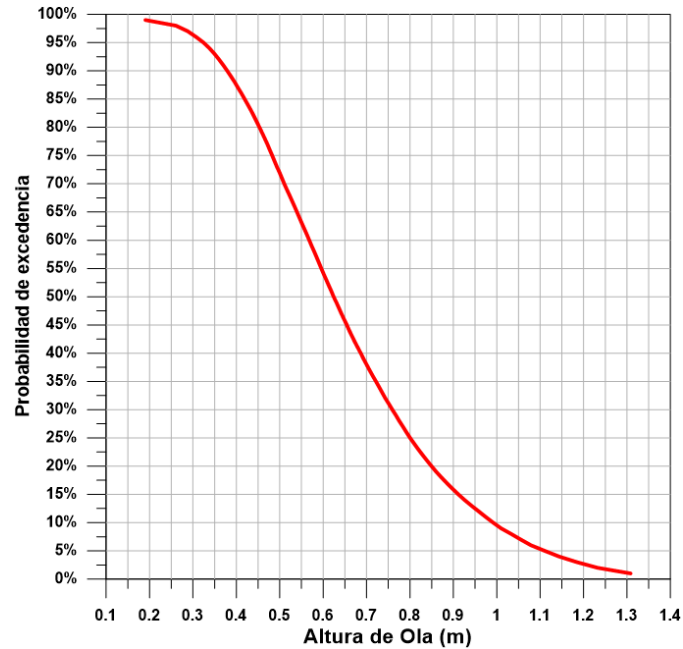


Figura 6.15: Probabilidad de excedencia de altura de ola, en el pie de la estructura.
 Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.11: Mayores alturas de ola con probabilidad de excedencia asociada, en el pie de la estructura.

Probabilidad Excedencia	Equivalencia aproximada en días por año	H_{m0} (m)	Delta H_{m0} (m)
5%	18	1.11	-
4%	15	1.14	0.03
3%	11	1.18	0.04
2%	7	1.23	0.05
1%	4	1.31	0.08

Fuente: Elaboración Propia.

Para evaluar distintos casos del diseño hidráulico, se consideraron las alturas de ola de la Tabla 6.11. El periodo y dirección *peak* utilizado fue de 14 s y 300°, respectivamente obtenidos a partir del promedio de los datos en el pie de la estructura.

6.3.2.3 CLIMA EXTREMO

Como se explicó en la sección 5.3.4, utilizando el método POT se seleccionaron los frentes con alturas de ola superiores al umbral (promedio más 2.5 desviaciones estándar, igual a 1.32 m), las 35 tormentas se muestran en la Tabla 6.12, temporalmente en la Figura 6.16, y su duración en la Figura 6.17. Los ajustes para las distintas distribuciones probabilidad se muestran en la Figura 6.11, destacando en rojo la utilizada (Weibull-Petrauskas $k=2$), para obtener los resultados de la Tabla 6.14 y Figura 6.18.

Para el diseño de estabilidad se consideró el intervalo mayor de la altura de ola asociada al periodo de retorno de 50 años, (1.60 m), con un periodo *peak* y medio de 20 s y 18 s (promedio de las tormentas), y una duración de 9 horas (tiempo promedio de excedencia del umbral).

Tabla 6.12: Listado de tormentas desde todos los frentes.

Fecha	H _{m0} (m)	T _p (s)	D _p (°)	Fecha	H _{m0} (m)	T _p (s)	D _p (°)
30-04-2015 12:00	1.53	21.78	313.77	04-06-2013 15:00	1.43	19.80	309.91
02-01-2006 9:00	1.53	21.78	320.20	02-07-2014 0:00	1.43	19.80	309.91
15-09-1999 0:00	1.53	21.78	313.77	07-04-2007 3:00	1.42	19.80	309.91
02-02-1983 0:00	1.51	21.78	320.20	03-07-2013 15:00	1.38	18.00	309.91
04-02-1998 21:00	1.47	21.78	320.20	30-09-1985 0:00	1.38	19.80	309.91
19-04-1989 0:00	1.47	21.78	313.77	16-05-2001 0:00	1.37	19.80	309.91
28-05-1998 12:00	1.44	19.80	315.06	26-01-2013 18:00	1.36	19.80	320.20
04-08-1983 21:00	1.43	19.80	309.91	20-09-2007 12:00	1.36	19.80	309.91
17-06-1999 21:00	1.43	19.80	315.06	27-03-1999 15:00	1.35	21.78	320.20
16-06-2006 15:00	1.43	19.80	309.91	18-06-1994 0:00	1.34	18.00	305.95
30-05-1999 21:00	1.43	19.80	309.91	02-08-1981 15:00	1.34	18.00	305.95
30-09-1998 21:00	1.43	19.80	309.91	05-10-2004 0:00	1.33	18.00	309.91
10-01-1987 0:00	1.43	19.80	320.20	25-03-2015 9:00	1.33	18.00	309.91
04-10-1988 18:00	1.43	19.80	309.91	03-01-2011 12:00	1.33	18.00	305.95
16-05-1995 6:00	1.43	19.80	309.91	27-05-2011 9:00	1.33	18.00	305.95
01-05-1986 9:00	1.43	19.80	315.06	06-08-1996 21:00	1.33	18.00	309.91
20-06-1998 9:00	1.43	19.80	309.91	26-06-1988 12:00	1.33	18.00	305.95
				19-10-2010 21:00	1.33	18.00	304.77

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.13: Ajustes de funciones de ploteo para el clima extremo.

Distribución		k	R ²	A	B
Weibull	Goda	0.75	76.347%	0.0361	1.3641
		1.00	85.500%	0.0600	1.3470
		1.40	91.062%	0.0925	1.3227
		2.00	92.373%	0.1318	1.2901
	Petrauskas	0.75	75.938%	0.0355	1.3643
		1.00	85.410%	0.0598	1.3470
		1.40	91.055%	0.0925	1.3225
		2.00	92.376%	0.1319	1.2900

Fuente: Elaboración Propia.

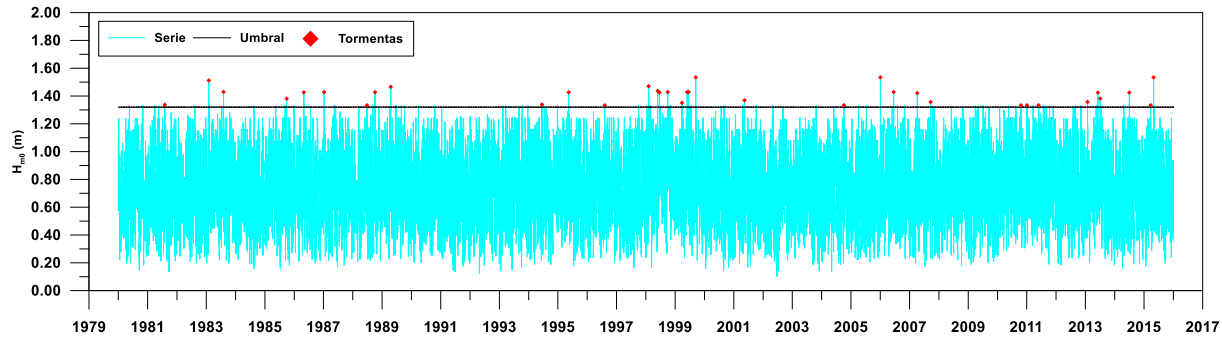


Figura 6.16: Identificación temporal de las tormentas.

Fuente: Elaboración Propia.

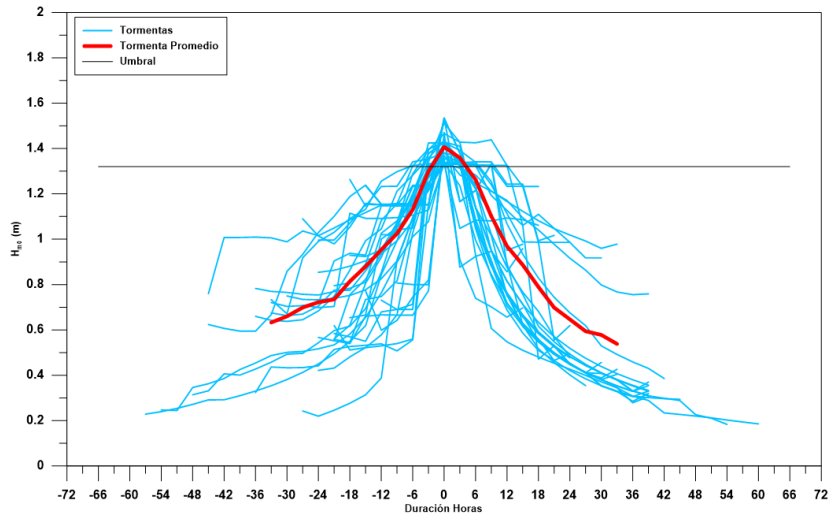


Figura 6.17: Duración tormentas.¹⁶

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.14: Clima extremo al pie de la estructura.

Tr	Intervalos de confianza.		
	Banda inferior del 95% (m)	H_{m0} (m)	Banda Superior del 95% (m)
5	1.42	1.46	1.49
10	1.45	1.49	1.53
25	1.48	1.53	1.58
50	1.50	1.55	1.60
100	1.51	1.57	1.63

Fuente: Elaboración Propia.

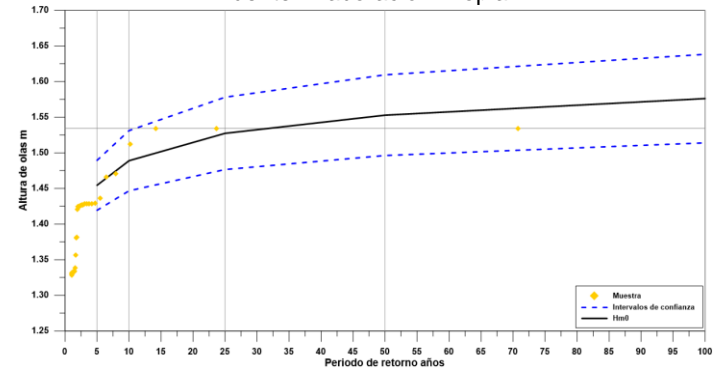


Figura 6.18: Clima extremo al pie de la estructura.

Fuente: Elaboración Propia.

¹⁶ La duración solo se consideró, cuando el umbral fue superado.

6.4 DISEÑO DE ESTABILIDAD

Los coeficientes utilizados en los cálculos se presentan en la Tabla 6.15 y Tabla 6.16.

Tabla 6.15: Parámetros utilizados en la formulación de Hudson para el diseño estructural.

Nombre	Símbolo	Valor
Altura Significativa (m)	H_s	1.60
Promedio del 10% de las alturas más altas (m)	$H_{1/10}$ ¹⁷	2.04
Densidad de la roca (kg/m ³)	ρ_s	2,700
Densidad del agua (kg/m ³)	ρ_w	1,025
Coefficiente de estabilidad ()	K_D	2.00

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.16: Parámetros utilizados en la formulación de Van der Meer para el diseño estructural.

Nombre	Símbolo	Valor
Permeabilidad	P	0.5
Nivel de daño	S	3.0 - 5.0
Número de olas	Nz	1,852
Densidad de la roca (kg/m ³)	ρ_s	2,700
Promedio del 2% de las alturas más altas (m)	$H_{2\%}$ ¹⁸	2.04

Fuente: Elaboración Propia.

El coeficiente K_D utilizado en la formulación de Hudson, se consideró como 2.00, ya que es recomendado para olas que rompen en el frente del enrocado, en el documento "Application and stability criteria for rock and artificial units" (Van der Meer, 1998), en el quinto párrafo de la sección 3.1, para la fórmula de Hudson de 1984.

Cabe volver a mencionar, que las alturas de olas consideradas para los cálculos, son producto del clima extremo al pie de la estructura, con un periodo de retorno de 50 años.

Para el cálculo con Van der Meer, se consideró que la estructura pueda presentar daños, debido a que es de menor el costo de reparación (reponer elementos tipo roca), que no permitir daño y obtener rocas de mayor tamaño. Por lo que se consideró el coeficiente S como 3.0, 3.5, 4.0, 4.5 y 5.0, para las pendientes 1:1.50, 1:1.75, 1:2.00, 1:2.25 y 1:2.50, interpolando la información de la Tabla 6.17.

Tabla 6.17: Nivel de daño de la estructura.

Unidad	Pendiente	Daño inicial	Daño intermedio	Falla
Rock	1:1.5	2	3 - 5	8
Rock	1:2.0	2	4 - 6	8
Rock	1:3.0	2	6 - 9	12
Rock	1:40 - 1:60	3	8 - 12	17

Fuente: CEM, (USACE, 2002).

Se consideró una tormenta de 9 horas, equivalente a 1,852 olas para el diseño (considerando el periodo medio), obtenida a partir del análisis del clima extremo, como se mostró en la Figura 6.17.

La permeabilidad es de 0.5, debido a que la distribución del enrocado, que se asemeja a la presentada en la Figura 6.19.

¹⁷ $H_{1/10} = 1.27 * H_s$. Nota: Se consideró la distribución de Rayleigh, válida para aguas profundas, por sobre la de Vincent & Thompson (1985), para aguas someras, porque presentó una mayor altura de ola, para así tener un escenario más conservador.

¹⁸ $H_{2\%} = 1.40 * H_s$. Nota: Al igual que con la estimación de $H_{1/10}$, también se consideró la distribución de Rayleigh, por sobre la de Vincent & Thompson (1985), porque presentó una mayor altura de ola.

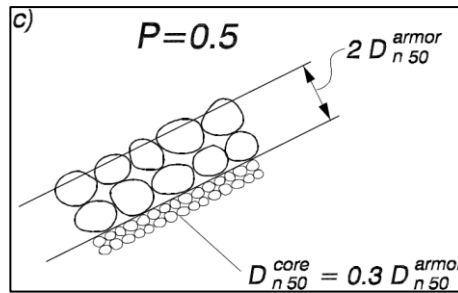


Figura 6.19: Permeabilidad del Enrocado.

Fuente: CEM, (USACE, 2002).

Para los cálculos se consideraron pendientes desde 1:1.50 hasta 1:2.50. Los resultados se resumen en la Tabla 6.18, donde para cada caso se obtuvieron rocas de mayor tamaño con la formulación de Van der Meer, los que serán considerados para tener un margen más conservador, en lo relacionado con las rocas de la coraza y el núcleo del enrocado de protección. Además, como se comentó en la metodología, la formulación de Van der Meer, considera más variables que Hudson, permitiendo un diseño más específico para cada caso analizado.

Tabla 6.18: Características de los elementos del enrocado.

Pendiente (V:H)	Hudson				Pendiente (V:H)	Van der Meer			
	Coraza		Núcleo			Coraza		Núcleo	
	D_{n50} (m)	M_{50} (T)	D_{n50} (m)	M_{50} (T)		D_{n50} (m)	M_{50} (T)	D_{n50} (m)	M_{50} (T)
1:1.50	0.864	1.743	0.148	0.009	1:1.50	1.034	2.984	0.177	0.015
1:1.75	0.821	1.494	0.140	0.007	1:1.75	0.928	2.159	0.159	0.011
1:2.00	0.785	1.308	0.134	0.007	1:2.00	0.845	1.631	0.145	0.008
1:2.25	0.755	1.162	0.129	0.006	1:2.25	0.778	1.273	0.133	0.006
1:2.50	0.729	1.046	0.125	0.005	1:2.50	0.723	1.021	0.124	0.005

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, las dimensiones utilizadas para la propuesta de enrocado, fueron las obtenidas con la formulación de Van der Meer, debido a que permite considerar la duración de las tormentas, la permeabilidad y el nivel de daño, a diferencia de Hudson que depende principalmente solo de la altura de ola. Además, se obtienen elementos de mayor tamaño, lo que implica un escenario más conservador, es decir tendrá un mayor costo pero menores probabilidades de falla respecto a las rocas de menos tamaño.

Cabe mencionar, que los valores utilizados fueron los recomendados para tener respaldo en el uso de cada uno, ya que de manera personal no se cuenta experiencia laboral o profesional en el diseño de obra marítimas.

Debido a los tamaños de las rocas de la coraza y del francobordo, el espacio entre las dos primeras capas y el nivel de tierra, es reducido, por lo que hace imposible hacer un núcleo con los tamaños de las rocas calculados. Es por esto, que se propuso una pequeña base estabilizadora, compuesta por rocas pequeñas (desmonte de cantera) con una capa de geotextil, para mantener la geometría del enrocado, y soportar la coraza.

6.5 DISEÑO HIDRÁULICO

En la sección 6.3.2.2, fueron definidas las olas para determinar el funcionamiento hidráulico del enrocado, estas son resumidas en la Tabla 6.19.

Tabla 6.19: Características de la ola de diseño.

Probabilidad Excedencia	Equivalencia aproximada en días	H_{m0} (m)	T_p (s)	D_p (°)
5%	18	1.11	14	300
4%	15	1.14	14	300
3%	11	1.18	14	300
2%	7	1.23	14	300
1%	4	1.31	14	300

Fuente: Elaboración Propia.

Una vez conocidas las dimensiones de las rocas, se procedió a calcular los casos del diseño hidráulico, considerando las olas ya presentadas. La cresta del enrocado, fue diseñada con 3 D_{n50} y con un muro de 1 m, para todos los casos calculados.

A través de un proceso iterativo, se verificaron distintos francobordos (R_c), de tal modo que el caudal de sobrepaso, se asemejara el caudal admisible (recuadro izquierdo Figura 6.20 y Tabla 6.20). Una vez definido el R_c , se estimó el área del perfil del enrocado¹⁹ (recuadro derecho Figura 6.20 y Tabla 6.21).

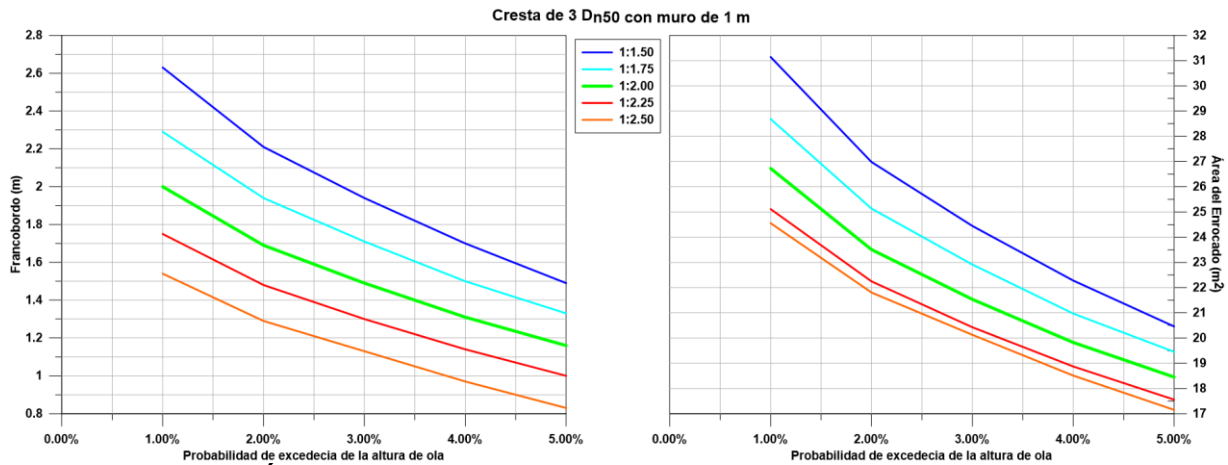


Figura 6.20: Ábacos de diseño hidráulico para el enrocado de protección.

Fuente: Elaboración Propia.

Tal como se observa en la Figura 6.20, al considerar ola con menor probabilidad de excedencia (mayores alturas), se necesitaron mayores francobordos para cumplir con el caudal admisible (interpolación de la Tabla 5.5) y por coincidente mayores áreas para el perfil del enrocado, para cada una de las pendientes analizadas. El francobordo y el área del perfil de enrocado, tiene un comportamiento lineal entre la probabilidad de excedencia del 5% al 2%, y luego presenta mayores aumentos al llegar al 1%. Esto se puede relacionar a los valores presentados en la Tabla 6.11, donde la diferencia entre la altura 2% y 3% es de 0.05m, en cambio entre la 1% y 2%, es de 0.08 m.

¹⁹ Como se mostró en la Figura 5.7 de la sección 5.5 de este documento.

Tabla 6.20: Francobordo (m) casos diseño hidráulico.

Prob. de exce.	Pendiente				
	1:1.50	1:1.75	1:2.00	1:2.25	1:2.50
5%	1.49	1.33	1.16	1.00	0.83
4%	1.70	1.50	1.31	1.14	0.97
3%	1.94	1.71	1.49	1.30	1.13
2%	2.21	1.94	1.69	1.48	1.29
1%	2.63	2.29	2.00	1.75	1.54

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.21: Área (m²) casos diseño hidráulico.

Prob. de exce.	Pendiente				
	1:1.50	1:1.75	1:2.00	1:2.25	1:2.50
5%	18.88	18.35	17.69	17.04	16.78
4%	20.61	19.81	19.03	18.33	18.12
3%	22.66	21.68	20.69	19.86	19.72
2%	25.07	23.82	22.61	21.65	21.37
1%	29.03	27.25	25.75	24.46	24.09

Fuente: Elaboración Propia.

Un factor importante a considerar son las características del sector²⁰, donde las viviendas se encuentran aproximadamente a 3.31 m sobre el NRS, que tiene una diferencia respecto al nivel de diseño de 1.69 m.

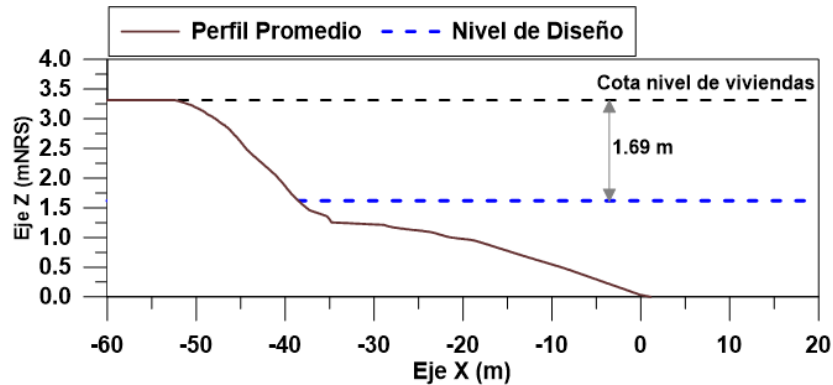


Figura 6.21: Perfil Topobatómico del diseño.

Fuente: Elaboración Propia.

Tomando en cuenta que se desea mantener el nivel de las viviendas, se tomó un francobordo de 1.69 m y la pendiente de 1:2.00 (Figura 6.22), debido a que se adapta de buena manera con el perfil topográfico de la zona de estudio, como se presenta en la Figura 6.23 y la Figura 6.24.

La propuesta de diseño, cumple con el caudal de sobrepaso admisible asociado $H_{2\%}$, es decir que el 2% del año (7 días aproximadamente), se superará el sobrepaso admisible en el enrocado, pero es importante destacar que este se encuentra aproximadamente a 12 m de distancia de las casas, por lo tanto, es poco probable que se vean afectadas por el sobrepaso de la estructura.

²⁰ La información topo-batómica, se obtuvo desde las consultorías "Análisis técnico borde costero Puchuncaví" y "Diseño Construcción Infraestructura Marítima Caleta Horcón, Puchuncaví" de la DOP.

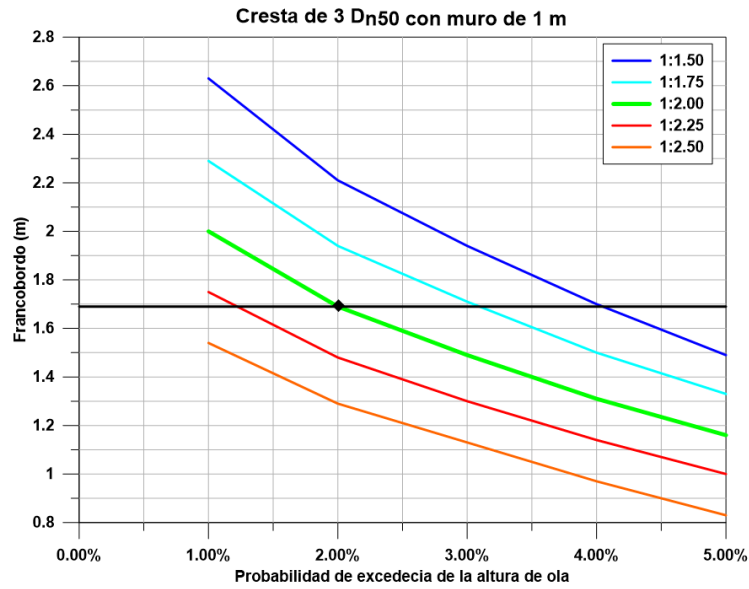


Figura 6.22: Francobordo vs probabilidad de excedencia de la altura de ola transferida.

Fuente: Elaboración Propia.

En la Figura 6.23, se presenta la disposición general del diseño conceptual propuesto, en donde a partir de una topografía realizada por la DOP, se estimó un perfil promedio, para representar una media de la distribución que debería tener el enrocado. Cabe mencionar, que el pavimento es una simple propuesta conceptual, que permitiría un aumento del área utilizada por los peatones de la zona de proyecto. Además, se agregó una persona de estatura promedio en Chile (1.72 m) para mostrar que el enrocado permite tener visión hacia el mar.

El enrocado, con más detalle de la geometría, se resume en la Figura 6.24, que presenta la distribución de las capas con sus anchos asociados, el nivel de diseño y además incide las características de los elementos tipo roca, utilizados para los cálculos.

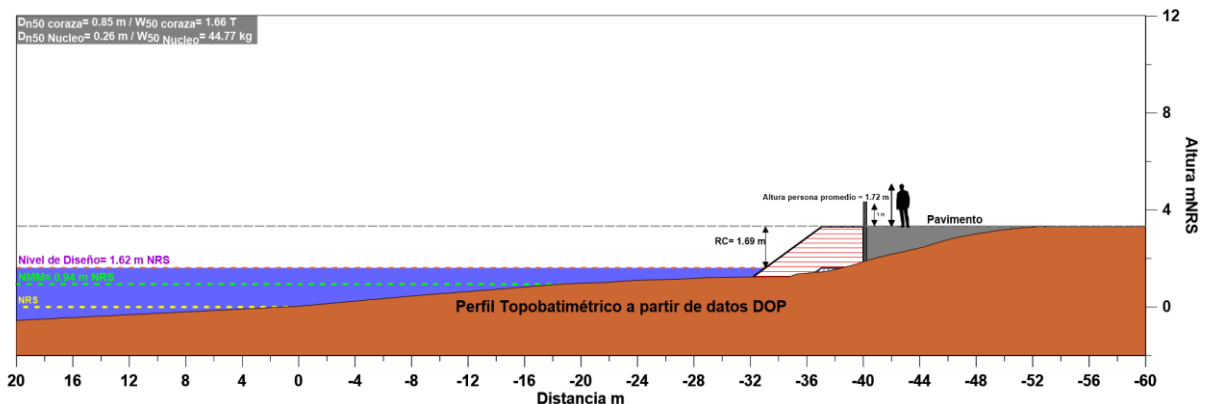


Figura 6.23. Disposición general del diseño conceptual propuesto.

Fuente: Elaboración Propia.

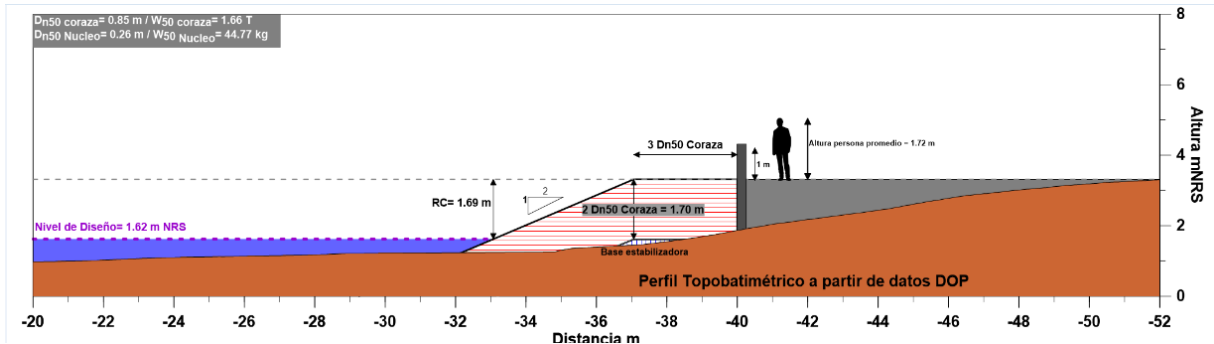


Figura 6.24. Geometría del diseño conceptual propuesto.
Fuente: Elaboración Propia.

6.6 SIMULACIÓN CON REEF 3D

En la Figura 6.25, se presentan las series de tiempo de desnivelación, los puntos 6 y 7, para cara uno de las olas simuladas. En el punto de extracción 7, se calibró la altura de la ola y la celeridad de la ola, se calculó considerando la diferencia temporal, en el paso de la cresta por el punto 6 y 7, y la distancia entre ambos.

Para todos los casos se logró calibrar la altura de ola, como se ve en la Tabla 6.22 y Figura 6.25.

Tabla 6.22: Resultados de altura de la ola en el modelo.

	Valor Real	Valor Escalado	Valor obtenido en el modelo
Altura de ola, excedencia del 5% (m)	1.111	0.017	0.017
Altura de ola, excedencia del 2% (m)	1.232	0.019	0.019
Altura de ola, excedencia del 1% (m)	1.308	0.020	0.020
Altura de ola máxima propagada (m)	1.534	0.024	0.024

Fuente: Elaboración Propia.

En el caso de la celeridad, no se obtuvo exactamente el valor para todos los casos, si no que en algunos se llegó a valores cercanos, con variaciones entre ± 0.01 m/s (Figura 6.25).

Los resultados de la modelación se presentan desde la Figura 6.27 a la Figura 6.29, donde para todos los casos, se presentan 8 *timestep* en donde se puede observar el arribo de la ola al perfil del enrocado simulado, donde el tiempo se representó respecto periodo *peak* de la ola.

En ninguno de los casos simulados se presentó sobrepaso, de hecho, ni siquiera en la simulación de la ola máxima, donde esta solo alcanzó a llegar a la cresta del enrocado.

Debido a esto, y asumiendo que el modelo se encuentra bien calibrado (ver sección Tabla 5.6), se podría decir que la formulación presentada en el Manual Eurotop es conservadora, ya que al modelar no se genera sobrepaso alguno.

Debido a que no se observó sobrepaso en los casos simulados en el REEF3D, no se compararon los resultados de caudal del modelo con los calculados con el Eurotop, por lo que solo se puede inferir que el valor obtenido en la modelación siempre debería ser menor que el calculado con la formulación del Manual Eurotop.

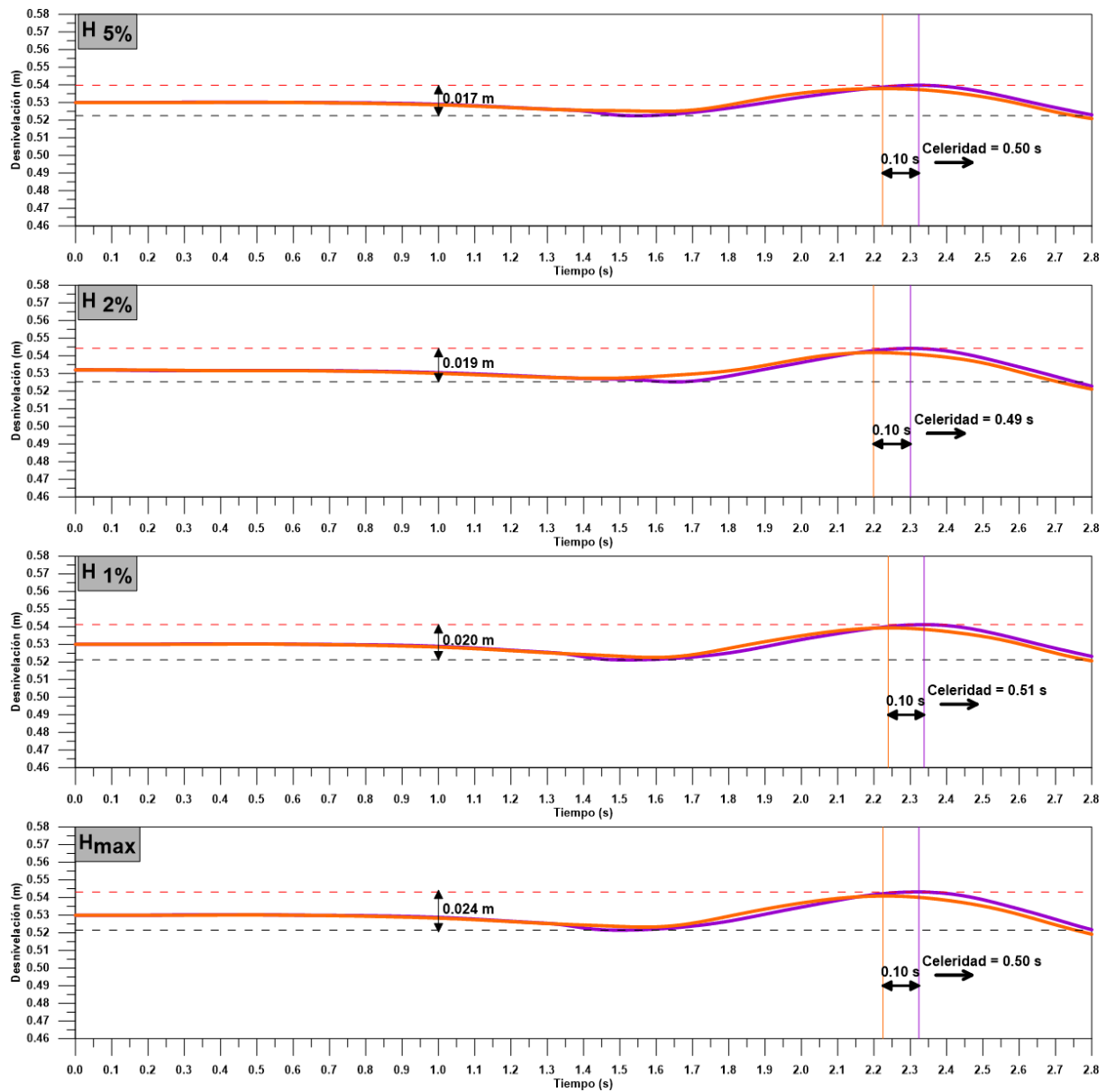


Figura 6.25: Representación de la ola al pie de la estructura junto con la serie de tiempo de desnivelaciones.

Fuente: Elaboración Propia.

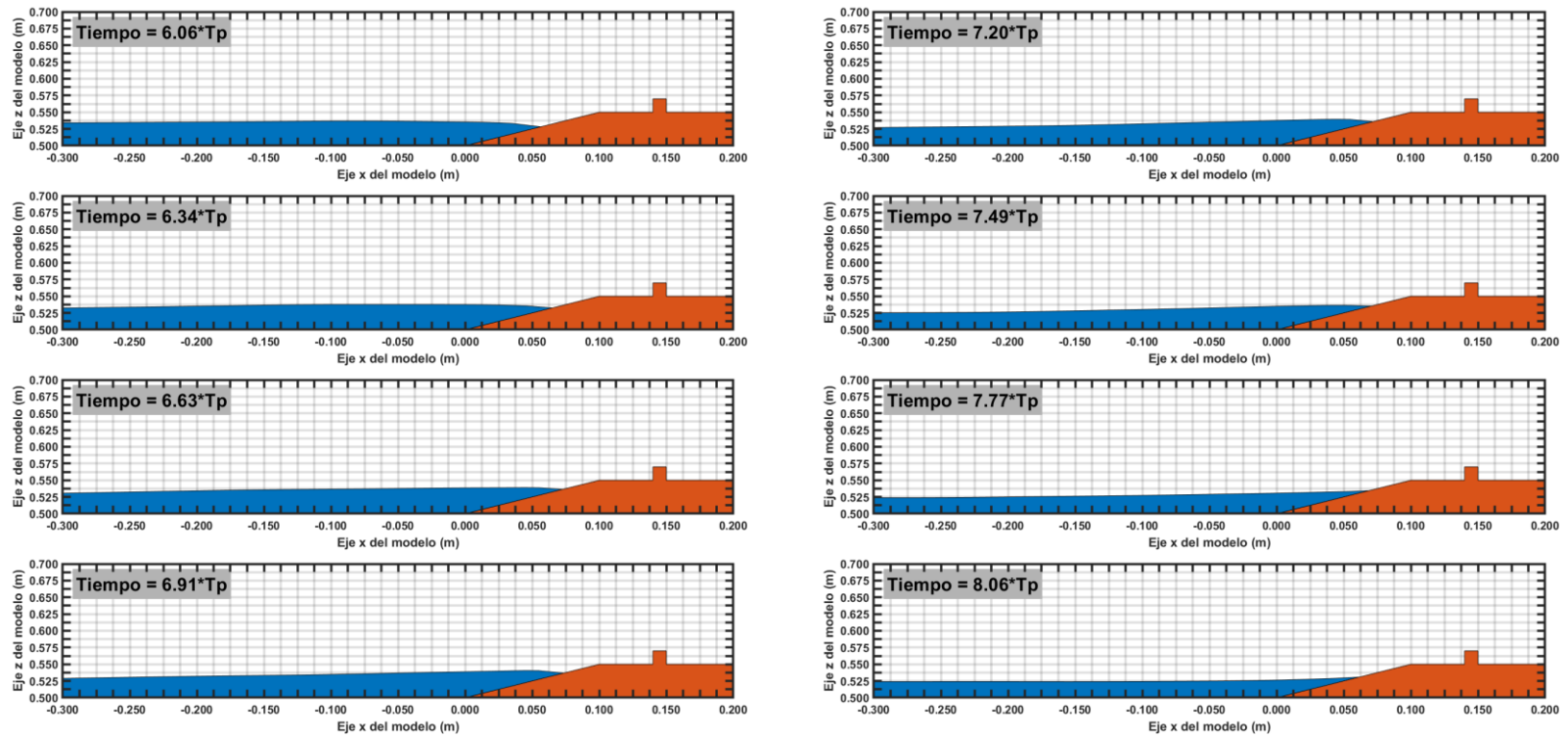


Figura 6.26: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola $H_{5\%}$.

Fuente: Elaboración Propia.

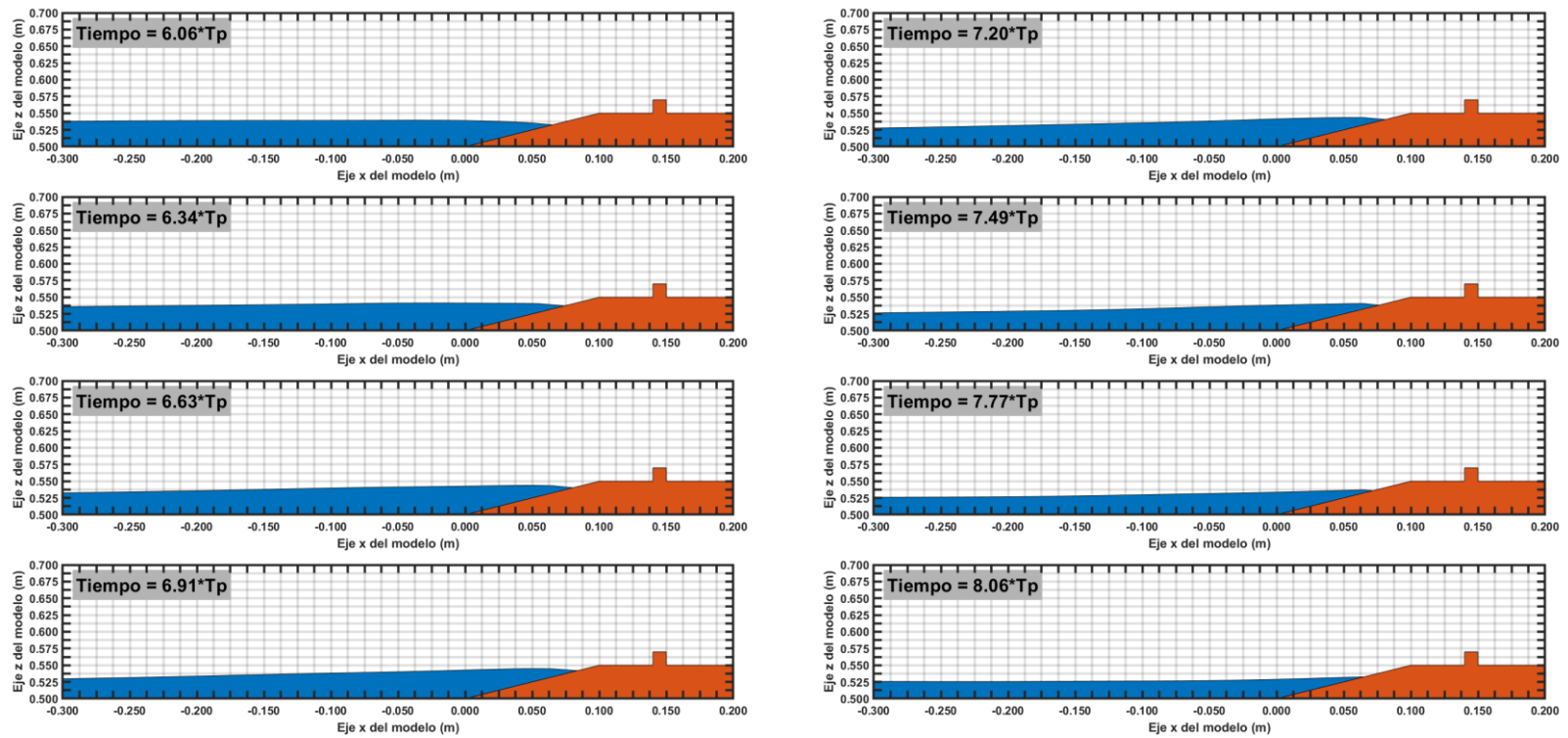


Figura 6.27: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola $H_{2\%}$.

Fuente: Elaboración Propia.

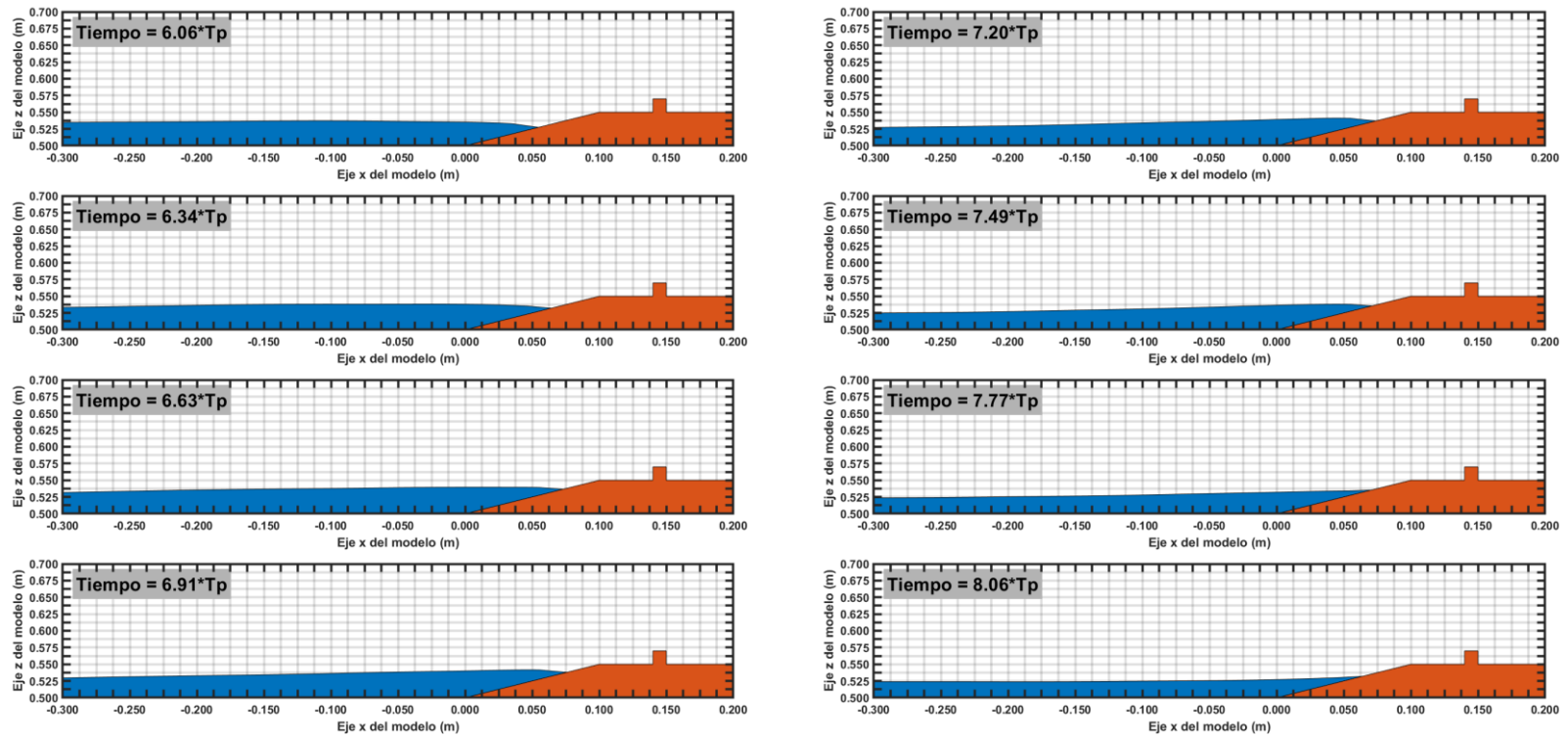


Figura 6.28: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola $H_{1\%}$.

Fuente: Elaboración Propia.

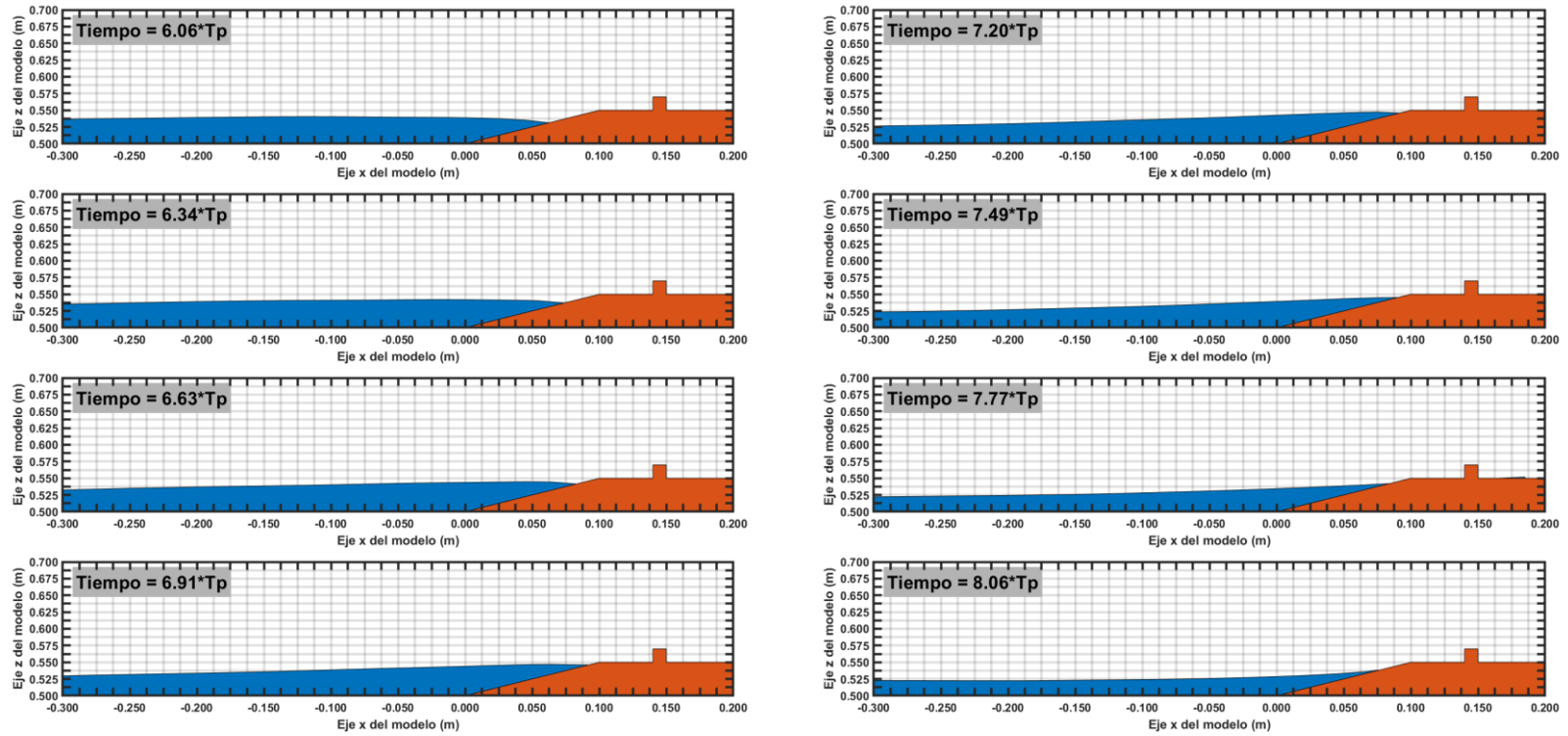


Figura 6.29: Instantes de tiempo de simulación con REEF 3D para la ola H_{max} .
Fuente: Elaboración Propia.

7 CONCLUSIONES

7.1 RESPECTO A LAS VARIABLES HIDRODINÁMICAS

Respecto al oleaje en aguas profundas, se tiene que más del 80% de las olas provienen desde el SW. Los periodos se concentran entre los 10 y 16 s, con el 81.69% de la data, y finalmente las alturas en aguas profundas, se concentran entre los 2 y 3.5 m, con porcentaje mayores al 70%.

La marea del sector de estudio fue caracterizada utilizando 1 año de datos medidos por el IOC, cuyo instrumento se ubicó en el extremo sur de la bahía de Quintero. Para hacer representativa la información en la zona de estudio, se efectuó una correlación con 1 mes de datos medidos por la DOP en el lugar de interés y luego se transfirió el año completo. Los resultados obtenidos con las componentes armónicas calculadas desde la señal original, permitieron estimar el factor de forma, el que, con un valor de 1.05, definió el régimen como marea semidiurna mixta, con desigualdad diaria. Además, de la marea astronómica pronosticada en la zona, se acusó un nivel medio del mar de 0.94 m, un promedio de pleamares de 1.39 m y una pleamar máxima 1.94 m, todos ellos sobre el NRS. Respecto a la marea meteorológica, se tuvo un promedio de 0.00 m, una desviación estándar de 0.08 m y un valor máximo de 0.87 m.

El hecho de que el oleaje provenga la mayor parte del tiempo desde el SW, resulta completamente favorable para la disposición de estructuras en el borde costero, ya que, ante los casos más frecuentes, la costa posee un abrigo natural a dichas incidencias.

Los análisis efectuados al pie de la estructura, destacaron que solo el 18.51% de todos los datos transferidos superó 1.0 m de altura, teniendo un 66.61% de los datos contenidos entre 0.5 y 1.0 m. El 49.26% de los datos, tuvieron periodos *peak* entre 12 y 14 s, lo que es coincidente con el oleaje que en mayor porcentaje incide a nuestras costas. En cuanto a la dirección, la morfología de la costa y el fondo marino, indujeron un giro de casi 120° a los trenes de oleaje, concentrando la incidencia entre los 330° y 350°, aproximadamente.

Para definir las 35 olas empleadas para el clima extremo de oleaje (o de diseño) se empleó el método POT, además de seleccionar una duración para las tormentas de al menos 9 horas. Posteriormente, y utilizando distribuciones de probabilidad, se obtuvieron las olas asociadas a distintos periodos de retorno, escogiendo la de 50 años de periodo de retorno para el diseño de la estabilidad. La altura de la ola escogida fue de 1.60 m, un periodo *peak* y medio de 20 s y 18, respectivamente.

7.2 RESPECTO AL DISEÑO

El diseño de estabilidad, fue realizado considerando, una vida útil de 25 años, un periodo de retorno de 50 años y un riesgo admisible del 40%.

Respecto a los coeficientes, se utilizó un K_D igual 2.0, tal como recomienda Van der Meer de estabilidad (2017), para olas que rompen frente al enrocado. La permeabilidad se consideró igual a 0.5, debido a que el enrocado se consideró solo con coraza y núcleo inicialmente, disposición que se presenta en el Manual CEM. El nivel de daño fue tomado como inicio de avería, con coeficiente S variando de 3.0 a 5.0 para todas las pendientes.

Respecto a la ola para el diseño de estabilidad, fue la de periodo de retorno asociado de 50 años (1.60 m) y una duración de tormenta de 9 horas, obtenida del análisis de clima extremo.

Los D_{n50} de las rocas de la coraza variaron, para todas las pendientes, entre 0.73 m a 0.86 m (1.05 T a 1.73 T) con Hudson, y de 0.72 m a 1.03 m (1.02 T a 2.98 T) con Van der Meer. Claramente las rocas obtenidas con la formulación de Van der Meer, son de mayor tamaño lo que representa un escenario conservador, además esta formulación considera variables como la permeabilidad, nivel de daño, número de olas y el número de Iribarren, a diferencia de la de Hudson, por lo que se podría decir que permite definir de manera más precisa el tamaño de los elementos del enrocado para distintas condiciones de diseño.

Para el diseño hidráulico, se utilizaron distintas alturas de olas, obtenidas a partir de análisis estadísticos de la data transferida, siendo estas $H_{5\%}$, $H_{4\%}$, $H_{3\%}$, $H_{2\%}$ y $H_{1\%}$. Un dato importante que se consideró fue el nivel del terreno, donde las casas están ubicadas a 3.31 m sobre el NRS.

Finalmente, debido a las características de la zona, se definió la pendiente del enrocado de 1:2.00 y con el propósito de mantener la cota del terreno, se consideró $H_{2\%}$ para el diseño. El enrocado final tiene 3 D_{n50} en la cresta, dos capas de roca en la coraza y en el fondo una capa estabilizadora de rocas pequeñas (desmonte de cantera) con un geotextil, además se tiene un muro de 1 m al final del enrocado, que permite a las personas ver el mar sin problemas. Como la altura de diseño fue $H_{2\%}$, implica que estadísticamente 7 días al año se superaría el caudal admisible en el enrocado, pero las viviendas se encuentran a 12 m, por lo que es muy poco probable que las viviendas se vean afectadas por el oleaje en casos extremos de mal tiempo.

7.3 RESPECTO AL MODELO REEF 3D

De todas las simulaciones realizadas, en ningún caso se generó sobrepaso en la estructura. La altura de ola de diseño ($H_{2\%}$) no alcanzó a llegar a la cresta del perfil del enrocado, de la misma forma que la máxima ola propagada ($H_{\max} = 1.53$ m), tampoco alcanzó a generar sobrepaso alguno.

Entonces, asumiendo que el modelo se encuentra bien calibrado (explicado en la sección 5.6), y que las olas utilizadas, son equivalente a los parámetros de entrada de la formulación del Manual Eurotop, se podría inferir que la formulación es conservadora, por lo que se debería diseñar con el caudal admisible, ya que cumpliría con los requerimientos del enrocado, que para esta aplicación se tomó como la capacidad de permitir el tránsito de peatones y automóviles.

Con el modelo CFD REEF 3D, el que fue calibrado a partir de la altura de ola y de la celeridad de la misma en el pie de la estructura, no se obtuvo sobrepaso, por lo que se podría inferir que las formulaciones de la guía Eurotop, permiten diseñar enrocados con un margen conservador, por lo que se sugiere diseño con el admisible.

Cabe mencionar, que el Manual Eurotop, es una herramienta muy conocida y utilizada, por lo que es de esperar que una guía tan utilizada tenga sus resguardos para no entregar diseños que no soporten las condiciones operativas o extremas para las que son ideadas o requeridas.

8 REFERENCIAS

0.2-90, Norma Española ROM. (1990). Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias. Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, España.

Agency, E. (2018). EurOtop Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application.

Beyá J., A. I. M., Gallardo A., Hidalgo H., Aguirre C., Valdivia J., Parra C., Méndez L., Contreras F., Winckler P., Molina M. (2016). Atlas de Oleaje de Chile. Primera edición. Valparaíso, Chile, Escuela de Ingeniería Civil Oceánica - Universidad de Valparaíso.

Bihs, H. (2011). Three-Dimensional Numerical Modeling of Local Scouring in Open Channel Flow.

Chorin, A. J. (1968). Numerical solution of the navier-stokes equations. AEC Research and Development Report No. NYO-1480-82, New York Univ.

Dean, R., & Dalrymple, R. (2001). Coastal Processes with Engineering Applications. Cambridge: Cambridge University Press.

E.T.S.E.C.C.P. (2002). ENGINYERIA MARÍTIMA: Interacción olas-estructuras. Escola Tècnica Superior d'Enginyria de Camins, Canals i Ports

Goda. (1985). Random seas and design of maritime structures. Univ. of Tokyo Press, 323p.

Goda, Y. (2000). Random Seas and Design of maritime Structures. Adv. Ser. Ocean Eng., vol. 15, 443 pp., Univ. of Tokyo Press, Tokyo.

Kamphuis, J. W. (2000). Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 16: Introduction to Coastal Engineering and Management. Singapore: World Scientific Publishing Co., 437p.

Komar, P. H. a. M. K. G. (1972). Airy wave theory and breaker height prediction. Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vancouver.

Komen, G., Janssen, P. A. E. M., Makin, V., & Oost, W. (1998). The Global Atmosphere and Ocean System , 5 (4), 367-388.

McCowan. (1891). On the solitary wave. The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science, 32:194, 45-58,

MOP/DOP. (2013). Guía para el diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras.

Nicolau del Roure, F. (2004). Evaluación de metodologías de transferencia de oleaje desde aguas. Universidad de Chile, Santiago.

Pugh, D. (1987). *Tides, Surges and Mean Sea Level A Handbook for Engineers and Scientists*. John Wiley & Sons, Chichester, 472 p.

R., M. F. (1994). Two-equation eddy-viscosity turbulence models for engineering applications.

Sasikumar, A., Bihs, H., Kamath, A., Musch, O., & Arntsen, A. (2017). Numerical investigation of wave kinematics inside berm breakwaters with varying berm geometry using Reef3D. In.

Sasikumar, A., Kamath, A., Musch, O., Erling Lothe, A., & Bihs, H. (2018). Numerical study on the effect of a submerged breakwater seaward of an existing breakwater for climate change adaptation.

SHOA. (1992). GLOSARIO DE MAREA Y CORRIENTES.

SHOA. (2005). INSTRUCCIONES OCEANOGRÁFICAS N°1 " Análisis y descripción estadística del oleaje".

Silva, R. (2005). Análisis y descripción estadística del oleaje.

UNICAN. (2000). Documento de referencia V1 - Dinámicas.

USACE. (2002). *Coastal Engineering Manual: Fundamentals of design*. EEUU.

Van der Meer, J. (1987). Stability of breakwater armour layers - design formulae. *Coastal Engineering*, Volume 11, Issue 3, Pages 219-239.

Van der Meer, J. (1998). Application and stability criteria for rock and artificial units. Chapter 11 in: "Seawalls, dikes and revetments"

Vincent, L., & Thompson, F. (1985). Significant Wave height for shallow water design. *J. Waterway, port, coastal and Ocean Engng*, ASCE 111(5), pp. 828-842.

WAFO-group. (2000). *WAFO - A Matlab Toolbox For Analysis of Random Waves And Loads*. International Society of Offshore and Polar Engineers. Brodtkorb, P. A., Johannesson, P., Lindgren, G., Rychlik, I., Rydén, J., & Sjö, E.

Weggel, J. R. (1972). Maximum Breaker Height. *J. Waterways, Harbors Coastal Eng. Div.*, ASCE, Vol. 98, No. WW4.

Young, I. R. (1999). *Wind generated ocean waves*, elsevier ocean engineering book series, Vol. 2, by I.R. Young, p 52.