

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO DE UN DIQUE DE ESCOLLERA PARA PROTECCIÓN DE LA
VÍA COSTA VERDE TRAMO CALLAO**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

Luis Fernando Saldaña del Rio

ASESOR: MSc. Ing. Richard Paul Pehovaz Alvarez

Lima, junio del 2017

RESUMEN

La infraestructura vial es un eje importante en el desarrollo de las comunicaciones y la economía de un país en crecimiento. Siendo el Callao uno de los principales puertos y Lima la principal ciudad del país, se hace de suma importancia la continuidad y creación de autopistas que conecten de forma eficiente ambas regiones.

Por dicha razón, el presente trabajo de tesis describirá la metodología de diseño seguida para el dimensionamiento de un dique de escollera capaz de repeler la energía destructiva del oleaje a la que estará expuesta la nueva Vía Costa Verde, la cual está proyectada sobre terrenos ganados al mar en las playas del Callao, desde el distrito de La Punta hasta La Perla.

Para definir el diseño se estudió, en primer lugar, el clima marítimo de las playas mencionadas así como los fenómenos más relevantes ligados a éste, a fin de definir las solicitaciones a las que estará expuesta la futura estructura.

Conocidas las características del clima marítimo, se estudiaron las fórmulas de diseño más usadas a nivel mundial, con el objetivo de optimizar los resultados y evaluar cada factor determinante de forma objetiva y clara.

Por último, se estudió la interacción de la virtual estructura con el mar, teniendo como finalidad otorgar un diseño que no solo trabaje adecuadamente a nivel mecánico sino también funcionalmente.

Los resultados obtenidos en el diseño están conformados por una sección del dique en talud, conformada por capaz y a su vez las dimensiones de cada escollera en particular. Se concluye, además, con la evaluación cualitativa de cada parámetro involucrado en el diseño.



Dedicado a todos aquellos profesionales, hombres y mujeres que, conscientes de la etapa en la que vivimos, antepone los intereses de su comunidad antes que los suyos

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Fernando y Carmen, por haberme educado en valores y principios, por el sacrificio y el esfuerzo, pero sobre todo por su apoyo y amor.

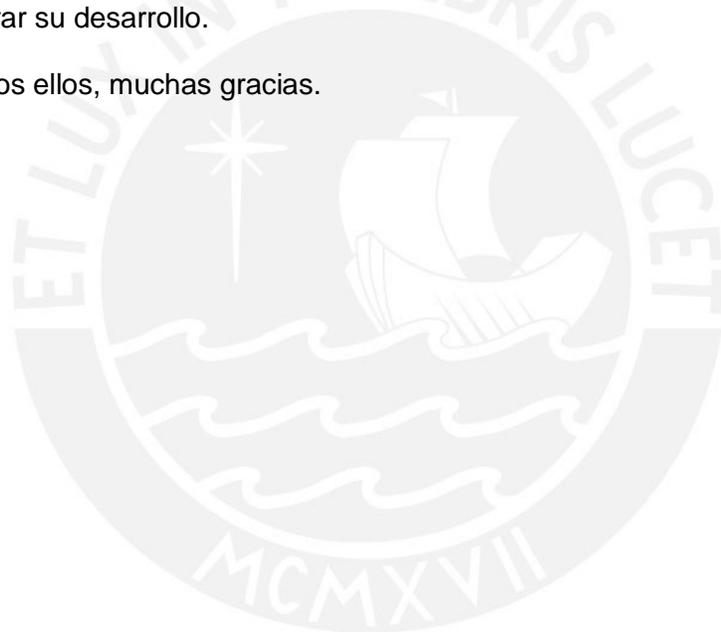
A mis abuelos, Antonio y Alinda, por el cariño, el aprecio y su admiración. Por creer, confiar y por todas las lecciones compartidas.

A mis hermanos y hermanas, Fernando, Carmen, Alessandra y Mariana, por la amistad, el cariño, el apoyo y la complicidad.

A mi asesor, Richard Pehovaz, por el tiempo dedicado y consejos que ayudaron a dar forma a este trabajo.

A la empresa Odebrecht, por la oportunidad de aprender de sus integrantes, para quienes tengo mucho aprecio por los momentos compartidos, pero en especial por brindarme la oportunidad de acercarme a la realidad de nuestro país y a las formas de generar su desarrollo.

A todos ellos, muchas gracias.



ÍNDICE

ÍNDICE	i
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABLAS	vi
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivo general.....	1
1.3 Objetivos específicos.....	1
1.4 Alcances.....	2
1.5 Justificación	2
CAPÍTULO 2: ÁREA DE ESTUDIO.....	3
2.1 Delimitación	3
2.2 Características locales.....	4
2.3 Antecedentes	5
CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO.....	6
3.1 Generalidades.....	6
3.2 Oceanografía	7
3.2.1 Oleaje	7
3.2.1.1 Generación del oleaje de viento	8
3.2.1.2 Parámetros de ola	8
3.2.1.3 Teorías del oleaje.....	9
3.2.1.4 Fenómenos que alteran el trayecto de una ola	12
3.2.2 Mareas.....	20
3.2.3 Procesos litorales.....	21
3.2.3.1 Transporte litoral de sedimentos.....	21
3.2.3.2 Equilibrio dinámico	22

3.3	Obras de protección marítima	23
3.3.1	Estabilización costera	24
3.3.2	Estructuras de escolleras.....	27
3.4	Altura de ola.....	28
3.4.1	Parámetros de oleaje en aguas profundas	28
3.4.1.1	Método Forecasting.....	28
3.4.1.2	Método Hindcasting.....	30
3.4.1.3	Régimen Medio y Extremal	31
3.4.2	Propagación del oleaje	34
3.4.2.1	Oleaje rompiente	35
3.4.2.2	Oleaje no rompiente	36
3.4.3	Oleaje en zona rotura	36
3.4.3.1	Métodos analíticos	38
3.5	Diseño estructural.....	39
3.5.1	Sección de dique de escollera	39
3.5.1.1	Coraza	40
3.5.1.2	Núcleo.....	42
3.5.1.3	Berma	43
3.5.2	Análisis de estabilidad	43
3.5.2.1	Fórmula de Iribarren.....	46
3.5.3	Fórmula de Hudson.....	48
3.5.4	Fórmula de Van der Meer.....	51
3.5.5	Estabilidad de Berma	54
3.6	Diseño Funcional	55
3.6.1	Generalidades.....	55
3.6.2	Run-up.....	56

3.6.3	Run-down	61
3.6.4	Sobrepaso	62
CAPÍTULO 4: CÁLCULOS Y RESULTADOS		66
4.1	Altura de ola	67
4.1.1	Parámetros de oleaje en aguas profundas	68
4.1.1.1	Régimen Medio en aguas profundas	71
4.1.1.2	Régimen extremal en aguas profundas	73
4.1.2	Altura de ola en la zona de rompiente	77
4.1.2.1	Régimen medio en zona de rompientes	77
4.1.2.2	Régimen extremal en zona de rompientes	78
4.1.3	Altura de ola a pie de estructura	80
4.2	Diseño de Coraza	85
4.2.1	Fórmula de Van der Meer	85
4.2.2	Fórmula de Hudson	88
4.3	Diseño de Berma	91
4.4	Run-up	92
4.5	Run-down	95
4.6	Sobrepaso	95
4.7	Secciones de diseño	97
4.8	Consideraciones adicionales de diseño	98
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		99
5.1	Conclusiones	99
5.2	Recomendaciones	100
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		
ANEXOS		

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Ubicación del proyecto	3
Figura 2-2. Grupo de Islas y Callao.....	4
Figura 3-1. Parámetros de ola	9
Figura 3-2. Agrupamiento de olas	11
Figura 3-3. Diagrama de refracción (Lizano, 2003)	14
Figura 3-4. Método de ortogonales	14
Figura 3-5. Ábaco para coeficiente de refracción (CERC, 1984)	15
Figura 3-6. Difracción de olas cerca a la costa	16
Figura 3-7. Coeficiente de difracción en rompeolas (CERC, 1984).....	16
Figura 3-8. Reflexión de ondas (Medina, 2009).....	17
Figura 3-9. Proceso de asomeramiento (Comet, 2011).....	18
Figura 3-10. Gráfico para factor de shoaling (Shuto, 1976).....	18
Figura 3-11. Tipo de rompientes (Galvin, 1968)	19
Figura 3-12. Fuerzas de atracción gravitacional y generación de mareas.....	21
Figura 3-13. Procesos de transporte de sedimentos. (Fuente web Universidad de Granada, 2013).....	22
Figura 3-14. Espigones.....	24
Figura 3-15. Dique en talud.	25
Figura 3-16. Rompeolas separado de la costa.	26
Figura 3-17. Cuadrípodos, tetrápodos, dolos y tribar (CERC, 1984).....	26
Figura 3-18. Estructuras de equilibrio dinámico y estático (Van der Meer, 1995).....	27
Figura 3-19. Registro de altura de ola vs tiempo (NOAA, 2011)	30
Figura 3-20. Rosa de oleaje (Monedero, 2006)	30
Figura 3-21. Ábaco para altura de ola al romper (Goda, 1970).....	35
Figura 3-22. Profundidad de ola al romper (Weggel, 1972).....	36

Figura 3-23. Elementos de un dique de escollera (Hoyos et al, 2016).....	40
Figura 3-24. Equilibrio de un canto en un talud ante la acción del oleaje (Copeiro y Garcia, 2001).....	44
Figura 3-25. DCL de equilibrio hacia abajo (Copeiro y Garcia, 2001).....	47
Figura 3-26. DCL de equilibrio hacia arriba (Copeiro y Garcia, 2001)	48
Figura 3-27. Valores del factor P (Van der Meer y Pilarczyk, 1987).....	52
Figura 3-27. Relación entre número de olas N y daño S (Van der Meer, 1987)	53
Figura 3-29. Parámetros estructurales para estabilidad de berma (Hoyos et al, 2016).55	
Figura 3-29. Factores que afectan al run-up (Fuentes, 2001)	57
Figura 3-30. Valores del ángulo equivalente (Van der Meer, 1995)	59
Figura 3-32. Valor del ángulo medio (Van der Meer, 1995).....	60
Figura 3-32. Run-up y run-down (Jimenez, 2010)	61
Figura 3-34. Sección típica ensayada (Aminti y Franco, 1988)	64
Figura 4-1. Ubicación tentativa del dique de escollera	66
Figura 4-2. Estado de isóbaras para continente sudamericano (Senamhi, 2015)	67
Figura 4-3. Tramo del PK 0+000 - 0+800, espigón existente y rotura de olas.....	68
Figura 4-4. Punto de análisis en aguas profundas (TYPESA, 2013).....	68
Figura 4-5. Series temporales de Oceanor para altura y periodo pico (TYPESA, 2013) .69	
Figura 4-6. Rosa de oleaje para altura pico (TYPESA, 2013).....	70
Figura 4-7. Rosa de oleaje para periodo pico (TYPESA, 2013).....	70
Figura 4-8. Función de densidad para altura de ola (TYPESA, 2013).....	71
Figura 4-9. Función de densidad para periodo (TYPESA, 2013).....	72
Figura 4-10. Espectro de altura de ola y periodo (TYPESA, 2013)	72
Figura 4-11. Ecuación de periodo de retorno para altura de ola (TYPESA, 2013).....	74
Figura 4-12. Dispersión de datos de H_s y T_p para observaciones in situ.....	76
Figura 4-13. Sección de dique de escollera de pre diseño	84

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1. Vida útiles para obras definitivas (ROM, 1990)	33
Tabla 3-2. Riesgos máximos (ROM 0.2-90).....	34
Tabla 3-3. Coeficientes para análisis iterativo (Dean y Dally, 1985)	39
Tabla 3-4. Valores para espesor de capas y densidad (Fuentes, 2001).....	42
Tabla 3p-5. Variación del coeficiente de fricción (Copeiro y García, 2011)	49
Tabla 3-6. Variación del coeficiente de daños según el CERC. (Fuentes, 2011)	50
Tabla 3-7. Nivel de daño S (Van der Meer, 1995)	53
Tabla 3-8. Factor de rugosidad (Van der Meer, 1995).....	61
Tabla 3-9. Valores admisibles de descarga de sobrepaso (Van der Meer, 1995)	63
Tabla 3-10. Valores de coeficientes para overtopping usando muro de espaldones (Aminti y Franco, 1998).....	65
Tabla 4-1. Resumen del espectro de alturas y periodos (TYPESA, 2013).....	73
Tabla 4-2. Altura de ola en aguas profundas para distintos periodos de retorno.....	75
Tabla 4-3. Ecuaciones resultantes del ajuste cuadrático.....	75
Tabla 4-4. Resultados de altura y profundidad de ola para régimen medio y extremal.	79
Tabla 4-5. Resultados de altura y profundidad de ola para régimen medio y extremal.	80
Tabla 4-6. Pendientes de playa y factores experimentales (Dally et al, 1985)	81
Tabla 4-7. Resultado de iteraciones del régimen medio.....	83
Tabla 4-8. Profundidades replanteadas para Régimen Extremal.....	83
Tabla 4-9. Resultados de altura de ola a pie de estructura para cada PK de la vía	84
Tabla 4-10. Parámetros estructurales para la fórmula de Van der Meer	85
Tabla 4-11. Pesos de escollera para el tramo de la PK 4+700 a 2+800 según la fórmula de Van der Meer	86
Tabla 4-12. Pesos de escollera para el tramo de la PK 2+700 a 0+800 según la fórmula de Van der Meer	87
Tabla 4-13. Parámetros estructurales para la fórmula de Hudson	88

Tabla 4-14. Pesos de escollera para el tramo de la PK 4+700 a 3+300 según la fórmula de Hudson.....	88
Tabla 4-15. Pesos de escollera para el tramo de la PK 2+700 a 0+800 según la fórmula de Hudson.....	89
Tabla 4-16. Pesos de escollera para cada PK según las fórmulas de Van der Meer y Hudson.....	90
Tabla 4-17. Resultados para cada sección típica de coraza.....	91
Tabla 4-18. Parámetros estructurales para fórmula de estabilidad de berma.....	91
Tabla 4-19. Resultados fórmula de estabilidad de berma.....	92
Tabla 4-20. Parámetros estructurales para la fórmula del Run-up.....	92
Tabla 4-21. Resultados para el tramo de PK 4+700 a 2+800 del Run-up.....	93
Tabla 4-22. Resultados para el tramo de PK 2+700 a 0+800 del Run-up.....	94
Tabla 4-23 Parámetros estructurales para la fórmula del Run-Down.....	95
Tabla 4-24. Resultados para cada PK del Run-down.....	95
Tabla 4-25. Parámetros estructurales para fórmula de Sobrepasso.....	96
Tabla 4-26. Interpolación de coeficientes A y B para fórmula de Sobrepasso.....	96
Tabla 4-27. Resultados de fórmula para sobrepasso de la PK 4+700 a 3+300.....	96
Tabla 4-28. Resultados de fórmula para sobrepasso de la PK 3+200 a 0+800.....	97
Tabla 4-29 Resumen del Run-up, Run-down y Sobrepasso para secciones típicas.....	97
Tabla 4-30. Cota de coronación de coraza y cimentación de berma.....	98

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Introducción

El presente trabajo pretende contribuir con la difusión y ampliación de los conocimientos relacionados a la creación de terrenos costeros ganados al mar, mediante el uso de estructuras disipadoras como los diques de escollera.

Se plantea el caso específico de la defensa marítima destinada a proteger la futura Vía Costa Verde Tramo Callao, obra de infraestructura proyectada para agilizar la conexión entre los distritos costeros de Lima y Callao.

Se ha observado que las playas involucradas en el proyecto sufren de constantes cambios en su topografía y batimetría, debido a la alta erosión que producen las olas en el lecho marino, conformado principalmente por bancos de canto rodado inestables. En este contexto, se plantea el uso de un dique de escolleras que absorba la energía propia del oleaje y ofrezca protección a la estructura de la vía proyectada.

Este trabajo comprende un estudio de los procesos propios del análisis y diseño de obras estructurales para zonas abrigadas y su respuesta e interacción con el mar, una vez construidas, con la finalidad de otorgar un diseño seguro y funcional. Se espera obtener un dimensionamiento de cada escollera así como la geometría de la sección típica del dique

1.2 Objetivo general

El objetivo general del presente trabajo es realizar el diseño del dique de protección marítima para la nueva vía de la Costa Verde, la cual está proyectada sobre terrenos cercanos al nivel del mar. Este diseño se logra a través de una sección en talud con espesores, alturas y pesos de cantos acorde a las condiciones locales del proyecto. Además de ello, plantea el empleo de obras adicionales que complementen la estructura a fin de tener un diseño íntegro y funcional.

1.3 Objetivos específicos

Para el presente trabajo se tienen los siguientes objetivos específicos:

- Definir y hallar las principales solicitaciones y parámetros de diseño estructural y funcional de un dique de escollera

- Diseñar los tramos de protección abarcando los criterios y variables según las metodologías disponibles
- Describir las estructuras complementarias para un funcionamiento compatible con la vía principal

1.4 Alcances

Se expondrán los distintos conceptos sobre las cargas que soportará el dique protector que sean concernientes a las metodologías de diseño. Estos conceptos requieren conocimientos referentes a mecánica de ondas, propiedades del clima marítimo, mecánica de sedimentos y características propias de la zona a trabajar.

Al mismo tiempo, se evaluarán los criterios para la estabilidad de talud de protección y las dimensiones de éste. Al no tratarse de una protección marítima aislada, se tendrá en cuenta las consideraciones respectivas al área abrigada.

Por último, se evaluarán los valores máximos de remonte y sobrepaso de ola como solicitud funcional, complemento del diseño estructural, con la finalidad de obtener un proyecto afín y compatible con la construcción del dique.

1.5 Justificación

El Perú sigue siendo un país en vías de desarrollo y de gran actividad comercial en la costa. Al ser ésta una región cambiante, densamente poblada y poco explotada se requieren obras de infraestructura especializadas.

En este camino, esta tesis acercará a los interesados a los temas relacionados al efecto del mar en la construcción de caminos adyacentes, apoderamiento del terreno al mar en cotas elevadas y procesos poco vistos en el país.

Con la implementación del dique de escollera, una vía nueva será creada en lo que actualmente son las playas no habitadas del Callao, usadas como botaderos de desmonte y refugio de personas en estado de abandono. Concluido el proyecto, la zona se revalorizará y será posible atraer el turismo hacia el distrito de La Punta a mayor escala al unir el distrito de Chorrillos con La Punta en 20 minutos.

CAPÍTULO 2: ÁREA DE ESTUDIO

2.1 Delimitación

El proyecto constructivo de la “Vía Costa Verde - Tramo Callao” se ubica en la provincia del mismo nombre y abarca aproximadamente 5 km. de longitud a orillas del mar, cruzando por los distritos de La Perla, el Cercado de Callao y La Punta.

El proyecto está situado en la zona central del Perú en la parte Norte de la bahía de Miraflores, la cual tiene 27 km de costa desde Punta Chira (Sur) hasta La Punta (Norte) y se localiza al sur de la bahía de Callao. La figura 2-1 muestra en general la zona costera de ubicación del enrocado de protección a diseñar.

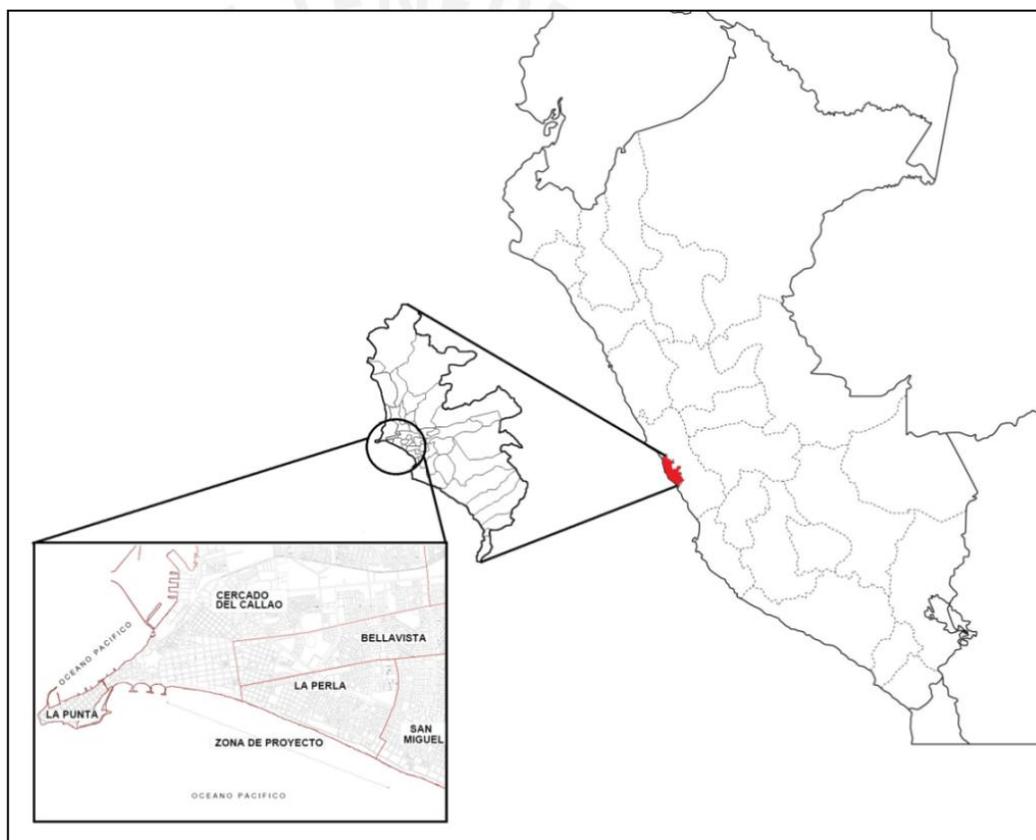


Figura 2-1. Ubicación del proyecto

Actualmente en la zona comprendida por el primer kilómetro de la autopista proyectada (en sentido de oeste a este), en el distrito de La Punta, existen tres rompeolas y una protección natural debido a la existencia de un conjunto de islas. En consecuencia, el

las playas en actividad de calma con alturas de 0.30 a 0.50 excepto cuando ocasionalmente se presentan olas del N-W que pueden llegar a alturas de entre 2 a 3 metros.

La batimetría del área que ocupa la obra, obtenida a través de diversas expediciones topográficas, presenta la curva de -5 m. aproximadamente a 60 m. de la línea de playa, pero este nivel es variable conforme la costa se va metiendo al mar. La naturaleza de la línea de playa y el fondo marino es de canto rodado con tamaños máximos de hasta 6 pulgadas y presentan bermas naturales formadas por el oleaje como producto del proceso de acreción y erosión de costas. Observaciones in situ han demostrado rápido avance en la creación de estas bermas debido a la facilidad con que la grava es llevada por las olas.

2.3 Antecedentes

La necesidad de diseñar el nuevo tramo de autopista “Vía Costa Verde, Tramo Callao” viene derivada por el estado actual de la existente. La antigua vía Costanera, que servía como arteria de articulación de los distritos de La Punta, Callao y La Perla con los distritos del litoral sur de Lima Metropolitana, se encuentra deteriorada y saturada pues recibe el tráfico de la Costa Verde de Lima Metropolitana y el de avenidas principales del propio Callao.

Además, el crecimiento de las provincias de Lima y del Callao a través de la complementación vial, los sistemas de comunicación y la rápida urbanización de las áreas intermedias, ha generado una integración entre ambas zonas con un creciente flujo de personas. Incluso, el rápido crecimiento del parque automotor en los últimos 10 años, ha incrementado el tráfico en las principales vías de comunicación.

Por otra parte, el talud natural de la avenida Costanera comprendida en el área del proyecto no cuenta con adecuada protección en caso de temporales, tsunamis o sismos. Por lo tanto, se hace necesario una obra adecuada de protección marina con la finalidad de garantizar la comunicación y el transporte en caso de desastres naturales.

CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO

3.1 Generalidades

El criterio para diseñar un dique de escollera se da a través del peso de los cantos o unidades de rocas. Este peso representa, en proporción, la fuerza resistente de la roca o escollera ante el efecto desestabilizador del oleaje. Para la estimación del peso del enrocado que conforma la coraza de protección, se utilizarán distintas formulaciones propuestas en las recomendaciones para el dimensionamiento de proyectos similares, con el objetivo de analizar la sensibilidad de los resultados y optar por un valor conservador de diseño.

Dentro de los métodos disponibles encontramos las fórmulas estructurales de Hudson y Van der Meer, actualmente las más utilizadas a nivel mundial y que son referidas en el ítem 3.5.3 y 3.5.4, respectivamente.

Van der Meer (1995) organiza conceptualmente las etapas del diseño según la siguiente lista:

- a. Condiciones del entorno
- b. Parámetros hidráulicos
- c. Parámetros geotécnicos
- d. Parámetros estructurales
- e. Cargas externas
- f. Resistencia ante las cargas
- g. Respuesta de la estructura

Desarrollando la metodología de diseño de Van der Meer, se obtiene el siguiente proceso para el proyecto de interés.

En primer lugar, se deben conocer las características del clima marítimo en aguas profundas y a través de procesos de propagación de este, determinar dichas características a pie de obra, según la disponibilidad de datos y particularidades del entorno (puntos a, b y c)

Conocidas las sollicitaciones relacionadas al clima marítimo (punto e), se procede a diseñar estructuralmente la construcción que mejor se adapte al proyecto, se eligen parámetros a criterio del diseñador, mientras otros son escogidos según las

condiciones del emplazamiento. Este dimensionamiento debe garantizar la estabilidad de toda la estructura de protección (punto f).

Finalmente, obtenido el diseño estructural, se concluye compatibilizando éste con un diseño funcional, el cual debe garantizar el desempeño óptimo de la defensa marítima considerando la zona abrigada (punto g).

Como primer punto, se estudiarán el clima marítimo y sus características.

3.2 Oceanografía

La oceanografía es una rama de la geografía que estudia los mares y océanos y todo lo que se relaciona con la hidrósfera. En la ingeniería marítima, los parámetros oceanográficos más representativos e importantes son el oleaje, las mareas, el transporte de sedimentos, las corrientes y los tsunamis, los cuales a su vez forman el clima marítimo. Por ser los más influyentes en el diseño de diques costeros, el alcance de este proyecto solo comprenderá al oleaje, las mareas y el transporte de sedimentos.

3.2.1 Oleaje

La naturaleza de las olas puede describirse como variable e irregular debido a que su comportamiento depende de muchos factores. En palabras de Palomino (2000), el oleaje se define como un proceso estocástico, variable en el espacio y el tiempo. Es decir, la superficie libre del mar en un punto es una variable aleatoria que cambia minuto a minuto. No obstante, hay propiedades de esta función variable que permiten la descripción de tan compleja superficie.

Podemos definir las olas como una superposición de un número de ondas simples provocadas por factores estimulantes y transformantes ocurridos en el mar (Perdomo, 2005). Esta superposición de ondas ocurridas en aguas profundas no produce traslación de masas de agua, sino de información traducida en movimientos oscilatorios en su camino hacia profundidades reducidas y llega hasta la rotura. Dicha rotura sucede cuando las olas alcanzan aguas muy cercanas a la costa. Es allí donde se produce la desestabilización de las olas producto del cambio brusco del fondo y caen hacia adelante generando las rompientes como manera de disipar la energía que llevan (Medina, 2009).

3.2.1.1 Generación del oleaje de viento

Son muchas las causas que originan cambios en la superficie libre del mar, y aunque sus efectos son únicos, el estudio y análisis exige distinguirlas, lo que puede llegar incluso a permitir realizar ciertas predicciones sobre su evolución, al menos dentro de unos ciertos márgenes, en diferentes horizontes temporales (Palomino, 2000). Debido a que son las olas de viento las que mayor importancia tienen, su predicción es un deber de la ingeniería de proyectos marítimos.

De forma indirecta, es el Sol quien provoca este tipo de olas. Al estar en contacto con el aire, la radiación solar calienta de forma desigual al mismo. Luego por la diferencia de presiones, masas de aire son desplazadas de un punto a otro de menor presión y esto es lo que se conoce como viento. Así, el oleaje es una consecuencia del rozamiento entre el viento y la superficie del mar. Sus dimensiones dependen de la intensidad del viento, de su duración y de la longitud sobre la cual éste transmite energía a la ola (Medina, 2009).

Dentro del oleaje producto del viento, Medina (2009) distinguen dos clases de olas:

- SEA o mar de viento: se caracteriza por ser muy desordenado y contar con muchos frentes en diferentes direcciones, siendo la predominante la misma dirección del viento. Suelen darse en mar abierto o a grandes profundidades.
- SWELL o mar de fondo: se da fuera de la zona de generación. La dirección se ha estabilizado y se va abriendo. Estas olas viajan en conjunto con diferentes periodos hacia profundidades reducidas e impactan contra la línea costera.

3.2.1.2 Parámetros de ola

Las olas pueden clasificarse como regulares o irregulares según conserven sus propiedades físicas o no (ERDC, 2003). Panzarini (1970) clasifica los parámetros de ola frecuentemente usados de la forma siguiente:

- Cresta: es la parte más elevada de la superficie del agua que se identifica por la línea que corre por los puntos más altos
- Seno: es la parte más baja que se identifica por la línea que corre por los puntos más deprimidos
- Altura (H): Distancia vertical entre una cresta y un seno consecutivos.

- Amplitud (A): es la distancia vertical entre la cresta, o el seno, y el nivel de aguas tranquilas
- Longitud (L): es la distancia horizontal entre dos crestas, o dos senos próximos
- Pendiente (λ) : es la relación entre la altura y la longitud
- Número de ola (k): es la relación $2\pi/L$
- Periodo (T): el intervalo de tiempo que transcurre entre dos apariciones sucesivas por un punto fijo respecto del agua de dos crestas o dos senos.
- Celeridad (C): es la velocidad a la que se traslada sobre la superficie del mar una fase de la ola, cresta o seno. Se define por la relación L/T
- Velocidad angular (w): es la velocidad teórica que tendría una partícula que describa una función de onda. Se define por $2\pi/T$

En la figura 3-1 se puede observar una interpretación gráfica de algunos parámetros definidos al idealizar a la ola como una onda.

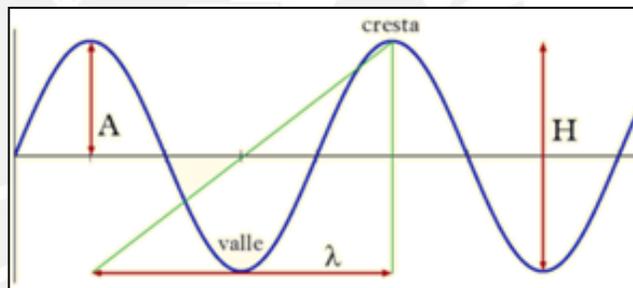


Figura 3-1. Parámetros de ola

3.2.1.3 Teorías del oleaje

En la búsqueda de entender cómo las olas se generan, cambian y llegan a la línea costera, se produjeron una serie de teorías de ola. A continuación se describe los principales aportes de la teoría de Airy, por ser la que mejor describe las propiedades asociadas a los trenes de ola, es decir, al conjunto formado por dos olas o más independientemente de sus características.

También denominada Teoría Lineal de Ola, la teoría de Airy fue desarrollada en 1985. Aunque con limitaciones a su aplicabilidad, la Teoría Lineal ha demostrado ser muy útil si las hipótesis de partida se cumplen. Entre dichas hipótesis se encuentran la consideración de la ola como una onda bidimensional, que la tensión superficial es

despreciable y que el agua de mar es homogénea, de densidad constante y sin viscosidad.

En general, la onda se caracteriza por su longitud L , su altura H , su periodo T y la profundidad d , y puede ser descrita satisfactoriamente por dichos parámetros.

A continuación, se define el fenómeno de dispersión del oleaje, presente en la generación de las olas y descrito por la teoría de Airy.

a. Dispersión del oleaje

La ecuación de dispersión relaciona la celeridad con la profundidad y la longitud de onda. El concepto de dispersión es de capital importancia para comprender fenómenos como el agrupamiento del oleaje después de que las olas abandonan la zona de generación. La ecuación de dispersión se escribe según la expresión 3-1.

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \quad (3-1)$$

Se sabe que la celeridad c es la distancia recorrida por unidad de tiempo. Si la onda recorre una longitud L en un tiempo igual al periodo T , se obtiene la ecuación de dispersión según la expresión 3-2.

$$c = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (3-2)$$

En la ecuación 3-2 se puede comprobar que una ola viajará más rápido cuanto mayor sea su periodo. El concepto de dispersión implica que las olas se separan en su propagación hacia la costa, ordenándose por sus periodos o velocidades y formando grupos de olas (figura 3-2). Comúnmente, dentro de un mismo tren o grupo de ondas, las olas de mayor periodo suelen tener también mayor altura.



Figura 3-2. Agrupamiento de olas

En función del número de onda, k , la frecuencia angular ω , y usando la ecuación de dispersión (ecuación 3-2), puede escribirse la longitud según la ecuación 3-3.

$$L = \frac{gT}{\omega} \tanh(kd) \quad (3-3)$$

La ecuación 3-3 indica que la longitud de onda decrece con la profundidad, debido al comportamiento de la función $\tanh(kd)$, que se incrementa linealmente con valores pequeños de kd , pero tiende asintóticamente a la unidad en profundidades indefinidas.

En el estudio de las propagaciones del tren de olas, se hace necesaria la sectorización de los trayectos realizados según la profundidad. Así, la profundidad del mar se clasifica de forma relativa a las longitudes de onda para cada ola (Almazán et al, 2000).

- Aguas profundas: $d/L > 0.5$
- Aguas intermedias: $0.05 < d/L < 0.5$
- Aguas someras: $d/L < 0.04$

En aguas profundas, el valor de $\tanh(kd)$ tiende a la unidad y la relación entre el periodo y la longitud de onda esta descrita por la ecuación 3-4.

$$L = gT^2/2\pi \quad (3-4)$$

En aguas someras, el valor de $\tanh(kd)$ tiende a kd y la longitud se expresa por la ecuación 3-5:

$$L = T\sqrt{gd} \quad (3-5)$$

En aguas intermedias, la ecuación es la que se presentó originalmente (ecuación 3-1 ó 3-2) y valor de L se obtiene mediante iteraciones.

Ya que el periodo se conserva, la longitud de onda y la celeridad del grupo disminuye en la transición de aguas profundas a someras. Sin embargo, no es hasta que ocurren cambios en el fondo marino que la altura de ola encuentra variación. Para cuantificar el impacto del oleaje en los proyectos marítimos, es necesario conocer la transformación del tren de olas en todo su viaje hacia las estructuras de protección.

3.2.1.4 Fenómenos que alteran el trayecto de una ola

Durante la propagación de las olas desde su origen hasta profundidades someras, suceden alteraciones en la dirección y la altura producto de la presencia de cuerpos terrestres y el cambio del nivel de fondo.

Como se verá luego en el capítulo 3.4, el parámetro más relevante para los diseños de protección costera es la altura de ola H y para ello se analizan a continuación los siguientes fenómenos y como modifican cada uno dicha altura durante su propagación hacia la costa.

Según Acuña (2013), si se toma en cuenta la teoría línea de Airy, la ecuación 3-6 representa la altura de ola modificada H dentro de la zona de rompientes.

$$H = H_0 \cdot K_R \cdot K_D \cdot K_S \quad (3-6)$$

Donde H_0 es la altura de las olas en profundidades indefinidas, K_R es el coeficiente de refracción, K_D es el coeficiente de difracción y K_S es el coeficiente de shoaling o peraltamiento.

Según Medina (2009), el comportamiento de un tren de olas es variado y su energía puede sufrir las siguientes modificaciones:

- Disiparse, como lo hace ante un medio rugoso o una superficie porosa
- Transmitirse parcialmente tras el obstáculo, como lo hace al chocar contra diques de poca altura o formaciones rocosas similares
- Reflejarse en dirección distinta a la incidencia del oleaje

Además, señala que en la práctica los fenómenos pueden ser mixtos y toda la energía no se transforma con los mencionados fenómenos, sino que hay pérdidas por

rozamiento y turbulencia. Sin embargo, en este trabajo solo se tomarán en cuenta los aportes de cada uno de manera aislada para luego superponerlos en un único resultado.

A continuación se desarrollan los cinco fenómenos que alteran el trayecto de una ola y sus principales parámetros.

a. Refracción

La refracción ocurre cuando las olas viajan hacia la costa y chocan contra ésta oblicuamente. Al encontrarse con aguas menos profundas, las propiedades de la ola como la longitud de onda y velocidad varían de acuerdo a la ecuación de dispersión (ver ecuación 3-2). Dado que la velocidad de las olas en esta región depende de la profundidad, aquella parte de la ola que está viajando por la parte más profunda, viaja más rápido respecto a la parte que se encuentra con menor calado o profundidad, haciendo que la cresta se curve o cambie de dirección (Jiménez, 2010). Este hecho da lugar a un giro del frente o dirección del tren que se conoce como refracción.

Otra forma de entender el fenómeno de refracción es usando la relación de rotura de olas. Las observaciones realizadas en aguas someras indican que existe una relación lineal de profundidad y altura en que las olas rompen (Munk, 1949). Partiendo de este enunciado, la refracción se define como el cambio de dirección por efecto del fondo en el cual el oleaje tiende a ser paralelo a las curvas batimétricas buscando el punto de rotura (Leyva, 2012).

La figura 3-3 muestra las crestas de olas (frentes de olas) con sus direcciones en líneas en negro (ortogonales) acercándose a la costa. Cerca de ella se encuentran en líneas punteadas las líneas batimétricas. Se puede observar cómo las líneas de dirección van cambiando para estar ortogonales a las batimétricas, es por esta razón que los frentes de ola generalmente llegan paralelos a la costa.

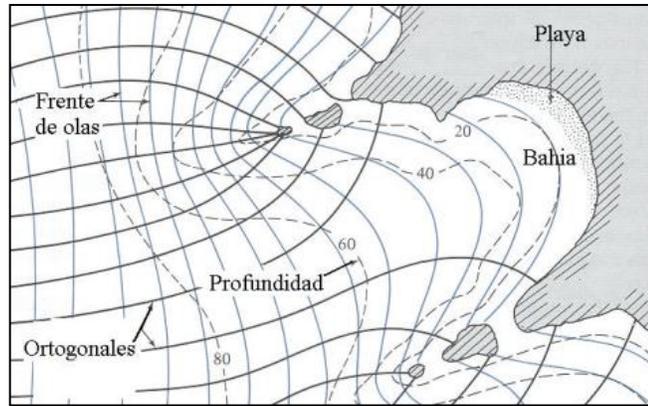


Figura 3-3. Diagrama de refracción (Lizano, 2003)

Para hallar el factor de refracción K_R , el CERC (1984) recomienda el método de ortogonales (ver figura 3-4), el cual se basa en la geometría local de la playa y la dirección del tren de olas.

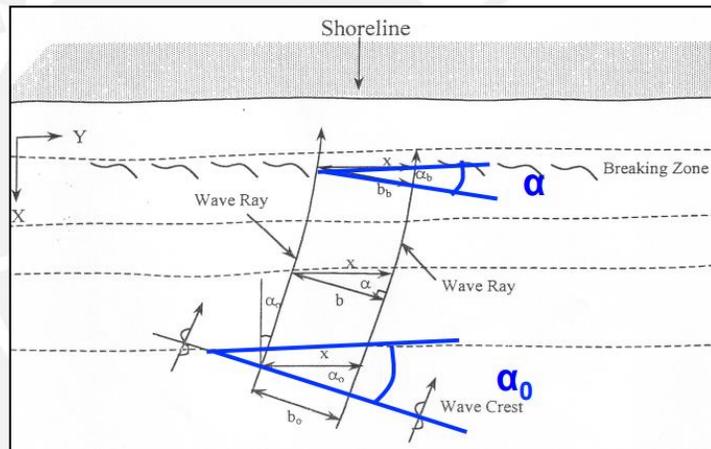


Figura 3-4. Método de ortogonales

El valor del coeficiente K_R se obtiene utilizando el anteriormente mencionado método de las ortogonales y aplicando la ecuación 3-7, donde α_o es el ángulo agudo formado entre la dirección del tren de olas y las líneas batimétricas en un punto inicial y α representa la misma relación pero en el punto final del análisis.

$$K_R = \sqrt{\frac{\cos(\alpha_o)}{\cos(\alpha)}} \quad (3-7)$$

Por otro lado, los valores de los ángulos α varían para cada profundidad d y para cada ola según su periodo T . Así, también se pueden obtener los valores del coeficiente de refracción en cada tramo de la propagación (desde aguas profundas hasta someras) usando la gráfica propuesta en el SPM (CERC, 1984) (ver figura 3-5).

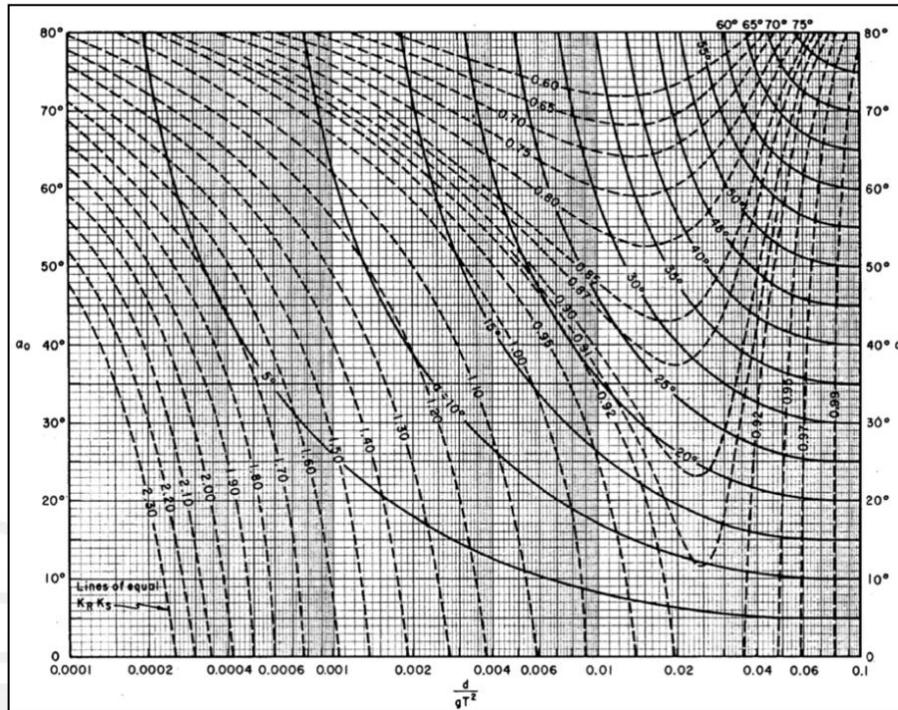


Figura 3-5. Ábaco para coeficiente de refracción (CERC, 1984)

b. Difracción

La difracción del oleaje es una anomalía que tiene lugar cuando el frente de onda se encuentra un obstáculo al que rebasa. Tras este obstáculo se produce una zona de sombra en la que, en teoría, el mar debería encontrarse perfectamente en calma (Iribarren & Nogales, 1954). Sin embargo, según Leyva (2012) la energía de la ola es transmitida lateralmente a su cresta. Por tanto, la difracción viene a ser un cambio en la dirección de una porción de ola que busca bordear el obstáculo con la energía no disipada.

Dichos obstáculos pueden ser rocas en la superficie o cuerpos del tamaño de una isla, los cuales absorben una porción de la energía de las olas de forma que ésta rodee cada cuerpo y continúe su camino. Por supuesto, mientras menor sea el obstáculo menos energía perderá la ola y mantendrá su dirección con mayor facilidad. En la

figura 3-6 se observa cómo el tren de olas llega a la parte protegida formando tras esta un ángulo agudo entre su dirección anterior y la nueva.

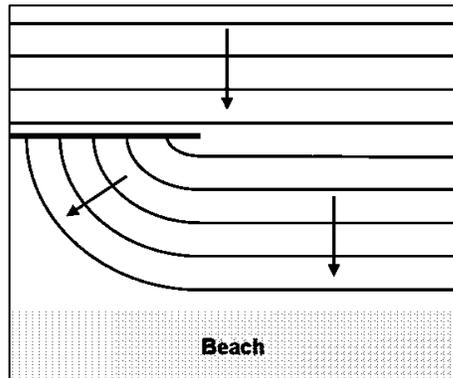


Figura 3-6. Difracción de olas cerca a la costa

Las teorías para hallar el coeficiente de difracción K_D se aplican a la presencia de elementos largos como rompeolas. Mediante el uso de ábacos y teniendo como dato la dirección general del tren de olas en la zona protegida, se puede obtener el valor del factor K_D .

El ábaco de la figura 3-7 representa una configuración general, presentando al tren de olas perpendicular a la estructura que hace de obstáculo y los valores de K_D según el ángulo con que se proyecten las olas por detrás del obstáculo.

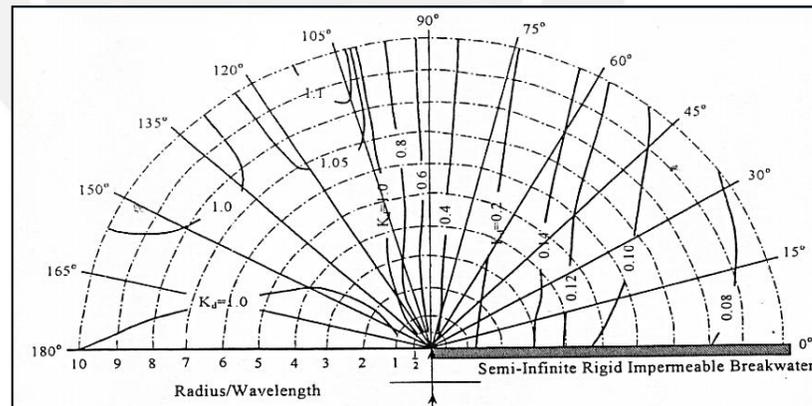


Figura 3-7. Coeficiente de difracción en rompeolas (CERC, 1984)

c. Reflexión

La reflexión es el fenómeno por el cual las ondas rebotan ante la presencia de elementos verticales (figura 3-8), es decir se genera otro tren de olas debido a la energía no disipada en sentido contrario (Hernández, 2004). El ángulo de desvío o

reflexión es el mismo que el ángulo de incidencia y se entiende como un rebote de energía ante la presencia de cuerpos rígidos como cabos, islas, entradas estrechas a bahías, pasos estrechos entre dos islas, etc., o fenómenos marinos como las corrientes marinas (Perdomo, 2005). La reflexión no es un fenómeno tan relevante como la reflexión o la difracción (en el sentido que no aumenta o disminuye las medidas del tren de olas) y se puede observar con mayor facilidad en la línea litoral. En aguas lejanas a la costa, la porción de los trenes de ola que no se difractan ante cuerpos extraños, debido a su gran longitud, sufren el fenómeno de reflexión.

Sin embargo, la reflexión es importante para entender el fenómeno de transporte de sedimentos. Ello se debe a que el movimiento en zig-zag del oleaje puede transportar de ida y de venida material granular de las playas. Generalmente este movimiento traslada material del lecho marítimo en zonas donde las olas rompen y es la principal causa de la modificación morfológica de las costas.

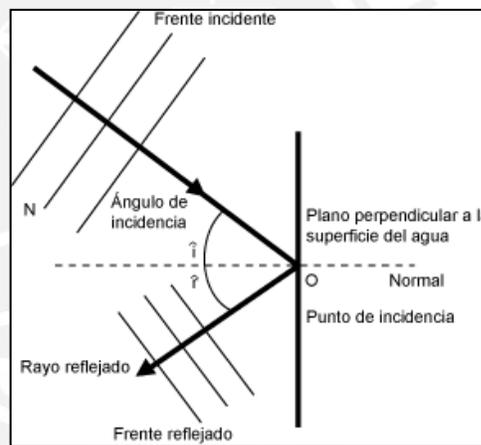


Figura 3-8. Reflexión de ondas (Medina, 2009)

d. Peraltamiento

Conocido también como “shoaling”, no es más que el aumento irregular de altura de ola debido a la variación del fondo de mar. La dirección de avance de la ola no se ve afectada por este fenómeno, ni el periodo por lo que se produce una desproporción entre senos y crestas del oleaje (Almazán et al, 2000). El peraltamiento es el efecto que más repercute en la altura de ola pues, a diferencia de la reflexión y la difracción que reduce la altura de ola desde aguas profundas, este la incrementa (ver figura 3-9).

A medida que la ola se propaga a profundidades reducidas, la fricción del fondo comienza a hacer más lento el movimiento angular de las partículas a la vez que se mantienen con la misma velocidad en la parte superior. De esta forma se desestabilizan y terminan rompiendo hacia adelante (Dos Santos, 2012). Así, el peraltamiento no es más que una transición entre la ola en aguas someras y la ola en la zona de surf.

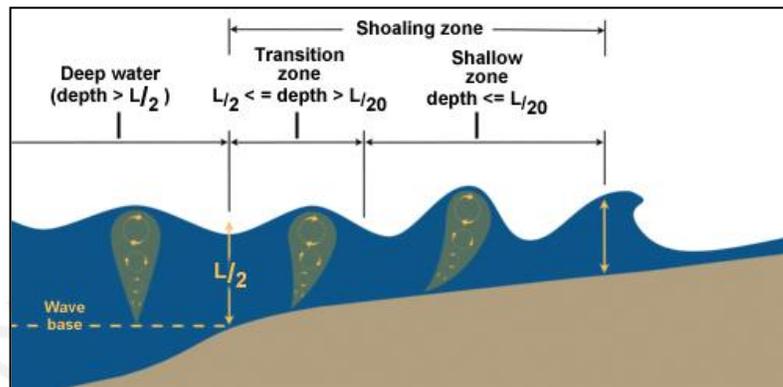


Figura 3-9. Proceso de asomeramiento (Comet, 2011)

Para hallar el coeficiente de shoaling se puede utilizar la figura 3-10. En ella se aprecia que mientras mayor sea la relación profundidad – longitud de onda d/L (aguas profundas) el coeficiente K_S pierde importancia.

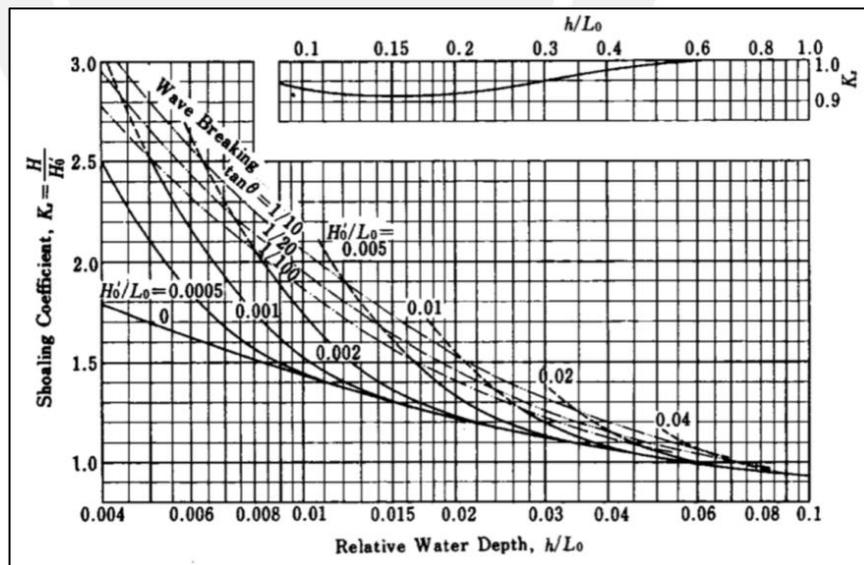


Figura 3-10. Gráfico para factor de shoaling (Shuto, 1976)

e. Rotura

No es propiamente un fenómeno que altere las propiedades de la ola pues su inicio indica el final de la conservación de éstas. La rotura se produce después del peraltamiento, al reducirse el fondo y hacerse incompatible con los fenómenos de propagación, marcando el final de la propagación de la ola y es la principal responsable de los fenómenos litorales (Almazán et al, 2000) junto con el fenómeno de reflexión. Tras muchos estudios se tiene por convención que la rotura sucede cuando la velocidad angular de las partículas logra superar la velocidad lineal de la onda (plunging), cuando el peralte de la ola se hace suficientemente grande para desestabilizar el equilibrio dinámico (surging) o cuando las olas al ser muy altas sufren un seccionamiento en la cresta debido a la acción del viento y a la variación del fondo (spilling). La descripción gráfica se aprecia en la figura 3-11.

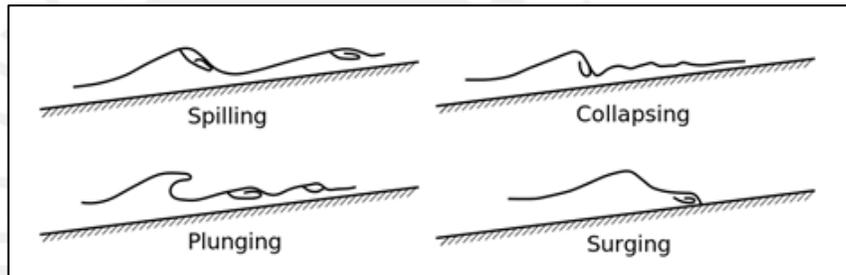


Figura 3-11. Tipo de rompientes (Galvin, 1968)

El número de Iribarren (I_r o ξ), que se explicará con mayor detalle en el ítem 3.5.4.d, es universalmente aceptado como el parámetro que indica el tipo de rotura. De esta forma y según Galvin (1968), se tienen las siguientes clasificaciones analíticas.

- Oscilación (Surging): para I_r mayores a 3.1 (pendiente de playa elevada y periodos de oleaje altos) no se produce rotura. Las olas ascienden y descienden por el talud con poco aire atrapado. El tiempo que toma la ola para subir y regresar por la pendiente es menor que su propio periodo. Con este tipo de rotura se produce con mayor impacto el fenómeno de reflexión.
- Colapso (Collapsing): a medida que el I_r se acerca a 3.1, la cresta de la ola se va tornando vertical y empieza a colapsar. El periodo de ascenso y descenso por la pendiente de la playa coincide con el de la propia ola y ésta alcanza la mayor altura avanzando por el talud. Debido a que el tiempo de ida-vuelta y periodo son similares, la llegada de una nueva ola coincide con la venida de

una previa, lo que ocasiona un resalto turbulento en la base de la segunda. La reflexión disminuye debido a que dicho efecto disipa energía en forma de turbulencia.

- c. Voluta (Plunging): es el tipo de rotura más frecuente en playas. El valor de I_r está comprendido entre 2.0 y 0.5 para este caso. La cresta de la ola se desestabiliza y rompe en su propia base, atrapando gran cantidad de aire en el proceso. Luego el agua penetra violentamente en la superficie, liberando mucha energía en los primeros segundos y en su avance genera entre 1 y 4 ondas por delante de la original y llenas de turbulencia. Producto del volteo de la cresta, se forma un rodillo de agua y aire atrapado que sale a gran presión cuando queda libre. La reflexión provocada es baja.
- d. Decrestamiento (Spilling): si I_r se hace menor a 0.5 la ola rompiente comienza a hacerse débil y toma un aspecto parecido al surging con la diferencia que la cresta empieza a desestabilizarse sin afectar al resto de la ola. La energía se disipa de forma gradual y en una longitud grande (hasta 4 ondas simultáneas) generando corrientes, elevaciones del nivel medio y ondas largas. El ascenso-descenso es corto debido a que toda la cantidad de movimiento se traduce en elevar el nivel medio del mar. Del mismo modo, la reflexión es mínima.

3.2.2 Mareas

Según Werlinger (2004), las mareas son olas de longitud de onda muy extensos (varios kilómetros) producidos por agentes distintos al viento relacionado a las olas SEA y SWELL.

Existen dos tipos de fenómenos que producen las mareas. El primero es el viento sostenido a alta velocidad, como es el caso de los vientos producto de perturbaciones atmosféricas (ciclones, huracanes, tormentas tropicales, etc.). El segundo es debido a las atracciones de los cuerpos celestes, combinados con la rotación de la Tierra. Las perturbaciones atmosféricas producen el set-up (elevación instantánea por oleaje reflectado) y el fenómeno del niño. Los efectos de la gravedad traen como consecuencia que los volúmenes de agua se concentren “bajo” la Luna o el Sol (ver figura 3-12) subiendo el nivel del mar conforme se trasladan de forma relativa respecto a la Tierra (Werlinger, 2004).

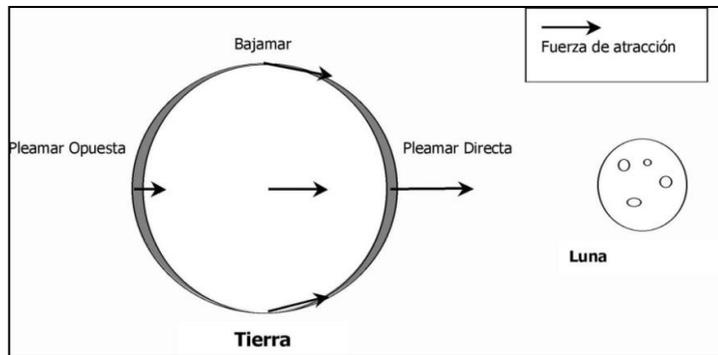


Figura 3-12. Fuerzas de atracción gravitacional y generación de mareas

El cambio de nivel de las aguas se produce aproximadamente cada 6 horas, por lo que en un día, el nivel de las aguas sube dos veces (pleamar o máximo nivel de marea alcanzada) y baja dos veces (bajamar o altura más baja de marea), siendo estos casos los analizados en el diseño de protecciones marítimas.

Es importante tener en cuenta cuánto sube y baja la presencia de una marea el nivel de aguas tranquilas. Según resulte mayor la elevación, el poder destructivo de las olas es mayor pues se “acercan” más a la línea de costa. Por otro lado, mientras más bajo sea el nivel, las olas pueden romper antes, en zonas donde el dique ofrece menor resistencia ante la socavación.

3.2.3 Procesos litorales

Se le conoce así a los procesos ocurridos en la costa por interacción directa de las masas de agua con tierra firme. Estos procesos causan cambios constantes respecto a la geomorfología debido al arrastre de sedimentos, debido a ello, entender la evolución de dicha morfología costera determinará cómo el tiempo afectará a la obra.

No obstante, el tema es muy amplio y no es parte del alcance de este trabajo, por lo tanto, a continuación se expondrán los temas de transporte litoral de sedimentos y el equilibrio dinámico,

3.2.3.1 Transporte litoral de sedimentos

El transporte litoral de sedimentos es uno de los procesos con mayor importancia en la ingeniería de costas. Los impactos, la presión causada por el oleaje y la abrasión del lecho marino traen como consecuencia la erosión y acreción de las playas, que son en esencia grandes franjas de sedimentos aplazados en el litoral. La erosión por un lado

provoca que el lecho marino se desplace del lugar provocando bajas en el nivel. Por otra parte, la acreción ocasiona que los sedimentos que han migrado de otra parte, se depositen en una zona diferente, generando así un incremento en el nivel.

La estratigrafía del terreno, la topografía y la actividad tectónica también son elementos que influyen en la magnitud de estos fenómenos, los cuales están relacionados estrechamente, pues para que ocurra acreción, debe primero existir erosión.

El fenómeno de reflexión provoca que los sedimentos de la playa sean arrastrados al interior según un modelo en zigzag conocido como deriva litoral (ver figura 3-13). La línea de la costa es constantemente modificada entonces por el transporte de su material constituyente, tanto por los sedimentos depositados como los retirados.

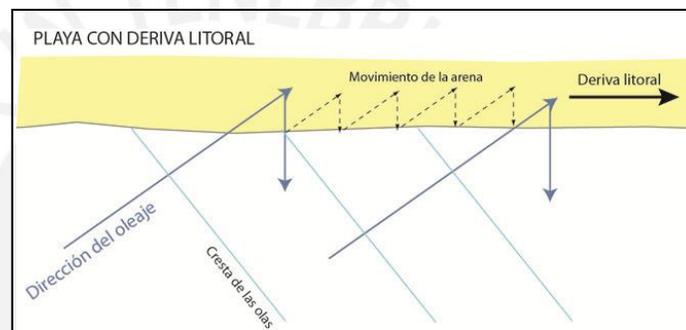


Figura 3-13. Procesos de transporte de sedimentos. (Fuente web Universidad de Granada, 2013)

La deriva litoral modifica constantemente la playa desde una vista en planta (transporte longitudinal). Por otro lado, existe el transporte transversal y es aquel que modifica el fondo y puede apreciarse en el cambio de las líneas batimétricas.

Observaciones in situ demuestran que las playas formadas por grava presentan una desigualdad entre material depositado y removido. Esta diferencia ocurre por la no suspensión en los flujos de poca profundidad debido al mayor peso de los cantos. Lo contrario sucede con la arena y partículas más finas que, por el hecho de pesar menos, pueden permanecer en movimientos de ida y vuelta ante las oscilaciones de las olas. La relación entre material depositado y removido se conoce como equilibrio dinámico y se explicará a continuación.

3.2.3.2 Equilibrio dinámico

En una determinada zona costera, se dice que existe equilibrio en la dinámica sedimentaria si el volumen de sedimentos que ingresa es igual al volumen de

sedimentos que sale de dicho sector, luego de un cierto periodo de tiempo (Fuentes, 2001). En otras palabras, el equilibrio dinámico consiste en que la acreción, que es el incremento de terreno por deposición y la erosión, que es la pérdida de terreno por migración, movilicen masas equivalentes de terreno.

Es importante, para la ingeniería costera, conocer si existe un equilibrio dinámico para proyectar las obras de la forma más segura. La conservación de la línea de costa es importante para asegurar una construcción sin variables importantes que afecten la estructura y su costo durante su vida útil.

La razón del estado cambiante o dinámico de la costa es la concentración de la energía del oleaje en una zona relativamente estrecha. Una playa puede sufrir acreción o erosión y en consecuencia, la formación o desaparición de uno o varios elementos fisiográficos. Muchos de estos cambios pueden ser pequeños y pasar desapercibidos, todo dependerá de la escala de tiempo en que se observen. Bruun (1988) demuestra que con los cambios en el nivel del mar, el perfil de la playa trata de adaptarse paulatinamente a las nuevas condiciones buscando una configuración de equilibrio. Estos cambios en la morfología del perfil requieren una cantidad extra de sedimentos, que de no obtenerse por un ingreso neto de arena, son extraídos erosionando la playa.

Según Mosso (2004), existen perfiles de equilibrio para condiciones extremas del oleaje y son estacionales. El perfil de verano (deposicional o reflejante) se forma bajo condiciones de oleaje de baja altura y periodo largo, ocasionando que la arena se acumule por encima del nivel medio del mar y se creen bermas, las cuales luego provocan la reflexión del oleaje. Por otra parte, el perfil de invierno se produce por olas de alturas altas y periodos cortos, las cuales provocan acumulación de arena por debajo del nivel medio del mar y en consecuencia la formación de lomas que luego provocarán la rotura de las olas antes de su llegada al mar y su respectiva disminución de poder erosivo.

3.3 Obras de protección marítima

Para controlar la erosión ocasionada por el oleaje, la cual puede destruir construcciones viales o puertos, la ingeniería ha orientado sus esfuerzos a la estabilización de la costa con diferentes obras.

A continuación, se detalla brevemente las estructuras y procesos más conocidos y la forma en que actúan:

3.3.1 Estabilización costera

Para lograr la estabilización de las zonas costeras expuestas al oleaje directo se requieren obras estructurales y no estructurales.

Ya que la mayoría de los factores que influyen en el transporte litoral de sedimentos son difíciles de controlar, la ingeniería ha optado por la modificación de la topografía costera a fin de disminuir la erosión y acreción. Así, se tienen métodos estructurales, justificados a través de diseños y experimentos, y métodos no estructurales, los cuales son generalmente soluciones temporales.

Entre las alternativas no estructurales, se encuentran los métodos denominados blandos. Estos métodos consisten en cambios a nivel granulométrico y geométrico de las playas mediante regeneración, es decir movimiento de tierras exteriores para modificar el nivel del litoral (Almazán et al, 2000).

Por otro lado, entre las soluciones estructurales las más conocidas son el empleo de espigones, rompeolas y diques, detallados a continuación.

a. Espigones

Son estructuras de protección marítima cuya principal característica consiste en su dirección perpendicular a la costa (figura 3-14). Su función principal es la protección de playas en peligro de desaparición por fuertes procesos erosivos. Los espigones son capaces de retener la arena existente porque impiden el proceso de reflexión.

Los espigones se caracterizan por su orden de construcción, el cual es en sentido contrario al transporte de sedimentos.



Figura 3-14. Espigones

b. Diques

Son conocidos también como defensas longitudinales y de revestimiento (ver figura 3-15) y presentan normalmente superficies inclinadas, flexibles en la mayoría de los casos y compuestos por material resistente construidos en talud.

Su objetivo es contener la energía destructiva del oleaje ante extensiones costeras expuestas e importantes, tales como caminos y carreteras. Los diques se construyen al borde la línea de costa y paralela a ésta, generalmente son estructuras que no están sumergidas y no admiten el rebose del agua.



Figura 3-15. Dique en talud.

c. Rompeolas

Los rompeolas son estructuras que pueden estar ligadas o no a la costa. Tienen como objetivo calmar las aguas por detrás de ellos utilizando el criterio de la difracción y se usan normalmente para protección de muelles. Además, por el fenómeno de reflexión acumulan los sedimentos entre la línea de costa y su ubicación. En la figura 3-16 se presentan rompeolas ligados a la costa de manera artificial.

Existen muchos métodos y clases de rompeolas. Debido a su función, admiten estar sumergidas o ser rebasadas por las olas. Su profundidad está en función proporcional al área que deben abrigar.



Figura 3-16. Rompeolas separado de la costa.

Por otro lado, conforme se avanzaba en el conocimiento sobre el comportamiento de los diques y espigones, se comenzó a utilizar diferentes tipos de piezas para que conformasen las capas de protección. Los costos de proyecto generalmente se incrementaban si las grandes rocas de cantera o escollera se encontraban muy lejanas a la playa o se requerían tamaños excesivos. En consecuencia, se inventaron los bloques prefabricados tales como dolos, tetrápodos, acrópodos, entre otros (ver figura 3-17) y se replantearon las fórmulas existentes para su uso. La ventaja de estos bloques es que al ser fabricados en una planta su tamaño y peso podían ser controlados a conveniencia.

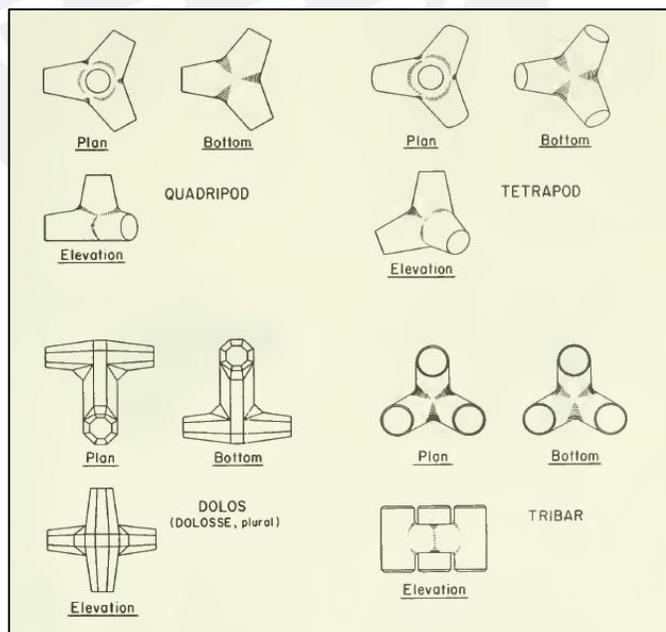


Figura 3-17. Cuadrípodos, tetrápodos, dolos y tribar (CERC, 1984)

Debido a la corta longitud de este proyecto, su ubicación cercana a canteras y sus características oceanográficas, el uso de roca natural de cantera, conocido también como escollera se hace justificable. Las dimensiones luego serán dadas por las metodologías de diseño.

3.3.2 Estructuras de escolleras

Van der Meer (1995) creó una distinción entre los tipos de estructuras formado por escollera o similares según el valor del parámetro $H/\Delta D$ (o número estructural N), el cual relaciona la altura de ola H con el diámetro de las piezas D y su densidad sumergida relativa Δ . Además, clasifica las estructuras siguiendo dos pautas: aquellas que son estáticamente estables y las que son dinámicamente estables.

Las estructuras estáticamente estables son aquellas en las que ningún daño o muy poco es tolerado bajo condiciones de diseño, es decir, las piezas no deben moverse o la estructura perder su forma ante las solicitaciones esperadas. Por otro lado, la estabilidad dinámica si permite cierto grado de avería. Estructuras de este tipo están en constante movimiento con cada subida, bajada y azote del oleaje. Esta condición continúa por un tiempo hasta que la estructura como conjunto alcanza un equilibrio.

La relación $H/\Delta D$ entre 1 y 4 (rompeolas estables) corresponde a pendientes uniformes y conformados por piezas pesadas de roca natural o unidades artificiales. Solo un pequeño daño es tolerado como parte de las condiciones de diseño.

Entretanto, valores de $H/\Delta D$ entre 3 y 6 (forma "S" y rompeolas de berma) se caracteriza por pendientes más exageradas tanto por encima como por debajo del nivel medio del mar. Este cambio de pendiente o presencia de berma reduce la fuerza del impacto del oleaje y su avance por el talud del dique. El daño es esperado también y las estructuras llegan a adoptar una forma similar a un S (ver figura 3-19).

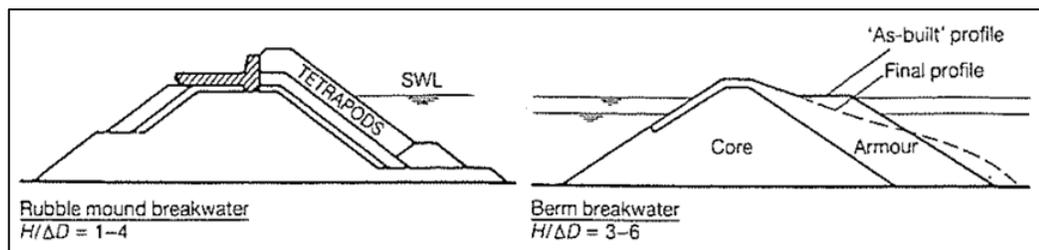


Figura 3-18. Estructuras de equilibrio dinámico y estático (Van der Meer, 1995)

3.4 Altura de ola

Para obtener la altura de ola de diseño, es decir, aquella que golpea al dique de escollera, es necesario un análisis de las propiedades de la zona generadora de oleaje o bien contar con un registro amplio de observaciones en alta mar y así poder determinar el clima marítimo en aguas profundas.

Una vez conseguidos los datos del oleaje que conforman el clima marítimo, se necesita saber cómo éstos evolucionan en su camino hacia aguas menos profundas y hacia las estructuras proyectadas. Según la ubicación de dichas estructuras, se opta por diferentes métodos de análisis y se obtiene la altura de ola en el lugar deseado.

Éste análisis comienza determinando los parámetros de oleaje en aguas profundas.

3.4.1 Parámetros de oleaje en aguas profundas

Para determinar las características del oleaje en aguas profundas, se puede recurrir a dos métodos. En primer lugar, se puede recurrir a la observación directa en un periodo significativo de tiempo y generar una serie de datos a tratar estadísticamente, habitualmente se conoce a este método por el término hindcasting. En segundo lugar, existen formulaciones que relacionan al viento directamente con la generación del oleaje y forman un resultado determinístico; a esta metodología se le denomina forecasting. Sin embargo, el empleo de uno u otro método depende de la disponibilidad de datos. En el presente trabajo, se usará el método probabilístico, por lo que el determinístico será brevemente expuesto.

3.4.1.1 Método Forecasting

Este método es actualmente utilizado por los programas de computadora para la predicción del oleaje en tiempo real. Para poder hallar la altura de ola significativa en aguas profundas mediante un método determinístico, se debe antes definir algunos parámetros nuevos.

a. Velocidad del viento

Al ser el viento generador de oleaje, el Shore Protection Manual (CERC, 1984) establece los siguientes parámetros que modifican la velocidad del viento y su dirección:

- la elevación sobre el nivel del mar, debido a que la velocidad del viento aumenta con la elevación

- la rugosidad de la superficie marítima, que genera oposición al movimiento
- la diferencia de temperaturas entre el viento y el mar, la cual puede ocasionar modificaciones en la capa límite, haciendo el flujo más turbulento en caso de que la temperatura del mar sea mayor a la del viento

b. La persistencia

Se define como el tiempo en que sopla el viento generador de olas sobre el fetch. Sus correcciones están ligadas a la medida de la velocidad del viento. Mientras el viento sople durante mayor tiempo las olas obtendrán más energía, sin embargo suele usarse un tiempo promedio como factor:

- Duración promedio del viento, debido a que los picos máximos de velocidad son eventos de muy poca duración y por tanto no son suficientemente representativos para hallar el oleaje generado por viento. De este modo, a fin de regularizar estos valores, el nivel de más alta velocidad registrado debe ajustarse bajo criterios dependientes del tiempo tales como la velocidad promedio para 10, 25 o 50 minutos o 1 hora.

c. El Fetch

El fetch es una zona geográfica y variable dentro del mar en la cual el viento sopla constantemente y genera las olas Swell (ver figura 3-21). El tamaño y cantidad de olas es proporcional a las dimensiones del fetch, el cual está definido por los siguientes parámetros:

- Dispersión de isobaras, debido a que cuanto más cercana estén las isobaras, mayor será la velocidad del viento. Según el CERC (1984), para distancias entre isobaras de 500 millas y velocidades de viento de 40 nudos, las olas generadas pueden ser no considerables
- Precisión de las cartas sinópticas (planos de isobaras). Si no están dibujadas correctamente pueden inducir al error
- Variación de la dirección de ola, que puede agrandar al fetch lejos de la dirección principal del viento. Para un fetch con isobaras relativamente rectas, las olas se mueven en un sector con un ángulo de 30° a 1° respecto de la dirección promedio. Aquellas olas desviadas de la dirección principal tendrán una altura del 80% al 90% de la altura de ola no desviada.

3.4.1.2 Método Hindcasting

La información recopilada para este método se describe mediante gráficos de altura de ola vs tiempo y periodo de ola vs tiempo (figura 3-23). Las mediciones las realizan embarcaciones en aguas profundas con periodos de tiempo variables.

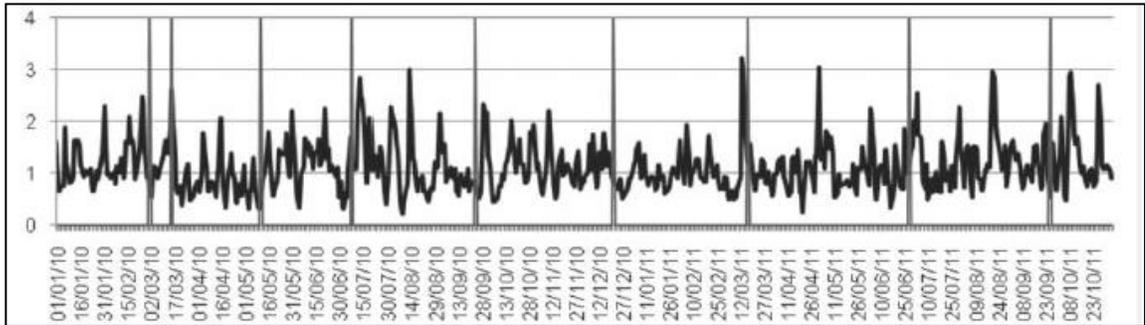


Figura 3-19. Registro de altura de ola vs tiempo (NOAA, 2011)

Luego esta información se presenta en las rosas de oleaje, gráficas que representan variables de altura de ola (o periodo), dirección y porcentaje de incidencia (ver figura 3-24). Las rosas de oleaje son circunferencias que marcan grados y direcciones cardinales y en cuyo centro se traza la información requerida desde la dirección existente.

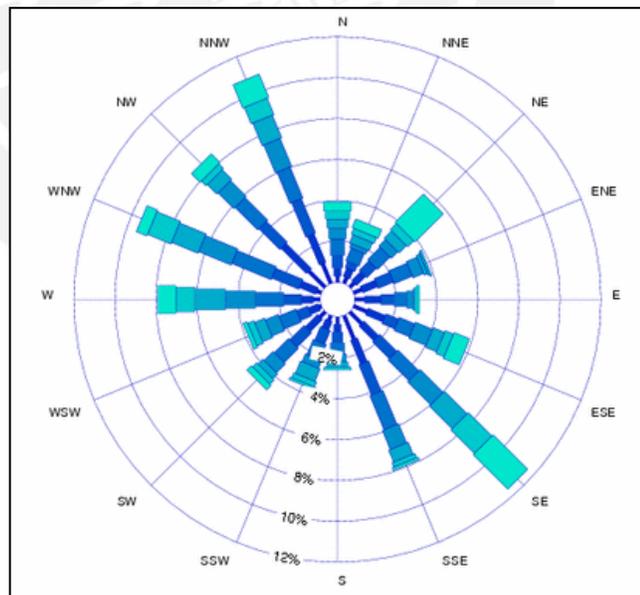


Figura 3-20. Rosa de oleaje (Monedero, 2006)

Los cálculos realizados consisten en el ordenamiento estadístico de los periodos y alturas de olas mediante ajustes. Las que mejor muestran la información son las

gráficas de distribución acumulada. Mediante este arreglo, se puede observar cual es la ola de mayor probabilidad de ocurrencia y cuáles son las menos frecuentes.

Esta técnica suele utilizarse para olas de tipo SEA alejadas de la zona de generación, en otras palabras, es un método válido para lugares donde la generación de olas debido al viento es escasa o nula y solo quedan olas propagadas en aguas profundas.

El análisis estadístico se realiza para dos estados de servicio: el régimen extremal y el régimen medio, dentro de los cuales habrán diferentes valores de cada parámetro de oleaje.

3.4.1.3 Régimen Medio y Extremal

a. Régimen Medio

El régimen medio corresponde a las características del clima marítimo promedio, es decir aquellas que se suceden con la mayor frecuencia posible. Según Sierra (2012), el análisis para el régimen medio corresponde al estudio probabilístico de las variables más importantes del tren de olas. Las funciones estadísticas de probabilidad acumulada son muchas y se debe elegir aquella que mejor describa al conjunto de datos, pues no hay una sola función que cumpla para todos los casos debido a la densidad y distribución de estos en cada punto del planeta.

Sierra (2012) asegura que la metodología estadística actualmente en uso no proporciona criterios inequívocos en cuanto a la estima de la función de distribución a partir de una muestra aleatoria. En estudios realizados por diversos investigadores no se encuentran razones concluyentes de porque se selecciona una función de distribución frente a otra. Simplemente se usa aquella que mejor ajuste presenta a la muestra obtenida dentro de las que por sus propias características justifican el comportamiento del fenómeno considerado.

Dichos ajustes estadísticos se aplican para la altura y periodo de ola. En el régimen medio, la altura de ola representativa, también llamada altura de ola significativa, se denomina H_s y su valor es el promedio del tercio superior de alturas de ola registradas. Por otra parte, el periodo representativo T_p es aquel valor máximo asociado a la altura de ola H_s (ROM, 1992).

b. Regimen Extremal

Por otra parte, el análisis para el régimen extremal se centra en la caracterización de eventos extremos o temporales dentro del grupo de datos observados, en otras palabras es la elección de un subconjunto de valores que cumplen ciertos parámetros.

Se podría entender que el régimen medio corresponde a las condiciones de servicio y el régimen extremal a las condiciones últimas de diseño estructural. Sin embargo esto no es así, como se verá en el capítulo 4, debido, principalmente, a la influencia del periodo de las olas.

Los métodos más utilizados en el análisis extremal pueden clasificarse en dos grupos según la información que utilizan (Sierra, 2012):

1. Métodos de la muestra total útil cuando se dispone de pocas observaciones (solo algunos años de mediciones). Parte de todos los datos registrados y se apoya en las funciones de probabilidad de no excedencia de un año climático medio (régimen medio).
2. Método de los valores de pico: es el más utilizado aunque requiere de un tiempo de recolección de datos mayor pues se basa en la elección de valores extremos basado en puntos pico. Dentro de este grupo existe un subgrupo:
 - a. Método de los máximos anuales
 - b. Método de la serie de duraciones parciales (Peak Over Threshold).

La altura de ola representativa o significativa H_s se define entonces como un valor correspondiente a un periodo de retorno y según la ROM (1992) (acrónimo para las “Recomendaciones de Obras Portuarias” de la normativa española para proyectos portuarios), su periodo representativo T_p está expresado en función de dicha altura. Utilizando ajustes de mínimos cuadrados de observaciones in situ, se puede inferir la relación entre el periodo y la altura (ver ecuación 3-8).

$$T_p = aH_s^b + c \quad (3-8)$$

Donde a , b y c son factores dependientes del ajuste de mínimos cuadrados.

Si los análisis optan por hacer un diseño basado en el régimen extremal se procede según la ROM. En las proyecciones de vida útil para estructuras definitivas, la ROM tiene recomendaciones según el nivel de seguridad y daños esperados a fin de obtener un periodo de retorno de la altura de ola mayor (ver tabla 3-1).

Tabla 3-1. Vida útiles para obras definitivas (ROM, 1990)

TABLA 2.2.1.1. VIDAS ÚTILES MÍNIMAS PARA OBRAS O INSTALACIONES DE CARÁCTER DEFINITIVO (en 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, ...).

Se define una probabilidad de presentación o riesgo E asociado a la vida útil L_f de la estructura y un periodo de retorno T de sollicitación a partir de datos estadísticos (ver tabla 3-2 y ecuación 3-21).

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{L_f} \quad (3-9)$$

Seleccionado un periodo de retorno con la ecuación 3-9, se hace una proyección estadística de oleaje para simular la altura de diseño.

Una vez obtenidos los valores para ambos regímenes, se procede a formular la propagación del tren de olas a zonas menos profundas y se verifica cuál de los dos regímenes es el más desfavorable para el desempeño estructural y funcional de la protección marítima.

Tabla 3-2. Riesgos máximos (ROM 0.2-90)

a) <u>RIESGO DE INICIACIÓN DE AVERÍAS</u>		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Indice $r = \frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,50	0,30
	MEDIA	0,30	0,20
	ALTA	0,25	0,15
b) <u>RIESGO DE DESTRUCCIÓN TOTAL</u>		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Indice $r = \frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	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:

- POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS
 - 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
 - Indice $r = \frac{\text{Coste de pérdidas directas e indirectas}}{\text{Inversión}}$
 - BAJA: $r \leq 5$
 - MEDIA: $5 < r \leq 20$
 - ALTA: $r > 20$

3.4.2 Propagación del oleaje

La propagación del oleaje es el trayecto del tren de olas de aguas profundas a aguas someras con las respectivas variaciones en sus propiedades. Los trenes de ola se juntan a partir de olas individuales con periodos cercanos y la altura de ola va disminuyendo conforme se acerca a la línea costera.

A fin de obtener el valor de altura de ola para el diseño, es importante conocer el estado del tren de olas luego de su propagación. Según Fuentes (2001), la metodología es dependiente de la ubicación de la estructura y si el tren de olas rompe o no en ésta.

3.4.2.1 Oleaje rompiente

Cuando se tiene certeza que el oleaje que llega al dique ya ha roto en su trayectoria, el método para conocer la altura de ola a pie de estructura es la siguiente:

1. Definición de los parámetros de ola en aguas profundas utilizando el método de forecasting o hindcasting según la información disponible.
2. Mediante las gráficas de Goda (1970) y de Weggel (1972) (figuras 3-25 y 3-26, respectivamente) y conociendo además la pendiente de la playa, se obtiene la profundidad y la altura de la ola en el punto en que inicia su rotura.
3. Mediante métodos iterativos propuestos por Dally, Dean y Dalrymple (1985) se obtiene la altura de ola rompiente que llega al pie de la defensa marítima.

Este análisis suele hacerse para estructuras como defensas marítimas para terrenos o vías cercanos al nivel del mar, donde por concepto las olas ya pertenecen a la zona de surf, conocida también como zona de rompientes.

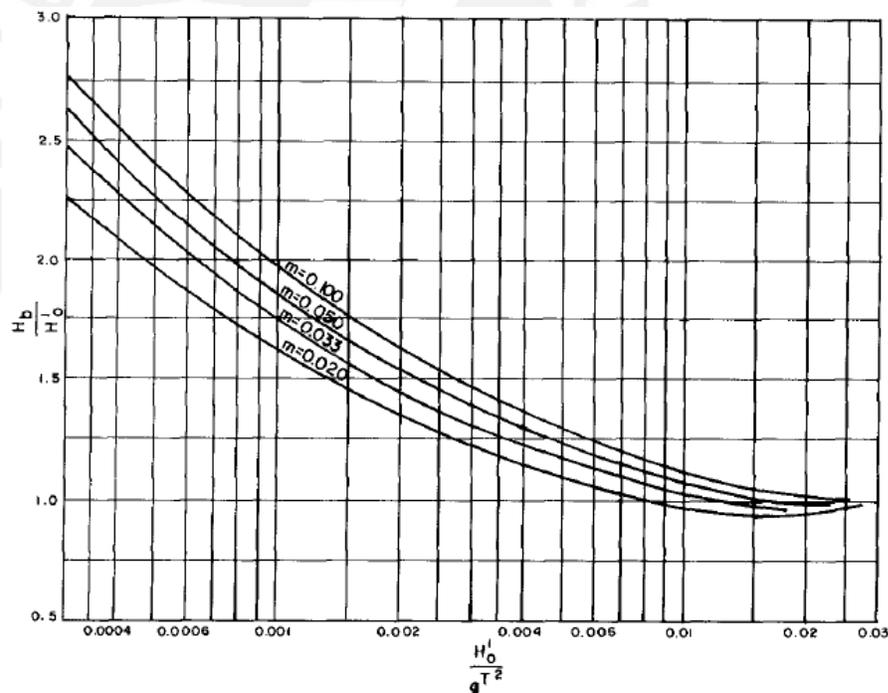


Figura 3-21. Ábaco para altura de ola al romper (Goda, 1970)

Donde H_o es la altura de ola en aguas profundas, H_b la altura de ola al momento de romper, g es la aceleración de la gravedad, T es el período de la ola y m la pendiente de la playa en aguas profundas e intermedias.

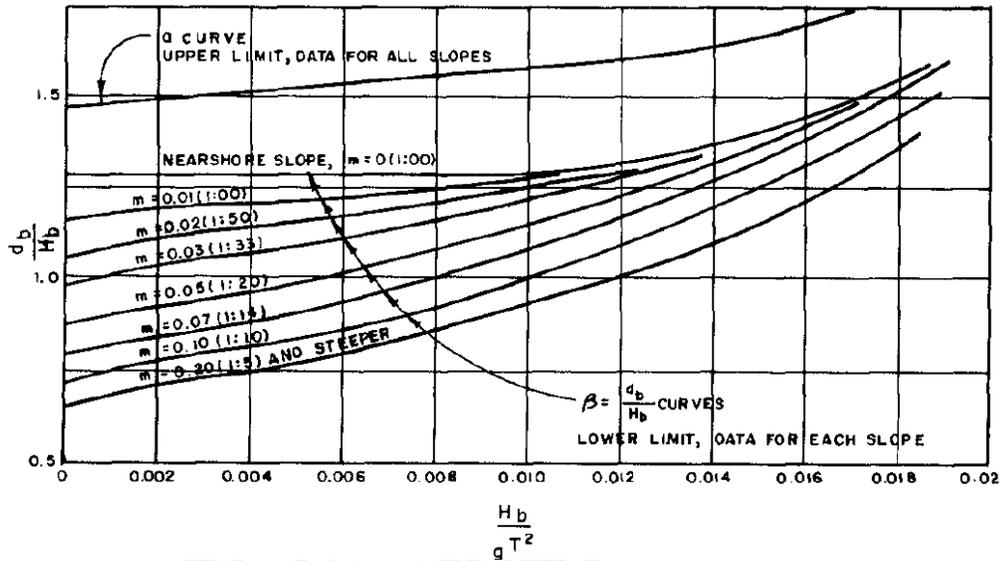


Figura 3-22. Profundidad de ola al romper (Weggel, 1972)

Donde H_b es la altura de ola al romper, d_b es la profundidad a la que rompe, g es la aceleración de la gravedad, T el período de la ola y m la pendiente de la playa en aguas profundas e intermedias.

3.4.2.2 Oleaje no rompiente

Cuando las olas tocan a la estructura sin haber roto, los valores de altura de ola se deben conocer en aguas profundas y someras mediante una propagación considerando los fenómenos de refracción, difracción y asomeramiento. A continuación, el método a seguir es el siguiente:

1. Definición de los parámetros de ola en aguas profundas utilizando el método de forecasting o hindcasting según la información disponible.
2. Propagación de los trenes de ola hacia aguas intermedias y someras analizando el cambio de parámetros por efectos de la reflexión, la difracción y el peraltamiento en la altura de la ola (ecuación 3-10).

Este análisis suele hacerse para rompeolas que protegen bahías, pues la zona en que se encuentra las olas corresponde a las profundidades intermedias,

3.4.3 Oleaje en zona rotura

Las fórmulas iniciales para el diseño del enrocado de protección consideraron dos tipos de impacto de ola en el dique (Iribarren, 1954) desarrollados en el ítem 3.5.2. Sin

embargo, no se observó que el impacto que más daño causaba era aquella ola que rompía antes de llegar al talud según indica Copeiro (2011) porque en aquel tiempo no se experimentaron con diferentes pendientes de playa. Además, el desarrollo de la fórmula luego expuesta por Hudson solo consideraba oleaje regular, el cual se logra en laboratorio, pero que no existe como tal en la realidad.

En playas con pendiente alta (reflejantes), la zona de rompientes es relativamente estrecha y por tanto las olas rompen muy cerca al estrán, el cual es la porción de costa limitada entre la pleamar y la bajamar. En las playas con menor pendiente (disipativas), la zona de surf suele ser más ancha y el oleaje rompe lejos de la cara de la playa. Las olas con rompiente tipo plunging disipan su energía casi en su totalidad y de forma muy eficiente justo después de la línea de rompientes, mientras que para el rompiente tipo spilling, la tasa de disipación es menor y ocupan una porción más ancha de la zona de surf. Se puede deducir que los patrones de disipación de la energía del oleaje en zona de surf dependen en parte del tipo de rompiente y, por lo tanto, de la morfología del perfil de la playa. Si la pendiente es lo bastante uniforme, lo más probable es que haya una disipación uniforme de la energía del oleaje conforme se cruza la zona de surf, incluso cuando hayan olas rompiendo a distintas profundidades (Mosso, 2004).

Mosso (2004) concluye que los patrones de rotura, el decaimiento de la altura de ola y su disipación son importantes, y que pueden ser destructivos para la zona cercana a la playa y son responsables (el mecanismo impulsor) de las corrientes longitudinales y por lo tanto, de los cambios en la morfología de las playa.

Según Thornton & Guza (1983) cuando el oleaje es muy irregular, es decir cuando el espectro de periodos y alturas de ola es poco constante, algunos trenes de ola llegan a romper según la condición del parámetro de rotura γ_b y otros permanecen en proceso generando su rotura metros después. En cambio si el tren de olas conserva un periodo y altura predominante, la rotura se produce en un punto fijo a una profundidad dada y el estudio del decaimiento podría reducirse al seguimiento sistemático de las olas conforme cruzan la zona de surf.

El decaimiento de la altura de ola en zona de rompientes se ha enfocado al estudio de la disipación de la energía mediante la relación del flujo de la misma (ecuación 3-10).

$$\frac{\partial(Ecn)}{\partial x} = D(x) \quad (3-10)$$

Donde Ecn es el flujo de energía, y $D(x)$ es la pérdida de energía del oleaje por unidad de área por unidad de tiempo. Según las mismas investigaciones, la variación de la altura de ola en decaimiento está condicionada por dos efectos contrarios entre sí: la disminución de la altura de ola por efecto de la disipación energética y el aumento debido al efecto del *shoaling*, que a su vez puede incrementarse por un aumento en la pendiente de la playa.

3.4.3.1 Métodos analíticos

Como las olas presentan determinada simetría hasta el punto de rotura, pueden ser descritas por formulaciones matemáticas para una mejor predicción de sus características y el diseño de las obras de Ingeniería Costera (Fernández y Torres, 2009). Luego de dicho punto no hay modelo matemático que las represente.

El método iterativo de Dally, Dean y Dalrymple (1985), el más usado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada Estadounidense, propone hallar la altura de ola en la zona de rompiente con una ecuación diferencial de pérdida de energía metro a metro.

Horikawa y Kuo (1996) demostraron experimentalmente que las olas rompientes, al entrar en contacto con un fondo horizontal continúan rompiendo hasta modificar su altura en aproximadamente 0.4 veces la profundidad.

De forma similar, cuando el fondo posee una pendiente constante (y moderadas), la ola rompiente se aproxima a 0.5 veces la profundidad. Se deduce luego que hay una altura (o profundidad) estabilizadora, es decir, un punto donde la energía es invariable.

La principal suposición del modelo es entonces que la disipación de energía es proporcional a la diferencia entre el flujo de energía actual y el flujo de energía estable (ver ecuación 3-11).

$$\frac{d(H^2\sqrt{h})}{dx} = -\frac{K_1}{h} \cdot (H^2 \cdot \sqrt{h} - K^2 \cdot h^{2.5}) \quad (3-11)$$

Donde H es la altura de ola, h la profundidad y K_1 un coeficiente de proporcionalidad. Resuelta la ecuación diferencial de energía (3-11), la solución para las iteraciones se presenta en la fórmula 3-12.

$$H_{i+1} = \frac{5H_i}{4} - \frac{H_i h_{i+1}}{4h_i} - \frac{K(x_{i+1} - x_i)}{2H_i h_i} \cdot (H_i^2 - \gamma^2 h_i^2) \quad (3-12)$$

Donde H_i representa la altura de ola inicial, h_i su correspondiente profundidad y x_i representa un incremento en la distancia horizontal.

Para lograr resultados cercanos al comportamiento de la ola rompiente, las iteraciones deben considerar incrementos horizontales de “x” metros correspondientes con el cambio de la profundidad (Medina y González, 1996). En otras palabras, la relación entre la profundidad h_{i+1} y el avance horizontal x_{i+1} debe ser proporcional a la pendiente de la playa.

Los valores de las variables dependen de la pendiente promedio de la playa. Dean y Dally (1985), presentaron las principales configuraciones en la tabla 3-3.

Tabla 3-3. Coeficientes para análisis iterativo (Dean y Dally, 1985)

Pendiente	γ	K	Error mínimo
1/80	0.35	0.1	0.1298
1/65	0.355	0.115	0.1054
1/30	0.475	0.275	0.1165

3.5 Diseño estructural

A continuación se describen los elementos que conforman la estructura a diseñar y los criterios utilizados para hallar el peso del enrocado, partiendo de formulaciones de modelos mecánicos y factores empíricos.

3.5.1 Sección de dique de escollera

De manera general, los rompeolas y los diques de escollera tienen elementos estructurales similares entre ellos. Algunos de estos están regidos por los análisis de fuerzas o solicitaciones y en consecuencia dependen del emplazamiento y condiciones del entorno. Otros, en cambio, son de libre elección por parte del diseñador y a pesar de la influencia en los métodos de cálculos que puedan ocurrir, los valores de estos parámetros libres son escogidos según disponibilidad o economía del proyecto. En ese grupo, por ejemplo, se encuentra el valor de la pendiente, el ancho de la cresta, el ancho de la berma y su profundidad.

En la sección de diseño, se destaca la presencia de tres elementos estructurales diferentes: la coraza, el núcleo y la berma (ver figura 3-23). Cada uno tiene un diseño diferente pero están ligados íntimamente entre sí. Las dimensiones son las variables de diseño estructural y se verán en el capítulo 4. Por último, hay una estructura en forma de muro sobre la corona del dique, sin embargo no está hecha de escollera por lo que es un tema que se tratará brevemente en este trabajo.

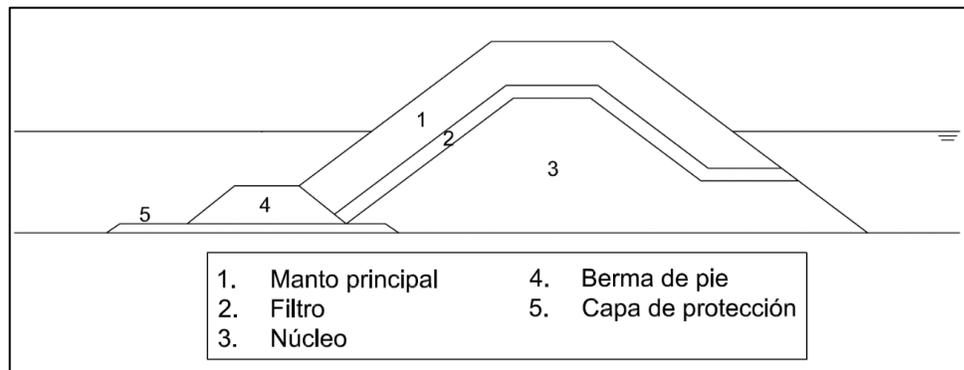


Figura 3-23. Elementos de un dique de escollera (Hoyos et al, 2016)

3.5.1.1 Coraza

La coraza es la capa principal de resistencia directa al oleaje. Se diseña para resistir a través del peso, la fricción y la trabazón entre elementos, el embiste de las olas. En su diseño se toleran movimientos pequeños o grandes, según la función que desarrolle. Para hallar los pesos de los elementos de la coraza se usan distintas formulaciones, pero se debe aclarar que el resultado que arrojen las formulas es un valor mínimo que cada roca debe superar.

Los cantos de escollera, dimensionados por las fórmulas, conforman la coraza y deben formar un solo talud, esencialmente en la zona de talud activo (desarrollado en el ítem 3.5.2), aquella que recibirá las subidas y bajadas de las olas y tendera a desestabilizarse primero. Debido a que conforman la cara expuesta hacia el mar, también son parte de la corona o cresta, es decir la distancia horizontal de mayor cota.

El ancho de coronación no sigue una línea de diseño en sí, sino que responde a la necesidad de poder albergar maquinaria pesada para la construcción y reparación del dique. Por otra parte, diferentes investigadores proponen que la cota de dicha corona R_c se establezca según la expresión 3-13.

$$R_c = L.A.M + Ru_{2\%} + S \quad (3-13)$$

Donde L.A.M es el nivel o línea de más alta marea, R_u representa la elevación del Run-up (expuesto en el ítem 3.6.2) y S un borde libre recomendado en 50 cm, según Fuentes (2001). Ante la presencia de un muro de contención, el término S puede ser desestimado pues se cumple la misma función protectora.

El ancho de la corona de coraza t en metros se define por la ecuación 3-14.

$$t = m'K_{\Delta} \left(\frac{W}{\rho g} \right)^{1/3} \quad (3-14)$$

Donde m' es el número de rocas, 3 mínimo recomendable según Fuentes (2001), K_{Δ} es el coeficiente de capa para tipo de unidad y W el peso del canto en newton.

Este valor debe ser contrastado con el mínimo recomendado para el libre paso de los volquetes y maquinarias que armaran el dique, usualmente entre 3.5 a 4.0 metros.

Por otro lado el espesor de la coraza e se define mediante la ecuación 3-15, similar a la 3-14 excepto en el valor de sus coeficientes:

$$e = m'K_{\Delta} \left(\frac{W}{\rho g} \right)^{1/3} \quad (3-15)$$

Dónde e es el espesor de la coraza expresado en metros, m' es el número de capas de unidades, usualmente 2 según Fuentes (2001), W es el peso expresado en newton y K_{Δ} indica el coeficiente de capa para tipo de unidad.

El hecho de que las capas estén conformadas por dos unidades de espesor se debe a que los experimentos que abalan las fórmulas estructurales se hicieron con dicha configuración. Por otro lado, el empleo de un mayor espesor es preferible si la estructura está diseñada para un daño moderado pues se estaría asegurando una exposición controlada de los elementos del núcleo o filtro de ser el caso.

Según Copeiro (2011), Iribarren hacia ensayos con taludes cuyo espesor correspondía a tres cantos, mientras que Hudson y Van der Meer experimentaban con espesores de dos cantos. Como consecuencia el primero de ellos obtenía pesos menores gracias a la mayor estabilidad que otorgaba una capa de mayor grosor.

El número de unidades en la coraza necesario por unidad superficial de área puede determinarse mediante la fórmula 3-28.

$$c = m'K_{\Delta}(1 - n) \left(\frac{\rho g}{W} \right)^{2/3} \quad (3-16)$$

Donde c es el número de unidades por área superficial y n la porosidad de la unidad protectora según la tabla 3-4.

Tabla 3-4. Valores para espesor de capas y densidad (Fuentes, 2001)

Unidad de coraza	m'	Colocacion	Coefficiente de capa K_{Δ}	Porosidad n (%)
Roca de cantera (lisa)	2	Aleatoria	1.02	38
Roca de cantera (angulosa)	2	Aleatoria	1.15	37
Roca de cantera (angulosa)	3	Aleatoria	1.10	40
Cubo (modificado)	2	Aleatoria	1.10	47
Tetrápodo	2	Aleatoria	1.04	50
Cuadrípodo	2	Aleatoria	0.95	49
Hexápodo	2	Aleatoria	1.15	47
Tribarra	2	Aleatoria	1.02	54
Dolos	2	Uniforme	1.00	63
Tribarra	1	Aleatoria	1.13	47

3.5.1.2 Núcleo

La principal función del núcleo de un dique de escollera es soportar las capas de la coraza sin que cambien de posición (Fuentes, 2001). El núcleo es la masa granular formada por material de cantera todo en uno que es protegida por la capa principal y sirve a su vez como soporte. Su función además es la de un filtro, con granulometría más fina que la coraza y debe rechazar el mayor caudal posible que entre a través de los espacios de la coraza. No hay una ecuación o expresión específica para diseñar el cuerpo del núcleo, su granulometría se define, más bien, por un rango dependiente del tamaño de las rocas que conforman la capa principal, usualmente entre la décima y veinteava parte.

A diferencia de los rompeolas, cuyo desempeño se realiza generalmente alejado de la costa, los diques en talud no requieren un núcleo impermeable. En la práctica, el material de núcleo funciona también como filtro.

Para no comprometer la estabilidad estructural de la vía asfaltada, se debe garantizar que el agua que se filtra a través del núcleo no lleve consigo partículas finas de las capas granulares que forman el terraplén de la vía. En consecuencia el uso de un material extra que retenga las partículas y deje pasar el agua se hace necesario.

3.5.1.3 Berma

La berma es una estructura con cresta y talud ligada a la coraza y ubicada al pie de esta. Tanto su longitud como su profundidad son parámetros de diseño y dependen de las características hidráulicas de la zona, aunque generalmente son diseñadas con el mismo talud y granulometría que la coraza. El Rock Manual (CIRIA, 2007) recomienda un ancho de berma de 3 a 5 Dn_{50} y un espesor de 2 a 3 Dn_{50} , siendo Dn_{50} el diámetro nominal promedio de la escollera de diseño.

El funcionamiento de la berma es óptimo cuando se encuentra sumergida a poca profundidad (Van der Meer, 1998). Según Van Gent et al (2013), la presencia de una berma no solo reduce el run-up y el overtopping (temas de estudio de los puntos 3.6.2 y 3.6.4, respectivamente) del oleaje, sino también proporciona estabilidad a la capa principal de protección al actuar como una uña que evita la socavación del fondo.

De forma adicional y aunque no conforma parte de las estructuras de escollera, los diques suelen tener muros de concreto en sus coronas. Éste recibe el nombre de muro de espaldones y cumple doble función: además de contener los caudales provocados por el run-up debe soportar los empujes de la carpeta asfáltica y otras solicitaciones propias de una vía. Además, se recomienda construir el muro sobre el núcleo, pues se considera a este más estable que la coraza debido a su menor porosidad.

3.5.2 Análisis de estabilidad

Para una correcta interpretación de los resultados expuestos por las diferentes formulaciones de diseño, es importante conocer como éstas están compuestas. El análisis estructural de un grupo de rocas en talud expuesto a la acción frecuente del impacto de olas se realiza en un modelo de dos dimensiones para un canto situado en un lecho en el momento crítico en que un fluido, a una velocidad determinada, lo mueve.

De Castro (1993) aseguraba que la fuerza que desestabiliza y causa averías en el dique, no es la de la ola al impactar directamente contra los cantos, pues las rocas no

son empujadas y movilizadas talud arriba fácilmente. Lo que sucede normalmente es que éstas caen, bajo los efectos de la ola al retirarse por el mismo talud. Sin embargo, al retirarse la ola ya no conserva ninguna propiedad de las ondas que alguna vez la caracterizó. Solamente es una masa de agua que cae aceleradamente por la acción de la gravedad desde una altura conocida.

Un fluido en movimiento, al toparse con un cuerpo extraño, le genera dos acciones: una fuerza de empuje y una de levantamiento, y ambas suceden por la transferencia de cantidad de momento. Estas fuerzas están relacionadas a la cantidad de fluido y la velocidad que llevan. Por su parte, el cuerpo ofrece una resistencia al movimiento, vinculada a la fricción que ejerce contra el lecho en que se asienta.

Así, al realizar un diagrama de cuerpo libre (DCL) de un elemento de escollera, se presentan 4 fuerzas interactuando con el canto (ver figura 3-24).

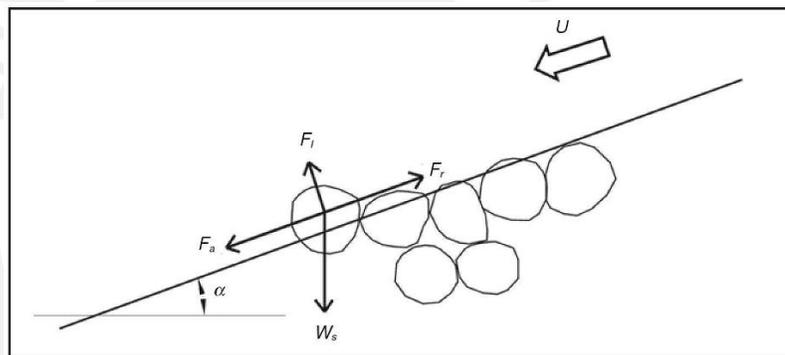


Figura 3-24. Equilibrio de un canto en un talud ante la acción del oleaje (Copeiro y García, 2001)

A continuación se describen matemáticamente dichas fuerzas:

- El Peso sumergido W_s . Fuerza relacionada a la acción de la gravedad, el volumen, la densidad del elemento y la densidad del fluido. Actúa en dirección vertical y se define por la ecuación 3-17

$$W_s = K_1(\rho_g - \rho_a)D^3 \quad (3-17)$$

Donde K_1 es el coeficiente de forma del canto, ρ_g la densidad del canto, ρ_a la densidad del agua y D el diámetro del canto, asumiendo que tiene una forma regular.

- La fuerza de arrastre F_a provocada por la acción del agua al retirarse sobre el talud e impactar sobre el canto. Se define por la ecuación 3-18

$$F_a = C_A K_2 D^2 \rho_a \frac{V^2}{2} \quad (3-18)$$

Donde C_A es el coeficiente de arrastre del fluido, K_2 el coeficiente de forma del canto, y V la velocidad del fluido

- La fuerza de levantamiento F_l , perpendicular al dique, provocada por el flujo de agua que se infiltra entre los cantos cuando la ola rompe y crea un efecto de subpresión al ser rechazada por el núcleo. Se define según la ecuación 3-19

$$F_l = C_L K_3 D^2 \rho_a \frac{V^2}{2} \quad (3-19)$$

Donde C_L es el coeficiente de levantamiento del fluido y K_3 el coeficiente de forma del canto.

- La fuerza resistente F_r provocada por la fricción entre los elementos que conforman el dique y expresada por la ecuación 3-20

$$F_r = f(W_s \cos \alpha - F_l) \quad (3-20)$$

Donde f es el coeficiente de fricción entre cantos y α la inclinación del talud

Del equilibrio de fuerzas y usando las ecuaciones 3-17, 3-18, 3-19 y 3-20 se obtiene la relación 3-21.

$$V_{cr} = \sqrt{\frac{2K_1 \Delta D (f \cos \alpha - \sin \alpha)}{f C_L K_3 + C_A K_2}} \quad (3-21)$$

Donde Δ es la densidad sumergida relativa del grano = $(\rho_g - \rho_a) / \rho_a$

La ecuación 3-21 muestra que hay muchos factores por determinar experimentalmente, sin embargo lo importante es señalar la siguiente relación no lineal $V_{cr} \sim D^{1/2} \sim P^{1/6}$, donde P representa el peso del canto, V_{cr} la velocidad crítica del fluido que inicia la desestabilización y D el diámetro del canto.

No obstante, aunque las fuerzas resistentese estaban definidas, la acción del oleaje no podía cuantificarse como una fuerza producto de una velocidad constante, pues se sabía que la masa de agua que desestabilizaba al dique sufría de aceleración.

3.5.2.1 Fórmula de Iribarren

Utilizando elementos de la teoría trocoidal, Iribarren expresó la velocidad del flujo en caída libre (fuerza de arrastre y levantamiento) en términos de la gravedad y la altura de ola, debido a que el flujo desciende desde una altura similar a la de la ola que llega al talud. Las componentes horizontales y verticales se expresan según las ecuaciones 3-22 y 3-23, respectivamente.

$$V_h = \left(g \frac{H}{2}\right)^{0.5} \quad (3-22)$$

$$V_v = (2gH)^{0.5} \quad (3-23)$$

a. Talud activo

Iribarren además postuló que toda la altura del talud del dique no respondía por igual a la acción del oleaje, sino que se dañaba dentro de un límite inferior y otro superior los cuales dependían de que tan inclinado fuese el talud.

Observó que en diques muy echados, la avería se producía en una línea por encima de la zona de impacto. Por otro lado, en los taludes más inclinados, la falla se situaba por debajo del impacto de las olas. Dichas formas de avería llevaron a Iribarren a postular el concepto de talud activo, el cual es la altura del talud limitada por las fallas hacia arriba y hacia debajo de la zona de impacto.

El primer caso se conocería después como equilibrio hacia abajo y el segundo como equilibrio hacia arriba. En la práctica se diseña con el equilibrio hacia abajo porque normalmente los diques se proyectan con pendientes muy fuertes debido a temas de facilidad constructiva y porque el ángulo de reposo de las escolleras es muy rígido.

b. Equilibrio hacia abajo

Sucede cuando la ola rompe antes de llegar al pie de talud y sube por éste. Se conoce por el término de rotura falsa. Luego al retirarse en dirección contraria provoca la desestabilización de los cantos, cuyos pesos favorecen la avería hacia abajo. Debido a que la ola no rompe en el dique, no existe infiltraciones importantes que puedan causar subpresión. Las fuerzas que interactúan con el canto se muestran en un DCL en la figura 3-25.

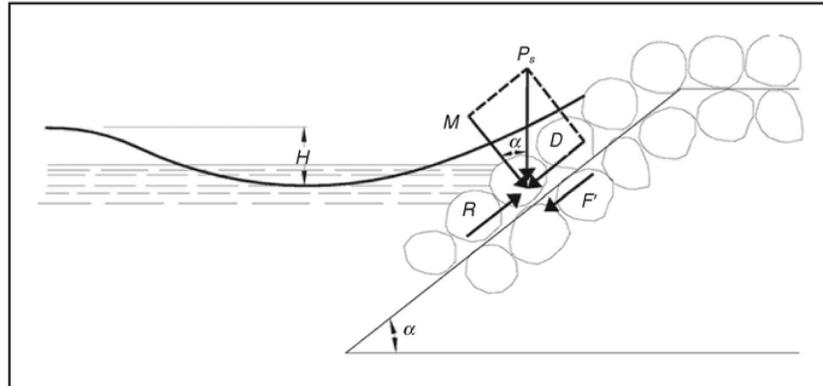


Figura 3-25. DCL de equilibrio hacia abajo (Copeiro y Garcia, 2001)

Donde M y D son las componentes del peso sumergido de los cantos en función de la inclinación α del talud, R la fuerza resistente debido al rozamiento y F la fuerza de arrastre de las olas expresadas en términos de altura y gravedad. Del equilibrio se obtiene la ecuación 3-24.

$$P = N \cdot \frac{\rho_r H^3}{\Delta^3 (f \cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3} \quad (3-24)$$

Donde H es la altura de la ola que llega al talud, N un coeficiente de proporcionalidad, f el coeficiente de rugosidad, ρ_r la densidad relativa del canto, α la inclinación del talud y Δ la densidad sumergida relativa.

c. Equilibrio hacia arriba

Sucede cuando la ola rompe exactamente en el talud del dique. Se conoce por el termino de rotura en casacada. Según Iribarren, las olas intentan penetrar entre los cantos, generando primero esfuerzos de compresión que son fácilmente soportador por el talud. Luego las olas son rechazadas por las capas inferiores, las cuales tienen menor porosidad al tratarse de elementos de diametro menor y de variados tamaños. En consecuencia se produce una fuerza de levantamiento, relacionada a la gravedad y a la altura de la ola. Debido a a que la ola no continúo su camino por el talud, no existe una fuerza de arrastre como en el equilibrio hacia abajo (se considera que toda la energía del oleaje se consume en la compresión de la ola contra el dique y la subpresión). En la figura 3-26 se ven las fuerzas que interactuan con los cantos.

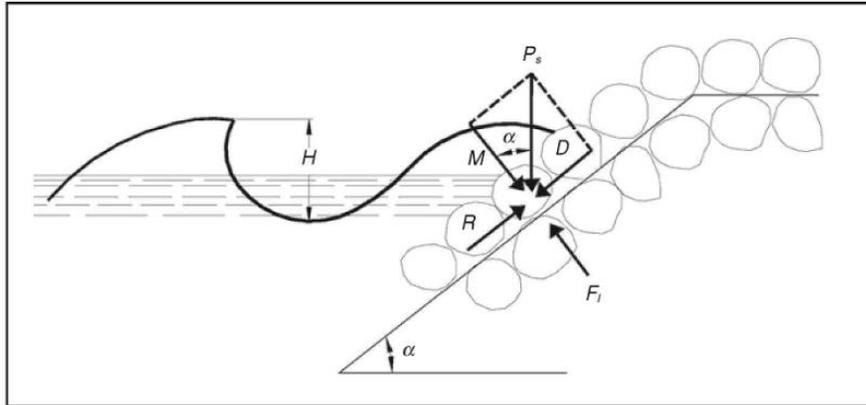


Figura 3-26. DCL de equilibrio hacia arriba (Copeiro y Garcia, 2001)

Donde M y D son componentes del peso sumergido que varían con la inclinación del talud α , R es la fuerza resistente y F_l es la fuerza de levantamiento. Del equilibrio se obtiene la ecuación 3-25.

$$P = N' \cdot \frac{\rho_r f^3 H^3}{\Delta^3 (f \cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3} \quad (3-25)$$

Donde H es la altura de la ola que llega al talud, N' un coeficiente de proporcionalidad, f el coeficiente de rugosidad, ρ_r la densidad relativa del canto, α la inclinación del talud y Δ la densidad sumergida relativa .

3.5.3 Fórmula de Hudson

La fórmula de Hudson surgió como un intento de la Marina de Guerra de los Estados Unidos para hallar experimentalmente los coeficientes de proporcionalidad y fricción de Iribarren (N y f , respectivamente) y ajustar sus fórmulas a un cálculo más realista y efectivo. No obstante, Hudson no encontró una forma convincente de evaluar ambos parámetros por separado y reformuló la expresión de Iribarren englobando ambos coeficientes en uno solo (Copeiro y Garcia 2011).

Por otro lado, también fue consciente de que la sollicitación producida por el oleaje era más variable de lo que se había considerado anteriormente. Aquella inestabilidad propia de las olas viene dada por sus parámetros de longitud, altura y pendiente y no había sido anteriormente tratada.

De esta manera, con Hudson, empezarían una serie de investigaciones sobre la fórmula para el diseño del dique de escollera cada vez menos ligada a un esquema mecánico y teórico y más inclinado al análisis dimensional y a la experimentación.

a. Coeficiente de proporcionalidad

Luego de mucho estudio, Hudson concluyó que la dispersión en las fórmulas de Iribarren podría indicar que el esquema estaba mal planteado. En sus propios ensayos, coincidió en que la fricción dependía del tipo de pieza y en el tamaño de esta, lo cual está íntimamente ligado a las dimensiones del talud activo y la cantidad de elementos. Sin embargo, también dedujo que incluso para las mismas piezas, la variación del factor f puede deberse al método constructivo, es decir si se trataban de elementos colocados, vertidos, fuera del agua o dentro de ella (ver tabla 3-5).

Tabla 3-5. Variación del coeficiente de fricción (Copeiro y García, 2011)

N° Puesto en obra	Escollera			Bloques cúbicos	Tetrápodo
	W=0.10 lb	W=0.30 lb	W=0.62 lb	W=0.10 lb	W=0.10 lb
1 Vertido en agua	1.02	0.98	1.13	1.2	1
2 Vertido en aire	0.79	0.9	0.87	1.36	-
3 Colocado en agua	1.09	1.19	1.26	1.36	1.78
4 Colocado en aire	0.97	1.12	1.22	1.75	-
Media de todos	0.97	1.05	1.12	1.41	-
Media de 1 y 3	1.06	1.09	1.2	1.28	1.44

Los valores obtenidos daban una gran variabilidad también en el peso de la escollera. Ello ocurrió porque Hudson adoptó la fórmula del análisis de rotura franca o en cascada y no la de rotura falsa como lo hizo finalmente Iribarren, en el cual el factor de fricción f afectaba elevado al cubo a la expresión del diseño estructural.

Ya que dicho factor estaba involucrado directamente con el efecto del talud, Hudson modificó la fórmula de modo que fuesen independientes. Así, el factor $f(\text{sen}\alpha - \text{cos}\alpha)$ de Iribarren se convertía simplemente en $\tan(\alpha)$ introduciendo gran variabilidad respecto al modelo producto de un análisis mecánico de Iribarren.

Luego colocaría el coeficiente de proporcionalidad como denominador y lo llamaría coeficiente de estabilidad o coeficiente de daño K_D . Tal coeficiente está influenciado, según el propio autor, por la forma de las unidades de la coraza, el número de capas,

la forma de colocación de las unidades, la rugosidad superficial, el tipo de olas (rompientes o no) y el ángulo de ataque de la ola incidente.

De forma directa, Hudson incluyó el porcentaje de daños en su fórmula al considerar una altura de ola para un diseño sin deterioro y el porcentaje de daño cuando ésta fuera superada por una ola más alta, tal como se muestra en la tabla 3-6.

Tabla 3-6. Variación del coeficiente de daños según el CERC. (Fuentes, 2011)

Unidad	Parámetro	Porcentaje de Daños (D)						
		0 - 5	5 - 10	10 - 15	15 - 20	20 - 30	30 - 40	40 - 50
Roca (lisa)	H*/H	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
	KD	2.40	3.00	3.60	4.10	5.10	6.70	8.70
Roca (rugosa)	H*/H	1.00	1.08	1.19	1.27	1.27	1.47	1.56
	KD	4.00	4.90	6.60	8.00	10.00	12.40	15.00
Tetrápodo y cuadrípodo	H*/H	1.00	1.09	1.17	1.24	1.32	1.41	1.50
	KD	8.30	10.08	13.40	15.90	19.20	23.40	27.80
Tribarra	H*/H	1.00	1.11	1.25	1.36	1.50	1.59	1.64
	KD	10.40	14.20	19.40	26.20	35.20	41.60	45.90

Finalmente, la fórmula de Hudson (3-26) queda expresada en una manera similar a la de Iribarren. El factor de talud se ha reducido y el coeficiente de daño o proporción contiene al factor de fricción.

$$P = \frac{\rho_r H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (3-26)$$

Para comprobar con otros resultados, la expresión se puede reescribir a través del número estructural N_s (expresado por $H_s/\Delta D_{n50}$) según la ecuación 3-27.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (3-27)$$

b. Restricciones de la fórmula de Hudson:

Fuentes (2011) recopila las siguientes restricciones para la fórmula de Hudson:

- Solo es válida para pendientes mayores a 1:15 (H:V).
- Se ha desarrollado la fórmula para el frontis de un rompeolas que está sujeto a olas no rompientes, lo cual implica que la profundidad al pie del rompeolas es lo suficientemente grande para que las olas incidentes no rompan o se vuelvan

inestables. Ello se debe a que la formulación deriva de las expresiones descritas por Iribarren, no obstante, la fórmula de Hudson es ampliamente aceptada y para el caso de tener oleaje rompiente, el valor de K_D es del 87% de los valores correspondientes para K_D según la CERC.

- Por otro lado, no todos los parámetros de la fórmula pueden ser determinados exactamente para un diseño dado. Un rápido análisis a la expresión revela que un incremento en la altura H del 10% marca un aumento del 33% en el peso W de la escollera. De similar manera, un 10% de disminución en la altura H merma en 27% el peso W de los bloques. Por tanto la interpretación de los resultados debe anteceder a un diseño óptimo y económico.

A pesar de las contables simplificaciones respecto al modelo mecánico-teórico del que se derivó la fórmula, largos experimentos a escala avalan el trabajo de Hudson.

3.5.4 Fórmula de Van der Meer

La fórmula de Van der Meer es el resultado de una línea de investigación emprendida por el Ministerio de Obras Públicas de los Países Bajos en los años 80 con el objetivo de afinar la fórmula de Hudson, la cual era una referencia dominante en el panorama internacional.

A diferencia de Hudson e Iribarren, Van der Meer utilizó ensayos con oleaje irregular y a una escala mucho mayor, aportando mayor realismo a sus cálculos.

La estructura de la fórmula considera muchos más factores que sus predecesoras pues toma en cuenta el tipo de rotura de ola, el periodo del oleaje, la permeabilidad de las piezas y la duración de los temporales. La idea era simple y partió del análisis dimensional. Considerando todos los elementos y parámetros que pudieran influir en la estabilidad del manto, estos se estudiaban experimentalmente hasta tener una fracción de dicho aporte (Medina y Vidal, 2014). Dichos factores se exponen a continuación.

a. Permeabilidad del dique (P)

Con rotura en surgiente (que sube por el talud) cuanto más permeable sea el dique, más se infiltra en esta la masa de agua vertida por la ola y hay menos caudal para el flujo de bajada por el talud. Con rotura en cascada (que rompe en el talud), el mayor grosor del manto hace perder fuerza al rebote del agua en el cuerpo interior del dique, el cual según Iribarren desestabiliza el manto superior.

Van der Meer tomó la idea de Bruun y Losada (1985) quienes habían investigado la importancia de la porosidad en las fórmulas de estabilidad e introdujo, sin un sustento mecánico real, un factor de permeabilidad como un elemento multiplicativo más.

Sin embargo, Van der Meer dio valores de dicho factor para cuatro casos concretos sustentados en la experimentación (ver figura 3-27). En la práctica, los diques de escollera se hacen de una sola capa con un espesor de dos piezas y núcleo permeable.

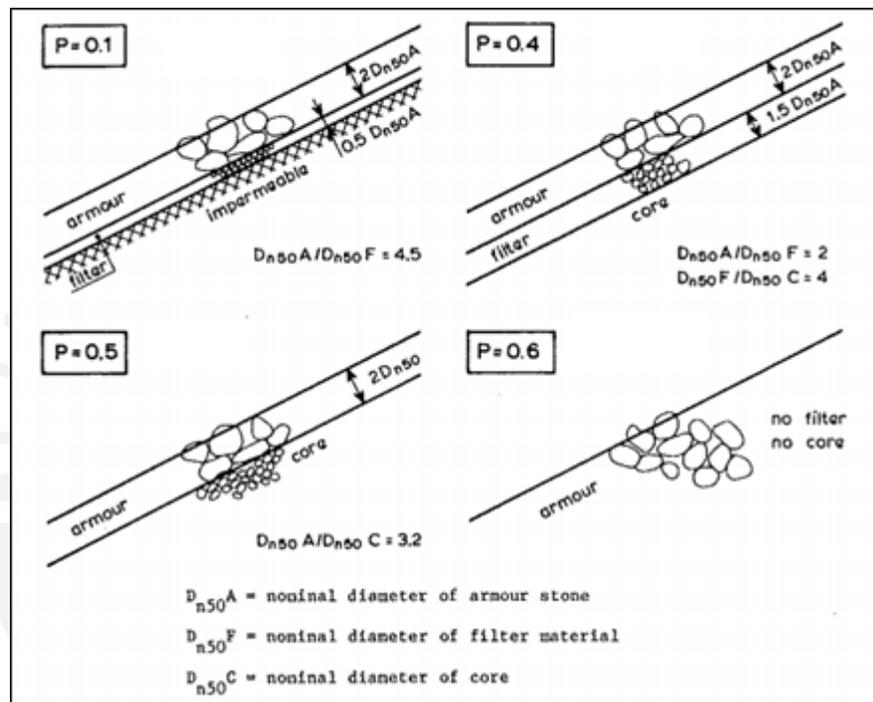


Figura 3-27. Valores del factor P (Van der Meer y Pilarczyk, 1987)

b. Numero de olas (N)

Los ensayos realizados se hicieron con oleaje irregular y Van der Meer consideró relevante el impacto que podría ocasionar la duración de los temporales, con la lógica de que mientras más durasen, más probable sería que el dique fallara.

En la práctica, la cantidad de olas para un diseño debería ser escogida teniendo en cuenta las condiciones que se esperan durante la vida útil de la estructura y las características del clima marítimo. Según los ensayos de laboratorio y como se muestra en la figura 3-27, el valor del daño es relativo respecto de aquel ocasionado por 5000 olas. En otras palabras, los diques experimentados alcanzaban su equilibrio

ante un temporal de 5000 olas. Por otro lado, algunos autores recomiendan un valor de 3000 olas como un punto de partida conservador (TYPESA, 2013). Luego, utilizando el periodo de la ola representativa, se calcula la duración de los temporales en función del número de olas.

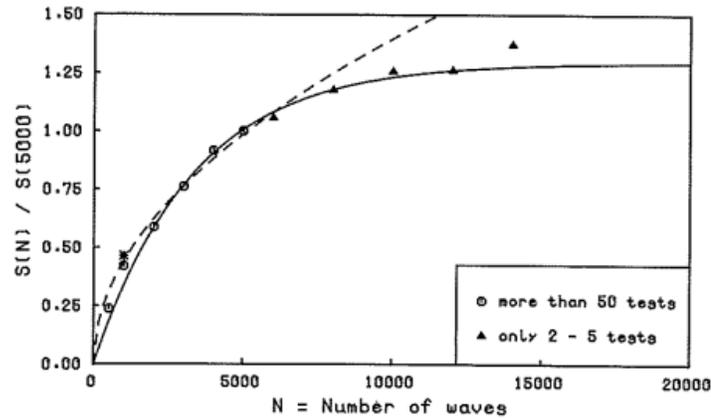


Figura 3-28. Relación entre número de olas N y daño S (Van der Meer, 1987)

c. Nivel de averías (S)

También conocido como nivel de daños, representa el estado que se espera tener en la estructura al llegar a su equilibrio dinámico durante el funcionamiento. Está relacionada al talud que posee la estructura y al inicio y fin de averiad (falla).

El nivel de daño, en términos físicos, representa la relación existente entre el área A_e que ha sido alterada y el área unitaria de una pieza estructural Dn_{50}^2 (ver ecuación 3-28).

$$S = A_e / (Dn_{50})^2 \tag{3-28}$$

Los valores para S para corazas monocapa con doble piezas de escollera, según el nivel deseado y la pendiente de la estructura, se detallan en la tabla 3-7.

Tabla 3-7. Nivel de daño S (Van der Meer, 1995)

Pendiente	Daño Inicial	Daño Intermedio	Falla
1:2	2	3-5	8
1:3	2	4-6	8
1:4	2	6-9	12
1:5	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

d. Numero de Iribarren (ξ)

Por último, la pendiente de la playa y el periodo de las olas incidentes eran tomados en cuenta en la fórmula gracias al factor conocido como el número de Iribarren (también conocido como parámetro de surf) que, además, diferencia los tipos de rotura en la línea costera. El número de Iribarren adopta la forma de la ecuación 3-29.

$$\xi_m = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT^2}}} \quad (3-29)$$

Para diferenciar el tipo de rotura y funcionamiento del dique, Van der Meer definió el parámetro ξ_{mc} según la fórmula 3-30.

$$\xi_{mc} = (5.77P^{0.3}\sqrt{\tan(\alpha)})^{\frac{1}{P+0.75}} \quad (3-30)$$

Donde α es la pendiente de la playa y P es la permeabilidad del manto.

De este modo, Van der Meer tiene expresiones que dependen del parámetro de surf ξ y formulan el valor del número de estabilidad N_s según el tipo de rotura de ola (de forma similar a Iribarren). Dichas expresiones son la ecuación 3-31 y la 3-32:

Para plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot S^{0.2} P^{0.18} N^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad (3-31)$$

Para surging ($\xi_m > \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 \cdot S^{0.2} P^{-0.13} N^{-0.1} \cot(\alpha)^{0.5} \xi_m^P \quad (3-32)$$

Es importante recalcar lo valioso que es la inclusión del parámetro de surf (desarrollado en el ítem 3.2.1.4) debido a la integración del periodo de ola a la fórmula de estabilidad.

3.5.5 Estabilidad de Berma

Según Hoyos et al (2016), la berma de pie es un elemento fundamental para garantizar la estabilidad del manto, sobre todo en aquellas situaciones de poco calado en las que las olas rompientes atacan directamente la berma y la parte inferior del manto.

La estabilidad hidráulica de una berma expuesta al oleaje (caso probable para los niveles de marea baja) se estima a través del nivel de daño N_{OD} definido en la ecuación 3-33.

$$N_{OD} = N/(B/Dn_{50}) \quad (3-33)$$

Donde N es la cantidad de piezas desplazadas en un área de largo B por un ancho equivalente al diámetro de un canto Dn_{50} .

Para expresar el nivel de daño, Van der Meer (1988) elaboró una fórmula que relacionaba la profundidad del pie h_s y la profundidad del hombro h_t de la berma (ver figura 3-29) en relación al número de estabilidad N_s según la ecuación 3-34.

$$N_{OD} = \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} / \left(6.2 \left(\frac{h_t}{h_s} \right)^{2.7} + 2 \right) \right)^{1/0.15} \quad (3-34)$$

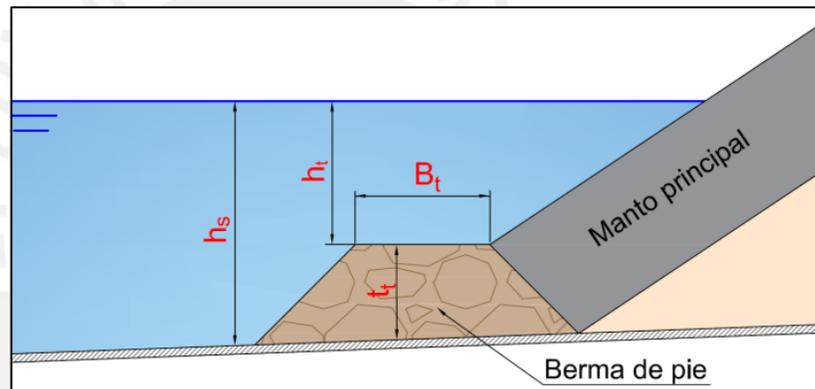


Figura 3-29. Parámetros estructurales para estabilidad de berma (Hoyos et al, 2016)

3.6 Diseño Funcional

3.6.1 Generalidades

En el cálculo estructural de los diques de escollera, normalmente se tiene en cuenta solo la estabilidad estática (o dinámica de ser el caso) de las capas de enrocado. Sin embargo, debido a que esta obra de defensa está ligada íntimamente a una obra vial, es importante considerar los efectos del oleaje incidente en la funcionalidad de la misma.

En el diseño de obras portuarias, las interacciones hidráulicas más relevantes entre la estructura y las olas son el ascenso y el descenso (run-up y run-down), el rebase del oleaje (overtopping), la transmisión y reflexión del oleaje.

La transmisión del oleaje es un parámetro que mide cuánta energía de ola (cantidad de agua) pasa sobre la estructura de protección. Debido a que consideramos al dique como no rebasable ni sumergido, este parámetro no se estudiará.

La reflexión del oleaje mide la relación entre la ola incidente y la ola reflejada. Cuando una estructura de protección es vertical, la reflexión es casi del 100% y la absorción de energía, teóricamente, no existe. En diques en talud, la absorción es mayor y el coeficiente de reflexión es menor. Dicho resultado depende del tamaño de las rocas (ligado a la altura de las olas), la porosidad (según disponibilidad de rocas y métodos constructivos) y el mismo talud. En consecuencia el coeficiente de reflexión permite comparar dos estructuras a nivel de absorción y disipación de energía. Debido a que, para un mismo proyecto, el único parámetro comparable es el talud, la reflexión no se estudiará.

El run-up y el run-down miden qué altura máxima y mínima respectivamente, alcanza la ola al escurrir por el talud en función del nivel de aguas intermedias N.M.M. En otras palabras, indican el inicio y final del talud del dique y son de vital importancia.

El sobrepaso (overtopping) indica el caudal de agua que pasa por encima de la protección en forma de lámina no desestabilizadora o rocío llevado por el viento y verifica la funcionalidad de la construcción.

En síntesis, el uso proyectado de la defensa marítima se dará si se garantiza un desempeño libre de inundaciones en la vía principal y de rocíos excesivos en las zonas de ciclo vía y veredas adyacentes a esta, a la vez que se asegura una altura adecuada del talud para asegurar la disipación de la energía y una profundidad para evitar socavación a pie de talud y conservar la estabilidad de toda la estructura.

3.6.2 Run-up

También conocido como remonte de la ola. Se define como la distancia vertical, medida a partir del nivel de aguas tranquilas, que puede alcanzar el oleaje sobre la playa o algún obstáculo al impactarlo y es función directa de la altura de ola (Morales y Jiménez, 2006). Según Fuentes (2001), este fenómeno ocurre por la transferencia de momento cuando la ola incide sobre la pendiente del rompeolas y no disipa toda su energía.

El conocer el run-up permite estimar la cota de coronación que deberá tener la estructura si es que no se desea rebase y falla estructural y no debe sumarse a la altura de ola de diseño. Al ser el run-up un fenómeno que depende de cada ola, los valores hallados serán homogeneizados a fin de lograr un diseño óptimo.

Debido a que el run-up está en función de una gran cantidad de variables, no se tiene un entendimiento completo del fenómeno. Con el tiempo, las investigaciones sobre el tema han podido discriminar algunos factores para hacer más fácil la predicción, los cuales se mencionan a continuación:

- H'_o altura de ola en aguas profundas sin refractar
- T periodo de ola incidente
- H_s profundidad a pie de talud de la estructura
- α ángulo del talud de la estructura
- β ángulo de talud de la playa
- R rugosidad de talud de la estructura
- N porosidad del talud de la estructura
- r_o ángulo de aproximación de la ola con respecto al eje del rompeolas

La representación gráfica de dichos factores puede observarse en la figura 3-32.

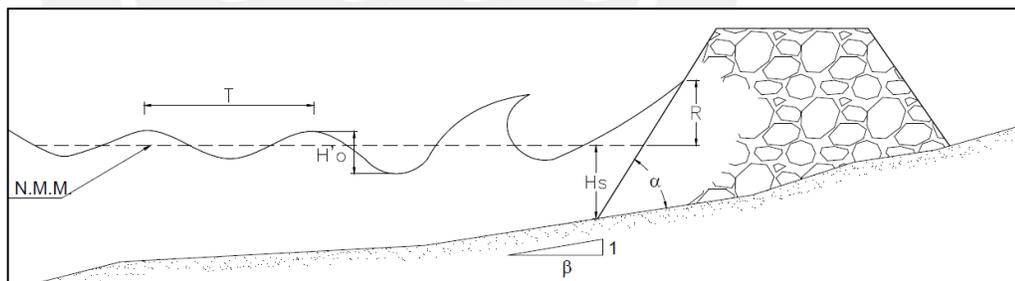


Figura 3-30. Factores que afectan al run-up (Fuentes, 2001)

Según Bruun (1985), el oleaje regular e incidencia perpendicular contra el dique son una aproximación bastante cercana a la realidad y al mismo tiempo la situación más desfavorable ($r_o=0$).

a. Fórmula de run-up

Por convención, el run-up o remonte de ola $Ru_{2\%}$ se define como el promedio del 2% superior de alturas alcanzadas en función de la ola de diseño. Se realizaron diversas investigaciones para conocer que expresiones eran más certeras a la hora de predecir

el run-up y actualmente, las formulaciones recogidas por Van der Meer en “Conceptual design of rubble mound breakwaters” son las más utilizadas por los diseñadores (ecuaciones 3-35 y 3-36).

$$Ru_{2\%}/H_s = 1.6 \cdot \xi_{op} \gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta \quad \text{Para } 0.5 < \xi_{op} \gamma_b < 2 \quad (3-35)$$

$$Ru_{2\%}/H_s = 3.2 \cdot \gamma_r \gamma_h \gamma_\beta \quad \text{Para } 2 < \xi_{op} \gamma_b \quad (3-36)$$

Las ecuaciones 3-55 y 3-56 están compuestas por los siguientes factores:

i. Numero de Iribarren

También conocido como el parámetro de surf, el número de Iribarren, I_r o ξ , describe numéricamente el tipo de rotura que las olas tendrán al llegar a la línea costera y se expresa según la ecuación 3-37

$$\varepsilon_{op} = \tan \alpha / \sqrt{S_{op}} \quad (3-37)$$

Donde α es la pendiente promedio de la berma y S_{op} es la pendiente de ola, una variable ficticia creada para describir la influencia del periodo T de las olas. La pendiente de la ola se describe según la fórmula 3-38

$$S_{op} = 2\pi H_s / g T_p^2 \quad (3-38)$$

Donde H_s es la altura de ola que llega a pie de berma, g es la aceleración de la gravedad y T_p es el periodo de la ola.

ii. Factor de profundidad

El factor de profundidad γ_h indica cual es la relación directa entre cuan sumergida está la berma y cuánto es el remonte. Mientras menos sumergida se encuentra esta, su función es llevada de mejor manera. Para Van der Meer y Jansenn (1994) el valor óptimo en la reducción se da cuando la profundidad de berma tiende a cero respecto del nivel de aguas calmadas. La expresión del factor de profundidad se indica en la ecuación 3-39.

$$\gamma_h = 1 - 0.03 \cdot (4 - h_m / H_s)^2 \quad (3-39)$$

Donde h_m representa la profundidad del agua al hombro de la estructura en metros.

iii. Factor de berma

Cuando la profundidad a pie de dique es menor, el asomeramiento deforma el oleaje. Según Vidal et al (1994), el período de ascenso-descenso y el período de la ola no se ven afectados por el asomeramiento, sin embargo, la ola ya desestabilizada puede romper sobre el dique con un tipo de rotura determinado parcial o totalmente por el fondo de la berma y no por el talud del dique. Ahí las roturas se van hacia el descrestamiento, reduciendo en general el flujo de ascenso - descenso sobre el dique, al disiparse más energía en el proceso de rotura.

El efecto de berma γ_b se cuantifica tanto por valores locales (altura de ola) como por la geométrica global de la estructura (profundidad de berma y taludes del dique) (ver ecuación 3-40).

$$\gamma_b = 1 - r_B(1 - r_{dB}) \quad (3-40)$$

El factor de berma se encuentra entre 0.6 y 1.0 según Van der Meer (1998).

El factor r_B evalúa las características geométricas de la berma y del dique contando con la altura de ola de diseño. Se define por la expresión 3-41.

$$r_B = 1 - \tan(\alpha_{eq}) / \tan(\alpha_m) \quad (3-41)$$

Donde el ángulo α_{eq} , ángulo de talud equivalente relaciona la inclinación de la berma y de la coraza. El α_{eq} se define geoméricamente en la figura 3-33.

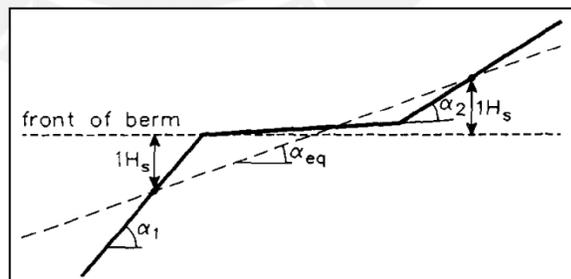


Figura 3-31. Valores del ángulo equivalente (Van der Meer, 1995)

La expresión 3-42 relaciona el ancho de la berma B , la altura de ola de diseño H_s y los ángulos de la coraza α_2 y berma α_1 con el ángulo de talud equivalente.

$$\tan(\alpha_{eq}) = \frac{2 \cdot H_s}{\frac{H_s \cdot \tan(\alpha_1) + H_s \cdot \tan(\alpha_2)}{\tan(\alpha_1) \cdot \tan(\alpha_2)} + B} \quad (3-42)$$

Por otro lado, el ángulo de pendiente media α_m se expresa físicamente en la figura 3-32 y matemáticamente por la ecuación 3-43.

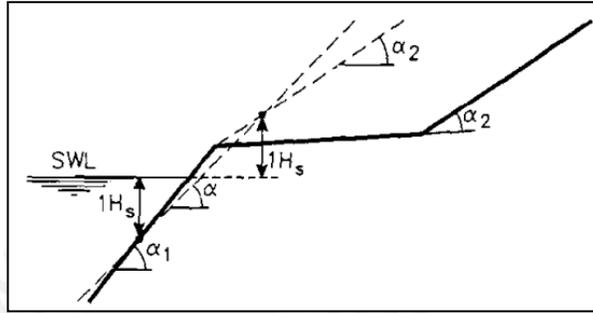


Figura 3-32. Valor del ángulo medio (Van der Meer, 1995)

$$\tan(\alpha_m) = \frac{2 \cdot H_s}{\frac{H_s}{\tan(\alpha_1)} + \frac{H_s}{\tan(\alpha_2)}} \quad (3-43)$$

El factor r_{dB} evalúa el efecto de la sumersión de la berma y se calcula según la ecuación 3-42.

$$r_{dB} = 0.5 \cdot (d_h/H_s)^2 \quad (3-44)$$

Donde d_h es la profundidad de la berma en metros medidos desde el hombro del talud.

iv. Factor de ángulo de incidencia

El factor de ángulo de incidencia γ_β cuantifica el efecto que tiene la dirección de ola al momento de impactar contra el talud respecto al eje del dique. Una de las suposiciones iniciales fue asumir que la incidencia sucede en la mayoría de los casos de forma perpendicular al eje de la escollera. Éste es el caso más común, ya que normalmente las líneas batimétricas imitan a las topográficas en forma y distribución en la franja litoral, de este modo los trenes de ola impactan con la costa de forma perpendicular.

En condiciones de laboratorio, se comprobó que esta viene a ser la dirección más desfavorable, sin embargo existen fórmulas (ecuación 3-45) que pueden aplicarse según sea el caso.

$$\gamma_{\beta} = 1 - 0.0022\beta \quad (3-45)$$

Donde β se expresa en grados sexagesimales. Para el caso concreto del proyecto se asumirá total perpendicularidad del tren de olas respecto a la línea litoral.

v. Factor de rugosidad

El efecto de rugosidad γ_r es similar al efecto de rozamiento con el fondo pero diferente al de la playa por tratarse de otro material. Por esta razón, es dependiente de las propiedades del grano y el espesor de las capas (ver tabla 3-8).

Tabla 3-8. Factor de rugosidad (Van der Meer, 1995)

Tipo de pendiente	Factor de reducción γ_r
Pendiente lisa, concreto, asfalto	1.00
Bloques revestidos, lisos y cerrados	1.00
Grass (3 cm)	0.90-1.00
Coraza de capa simple (H/D=1.5-3)	0.55-0.60
Coraza de capa doble o más (H/D=1.5-6)	0.50-0.55

3.6.3 Run-down

EL run-down especifica la profundidad máxima, medida desde el nivel de aguas tranquilas, a la que la ola rompe o influye en su descenso a través del talud del dique (talud activo). Calcular la profundidad mencionada marcará la profundidad mínima de cimentación de enrocado para zonas de corte según topografía de la zona del proyecto, siguiendo el criterio de talud activo (ver figura 3-35).

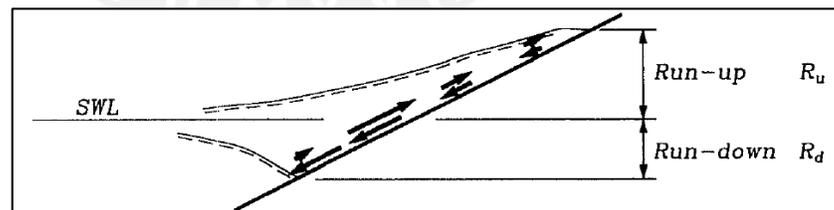


Figura 3-33. Run-up y run-down (Jimenez, 2010)

En proyectos que no requieran zonas de corte y toda la construcción se haga sobre el nivel natural del terreno, el cálculo del run-down puede despreciarse por que la profundidad mínima estará garantizada.

De forma similar, en playas de altos volúmenes de transporte de sedimentos, el cálculo del run-down es esencial para evitar la socavación a nivel de pie y evitar fallas de talud, pues como indica Gunbak (1979), la berma da estabilidad al pie del dique de protección principal (coraza), si el pie no es estable, la estructura fallará independientemente del tamaño de las olas para las que fue proyectada.

b. Fórmula del run-down

Los experimentos de Van der Meer (1988) concluyen que el nivel de descenso del oleaje depende la permeabilidad de la estructura P , su ángulo de talud α y la inclinación ficticia de la ola S_{om} , dicha relación se aprecia en la ecuación 3-46

$$\frac{Rd_{2\%}}{H_S} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-60 S_{om}} \quad (3-46)$$

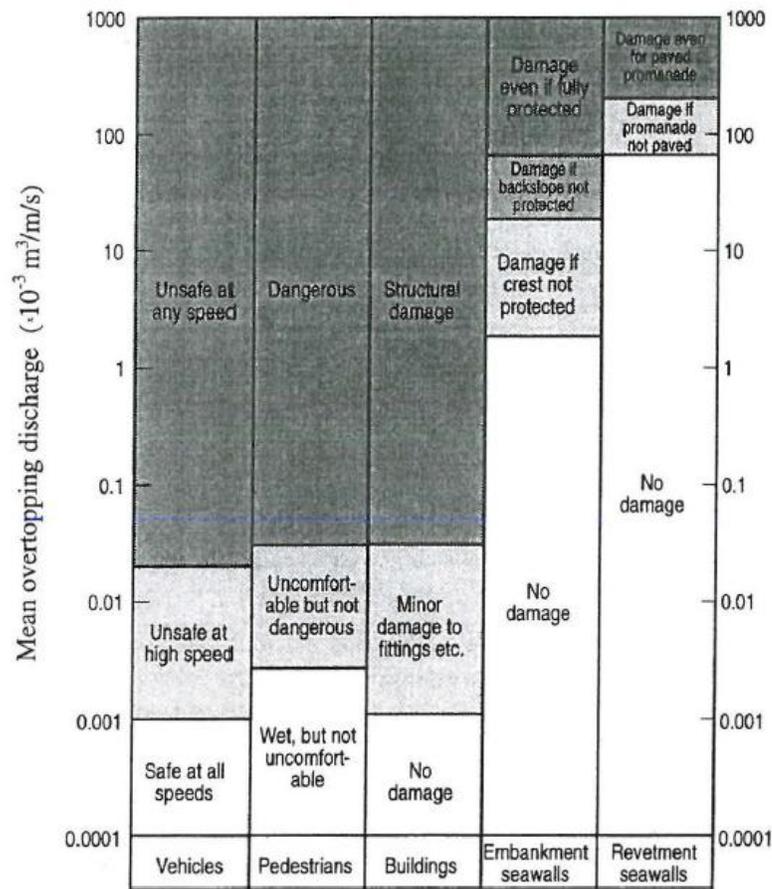
3.6.4 Sobrepaso

Conocido por su término anglosajón como overtopping, se define como el caudal de agua que pasa la corona del dique y llega la zona abrigada con o sin niveles de energía peligrosos para causar erosión o daño alguno.

Para Dos Santos (2012), han sido especificados tres tipos de sobrepaso. El primero se conoce como esparcimiento o "green water" y sucede cuando el nivel del agua es mayor que el nivel de coronamiento, produciéndose una lámina de agua continua que pasa sobre la estructura. También puede darse como forma de salpicadura, cuando la ola revienta en la cara de la estructura, fenómeno que se conoce como "splash". Por último existe un sobrepaso menos significativo que se conoce como rocío y son partículas de agua en suspensión transportadas por el viento cercano a la estructura.

El CIRIA (1991) recoge, de las investigaciones de Van der Meer, una serie de valores para el caudal de sobrepaso según la condición de funcionamiento que se quiera dar (ver tabla 3-9).

Tabla 3-9. Valores admisibles de descarga de sobrepaso (Van der Meer, 1995)



En la misma línea de investigación, Aminti y Franco (1988) propusieron una expresión que relacionaba el overtopping con la altura de un muro de espaldones o de coronamiento y otros parámetros geométricos de diseño tras una serie extensa de ensayos de laboratorio.

Ésta formulación resulta muy útil cuando la zona abrigada está destinada a funcionar como una vía vehicular y peatonal.

En la figura 3-34 se pueden observar las distintas variables geométricas tomadas en consideración para los ensayos los cuales se hicieron para las configuraciones más populares de la época. Es así que, aunque los valores de sobrepaso puedan estar sobrestimados por el efecto de oleaje regular, la aproximación de los resultados debería ser suficiente.

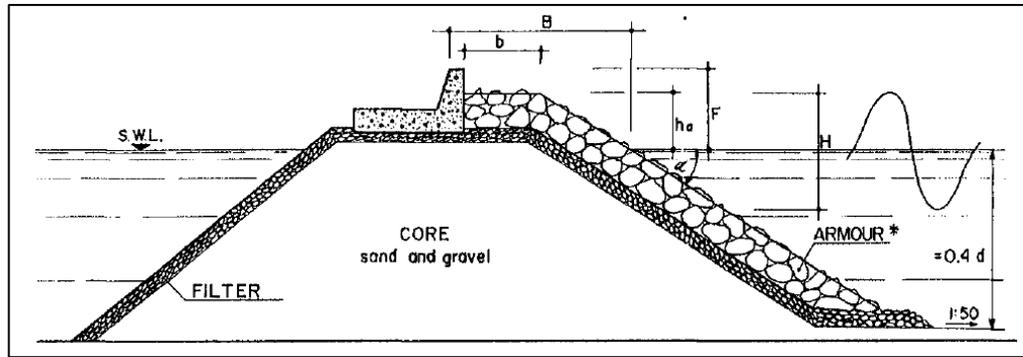


Figura 3-34. Sección típica ensayada (Aminti y Franco, 1988)

Las expresiones que relacionan la descarga Q con el “borde libre” F (distancia vertical entre el nivel de aguas tranquilas y la cima del muro de espaldones) son de carácter exponencial (ecuación 3-47).

$$Q^* = A(F^*)^{-B} \quad (3-47)$$

Donde Q^* y F^* representan la descarga y el borde libre de forma adimensional y A y B son coeficientes de ajustes definidos por la ecuación 3-48 y 3-49 respectivamente. Los factores iniciales se componen de las siguientes variables

$$Q^* = \frac{Q}{gT_m H_s} \quad (3-48)$$

$$F^* = \frac{F}{T_m \sqrt{gH_s}} \cdot \frac{F}{H_s} \quad (3-49)$$

Donde Q es la descarga admisible de cauda por longitud, expresada en $m^3/m/s$, F es el borde libre en metros medido desde el nivel de aguas tranquilas y la corona del muro de espaldones.

Los coeficientes A y B dependen directamente del tipo de elemento o pieza, el espesor de las capas de escollera, la pendiente y la relación entre el ancho de la corona con espaldón y la altura de ola de diseño (ver tabla 3-10). Esto demuestra que el diseño estructural y el funcional están relacionados por las piezas que forman la coraza además de la geometría del dique.

Tabla 3-10. Valores de coeficientes para overtopping usando muro de espaldones
(Aminti y Franco, 1998)

Coraza	Pendiente	b/H _s	A	B	R ²
Roca	1/2	1.10	1.67*10 ⁻⁸	2.41	0.97
		1.85	1.85*10 ⁻⁷	2.30	0.92
		2.60	2.27*10 ⁻⁸	2.68	0.95
Roca	3/4	1.10	5.05*10 ⁻⁸	3.10	0.98
		1.85	6.93*10 ⁻⁸	2.65	0.92
		2.60	3.07*10 ⁻⁸	2.69	0.95
Cubos	1/2	1.10	8.33*10 ⁻⁸	2.64	0.98
		1.85	1.52*10 ⁻⁷	2.43	0.94
		2.60	8.35*10 ⁻⁷	2.38	0.96
Cubos	3/4	1.10	6.16*10 ⁻⁷	2.20	0.95
		1.85	1.68*10 ⁻⁷	2.42	0.89
		2.60	1.86*10 ⁻⁸	2.82	0.93
Tetrápodos	1/2	1.10	1.88*10 ⁻⁸	3.08	0.99
		1.85	1.13*10 ⁻⁸	3.80	0.97
		2.60	1.07*10 ⁻⁸	2.86	0.96
Tetrápodos	3/4	1.10	5.59*10 ⁻⁸	2.81	0.94
		1.85	1.68*10 ⁻⁸	3.02	0.96
		2.60	9.23*10 ⁻⁹	2.98	0.97

Los valores de borde libre dependen así del tipo de elemento estructural, su pendiente, el ancho de berma superior y la ubicación donde el nivel del mar golpea al dique. Este valor debe ser comparado luego con la altura de remonte de la ola (run-up) a fin de definir cuál de los dos parámetros marca la cota de coronación del dique y del muro.

De ser el run-up mayor a la altura de muro necesaria, el dique de escollera bastaría para retener los sobre pasos y el muro de espaldones tendría la función única de un muro de gravedad, para retener los empujes del terraplén de la autopista. Además, se uniformizaría una sola cota para la corona de la coraza.

En caso contrario, de ser el muro mayor al nivel de la escollera, su diseño se realizaría considerando los empujes de la ola además de los empujes del terraplén de la vía principal, tema que no es parte del alcance de este trabajo. De igual forma la cota del dique podría ser una sola y el muro sería el variable.

No obstante, la altura del muro debería ser la suficiente según normativa local para asegurar que los peatones y los vehículos no crucen hacia el lado no abrigado.

CAPÍTULO 4: CÁLCULOS Y RESULTADOS

En este capítulo, se exponen los métodos para hallar la altura de ola en aguas profundas, su propagación a aguas someras y posterior cálculo de altura hasta pie de obra. Posteriormente, se exponen los resultados de las formulaciones de diseño estructural y de diseño funcional, así como los parámetros elegidos según condiciones locales del proyecto con el objetivo de lograr un dimensionamiento que satisfaga ambos criterios.

Los datos de partida para diseñar la protección son los siguientes:

1. El trazado de la carretera
2. La batimetría de fondo en la zona de rompientes
3. La altura de ola que llega a la estructura

En primer lugar, se ha considerado para la carretera un trazo sin mayor detalle, considerando este paralelo a las curvas topográficas, de manera que, al proyectar la protección marítima como un elemento ligado por una geometría invariable al diseño vial. El pie del talud formado por la coraza coincida con el alineamiento de la curva batimétrica de cota -1.00 en la mayoría del trazo.

En segundo lugar, se ha proporcionado las líneas batimétricas desde el cero hidrográfico hasta la cota -7.00 metros a una distancia horizontal de aproximadamente 300 metros, asegurando de esta manera cubrir la zona de surf. En la figura 4-1, una vista en planta, se presenta la ubicación tentativa del dique en color.

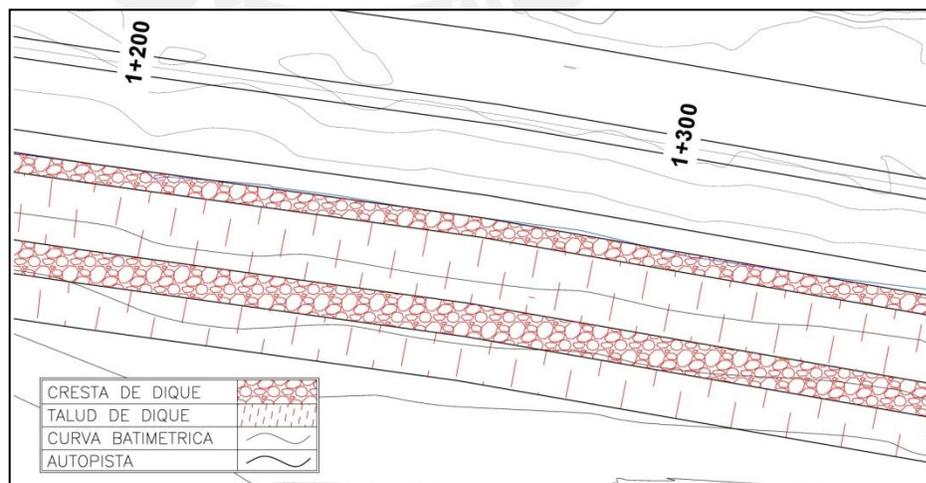


Figura 4-1. Ubicación tentativa del dique de escollera

Por último, la altura de ola será hallada utilizando los procesos desarrollados en el marco teórico. Se partirá hallando las características del clima marítimo en aguas profundas.

4.1 Altura de ola

Una forma convencional de hallar la altura de ola y su periodo en aguas profundas es utilizar las relaciones que existen entre el área de generación, la velocidad del viento y su duración. Sin embargo, al consultar las cartas sinópticas del continente en periodos de tiempo extensos, se corroboró que las líneas isóbaras están más cercanas unas de otras en la costa de Chile en el sector sur (ver figura 4-2). Las isóbaras que se encuentran frente a la costa peruana están separadas entre ellas varios miles de kilómetros, por lo que es certero afirmar que no hay zona de generación cercana que pueda ser tomada para el análisis según los criterios del SPM (ver ítem 3.4.1.1).

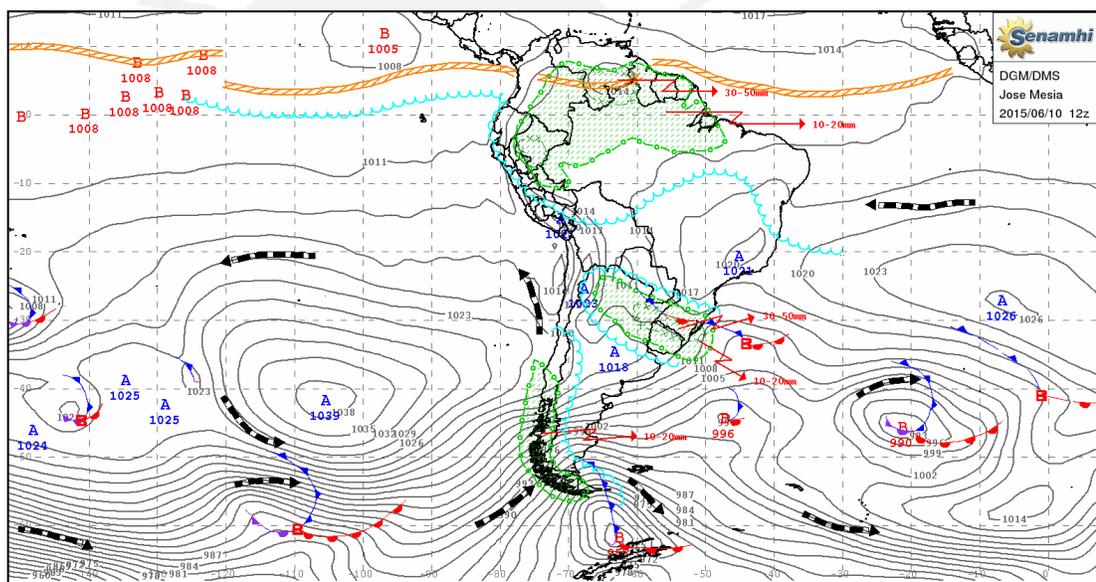


Figura 4-2. Estado de isóbaras para continente sudamericano (Senamhi, 2015)

En consecuencia, para obtener la altura de ola, se debe partir de datos medidos a lo largo del tiempo en forma de olas Sea en aguas profundas frente a la costa peruana.

Por otro lado, al consultar imágenes en satélites (figura 4-3) y comprobar la ubicación del proyecto, se observó que las olas llegan en rotura al emplazamiento de la estructura. Éste hecho se esperaba, ya que la obra es una protección ligada a la costa y las olas en rompiente pueden recorrer varias decenas de metros antes de llegar a tierra firme.



Figura 4-3. Tramo del PK 0+000 - 0+800, espigón existente y rotura de olas.
(Google Earth, 2015)

A continuación, como primer paso en el proceso para obtener la altura de ola, y también su periodo, se calcularán los parámetros del oleaje en aguas profundas, procesando información estadística.

4.1.1 Parámetros de oleaje en aguas profundas

Ya que el oleaje es irregular y se puede suponer como la superposición de muchos trenes de ondas, la altura de ola que nos interesa se deberá hallar de forma estadística teniendo como punto de partida un registro amplio de olas en aguas profundas. Dada la escasez temporal de registros de oleaje en Perú, se ha utilizado, en este estudio, información de reanálisis ejecutado por la empresa Fugro Oceanor, con una serie de 20 años de datos espectrales direccionales en un punto en aguas profundas con coordenadas UTM 173680 E 8671385 S, a 1500 metros de profundidad (figura 4-4).

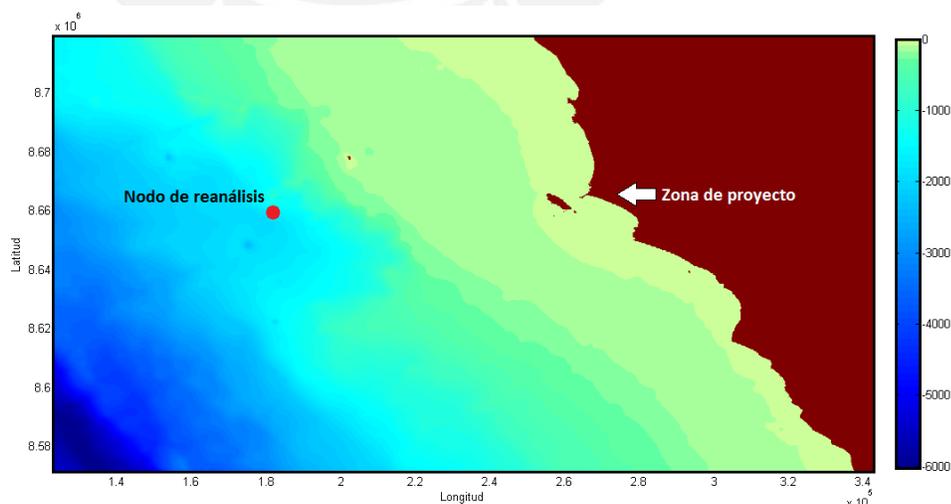


Figura 4-4. Punto de análisis en aguas profundas (TYPESA, 2013)

En la figura 4-5 se muestran las series temporales de los parámetros de altura de ola significativa y período pico de la zona de estudio. Se observa cómo las alturas de ola en este punto de aguas profundas varían entre 0.8 y 4.25 metros, con períodos asociados a estos oleajes entre 6 y 24 segundos. Dichas observaciones se registraron en un periodo de 20 años (enero de 1985 a enero del 2005) y fueron procesadas y otorgadas por Frugo Oceanor.

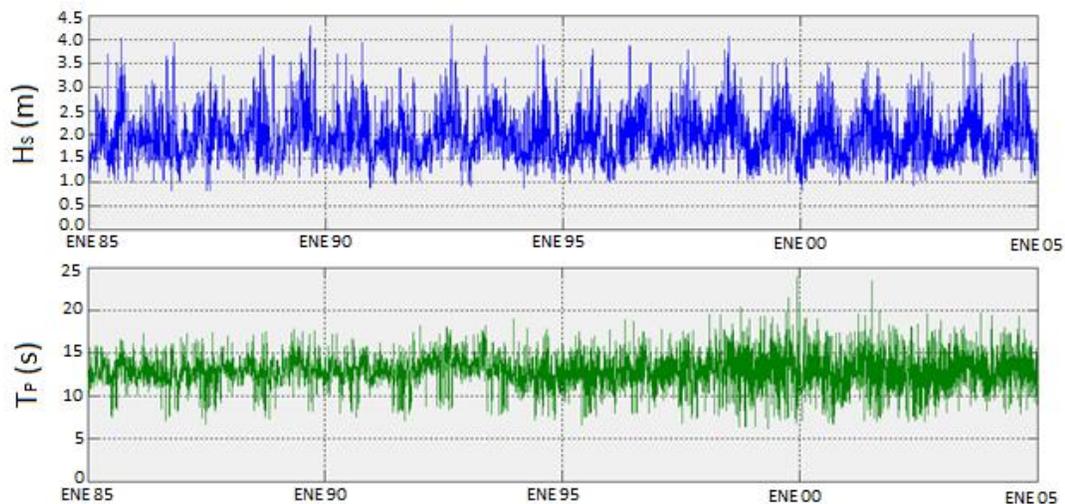


Figura 4-5. Series temporales de Oceanor para altura y período pico (TYPISA, 2013)

La rosa de oleaje es una forma práctica de presentar la información de los registros de olas, representando la intensidad y frecuencia de aparición de la altura de ola o período pico respecto a su dirección (figura 4-6 y 4-7). Se aprecia que prácticamente el total de datos recopilados proceden de la mitad tercer cuadrante (entre 180° y 225°) confirmando la dirección desde la cual se genera el oleaje.

En este tipo de rosa de oleaje, generada en el análisis de Oceanor, el color define el rango para la altura de ola y el tamaño de la banda de color la intensidad o frecuencia de aparición. Así se tiene que los valores de ola para el tramo comprendido de 1.5 a 2.0 metros tienen mayor incidencia, seguidos del tramo de 2.0 a 2.5 m. Ambos rangos se presentan aproximadamente el 30% de las veces.

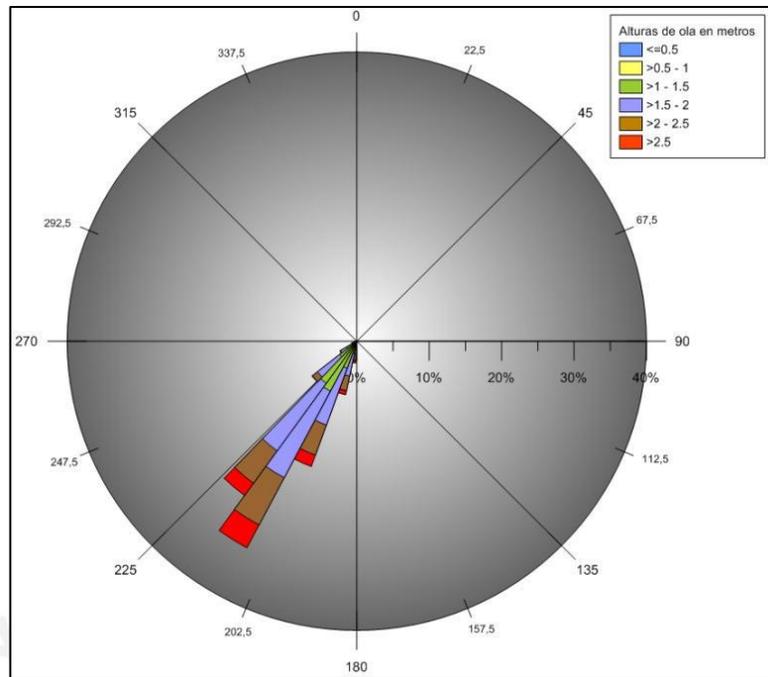


Figura 4-6. Rosa de oleaje para altura pico (TYPSA, 2013)

En la rosa de oleaje para el periodo pico, se observa que el rango de mayor frecuencia es el de 13 y 15 segundos. En segundo lugar, el rango de 11 a 13 segundos presentes hasta con un 20% de incidencia (figura 4-5).

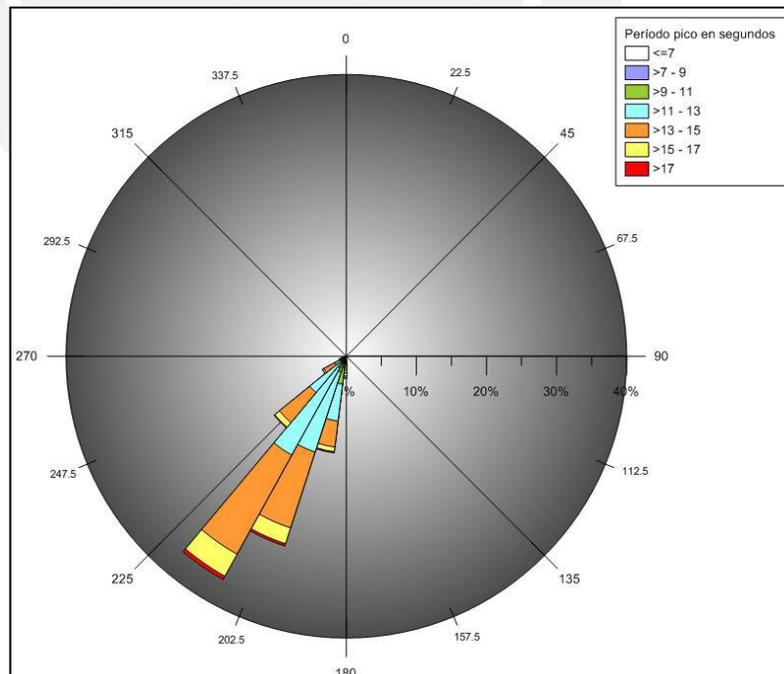


Figura 4-7. Rosa de oleaje para periodo pico (TYPSA, 2013)

La reproducción del oleaje se debe hacer tanto para régimen medio (condiciones normales) como para régimen extremal (eventos extraordinarios) por ser producto de un estudio estadístico. Con los datos ofrecidos, se construye la función de probabilidad acumulada para la altura de ola y la probabilidad de ocurrencia. A continuación, se desarrollan ambos regímenes para los datos de oleaje en aguas profundas.

4.1.1.1 Régimen Medio en aguas profundas

El objetivo del análisis del régimen medio es reproducir las condiciones del clima marítimo más frecuentes.

Tras el ajuste de los datos disponibles por la empresa Oceanor, se pueden apreciar los valores de altura de ola para los cuantiles (puntos evaluados a intervalos regulares) 25, 50 y 75 y se comprueba como la mitad de las alturas de ola del registro de reanálisis que se suceden durante un año se encuentran por debajo de 1.89 metros (figura 4-8).

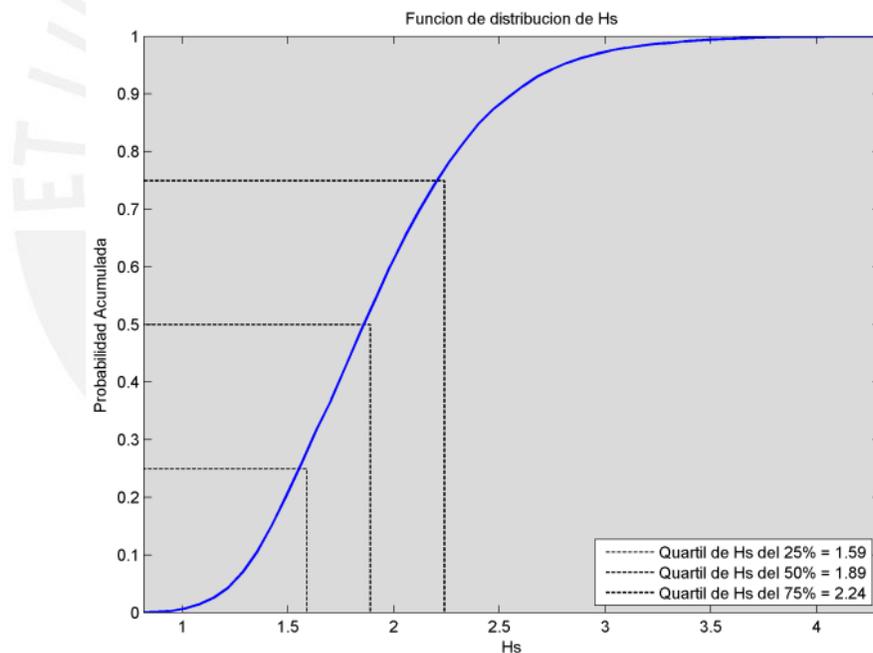


Figura 4-8. Función de densidad para altura de ola (TYP SA, 2013)

A través del régimen medio se prueba que sólo un 5% de las olas que se suceden sobrepasan los 2.8 metros de altura (figura 4-8).

El mismo análisis se hace para el periodo pico de reanálisis. El 50% de los periodos pico de los datos se encuentran por debajo de los 13 segundos, con sólo un 5% de estos por encima de los 15.5 segundos (figura 4-9).

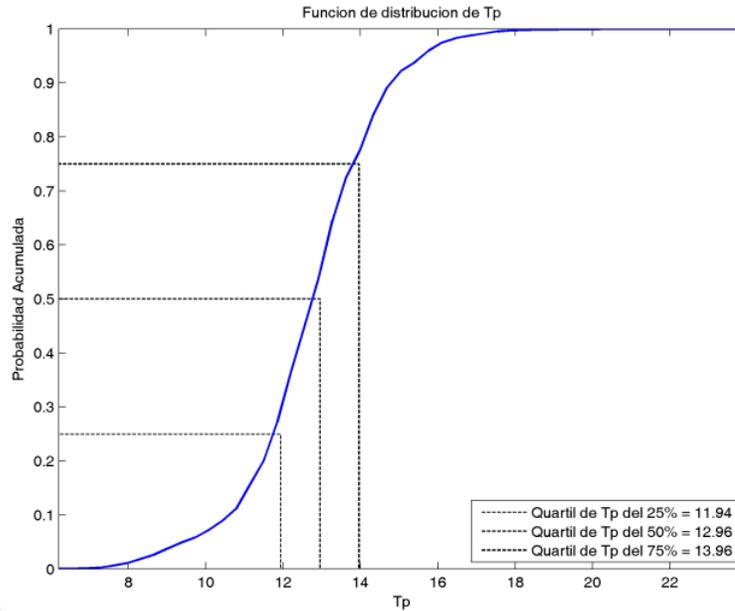


Figura 4-9. Función de densidad para periodo (TYPESA, 2013)

En la figura 4-10 se puede observar de forma bidimensional las relaciones de altura pico y periodo pico para aguas profundas. Se aprecia que los oleajes más comunes presentan alturas de olas comprendidas entre 1.40 y 2.55 metros, con periodos pico correspondientes de 12 a 14 segundos.

La barra de colores indica la frecuencia de ocurrencia. Se puede constatar que para una misma altura de ola hay diferentes periodos, algunos con mayor incidencia.

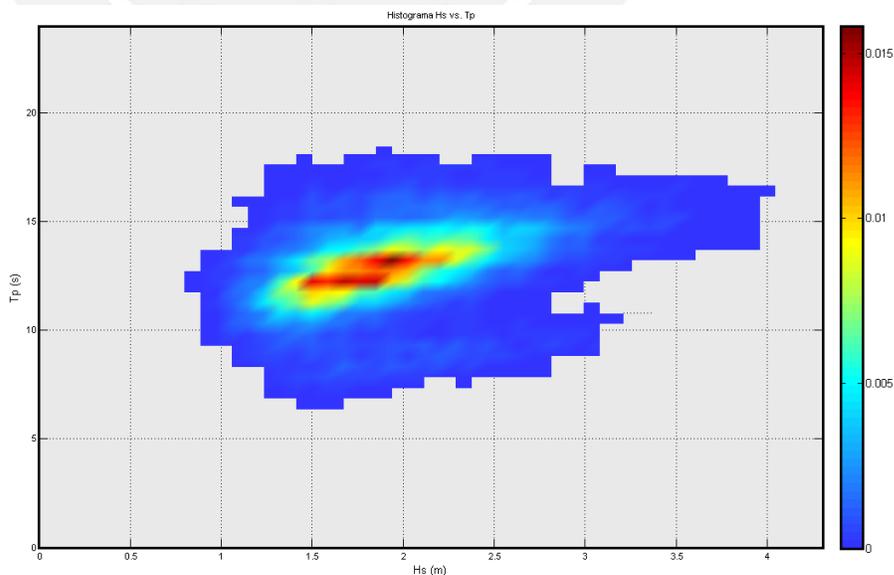


Figura 4-10. Espectro de altura de ola y periodo (TYPESA, 2013)

A forma de resumen, se presenta la tabla 4-1 con los valores de altura de ola pico, periodo pico y frecuencia de ocurrencia.

Tabla 4-1. Resumen del espectro de alturas y periodos (TYPESA, 2013)

H(m) \ T(s)	<7	7-9	9-11	11-13	13-15	15-17	>17	% total
> 3.25	0.00	0.01	0.07	0.01	0.56	0.69	0.08	1.42
2.75 - 3.25	0.00	0.05	0.41	0.20	2.54	1.44	0.13	4.77
2.25 - 2.75	0.00	0.52	0.81	2.74	10.96	2.46	0.39	17.88
1.75 - 2.25	0.02	1.07	1.55	14.83	16.95	2.46	0.41	37.29
1.25 - 1.75	0.06	1.22	4.47	19.65	7.76	0.95	0.22	34.33
< 1.25	0.01	0.15	1.17	2.22	0.68	0.08	0.02	4.33
% total	0.09	3.02	8.48	39.65	39.45	8.08	1.25	100.00

En la tabla 4-1, se observa que el tercio superior de alturas lo conforman los intervalos 1, 2 y 3 (24.07% de todas las observaciones), teniendo el intervalo 3 el mayor de los tres porcentajes. Es certero afirmar que la altura H_s se encuentra en el rango de 2.25 a 2.75 metros. Al no contar con información más detallada, se asumirá el máximo valor de dicho rango como altura de ola para el régimen medio.

Luego, utilizando la tabla 4-1 nuevamente, se aprecia que el periodo representativo T_p con mayor incidencia, para el intervalo 3, tiene un valor entre 13 a 15 segundos. Según los criterios de la ROM, el valor de T_p corresponde al mayor periodo asociado a la altura de ola representativa, en este caso, 15 segundos.

Obtenidos los resultados en aguas profundas para el régimen medio, se procede a obtener y analizar los datos para el régimen extremal.

4.1.1.2 Régimen extremal en aguas profundas

El régimen extremal obtenido se muestra en la figura 4-11, presentando unas bandas de confianza estrechas para distintos períodos de retorno por lo cual su incertidumbre es muy baja. Para el análisis, Oceanor utilizó el método Peak Over Threshold (item 3.4.1.3)

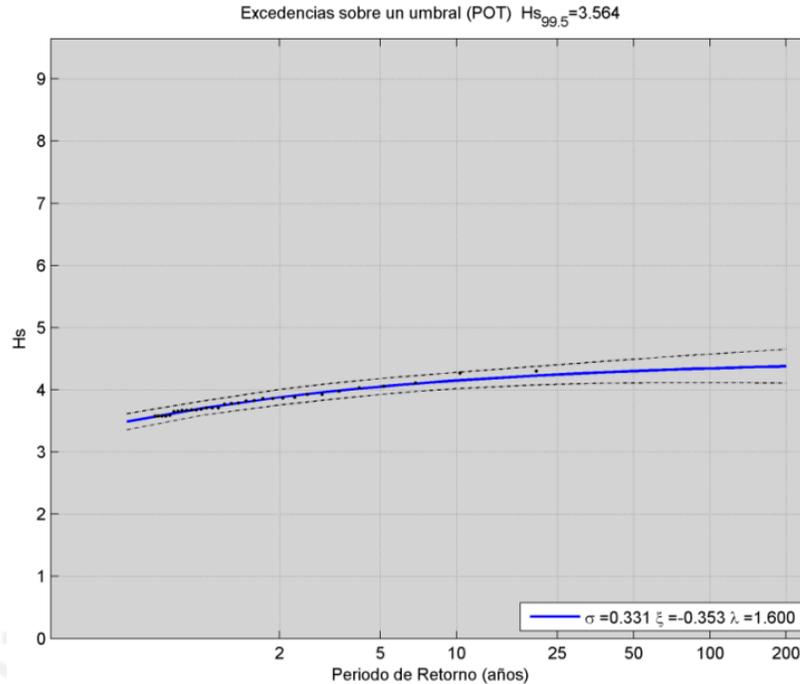


Figura 4-11. Ecuación de periodo de retorno para altura de ola (TYP SA, 2013)

Para definir la altura de ola del régimen extremal correspondiente al diseño, debe considerarse la vida útil de la defensa marítima. Se define a la obra como una infraestructura de carácter general de nivel 1, por tratarse de una construcción que no protege grandes infraestructuras como puertos. Además, por tratarse de una obra de defensa costera menor, su vida útil es de 25 años (ver tabla 3-1).

En este caso, al diseñar una obra flexible y reparable, el daño realizado por el inicio de averías es tolerado, pues en palabras de Da Cunha (2009), un rompeolas que resista las acciones del mar previstas a lo largo de su vida útil sin sufrir ningún daño es una estructura realmente costosa. Un dimensionamiento más resistente es por un lado más barato de reparar y a la vez más caro de construir.

La repercusión económica en caso de inutilización de la obra es baja y el riesgo de pérdida de vidas humanas se ha considerado esperable. Con estos criterios, el riesgo admisible E es de 0.3 (ver tabla 3-2). Luego, teniendo los valores de E y de la vida útil de la estructura L_f se puede obtener un periodo de retorno despejando la ecuación 3-9 en términos del periodo de retorno T .

$$T = \frac{1}{1 - (1 - E)^{1/L_f}}$$

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.3)^{1/25}}$$

Resultando el periodo de retorno con un valor de $T=70$ años. Los valores de H_s en el punto de reanálisis para los diferentes periodos se muestran en la tabla 4-2. Interpolando valores, se obtiene que para un periodo de retorno de 70 años la altura de ola correspondiente será de 4.23 metros aproximadamente.

Tabla 4-2. Altura de ola en aguas profundas para distintos periodos de retorno

H(m)	Periodo de retorno (años)
3.92	2
4.01	5
4.08	10
4.15	25
4.2	50
4.26	100
4.32	200

Luego, utilizando una serie de observaciones a 13.5 metros de profundidad (ver anexo B), se realizó un ajuste cuadrático (ver ecuación 3-8) para determinar la relación entre la altura de ola significativa y su periodo pico, con la finalidad de establecer el periodo de ola asociado al H_s del régimen extremal (ver tabla 4-3). En la figura 4-12 se observa la gráfica de dispersión T_p-H_s de las observaciones in situ.

Tabla 4-3. Ecuaciones resultantes del ajuste cuadrático

N°	Ecuación de dispersión	R ²
1	$T_p = 2.5678 \ln H_s + 12.09$	0.1939
2	$T_p = 11.067 e^{0.1072 H_s}$	0.2019
3	$T_p = 1.3923 H_s + 11.006$	0.1884
4	$T_p = -0.3643 H_s^2 + 2.7877 H_s + 9.7545$	0.1915
5	$T_p = 12.024 H_s^{0.2095}$	0.2095

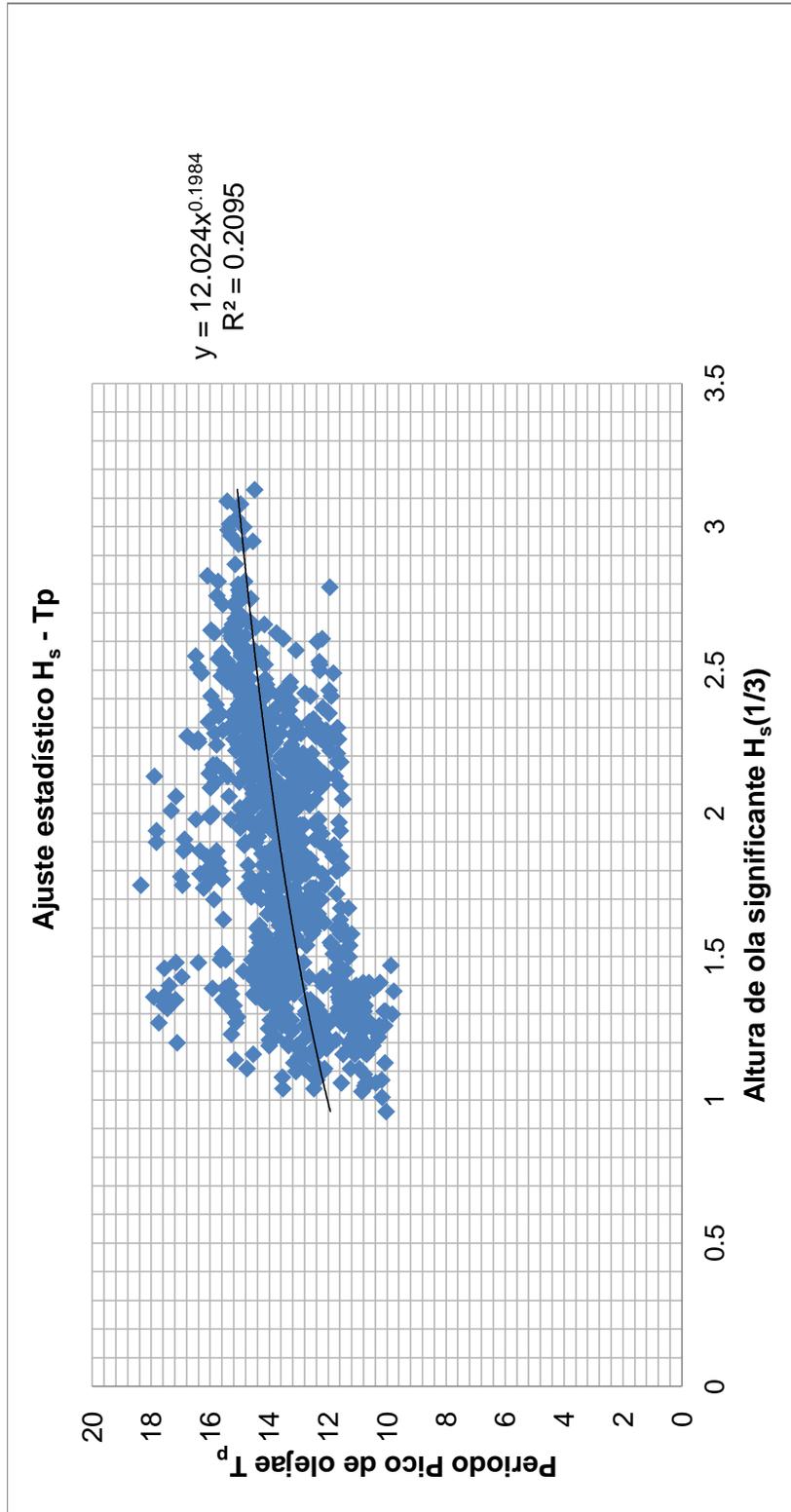


Figura 4-12. Dispersión de datos de H_s y T_p para observaciones in situ

Al presentar un mayor valor de R^2 , la ecuación 5 queda definida como la relación entre el periodo pico y la altura de ola del régimen extremal.

Una vez obtenidos los valores representativos de ambos regímenes, y además conociendo que la ola llega en rotura, se puede proceder a hallar la altura de ola al salir de aguas someras, es decir al inicio de la zona de rompientes.

4.1.2 Altura de ola en la zona de rompiente

Antes de comenzar con los cálculos, se debe tener en cuenta que todas las formulaciones consideran sus resultados bajo la premisa de que se están realizando al nivel del cero hidrográfico. Sin embargo, para el diseño de obras portuarias en general, se utiliza la condición menos conveniente, que es aquella en que la marea está más alta (pleamar) y las olas rompen con mayor altura.

a. Sobreelevación a pie de estructura

Según la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú (DHN), el nivel de más alta marea (L.A.M) es de 1.45 metros respecto al nivel Medio de Bajamares de Sicigias Ordinarias (NMBSO) o el nivel más bajo que se puede dar.

El NMBSO se encuentra 0.47 metros por debajo del nivel medio de mar (cota 0.00) según TYPASA (2013). Por lo tanto, el nivel de más alta marea respecto del nivel medio de mar se encuentra en la cota 0.98 m.

Al valor hallado, se le deben añadir los incrementos por casos extremos. Según el Senamhi, la sobreelevación correspondiente a la locación del proyecto es de 40 cm debido al Fenómeno del Niño, por lo que finalmente se termina en un valor de 1.38 m para el caso crítico.

Luego, utilizando el gráfico propuesto por Goda en 1970 (figura 3-21), se puede hallar la altura de la ola en el momento en que esta empieza a romper conociendo la duración del periodo, la altura de la ola en aguas profundas, la pendiente en la zona de rompientes y la aceleración de la gravedad.

4.1.2.1 Régimen medio en zona de rompientes

Para el régimen medio, se tiene que el periodo representativo es de $T=15$ segundos y la altura de ola representativa de $H_s=2.75$ metros (Promedio del tercio superior de alturas registradas). Las pendientes son variables para las progresivas de la autopista ligada al dique de escollera, sin embargo, en aguas profundas, las

pendientes son más constantes. Según datos topográficos proporcionados por el Gobierno Regional, la pendiente promedio de la playa es de 0.013

Reemplazando los valores de T y H_o' en la gráfica 3-21 se tiene que:

$$\frac{H_o'}{gT^2} = 0.0012$$

Con $m=0.013$ se obtiene una relación de

$$\frac{H_b}{H_o'} = 1.35$$

$$H_b = 3.71$$

Luego, de la gráfica propuesta por Weggel en 1972 (ver figura 3-22) se puede obtener la profundidad de la rotura a partir de la pendiente de la playa y la altura de ola rompiente. Esta profundidad esta medida desde el nivel de aguas calmadas N.M.M. hasta el nivel de fondo.

$$\frac{H_b}{gT^2} = 0.00193$$

Con el valor de $m=1:80$ se obtiene una relación d_b/H_b de 1.10 y por consiguiente:

$$d_b = 4.08$$

La relación de altura de ola y profundidad (H_b/d_b) en zona de rompiente es 0.91, muy distinta a la propuesta por Munk (1949) de 0.78. Esta diferencia de relaciones entre altura y profundidad de ola se entiende porque la aproximación de Munk no puede cumplirse para todas las pendientes. De la gráfica de Weggel se observa que mientras más empinada sea la pendiente mayor es la relación entre altura y profundidad como consecuencia del efecto de asomeramiento brusco. En otras palabras, el fondo decrece tan deprisa que la ola se desestabiliza en menor tiempo, por tanto la relación de Munk no puede cumplirse para todas las playas si estas tienen diferentes pendientes.

4.1.2.2 Régimen extremal en zona de rompientes

En cuanto al régimen extremal, no se observa una relación entre H_s de 4.23 m. y algún valor de periodo específico, no obstante se utilizará el periodo más alto registrado. Es lógico pensar que a mayor altura H corresponde un periodo T más largo, pues aquellos trenes de olas que se generaron con periodos cortos son disipados tempranamente y a mayor altura, mayor periodo para una misma velocidad de ola.

Reemplazando los valores en los coeficientes de la gráfica de Goda (1970) con H'_o de 4.23 metros y un periodo T de 16.3 segundos, se tiene que:

$$\frac{H'_o}{gT^2} = 0.00162$$

Con $m=0.013$ se obtiene una relación H_b/H'_o de 1.25 y por lo tanto:

$$H_b = 5.29$$

Luego, de la gráfica propuesta por Weggel (1972), se puede obtener la profundidad de la rotura a partir de la pendiente de la playa y la altura de ola rompiente. Esta profundidad esta medida desde la línea de aguas calmadas N.A.T. hasta el nivel de fondo.

$$\frac{H_b}{gT^2} = 0.0021$$

Con el valor de $m=1:80$

$$\frac{d_b}{H_b} = 1.1$$

$$d_b = 5.82$$

Los resultados son coherentes ya que la relación entre profundidad y altura de rompiente se ha conservado. Resultados para otras pendientes de playa en aguas intermedias y profundas se muestran en la tabla 4-4.

Tabla 4-4. Resultados de altura y profundidad de ola para régimen medio y extremal

Pendiente promedio	Regimen Medio		Regimen Extremal	
	Altura (m)	Profundidad (m)	Altura (m)	Profundidad (m)
1:30	4.35	4.524	6.609	6.939
1:65	3.953	4.585	5.816	6.746
1:80	3.71	4.08	5.29	5.82
1:120	3.553	4.33	5.46	6.66
1:200	3.55	4.33	5.732	6.715

Por otro lado, a pesar de que la altura de ola en régimen extremal sea a simple vista mayor que en el régimen medio (por concepto), las alturas de ola, al llegar a la estructura, no siguen la relación entre ellas necesariamente. Esto se debe a que a mayor periodo, la relación H_o/gT^2 disminuye y de modo contrario, aumenta si la altura de ola crece. Por tanto, olas más grandes y de mayor periodo pueden ser tan

amenazantes como olas en régimen medio con menores alturas de ola y menores periodos.

De forma similar, cuando las olas son más altas, empiezan a decrecer producto de la rotura y con mayor fondo, según el fenómeno de refracción y la ecuación de dispersión. De esta manera, existe diferencia de alturas en un mismo punto y para una misma profundidad entre ambos regímenes.

Ya que es la altura de ola H_s el principal parámetro de diseño, la elección del régimen a utilizar debe ser evaluada. En la tabla 4-5 se muestra un resumen de los resultados de las gráficas de Goda y Weggel para el régimen medio y el extremal.

Tabla 4-5. Resultados de altura y profundidad de ola para régimen medio y extremal

Parámetros de ola	Régimen Extremal	Régimen Medio
H_b (m)	5.29	3.71
d_b (m)	5.82	4.08
T (s)	16.3	15

Se puede observar que las olas en el régimen medio y en el extremal, rompen a una profundidad mayor que el de la ubicación tentativa del pie (a 1 metro de profundidad). Por tanto, ambos casos se evalúan en la zona de rompiente.

A continuación, como tercer paso y con los valores de altura y profundidad de ola al inicio de la zona de rompientes, se procede a hallar la altura a pie de estructura.

4.1.3 Altura de ola a pie de estructura

Utilizando la ecuación de Dally, Dean y Dalrymple (ecuación 3-12), se procede a hallar la altura de ola cada 100 metros de la autopista a través de un método iterativo. Hasta este punto, los parámetros de oleaje se han asumido como únicos, en cada régimen, bajo la premisa que en aguas intermedias no hay obstáculos que alteren de forma significativa el trayecto del tren de ola. Hay que recordar que no se está evaluando la zona protegida por espigones y por detrás de las islas San Lorenzo, el cual corresponde al tramo de autopista entre las PK. 0+000 y 0+700. En zona de rompientes, las alturas de ola variarán con cada cambio en la batimetría, sin embargo, por razones constructivas y económicas, el diseño se hará por tramos, en los cuales importará satisfacer la condición de diseño más crítica (mayor altura de ola).

Para iniciar la iteración (adjunta en el anexo A), se debe contar con un plano de batimetría actual de detalle y la ubicación tentativa de la estructura de hombro a pie de talud. En este cálculo se introduce un factor de error importante porque es difícil tener una batimetría 100% real en la zona de rompientes, debido al estado caótico del medio acuoso y porque este puede variar por el fenómeno de deriva litoral.

En dicho plano, se registran las pendientes existentes en el trayecto y se agrupan en valores ensayados por Dally, Dean y Dalrymple. Aquellos valores de pendiente no encontrados deberán ser interpolados (ver tabla 4-6).

Tabla 4-6. Pendientes de playa y factores experimentales (Dally et al, 1985)

Pendiente	Y	K
1/10	0.875	0.835
1/30	0.475	0.275
1/65	0.355	0.115
1/80	0.35	0.1
1/120	0.325	0.065
1/200	0.305	0.037

Según los datos de topografía general, la pendiente de la playa es casi constante en zona de rompientes, con valores entre 9% y 12%. Por otra parte, la pendiente de la playa antes de la zona de roturas se muestra constante y de valor 1.3%.

Por otro lado, según estudios realizados por TYPESA en 2013, el transporte litoral longitudinal promedio es de 7500 m³ en dirección ESE-WNW y es considerado un transporte mínimo, lo que quiere decir que la geometría no cambia en planta en un tiempo considerable. Sin embargo, las observaciones realizadas en campo demuestran que el cambio en perfil es elevado en periodos mensuales. Los cambios en planta pueden no ser tan importantes, sin embargo, cambios en la profundidad pueden generar mayores alturas de ola rompiendo en el dique. Este acontecimiento puede generar mayores errores y haría falta predecir la evolución del lecho marino en zona de rompientes para ajustar los tramos de diseño. No obstante, un estudio detallado de la dinámica litoral no es parte del alcance de este trabajo.

Otro punto importante a considerar para el análisis es la elevación producida por las mareas en la zona cercana a la costa. Además de ella, se ha considerado sobrelevaciones especiales debido al fenómeno del niño. Las sobre elevaciones pueden “acercar” la rotura de la ola al dique y generan así más probabilidades de daño, debido a que menos energía ha sido disipada al momento de llegar al talud.

Partiendo de dos posibles escenarios, se realizó una comparación entre el régimen medio y el extremal para saber cual representa el escenario más desfavorable. Este análisis debe realizarse porque las olas del régimen extremal son más altas y rompen a mayores profundidades que las del régimen medio, lo cual puede sugerir que a una misma profundidad, las olas de un régimen sean mayores que las de otro debido a que el fondo puede ser más escarpado conforme se acerca a la costa. Para tal análisis, se han propagado las olas del régimen extremal hasta el punto donde inicia la rotura de las olas del régimen medio y sus alturas han sido comparadas.

Descomponiendo la fórmula 3-12 se tienen las siguientes simplificaciones:

$$a = \frac{5H_i}{4}$$

$$b = \frac{H_i h_{i+1}}{4h_i}$$

$$c = \frac{K(x_{i+1} - x_i)}{2H_i h_i} \cdot (H_i^2 - \gamma^2 h_i^2)$$

La tabla 4-7 muestra los resultados hasta la iteración 19 donde se confirma que la altura del régimen extremal es mayor a la del régimen medio para una misma profundidad. Para un valor de profundidad $d=4.524$ m, la altura de ola del régimen medio presenta un valor de $H_3=4.35$ m, mientras que para la misma profundidad $h_{i=19}$, con un valor de 4.54 m, la altura del régimen medio H_{19} es de 4.58 m (ver tabla 4-4).

El régimen extremal se calculó en una iteración para el tramo 4+700. Conocida la profundidad en la que inicia la rotura, se traza una línea imaginaria que marca la dirección del tren de olas en su recorrido hacia la costa y en ella se miden distancias horizontales. Con la distancia horizontal medida entre dos líneas batimétricas continuas, se obtiene la pendiente y se procede a dar valores de h_{i+1} y $x_{i+1}-x_i$ que guarden proporción con ésta. La iteración 2 tiene como valores nuevos de H_i y h_i a los valores de H_{i+1} y h_{i+1} de la iteración 1. Así, el proceso se repite hasta alcanzar la ubicación de la estructura, donde H_s , será el equivalente al H_i de la última iteración.

Tabla 4-7. Resultado de iteraciones del régimen medio

Iteración	H_i	h_i	$(x_{i+1})-x_i$	h_{i+1}	a	b	c	H_{i+1}
1	6.61	6.94	4.00	6.81	8.2613	1.6225	0.2481	6.39
2	6.39	6.81	4.00	6.69	7.9883	1.5683	0.2029	6.22
3	6.22	6.69	4.00	6.56	7.7712	1.5252	0.1765	6.07
4	6.07	6.56	4.00	6.44	7.5869	1.4885	0.1614	5.94
5	5.94	6.44	4.00	6.31	7.4212	1.4554	0.1531	5.81
6	5.81	6.31	4.00	6.19	7.2659	1.4244	0.1486	5.69
7	5.69	6.19	4.00	6.06	7.1162	1.3945	0.1461	5.58
8	5.58	6.06	4.00	5.94	6.9694	1.3652	0.1449	5.46
9	5.46	5.94	3.30	5.81	6.8243	1.3361	0.1190	5.37
10	5.37	5.81	3.30	5.69	6.7114	1.3134	0.1301	5.27
11	5.27	5.69	3.30	5.56	6.5849	1.2880	0.1366	5.16
12	5.16	5.56	3.30	5.44	6.4503	1.2611	0.1404	5.05
13	5.05	5.44	3.30	5.31	6.3110	1.2332	0.1426	4.94
14	4.94	5.31	3.30	5.19	6.1691	1.2048	0.1438	4.82
15	4.82	5.19	3.30	5.06	6.0257	1.1761	0.1444	4.71
16	4.71	5.06	3.30	4.94	5.8814	1.1472	0.1448	4.59
17	4.59	4.94	0.90	4.74	5.7367	1.1009	0.0395	4.60
18	4.60	4.74	0.90	4.54	5.7453	1.1006	0.0678	4.58
19	4.58	4.54	0.90	4.34	5.7212	1.0938	0.0936	4.53

Para el resto de puntos de control, el régimen medio sigue presentando los casos más desfavorables, por lo que se trabajará con sus valores de altura, periodo y profundidad. Luego, la tabla 4-5 se reformula teniendo en cuenta la nueva profundidad, que incluye el LAM y el Fenómeno del Niño (ver tabla 4-8).

Tabla 4-8. Profundidades replanteadas para Régimen Extremal

Pendiente promedio	Régimen Extremal		
	Altura (m)	Profundidad NAT(m)	Profundidad LAM (m)
1:30	6.61	6.94	5.66
1:65	5.82	6.75	5.47
1:80	5.29	5.82	4.54
1:120	5.46	6.66	5.38
1:200	5.73	6.72	5.44

Con la ubicación tentativa del pie del talud de coraza, se ha podido definir cuál de los dos regímenes usar. A continuación, se define el pre dimensionamiento para la berma, la coraza y el núcleo (ver figura 3-13):

- Coraza: se considera una altura de 4 metros y una altura de coronación de 3.00 m.s.n.m. con un ancho de 3.50 m. para tránsito de maquinaria pesada.

Su talud es de 1:2.5 y el espesor de 2 m. Al ser monocapa de espesor de dos cantos, cada escollera tendría un diámetro de 1.0 m.

- Berma: con cantos del mismo diámetro que la coraza, se considera un ancho de 4 cantos y un espesor de 2. La profundidad del hombro del talud es de 1.0 y la del pie de 3.0 m medidos del cero hidrográfico (N.M.M)
- Núcleo: con granulometría dentro del rango de 0.10 m a 0.05 m (décima y veintava parte del diámetro coraza). El talud sobre el que se apoya la coraza es de 1:2.5 y el talud expuesto no tiene un valor relevante.

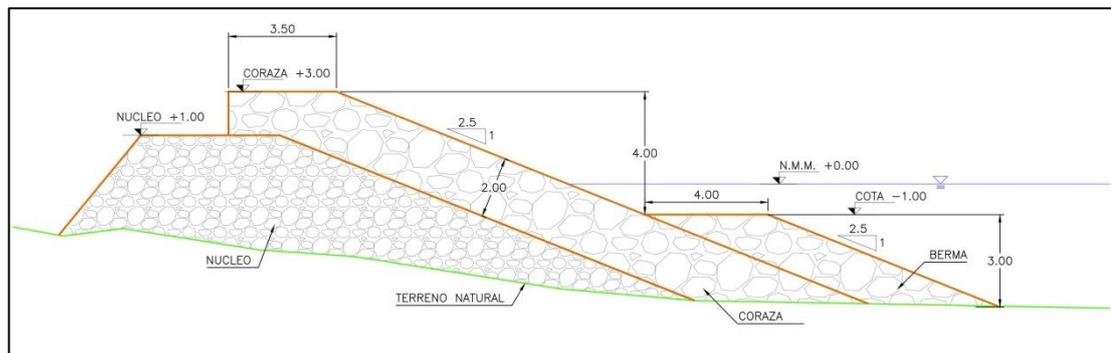


Figura 4-13. Sección de dique de escollera de pre diseño

Luego de dibujar la sección de pre dimensionamiento, se obtienen las alturas de ola a pie de dique (ver tabla 4-9). Esta situación también es un supuesto, pues se espera que la ola rompa y suba por el talud de la coraza como mínimo y evite subir o romper por el talud de la berma. Sin embargo, en caso suceda, se debe garantizar la altura del talud activo usando los resultados del run-down.

Tabla 4-9. Resultados de altura de ola a pie de estructura para cada PK de la vía

PK (Km)	H _s (m)	PK (Km)	H _s (m)	PK (Km)	H _s (m)
4+700	2.703	3+400	3.048	2+100	2.191
4+600	1.898	3+300	2.556	2+000	2.316
4+500	1.504	3+200	2.687	1+900	2.444
4+400	1.801	3+100	3.364	1+800	1.065
4+300	3.485	3+000	3.545	1+700	1.690
4+200	1.801	2+900	3.747	1+600	2.112
4+100	2.966	2+800	3.197	1+500	2.408
4+000	2.392	2+700	3.197	1+400	1.826
3+900	3.824	2+600	3.096	1+300	1.782
3+800	2.409	2+500	3.198	1+200	2.824
3+700	3.615	2+400	3.502	1+100	2.615
3+600	3.096	2+300	3.783	1+000	1.406
3+500	3.083	2+200	2.955	0+900	1.375
				0+800	2.323

En el anexo C se hace una comparación entre los valores hallados en zona de rompientes y valores de observaciones in situ en aguas someras, procesadas estadísticamente y luego propagadas a la misma profundidad (inicio de zona de rompientes), a fin de corroborar las alturas de ola que llegan a la estructura.

Con el valor del periodo invariable y las alturas de ola al pie de la coraza, se procede a hallar los pesos de los cantos según las formulaciones de Van der Meer y Hudson.

4.2 Diseño de Coraza

Antes de realizar el diseño, es decir definir el peso, el diámetro de los cantos, el espesor y la densidad de las capas, se deben definir los coeficientes pertinentes a las fórmulas de Van der Meer y Hudson. En el pre dimensionamiento, el talud de diseño se especificó en relación 2.5:1 (H:V), más empinado que el habitual 2:1 debido para frenar el avance de la grava de las playas del Callao, consecuencia de la rotura de las olas, su reflexión y alto poder erosivo.

4.2.1 Fórmula de Van der Meer

Para la fórmula de Van der Meer se ha considerado un temporal con 5000 olas que, dado el periodo del régimen escogido, se traduciría en una tormenta de aproximadamente 24 horas, además de ser un valor de equilibrio según el mismo autor. Por otro lado, se ha considerado un factor de daño inicial ($S=2$) para la pendiente correspondiente, siguiendo la premisa de que aceptar un daño intermedio o elevado no es acorde al periodo de vida escogido. Por último, la porosidad P es la correspondiente a mantos de dos capas de espesor, configuración con la cual Van der Meer experimentó y elaboró sus fórmulas. Un resumen de los parámetros definidos se muestra en la tabla 4-10.

Tabla 4-10. Parámetros estructurales para la fórmula de Van der Meer

Porosidad	Nivel de Daño	Densidad de escollera	Densidad de agua	Densidad sumergida relativa	Pendiente coraza		N° de olas
P	S	ρ_g	ρ_a	$(\rho_g - \rho_a) / \rho_a$	$\tan(\alpha)$	$\text{Cot}(\alpha)$	N
0.5	2	2.68	1.025	1.615	0.4	2.5	5000

En la tabla 4-11 y 4-12 se aprecian los resultados de la fórmula de Van der Meer para hallar el peso de los cantos de escollera para cada progresiva.

Tabla 4-11. Pesos de escollera para el tramo de la PK 4+700 a 2+800 según la fórmula de Van der Meer

PK (Km)	H _s (m)	T (s)	S _m	ξ_m	ξ_{mc}	N _p	N _s	Dn _{50 p} (ton)	Dn _{50 s} (ton)	Rotura	W ₅₀ (ton)
4+700	2.703	16	0.007	4.865	2.964	1.216	1.871	1.376	0.895	Surging	1.157
4+600	1.898	16	0.005	5.805	2.964	1.113	2.043	1.056	0.575	Surging	0.308
4+500	1.504	16	0.004	6.522	2.964	1.050	2.166	0.887	0.430	Surging	0.128
4+400	1.801	16	0.005	5.960	2.964	1.099	2.070	1.015	0.539	Surging	0.253
4+300	3.485	16	0.009	4.285	2.964	1.296	1.755	1.665	1.229	Surging	2.999
4+200	1.712	16	0.004	6.113	2.964	1.085	2.097	0.977	0.506	Surging	0.209
4+100	2.966	16	0.007	4.645	2.964	1.245	1.828	1.475	1.005	Surging	1.638
4+000	2.392	16	0.006	5.172	2.964	1.179	1.929	1.256	0.768	Surging	0.732
3+900	3.824	16	0.010	4.091	2.964	1.326	1.715	1.785	1.380	Surging	4.248
3+800	2.409	16	0.006	5.154	2.964	1.182	1.925	1.262	0.775	Surging	0.751
3+700	3.615	16	0.009	4.207	2.964	1.308	1.739	1.712	1.287	Surging	3.443
3+600	3.722	16	0.009	4.146	2.964	1.317	1.727	1.749	1.334	Surging	3.838
3+500	3.083	16	0.008	4.556	2.964	1.257	1.810	1.519	1.055	Surging	1.895
3+400	3.048	16	0.008	4.582	2.964	1.253	1.815	1.506	1.040	Surging	1.814
3+300	2.556	16	0.006	5.004	2.964	1.199	1.897	1.320	0.834	Surging	0.938
3+200	2.687	16	0.007	4.880	2.964	1.214	1.873	1.370	0.888	Surging	1.131
3+100	3.364	16	0.008	4.361	2.964	1.284	1.771	1.622	1.176	Surging	2.628
3+000	3.545	16	0.009	4.249	2.964	1.301	1.748	1.687	1.256	Surging	3.197
2+900	3.747	16	0.009	4.132	2.964	1.320	1.724	1.758	1.346	Surging	3.936
2+800	3.197	16	0.008	4.474	2.964	1.268	1.794	1.561	1.104	Surging	2.171

Tabla 4-12. Pesos de escollera para el tramo de la PK 2+700 a 0+800 según la fórmula de Van der Meer

PK (Km)	H _s (m)	T (s)	S _m	ξ_m	ξ_{mc}	N _p	N _s	Dn _{50p} (ton)	Dn _{50s} (ton)	Rotura	W ₅₀ (ton)
2+700	3.818	16	0.010	4.093	2.964	1.326	1.716	1.783	1.378	Surging	4.226
2+600	3.096	16	0.007	4.830	2.964	1.221	1.864	1.571	1.029	Surging	1.758
2+500	3.198	16	0.007	4.753	2.964	1.230	1.849	1.609	1.071	Surging	1.984
2+400	3.502	16	0.008	4.542	2.964	1.259	1.807	1.723	1.200	Surging	2.790
2+300	3.783	16	0.008	4.370	2.964	1.283	1.773	1.825	1.321	Surging	3.726
2+200	2.955	16	0.007	4.944	2.964	1.206	1.886	1.517	0.970	Surging	1.475
2+100	2.191	16	0.005	5.742	2.964	1.119	2.032	1.212	0.668	Surging	0.480
2+000	2.316	16	0.005	5.585	2.964	1.135	2.004	1.263	0.715	Surging	0.591
1+900	2.444	16	0.005	5.436	2.964	1.150	1.977	1.316	0.765	Surging	0.724
1+800	1.065	16	0.002	8.236	2.964	0.935	2.434	0.705	0.271	Surging	0.032
1+700	1.690	16	0.004	6.538	2.964	1.049	2.168	0.998	0.483	Surging	0.182
1+600	2.112	16	0.005	5.849	2.964	1.109	2.051	1.179	0.638	Surging	0.418
1+500	2.408	16	0.005	5.477	2.964	1.146	1.985	1.301	0.751	Surging	0.685
1+400	1.826	16	0.004	6.289	2.964	1.070	2.127	1.057	0.532	Surging	0.243
1+300	1.782	16	0.004	6.367	2.964	1.063	2.140	1.038	0.516	Surging	0.221
1+200	2.824	16	0.006	5.057	2.964	1.193	1.907	1.466	0.917	Surging	1.245
1+100	2.615	16	0.006	5.255	2.964	1.170	1.944	1.384	0.833	Surging	0.933
1+000	1.406	16	0.003	7.166	2.964	1.002	2.270	0.869	0.384	Surging	0.091
0+900	1.375	16	0.003	7.249	2.964	0.996	2.283	0.854	0.373	Surging	0.084
0+800	2.323	16	0.005	5.576	2.964	1.136	2.003	1.266	0.718	Surging	0.599

4.2.2 Fórmula de Hudson

En cuanto a la fórmula de Hudson, el daño considerado K_D ha sido entre el 10 al 20% considerando roca lisa producto de voladura en cantera. Se considera que si el daño máximo admisible planteado es del 50%, se puede asumir que el rango seleccionado equivale a un daño inicial, en forma análoga al daño asignado a la fórmula de Van der Meer. Además de esta consideración, se toman en cuentas las recomendaciones del SPM en cuanto al coeficiente de daños para oleaje en rotura (ver 3.5.3. b). Los parámetros a utilizar en la fórmula de Hudson se aprecian en la tabla 4-13.

Tabla 4-13. Parámetros estructurales para la fórmula de Hudson

Densidad de escollera	Densidad de agua	Densidad sumergida relativa	Coeficiente de daño	Pendiente Coraza
ρ_g	ρ_a	$(\rho_g - \rho_a) / \rho_a$	K_D	$\cot(\alpha)$
2.68	1.025	1.615	3.6	2.5

En la tabla 4-14 y 4-15 se aprecian los resultados de la fórmula de Van der Meer para hallar el peso de los cantos de escollera para cada progresiva.

Tabla 4-14. Pesos de escollera para el tramo de la PK 4+700 a 3+300 según la fórmula de Hudson

PK	H_s (m)	N_s	Dn_{50} (m)	W_{50} (ton)
4+700	2.703	1.986	0.843	1.605
4+600	1.898	1.986	0.592	0.556
4+500	1.504	1.986	0.469	0.276
4+400	1.801	1.986	0.562	0.475
4+300	3.485	1.986	1.087	3.439
4+200	1.712	1.986	0.534	0.408
4+100	2.966	1.986	0.925	2.119
4+000	2.392	1.986	0.746	1.112
3+900	3.824	1.986	1.192	4.543
3+800	2.409	1.986	0.751	1.135
3+700	3.615	1.986	1.127	3.840
3+600	3.722	1.986	1.160	4.188
3+500	3.083	1.986	0.961	2.381
3+400	3.048	1.986	0.950	2.300
3+300	2.556	1.986	0.797	1.356

Tabla 4-15. Pesos de escollera para el tramo de la PK 2+700 a 0+800 según la fórmula de Hudson

PK	H_s	N_s	Dn_{50}	W_{50} (ton)
3+200	2.687	1.986	0.838	1.576
3+100	3.364	1.986	1.049	3.094
3+000	3.545	1.986	1.105	3.619
2+900	3.747	1.986	1.168	4.274
2+800	3.197	1.986	0.997	2.655
2+700	3.818	1.986	1.191	4.524
2+600	3.096	1.986	0.965	2.412
2+500	3.198	1.986	0.997	2.657
2+400	3.502	1.986	1.092	3.490
2+300	3.783	1.986	1.180	4.399
2+200	2.955	1.986	0.921	2.096
2+100	2.191	1.986	0.683	0.854
2+000	2.316	1.986	0.722	1.009
1+900	2.444	1.986	0.762	1.187
1+800	1.065	1.986	0.332	0.098
1+700	1.690	1.986	0.527	0.392
1+600	2.112	1.986	0.658	0.765
1+500	2.408	1.986	0.751	1.134
1+400	1.826	1.986	0.569	0.495
1+300	1.782	1.986	0.556	0.460
1+200	2.824	1.986	0.881	1.830
1+100	2.615	1.986	0.815	1.453
1+000	1.406	1.986	0.439	0.226
0+900	1.375	1.986	0.429	0.211
0+800	2.323	1.986	0.724	1.019

Aunque las alturas de las olas y sus profundidades han sido halladas para una pendiente de playa aproximada, las olas se encuentran con un buen factor de incremento, debido a que a pendientes más pronunciadas se obtienen valores de olas menores, por la dificultad que se presenta a su avance.

Según los resultados obtenidos, que son similares entre sí para cada PK en ambas fórmulas, se ha seccionado el dique de escollera en 4 tramos. Cada tramo tendrá su altura característica para obtener una sola dimensión de escollera y esta debe ser la de mayores dimensiones. En la tabla 4-16 se aprecian, en resumen, los resultados para cada progresiva de la autopista según las fórmulas de Hudson y Van der Meer.

Tabla 4-16. Pesos de escollera para cada PK según las fórmulas de Van der Meer y Hudson

PK (Km)	W (Hudson) (ton)	W (V. der Meer) (ton)	Diferencia entre fórmulas Δ (ton)	(%) de error	PK (Km)	W (Hudson) (ton)	W (V. der Meer) (ton)	Diferencia entre fórmulas Δ (ton)	(%) de error
4+700	1.605	1.157	0.448	0.28	2+700	4.524	4.226	0.298	0.07
4+600	0.556	0.308	0.248	0.45	2+600	2.412	1.758	0.654	0.27
4+500	0.276	0.128	0.148	0.54	2+500	2.657	1.984	0.673	0.25
4+400	0.475	0.253	0.222	0.47	2+400	3.490	2.790	0.700	0.20
4+300	3.439	2.999	0.439	0.13	2+300	4.399	3.726	0.673	0.15
4+200	0.408	0.209	0.199	0.49	2+200	2.096	1.475	0.621	0.30
4+100	2.119	1.638	0.481	0.23	2+100	0.854	0.480	0.374	0.44
4+000	1.112	0.732	0.381	0.34	2+000	1.009	0.591	0.418	0.41
3+900	4.543	4.248	0.295	0.06	1+900	1.187	0.724	0.462	0.39
3+800	1.135	0.751	0.385	0.34	1+800	0.098	0.032	0.066	0.67
3+700	3.840	3.443	0.397	0.10	1+700	0.392	0.182	0.211	0.54
3+600	4.188	3.838	0.350	0.08	1+600	0.765	0.418	0.347	0.45
3+500	2.381	1.895	0.487	0.20	1+500	1.134	0.685	0.450	0.40
3+400	2.300	1.814	0.486	0.21	1+400	0.495	0.243	0.252	0.51
3+300	1.356	0.938	0.419	0.31	1+300	0.460	0.221	0.238	0.52
3+200	1.576	1.131	0.445	0.28	1+200	1.830	1.245	0.585	0.32
3+100	3.094	2.628	0.466	0.15	1+100	1.453	0.933	0.520	0.36
3+000	3.619	3.197	0.422	0.12	1+000	0.226	0.091	0.135	0.60
2+900	4.274	3.936	0.338	0.08	0+900	0.211	0.084	0.127	0.60
2+800	2.655	2.171	0.484	0.18	0+800	1.019	0.599	0.420	0.41

En tabla 4-17 se muestran las secciones típicas de coraza para pesos, espesores, cantidad de cantos por unidad de área y ancho de corona. Para efectos prácticos, dichos valores han sido redondeados a cifras fáciles para la construcción.

Tabla 4-17. Resultados para cada sección típica de coraza

Sección Típica	Peso W (ton)	Diámetro de piezas D (m)	Espesor e (m)	Ancho de corona t (m)	Densidad c (und/m ²)
S4: 4+200 - 4+700	3.40	1.10	2.20	3.30	1.10
S3: 2+300 - 4+200	4.50	1.20	2.40	3.60	0.90
S2: 1+500 - 2+300	2.10	0.90	1.90	2.80	1.50
S1: 0+800 - 1+500	1.80	0.90	1.80	2.70	1.60

Aunque no hay un detalle, entre cada cambio de sección se debe construir una transición para cumplir las cotas y espesores, no obstante el diseño de dichas transiciones no es parte del alcance de este trabajo.

Establecidas las secciones típicas de coraza, se procede a corroborar la estabilidad de la berma siguiendo los parámetros de pre dimensionamiento no afectados aun por la tabla 4-17.

4.3 Diseño de Berma

Considerando los datos de la sección de pre dimensionamiento y los valores de secciones típicas de la tabla 4-17, se obtiene el diseño de la berma. Se considera que la situación más favorable sucede cuando la berma esta poco sumergida (h_t tiende a cero), por lo tanto la profundidad de diseño es de 2.53 m debido que en el pre diseño, la berma está sumergida 1.0 m respecto al N.M.M. y el valor de N.M.B.S.O. es de -0.47 m. y el de la L.A.M y el Fenómeno del Niño suman 1.38 (ver ítem 4.1.2.a).

Los datos de partida para el diseño se muestran en la tabla 4-18.

Tabla 4-18. Parámetros estructurales para formula de estabilidad de berma

Densidad de escollera	Densidad de agua	Densidad sumergida relativa	Profundidad de hombro
ρ_g	ρ_a	$(\rho_g - \rho_a) / \rho_a$	h_t
2.68	1.025	1.615	2.38

La tabla 4-19 muestra los cálculos individuales para cada PK considerando los valores de la tabla 4-17. El daño tolerado, al igual que en el diseño de la coraza será de $N_{OD}=2$

Tabla 4-19. Resultados fórmula de estabilidad de berma

PK (Km)	H _s (m)	D _{n50} (m)	h _s (m)	N _{OD}	PK (Km)	H _s (m)	D _{n50} (m)	h _s (m)	N _{OD}
4+700	2.703	1.10	2.73	0.127	2+700	3.818	1.20	2.93	0.740
4+600	1.898	1.10	2.73	0.012	2+600	3.096	1.20	2.93	0.183
4+500	1.504	1.10	2.73	0.003	2+500	3.198	1.20	2.93	0.227
4+400	1.801	1.10	2.73	0.008	2+400	3.502	1.20	2.93	0.416
4+300	3.485	1.10	2.73	0.689	2+300	3.783	1.20	2.93	0.695
4+200	1.712	1.10	2.73	0.006	2+200	2.955	0.90	2.33	0.771
4+100	2.966	1.20	2.93	0.137	2+100	2.191	0.90	2.33	0.105
4+000	2.392	1.20	2.93	0.033	2+000	2.316	0.90	2.33	0.152
3+900	3.824	1.20	2.93	0.747	1+900	2.444	0.90	2.33	0.218
3+800	2.409	1.20	2.93	0.034	1+800	1.065	0.90	2.33	0.001
3+700	3.615	1.20	2.93	0.514	1+700	1.690	0.90	2.33	0.019
3+600	3.722	1.20	2.93	0.624	1+600	2.112	0.90	2.33	0.082
3+500	3.083	1.20	2.93	0.178	1+500	2.408	0.90	2.33	0.197
3+400	3.048	1.20	2.93	0.165	1+400	1.826	0.90	2.33	0.031
3+300	2.556	1.20	2.93	0.051	1+300	1.782	0.90	2.33	0.026
3+200	2.687	1.20	2.93	0.071	1+200	2.824	0.90	2.33	0.570
3+100	3.364	1.20	2.93	0.318	1+100	2.615	0.90	2.33	0.342
3+000	3.545	1.20	2.93	0.451	1+000	1.406	0.90	2.33	0.005
2+900	3.747	1.20	2.93	0.652	0+900	1.375	0.90	2.33	0.005
2+800	3.197	1.20	2.93	0.227	0+800	2.323	0.90	2.33	0.155

A continuación, se evalúan las respuestas hidráulicas de la interacción ola-estructura.

4.4 Run-up

Para el cálculo del run-up, se compararon valores de ancho de berma, obteniendo que el ancho B no tenía mayor influencia en el remonte de las olas, debido al elevado valor del parámetro de surf (ver ecuaciones 3-35 y 3-36). El valor de B será proporcional al espesor t de la coraza según cada PK (ver tabla 4-17).

Por otro lado, la profundidad de berma se mide a partir de la sobreelevación causada por el nivel de mas altas mareas y el Fenomeno del Niño por ser el caso mas crítico (ver tabla 4-20). Los resultaos de la fórmula se ven en las tablas 4-21 y 4-22.

Tabla 4-20. Parámetros estructurales para la fórmula del Run-up

Pendiente berma $\tan(\alpha_1)$	Pendiente coraza $\tan(\alpha_2)$	Pendiente media $\tan(\alpha)$	Ancho de berma (m) B	Profundidad de berma (m) d_B
0.4	0.4	0.4	3	2.38

Tabla 4-21. Resultados para el tramo de PK 4+700 a 2+800 del Run-up

PK (Km)	H _s (m)	T (s)	ξ _{op}	α _{eq} (°)	α _{med} (°)	r _B	r _{aB}	γ _b	h _m (m)	γ _h	γ _r	γ _β	Ru _{2%} (m)
4+700	2.703	16	4.865	0.327	0.4	0.182	0.019	0.822	2.38	0.708	0.50	1.00	3.06
4+600	1.898	16	5.805	0.304	0.4	0.258	0.039	0.752	2.68	0.799	0.50	1.00	2.43
4+500	1.504	16	6.522	0.286	0.4	0.305	0.062	0.714	2.68	0.852	0.50	1.00	2.05
4+400	1.801	16	5.96	0.3	0.4	0.268	0.043	0.743	2.68	0.811	0.50	1.00	2.34
4+300	3.485	16	4.285	0.341	0.4	0.16	0.012	0.842	2.68	0.687	0.50	1.00	3.83
4+200	1.712	16	6.113	0.296	0.4	0.278	0.048	0.735	2.68	0.822	0.50	1.00	2.25
4+100	2.966	16	4.645	0.333	0.4	0.183	0.016	0.82	2.68	0.712	0.50	1.00	3.38
4+000	2.392	16	5.172	0.32	0.4	0.217	0.025	0.789	2.68	0.751	0.50	1.00	2.88
3+900	3.824	16	4.091	0.346	0.4	0.148	0.01	0.853	2.68	0.673	0.50	1.00	4.12
3+800	2.409	16	5.154	0.32	0.4	0.216	0.024	0.79	2.68	0.75	0.50	1.00	2.89
3+700	3.615	16	4.207	0.343	0.4	0.155	0.011	0.846	2.68	0.681	0.50	1.00	3.94
3+600	3.722	16	4.146	0.344	0.4	0.151	0.01	0.85	2.68	0.677	0.50	1.00	4.03
3+500	3.083	16	4.556	0.335	0.4	0.177	0.015	0.826	2.68	0.706	0.50	1.00	3.48
3+400	3.048	16	4.582	0.334	0.4	0.179	0.015	0.824	2.68	0.708	0.50	1.00	3.45
3+300	2.556	16	5.004	0.324	0.4	0.206	0.022	0.799	2.68	0.739	0.50	1.00	3.02
3+200	2.687	16	4.88	0.327	0.4	0.198	0.019	0.806	2.68	0.73	0.50	1.00	3.14
3+100	3.364	16	4.361	0.339	0.4	0.165	0.012	0.837	2.68	0.692	0.50	1.00	3.73
3+000	3.545	16	4.249	0.342	0.4	0.158	0.011	0.844	2.68	0.684	0.50	1.00	3.88
2+900	3.747	16	4.132	0.345	0.4	0.151	0.01	0.851	2.68	0.676	0.50	1.00	4.05
2+800	3.197	16	4.474	0.337	0.4	0.172	0.014	0.831	2.68	0.7	0.50	1.00	3.58

Tabla 4-22. Resultados para el tramo de PK 2+700 a 0+800 del Run-up

PK (Km)	H _s (m)	T (s)	ξ _{sop}	α _{eq} (°)	α _{med} (°)	r _B	r _{dB}	γ _b	h _m (m)	γ _h	γ _r	γ _β	Ru _{2%} (m)
2+700	3.818	16	4.093	0.346	0.4	0.136	0.01	0.866	2.68	0.674	0.50	1.00	4.12
2+600	3.096	16	4.546	0.351	0.4	0.123	0.015	0.879	2.68	0.705	0.50	1.00	3.49
2+500	3.198	16	4.473	0.353	0.4	0.118	0.014	0.884	2.68	0.7	0.50	1.00	3.58
2+400	3.502	16	4.274	0.358	0.4	0.105	0.011	0.896	2.68	0.686	0.50	1.00	3.84
2+300	3.783	16	4.113	0.362	0.4	0.095	0.01	0.906	2.68	0.675	0.50	1.00	4.09
2+200	2.955	16	4.654	0.348	0.4	0.13	0.016	0.872	2.68	0.713	0.50	1.00	3.37
2+100	2.191	16	5.404	0.328	0.4	0.18	0.029	0.825	2.68	0.769	0.50	1.00	2.69
2+000	2.316	16	5.257	0.332	0.4	0.17	0.026	0.834	2.68	0.758	0.50	1.00	2.81
1+900	2.444	16	5.116	0.336	0.4	0.161	0.024	0.843	2.68	0.747	0.50	1.00	2.92
1+800	1.065	16	7.751	0.265	0.4	0.338	0.124	0.704	2.68	0.934	0.50	1.00	1.59
1+700	1.69	16	6.153	0.307	0.4	0.231	0.049	0.78	2.68	0.825	0.50	1.00	2.23
1+600	2.112	16	5.505	0.325	0.4	0.187	0.032	0.819	2.68	0.776	0.50	1.00	2.62
1+500	2.408	16	5.155	0.335	0.4	0.163	0.024	0.841	2.68	0.75	0.50	1.00	2.89
1+400	1.826	16	5.919	0.314	0.4	0.215	0.042	0.794	2.68	0.808	0.50	1.00	2.36
1+300	1.782	16	5.993	0.312	0.4	0.22	0.044	0.789	2.68	0.813	0.50	1.00	2.32
1+200	2.824	16	4.76	0.345	0.4	0.137	0.018	0.866	2.68	0.721	0.50	1.00	3.26
1+100	2.615	16	4.946	0.34	0.4	0.149	0.021	0.854	2.68	0.734	0.50	1.00	3.07
1+000	1.406	16	6.745	0.291	0.4	0.272	0.071	0.748	2.68	0.868	0.50	1.00	1.95
0+900	1.375	16	6.822	0.289	0.4	0.277	0.074	0.744	2.68	0.874	0.50	1.00	1.92
0+800	2.323	16	5.248	0.332	0.4	0.17	0.026	0.835	2.68	0.757	0.50	1.00	2.81

4.5 Run-down

El cálculo del run-down se realizó asumiendo una porosidad constante y periodos de ola similares. El valor de dichos parametros se muestran en la tabla 4-23.

Tabla 4-23 Parámetros estructurales para la fórmula del Run-Down

Porosidad (P)	tan α
0.5	0.4

El desarrollo de la fórmula y los resultados se observan en la tabla 4-24.

Tabla 4-24. Resultados para cada PK del Run-down

PK (Km)	H _s (m)	T (s)	S _{om}	Rd _{2%} (m)	PK (Km)	H _s (m)	T (s)	S _{om}	Rd _{2%} (m)
4+700	2.703	16	0.007	3.369	2+700	3.818	16	0.010	4.170
4+600	1.898	16	0.005	2.610	2+600	3.096	16	0.008	3.681
4+500	1.504	16	0.004	2.171	2+500	3.198	16	0.008	3.757
4+400	1.801	16	0.005	2.506	2+400	3.502	16	0.009	3.969
4+300	3.485	16	0.009	3.957	2+300	3.783	16	0.009	4.149
4+200	1.712	16	0.004	2.408	2+200	2.955	16	0.007	3.573
4+100	2.966	16	0.007	3.581	2+100	2.191	16	0.005	2.906
4+000	2.392	16	0.006	3.096	2+000	2.316	16	0.006	3.025
3+900	3.824	16	0.010	4.174	1+900	2.444	16	0.006	3.143
3+800	2.409	16	0.006	3.111	1+800	1.065	16	0.003	1.624
3+700	3.615	16	0.009	4.043	1+700	1.690	16	0.004	2.384
3+600	3.722	16	0.009	4.111	1+600	2.112	16	0.005	2.828
3+500	3.083	16	0.008	3.672	1+500	2.408	16	0.006	3.110
3+400	3.048	16	0.008	3.645	1+400	1.826	16	0.005	2.533
3+300	2.556	16	0.006	3.242	1+300	1.782	16	0.004	2.485
3+200	2.687	16	0.007	3.355	1+200	2.824	16	0.007	3.469
3+100	3.364	16	0.008	3.875	1+100	2.615	16	0.007	3.294
3+000	3.545	16	0.009	3.997	1+000	1.406	16	0.004	2.055
2+900	3.747	16	0.009	4.126	0+900	1.375	16	0.003	2.017
2+800	3.197	16	0.008	3.756	0+800	2.323	16	0.006	3.032

4.6 Sobrepaso

El sobrepaso se estimó para un mismo periodo y ancho de coraza constante según la sección de pre dimensionamiento (3.50 m de ancho), debido a que los resultados de la tabla 4-17 no satisfacen los requerimientos del ítem 3.5.5.1. El caudal de diseño

considerado tiene valor de $Q=0.08 \text{ m}^3/\text{m/s}$ y cumple la condición de ser no seguro para autos a altas velocidades y no peligroso para peatones (ver tabla 3-9). Los datos se presentan en la tabla 4-25.

Tabla 4-25. Parámetros estructurales para fórmula de Sobrepaso

Caudal $Q \text{ (m}^3/\text{m/s)}$	Periodo $T \text{ (s)}$	Ancho de corona $b \text{ (m)}$
0.08	16	3.5

La tabla 4-26 muestra la interpolación de la tabla 3-10 para una pendiente de 1:2.5 y material de roca, como es el caso del proyecto.

Tabla 4-26. Interpolación de coeficientes A y B para fórmula de Sobrepaso

b/H_s (m/m)	A	B
1.10	3.18×10^{-9}	2.13
1.85	2.32×10^{-7}	2.16
2.60	1.95×10^{-8}	2.68

Los resultados para cada PK, según la fórmula de Aminti y Franco (ecuaciones 3-48 y 3-49) se muestran en la tabla 4-27 y 4-28.

Tabla 4-27. Resultados de fórmula para sobrepaso de la PK 4+700 a 3+300

PK (Km)	$H_s \text{ (m)}$	b/H_s (m/m)	Q^* ($\times 10^{-4}$)	A	B	F^2	F
4+700	2.70	1.29	3.94	3.18E-09	2.13	0.30	0.55
4+600	1.90	1.84	2.76	2.32E-07	2.16	4.72	2.17
4+500	1.50	2.33	2.19	1.95E-08	2.68	5.45	2.33
4+400	1.80	1.94	2.62	2.32E-07	2.16	5.23	2.29
4+300	3.48	1.00	5.07	3.18E-09	2.13	0.18	0.43
4+200	1.80	1.94	2.62	2.32E-07	2.16	5.23	2.29
4+100	2.97	1.18	4.32	3.18E-09	2.13	0.25	0.50
4+000	2.39	1.46	3.48	2.32E-07	2.16	3.00	1.73
3+900	3.82	0.92	5.57	3.18E-09	2.13	0.15	0.39
3+800	2.41	1.45	3.51	3.18E-09	2.13	0.38	0.62
3+700	3.62	0.97	5.26	3.18E-09	2.13	0.17	0.41
3+600	3.10	1.13	4.51	3.18E-09	2.13	0.23	0.48
3+500	3.08	1.14	4.49	3.18E-09	2.13	0.23	0.48
3+400	3.05	1.15	4.44	3.18E-09	2.13	0.24	0.49
3+300	2.56	1.37	3.72	3.18E-09	2.13	0.34	0.58

Tabla 4-28. Resultados de fórmula para sobrepaso de la PK 3+200 a 0+800

PK (Km)	H _s (m)	b/H _s (m/m)	Q* (x10 ⁻⁴)	A	B	F ²	F
3+200	2.69	1.30	3.91	3.18E-09	2.13	0.31	0.55
3+100	3.36	1.04	4.90	3.18E-09	2.13	0.20	0.44
3+000	3.54	0.99	5.16	3.18E-09	2.13	0.18	0.42
2+900	3.75	0.93	5.46	3.18E-09	2.13	0.16	0.40
2+800	3.20	1.09	4.66	3.18E-09	2.13	0.22	0.47
2+700	3.20	1.09	4.66	3.18E-09	2.13	0.17	0.41
2+600	3.10	1.13	4.51	3.18E-09	2.13	0.18	0.42
2+500	3.20	1.09	4.66	3.18E-09	2.13	0.17	0.41
2+400	3.50	1.00	5.10	3.18E-09	2.13	0.15	0.38
2+300	3.78	0.93	5.51	3.18E-09	2.13	0.13	0.36
2+200	2.95	1.18	4.30	3.18E-09	2.13	0.19	0.44
2+100	2.19	1.60	3.19	2.32E-07	2.16	2.33	1.53
2+000	2.32	1.51	3.37	2.32E-07	2.16	2.14	1.46
1+900	2.44	1.43	3.56	3.18E-09	2.13	0.25	0.50
1+800	1.06	3.29	1.55	1.95E-08	2.68	5.64	2.37
1+700	1.69	2.07	2.46	2.32E-07	2.16	3.44	1.85
1+600	2.11	1.66	3.07	2.32E-07	2.16	2.46	1.57
1+500	2.41	1.45	3.51	3.18E-09	2.13	0.26	0.51
1+400	1.83	1.92	2.66	2.32E-07	2.16	3.06	1.75
1+300	1.78	1.96	2.59	2.32E-07	2.16	3.18	1.78
1+200	2.82	1.24	4.11	3.18E-09	2.13	0.20	0.45
1+100	2.62	1.34	3.81	3.18E-09	2.13	0.23	0.48
1+000	1.41	2.49	2.05	1.95E-08	2.68	3.72	1.93
0+900	1.37	2.55	2.00	1.95E-08	2.68	3.84	1.96
0+800	2.32	1.51	3.38	2.32E-07	2.16	2.13	1.46

4.7 Secciones de diseño

Un resumen de las respuestas hidráulicas de la interacción ola-estructura se muestran en la tabla 4-28.

Tabla 4-29 Resumen del Run-up, Run-down y Sobrepaso para secciones típicas

Sección típica	Run-up	Run-down	Sobrepaso
4+200 - 4+700	3.83	3.96	2.33
2+300 - 4+200	4.12	4.17	1.73
1+500 - 2+300	3.37	3.57	2.37
0+800 - 1+500	3.26	3.47	1.96

Los valores presentados en la tabla 4-28 han sido determinados para el nivel del cero hidrográfico, debido a que son respuestas hidráulicas en función de la altura de ola, la cual es una medida relativa. De forma similar, se aprecia que para todas las secciones

típicas, el Run-up es mayor que el sobrepaso y, por lo tanto, define la cota de coronación.

La tabla 4-29 muestra los resultados para la cota de coronación, según la ecuación 3-13, y la cota de cimentación de berma, considerando el N.M.B.S.O y el Run-down.

Tabla 4-30. Cota de coronación de coraza y cimentación de berma

Sección típica	Run-up y Sobreelevación	Cota de coronación	Run-down	Cota de cimentación
4+200 - 4+700	5.21	5.70	3.96	-4.40
2+300 - 4+200	5.50	6.00	4.17	-4.60
1+500 - 2+300	4.75	5.30	3.57	-4.00
0+800 - 1+500	4.64	5.10	3.47	-3.90

Por otro lado, el ancho de la berma, al no tener mayor influencia en el run-up, será definido por el espesor de ésta, el cual es equivalente al espesor de la coraza. Para asegurar la estabilidad de la coraza, su cimentación coincidirá con la del pie de berma.

De manera similar, el espesor o volumen del núcleo, dependerá de la topografía de la playa y servirá de apoyo para formar el talud de la coraza, debido a que no cumple un papel estructural por que las olas llegan rotas al dique. En otras palabras, no se generan fuerzas de subpresión (ver ítem 3.5.2.1) y el pie del núcleo será definido por el terreno natural de la playa.

Los planos con las secciones de diseño se pueden revisar en el anexo D

4.8 Consideraciones adicionales de diseño

Debido a la naturaleza del proyecto, se deben tener las siguientes consideraciones complementarias al diseño estructural y funcional:

- La construcción del muro de espaldones no es necesaria debido a que el overtopping está cubierto por la cota de la corona. No obstante, un muro de gravedad debe ser construido para evitar el paso de transeúntes y vehículos a la zona no abrigada. Sin embargo, se deben dejar accesos para la maquinaria que hará mantenimiento a la estructura.
- Un material geosintético y poroso se debe emplear a manera de filtro para evitar la migración de material del terraplén de la autopista hacia el dique, cuando el nivel freático suba y se generen corrientes de agua subterráneas.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Se observó que en un análisis mecánico hay una relación directamente proporcional entre el peso de la escollera y la altura de ola con exponente al cubo. Esta es la base para el diseño de enrocados para protección y el principal factor en las fórmulas, por lo que el valor de la altura de ola debe ser hallado de la manera más precisa posible.

La pendiente de la playa juega un papel importante al momento de la propagación del mar de fondo. Teniendo el periodo del oleaje y su altura en aguas profundas, se puede predecir las magnitudes de ola en la costa. Es por ello que es necesario un análisis de datos en un rango de tiempo considerable, que para este tipo de proyectos, otorga información más confiable que los datos obtenidos en tiempo real.

Se realizó un análisis estadístico utilizando datos de observaciones in situ para luego procesarlos analíticamente hasta la zona de rompientes. Estos datos luego fueron comparados con los obtenidos del régimen extremal propagados a la misma zona y se obtuvieron diferencias en altura de ola del 10% al 20%. Por lo tanto, se concluye que los resultados obtenidos de las fórmulas estructurales se encuentran en un orden de magnitud correcto.

Considerar el daño de las estructuras es un hecho que hay que tomar en cuenta. Debido a su tipo de solicitaciones, los diques de escollera deben construirse de manera que su geometría sea modificada pero sin alterarla sustancialmente. Este hecho puede beneficiar considerablemente la economía de construcciones de este tipo.

En los resultados del análisis, los pesos de enrocado están en un orden de magnitud similar para cada sección típica, utilizando ambas metodologías para las secciones elegidas. No obstante hay mucha variabilidad entre tramos. Tras comprobar que el pre dimensionamiento era, en la mayoría de los casos, correcto, los resultados de las fórmulas estructurales marcan secciones típicas con pesos de 1.80 toneladas para la PK 0+800 a 1+500; 2.10 toneladas para la PK 1+500 a la 2+300; 4.50 toneladas para la PK 2+300 a la 4+200 y 3.40 toneladas desde la PK 4+200 a la 4+700. Además, cotas de coronación alrededor de los +6.00 y +5.10 metros y -4.60 y -3.90 para pie de berma. En todos los casos, el valor de $H/\Delta D$ está entre 1 y 2, clasificando al dique como estructura estable, según lo expuesto en el ítem 3.3.2.

Al compararse las fórmulas de Van der Meer y Hudson, la diferencia de resultados se encontraba en el orden del 50% para pesos cercanos a 0.5 toneladas y en 10% para pesos entre 3.0 y 4.5 toneladas. Dicho resultado, sin embargo, es satisfactorio al considerar que son los valores más altos los que se eligen para la sección típica y sobrepasan las 3 toneladas en la mayoría de kilómetros del proyecto.

Debido a la naturaleza de la zona abrigada, el dique de escollera, debe evitar el rebase de caudales de agua excesivos. Sumado a la necesidad de retener el talud de la autopista, un muro de espaldones es una solución muy buena. El análisis de sobrepaso indica que no hacen falta muros más altos que la corona de escollera. Este aspecto es conveniente en el sentido de que el dique puede tener un solo nivel de coronación, a fin de facilitar los procesos constructivos.

5.2 Recomendaciones

Las fórmulas de las que se disponen actualmente son derivadas de ensayos en laboratorio. Sin embargo hay que tener en cuenta que las condiciones pueden ser muy distintas en la ubicación del proyecto. Por dicha razón, además de corroborar con más de una metodología de diseño, se recomienda el ensayo a escala para las condiciones propias del entorno del proyecto y las observaciones in situ de los principales parámetros de oleaje.

Aunque el talud del dique pretende ser uniforme en toda la estructura es realmente la zona activa la que es importante que conserve dicha inclinación. En el caso de tener áreas excesivas de relleno (cotas de terreno natural muy bajas), se puede ser menos exigentes con los procesos constructivos ya que el talud será de mayores dimensiones. Además se entiende que los espesores de diseño así como la cantidad de cantos por unidad de área se aplican a esta sección del talud.

Se recomienda además, construir el dique con el diseño propuesto lo más pronto posible, debido al alto potencial erosivo de la playa. Dicha erosión puede provocar cambios en el lecho marino que pueden desembocar en mayores o menores profundidades a pie de obra y por lo tanto en la socavación o deformación de la berma, desestabilización global del dique o sobrepasos no previstos. Además se recomienda realizar expediciones batimétricas durante la construcción para adecuar al diseño a las nuevas formas de la playa por causa de la mencionada erosión.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acuña, Y. *Expresiones básicas para la transformación del oleaje*. 2013.
- Almazán, J et al. *Introducción al diseño de obras de defensas de formas costeras de depósito*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Univ. Politécnica de Madrid. Madrid. 2000.
- Aminti, P y Franco, L. *Wave overtopping on rubble mound breakwaters*. Coastal Engineering. 1988.
- Bruun P., 1988. "The Bruun Rule of Shore Erosion by Sea Level Rise: A Discussion on Largescale Two and Three Dimensional Usage". En rev: *Journal of Coastal Research*. Vol 4, N° 4. 1988.
- Bruun, P. *Design and construction of mounds for breakwater and coastal protection*. Elsevier. 1985. Tokyo.
- COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (CERC). *Shore Protection Manual 4th ed*. Vicksburg. 1984. vol. 1.
- Copeiro, E y García, M. *Diques de escollera: Elementos del cálculo resistente y de la estima del oleaje*. Diaz de Santos, Madrid. 2011.
- Dally, W & Dean, R. Transformation of random breaking wave of surf beat. *Proceedings of 20th Conference on Coastal Engineering*, Taipei. 1986.
- Dally, W; Dean, R & Dalrymple, R. A model for breaker decay on beaches. *Proceedings of 19th Conference on Coastal Engineering*, Houston. 1985.
- De Castro, E. *Diques de escollera*. Revista de Obras Públicas. 1933.
- Dos Santos, M. Tesis (magister): *Modelação numérica do galgamento de quebra-mares de talude*. Univ. Nova de Lisboa. Facultad de ciências e tecnologia. 2012.
- ERDC. *Coastal Engineering Manual*. 2003.
- Fernández, F. & Torres, R. *Transformación del oleaje en el interior de la zona de rompientes mediante modelos empíricos*. 2009
- Fuentes, C. *Ingeniería portuaria*. 2001. Lima
- Galvin, C. *Breaker travel and choice of design wave height*. 1968.
- Gil da Cunha, P. Tesis (magister). *Dimensionamiento optimizado de quebramares de taludes*. Univ. de Porto, Faculdade de Engenharia. Porto. 2009
- GOBIERNO REGIONAL DEL CALLAO. *Estudio oceanográfico de la bahía del Callao – Ventanilla y zonas de influencia*. 2013

- Goda, Y. *A synthesis of breaker indices. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, No. 180.* 1970.
- Hernández, F. *Calibración del canal de oleaje CIEM para un ensayo de estabilidad de dique en talud.* Univ. Politécnica de Cataluña. Cataluña. 2004
- Horikawa, K. y Kuo, C. *A study of wave transformation inside surf zone.* Proceedings 16th Coastal Engineering Conference, Hamburgo. 1996.
- Hoyos, A. Herrera, M. P. y Medina J. R. *Diseño de la berma de pie en diques rompeolas.* Valencia, España. 2016
- Iribarren, R y Nogales, M. *Obras marítimas: Oleaje y diques.* Dossat, Madrid. 1954
- Jimenez, C. Tesis (magister): *Criterios de diseño de rompeolas de berma, bajo concepto de oleaje irregular.* 2010
- Leyva, F. Tesis (br): *Reflexión del oleaje en rompeolas permeables a talud no rebasables con oleaje irregular.* Univ. Nacional de Ingeniería. 2012
- Lizano, O. *Técnicas de pronóstico de oleaje para las costas de Costa Rica.* Centro de Investigaciones Geofísicas, Univ. de Costa Rica. 2003.
- Medina, J y Vidal, C. *Diseño y construcción de diques rompeolas.* UPV. Cantabria. 2014
- Medina, J. *Ingeniería marítima y costera: oscilaciones del mar.* Univ. Europea de Madrid. Madrid. 2009.
- Medina, R. y González E. *Morfodinámica de playas.* 1996
- MINISTERIO DE FOMENTO. *Recomendaciones para obras marítimas ROM 02.-90.* 2013.
- Monedero, C. 2006. Recuperado de www.unidaddocentedariogazapo.dpa-etsam.com
- Morales, A & Jiménez, J. *Construcción de rompeolas, bordos y rellenos para la ampliación del puerto de progreso, Yucatán.* 2006. Tesis (Br.) Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Facultad de Ingeniería Civil
- Mosso, O *Estudio numérico-experimental de la dinámica de la zona cercana a la costa.* 2004. Tesis (Doctorado).
- Munk, W. *The solitary wave theory and its applications to surf problems.* 1949.
- National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), 2011. Recuperado de www.noaa.gov

- Palomino, C y Almazán, J. *Descripción, medida y análisis del oleaje*. 2000.
- Panzarini, R. *Introducción a la Oceanografía General*. Univ. de Buenos Aires. Buenos Aires. 1970
- Perdomo, J. *Meteorología general*. Montevideo. 2005.
- SENAMHI. Análisis sinóptico de Sudamérica. Extraído de <http://www.senamhi.gob.pe/sinoptica.php>. 2015
- Shuto, N. "Non-linear long waves in a channel of variable section". Proceedings of 15th Conference on Coastal Engineering. Chuo University, Tokyo. 1976.
- Sierra, J. *Clima marítimo*. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Barcelona. 2012.
- CIRIA. *The Rock Manual in Hydraulic Engineering*. CIRIA .Londres. 1991
- Thornton, E; Guza, R. "Transformation of wave height distribution". En: *Journal of Geophysical Research*, Vol. 88 N° C10. Monterrey. Julio de 1983
- TYPESA Ingenieros Consultores y Arquitectos. *Estudio hidro-oceanográfico del área de influencia del proyecto Costa Verde tramo Callao*. Madrid. 2013
- Univ. de Granada, 2013. Recuperado de www.servideorgeodin.ugr.es
- Van der Meer, J. y Janssen, J. *Wave run-up and wave overtopping at dikes and revenments*. Delft Hydraulics. 1994
- Van der Meer, J. *Conceptual design of rubble mound breakwaters*. Delft Hydraulics. 1995.
- Van der Meer, J y Pilarczyk, K. *Stability of rubble mound breackwaters under random wave attack*. Delft Hydraulics. 1984.
- Van Gent, M et al. Stability of rubble mound breakwaters with a berm. En rev: *Coastal Engineering*, vol 78. Elsevier. 2013
- Vidal, C et al. Análisis de estabilidad de diques rompeolas. p. 17-34. En rev: *de Ingeniería del agua de la Univ. Politécnica de Valencia*. Vol 1 N°1. Valencia. Julio de 1994.
- Weggel, J. Maximun breakwater height. En: *Journal of waterways, harbors and Coastal Engineerin Division*, Vol. 98. 1972.
- Werlinger, C; Alveal, K; Romo, H. *Biología marina y oceanografía: conceptos y procesos*. Vol1. Gobierno de Chile, Consejo Nacional del Libro y la Lectura. 2004.