Análisis comparativo de tres alternativas de diseño de obras de abrigo para la ampliación de Puerto Moín, Limón

Abstract

This work has the objective to make a design of main protection works to keep a safe operation within the new Moín Port, in accordance with the proposed extension in the Master Plan of Port Facilities, done by Royal Haskoning Company.

For getting this objective, it was made a description of the main concepts that are of the application in these projects; it was studied topics about geometrical design of Ports and its dependence of physicals and of control factors in its determination. It was suitable to describe all different elements in the port, as well as, the natural conditions of the placed site and levels of safety and comfort for the operation.

After to review the general concepts, it was necessary to evaluate the Master Plan of Moín, with the objective of to get important information about design of protection works, such as: geometrical design or port proposed, levels of operation in the future, design vessel…

After that, a definition of the natural conditions in the place was made, such as: hydrographic, oceanographic and meteorological phenomenons.

Resumen

El presente trabajo tiene como fin realizar un diseño de las obras de abrigo necesarias para obtener una operación segura dentro del nuevo recinto portuario de Moín, según la propuesta de ampliación del puerto presentada mediante el Plan Maestro del Complejo Portuario, elaborado por la Empresa Consultora Royal Haskoning.

Para lograr este objetivo, se realizó una descripción de los principales conceptos que se aplican en este tipo de proyectos; se abarcaron temas sobre diseño geométrico de puertos y su dependencia de factores tanto físicos como de control en su determinación. Para ello fue conveniente describir los diferentes elementos que conforman los puertos, así como las condiciones físicas de emplazamiento (caracterización del medio) y niveles de operación segura y adecuada, que se deben considerar en la determinación de los parámetros de diseño.

Una vez realizada esta revisión general de temas, se procedió a valorar el Plan Maestro, con el fin de extraer aquellos aspectos relacionados directamente con el diseño de las obras de abrigo; entre ellas: la configuración o arreglo general de la ampliación, los requerimientos físicos y operativos de las nuevas instalaciones y de las embarcaciones, el grado de operatividad deseado, entre otras.

Finally, the design of structures of protection was made. Three different alternatives were evaluated and the drawings of the conceptual plans were elaborated in accordance with each design. With each solution of the alternatives, there was made a preliminary budget and the best alternative was recommended in accordance with each methodology of construction and the available materials.

Posterior al análisis de los requerimientos de las nuevas instalaciones correspondientes a la ampliación, se realizó una evaluación de las características naturales del sitio específico de emplazamiento. Esto permitió definir los principales parámetros de diseño sobre condiciones oceanográficas y meteorológicas.

Luego de conocer las características naturales del sitio se procedió con el diseño respectivo de los rompeolas, para lo cual se valoraron tres alternativas distintas, se estimaron las cargas y se aplicaron las principales teorías de diseño. Asimismo, se realizó una representación gráfica de cada alternativa (esquemas preliminares con las respectivas especificaciones técnicas) y se calcularon los costos.

Con los resultados obtenidos se valoró cada alternativa desde un punto de vista de costos, de la metodología de construcción empleada y de la disponibilidad de fuente de materiales, finalizando con una recomendación general seleccionada.

Palabras clave: Rompeolas - Puerto Moín - Ingeniería de costas.

Análisis comparativo de tres alternativas de diseño de obras de abrigo para la ampliación de Puerto Moín, Limón

Análisis comparativo de tres alternativas de diseño de obras de abrigo para la ampliación de Puerto Moín, Limón

FABRICIO MORA VARGAS

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Diciembre del 2008

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

CONTENIDO 2
PREFACIO 3
AGRADECIMIENTOS 4
RESUMEN EJECUTIVO 5
INTRODUCCIÓN 10
MARCO TEÓRICO 11
METODOLOGÍA 40
ANÁLISIS TÉCNICO 42
DISEÑO DE ALTERNATIVAS 58
COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS 76
RESULTADOS 85
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS 90
CONCLUSIONES 92
APÉNDICES 94
ANEXOS 97
REFERENCIAS 98

Prefacio

En general, el tema de ingeniería aplicada a obras en la costa (puertos, muelles, facilidades en general) fue de poca importancia a nivel académico en el pasado, ya que se daba énfasis a un desarrollo fundamentado en proyectos de orden industrial, prácticamente solo en la Meseta Central. Esto se debió principalmente a un progreso lento del sector portuario en virtud de las Políticas de Desarrollo ajenas a la industria costera. En los últimos años, los antecedentes de países del primer mundo han demostrado la importancia del desarrollo portuario y de su vínculo directo con el crecimiento económico de un país. Esto es fácilmente demostrable en el entendido de que es por el mar donde se da el intercambio comercial más importante entre países, con alrededor del 80% de las transacciones de exportación e importación.

"*En la actualidad y en especial en los países en vías de desarrollo, el puerto es también un polo de desarrollo desde el punto de vista económico – social, pues en éste y sus respectivas ciudades, se gestan actividades que producen empleos al desarrollar las riquezas que potencialmente tienen las costas y esteros donde se localizan. A su vez, el puerto en algunos casos se ha convertido en centro de consolidación de mercancías, materias primas y productos elaborados en un área industrial, que en mayor escala forma los Puertos Industriales. Para las actividades que se desarrollan, se requiere de obras e instalaciones cuyas dimensiones puedan satisfacer los requerimientos de una tecnología de transporte internacional con capacidad para prestar servicios eficientes*."[1]

Por tanto, es de vital importancia contar con instalaciones portuarias eficientes que permitan al país generar una condición de competitividad con el resto del área.

En Costa Rica, esta situación no fue comprendida sino hasta hace poco tiempo, con motivo de una crisis portuaria evidenciada desde el año 2000 aproximadamente, debido a la ineficiencia para la atención de barcos en los principales puertos del país (Puerto Caldera en el Pacífico y los Puertos de Limón y Moín en el Caribe). Lo anterior permitió que el país replanteara sus objetivos y generara una estrategia de modernización portuaria en busca de alcanzar niveles de eficiencia y calidad en los servicios portuarios propios de una industria competitiva. Es así como por medio de esa estrategia, el Gobierno promueve la generación de alternativas de desarrollo para cada uno de sus puertos principales, tomando en cuenta aspectos tanto de construcción de obra como de aplicación de modelos de manejo y operación portuaria.

El proceso inició a comienzos del milenio con la Concesión del Puerto de Caldera, lo que implicó el compromiso de la Empresa Concesionaria de elaborar una serie de obras necesarias para obtener un adecuado nivel de eficiencia en el Puerto. Asimismo, el Plan Maestro del Complejo Portuario Limón-Moín elaborado por la Empresa Holandesa Royal Haskoning constituye una de las alternativas de desarrollo en el Caribe. Dicho planteamiento representa una opción viable desde el punto de vista técnico, según algunas evaluaciones preliminares realizadas.

Dado que no es objetivo de este análisis evaluar las diferentes propuestas de desarrollo presentadas al Gobierno, este estudio será dedicado específicamente para evaluar la propuesta de los holandeses.

Este trabajo tiene como fin, una vez evaluada de manera general la propuesta de ampliación de Puerto Moín, realizar un diseño de las obras de abrigo necesarias para obtener una operación segura dentro del recinto portuario.

[1] SCT, 2000. **"Manual de Dimensionamiento Portuario"**. DGPE. DF, México.

Agradecimientos

A mis padres por su apoyo incondicional.

Para este proyecto, fue de vital importancia contar con la información y colaboración de varias instituciones vinculadas directamente con los proyectos de desarrollo de obras marítimo portuarias en el Caribe Costarricense, entre las que podemos citar:

- Dirección de Infraestructura, División Marítimo Portuaria del Ministerio de Obras Públicas y Transportes

En especial, un agradecimiento sincero a las siguientes personas, que sin su apoyo, no hubiese sido posible la culminación de esta investigación:

- Ing. Gilberto Rodríguez Pacheco, Dirección de Infraestructura. DMP-MOPT. (Prof. Guía).
- Ing. Jorge Mora Gutiérrez, Director de Infraestructura. DMP-MOPT.
- Sr. Carlos Rueda Segura, Dirección de Infraestructura. DMP-MOPT.
- Sr. Marvin Solano Méndez, Dirección de Infraestructura. DMP-MOPT.
- Sra. Eugenia Solórzano Cedeño, Dirección de Infraestructura. DMP-MOPT.

Resumen ejecutivo

Este documento integra una evaluación general y un diseño de las obras de protección que se requerirán para construir la ampliación de Puerto Moín. Esta es una propuesta a la intención del Gobierno Central, de JAPDEVA, del MOPT y otras instituciones relacionadas con el desarrollo del país. Igualmente, este proyecto representa una oportunidad para la Escuela de Ingeniería en Construcción de participar nuevamente en el desarrollo del Sector Construcción, en este caso en Proyectos de Obras Mayores.

En virtud de la iniciativa de ampliación de Puerto Moín, como respuesta a la alta demanda de servicios para la exportación e importación del país, el Gobierno ha promovido la implementación de Planes Maestros para realizar un desarrollo del actual Complejo Portuario Limón-Moín (Figura 1). Una de estas propuestas es la generada por Royal Haskoning, la cual expone un desarrollo al oeste del puerto actual (Figura 2). En ella se definen una serie de obras de infraestructura como: rellenos de recuperación para patios, muelles, dársenas de atraque y maniobra, canal de acceso, rompeolas...

Figura 1. *Puerto actual de Moín.*

No obstante lo anterior, estas obras fueron planteadas de forma conceptual con un arreglo espacial únicamente. Por esta razón, se estimó necesario realizar una valoración de dichas obras.

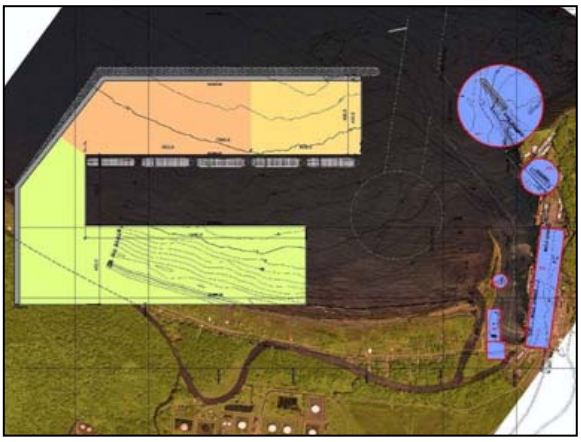


Figura 2*. Puerto Moín con ampliación de instalaciones al oeste (en color fuerte).*

De hecho, de las más complejas y costosas son las obras de abrigo, por este motivo se considera pertinente definir el tipo de rompeolas que se utilizará para proteger las nuevas facilidades.

Estas obras se diseñan en función de la forma en que operan (disipando energía de oleaje y generando una zona de calma), de la existencia de fuentes de materiales y de los costos de construcción.

Este trabajo tiene como fin, una vez evaluada de forma general la propuesta del Plan Maestro de ampliación de Puerto Moín, realizar un diseño de las obras de abrigo necesarias para obtener una operación dentro del nuevo recinto portuario en condiciones óptimas de seguridad.

El proyecto obedece a una ampliación separada de las facilidades existentes en el Puerto de Moín, con la construcción en una primera fase de la nueva Terminal de Contenedores para buques de tercera generación (Figura 2).

En general, este análisis se resume en la elaboración de un marco teórico guía, para el desarrollo de todos los temas, una revisión a la propuesta de Plan Maestro elaborado por Haskoning, con el fin de extraer aquellos aspectos relevantes para el diseño de las obras de protección y se procedió a realizar tres diferentes diseños de rompeolas. Para ello, previamente se definieron las condiciones físicas del lugar de emplazamiento y con los resultados obtenidos se elaboró un análisis de costos y una comparación de cada alternativa, tomando en cuenta aspectos técnicos y económicos, para finalmente dar una recomendación de ejecución de proyecto.

Seguidamente se presenta una descripción de los aspectos más relevantes y la organización del presente estudio.

Marco teórico

Este capítulo fue dedicado especialmente a familiarizar al lector, tanto con el tema de construcción de obras marítimas y portuarias como analizar información básica sobre el diseño de puertos en general, específicamente de obras de abrigo, y su importancia en la operación portuaria.

Definiciones

Comprendió la revisión de los principales conceptos que aplican en el tema marítimo portuario. Esto con el fin de establecer un lenguaje coherente que familiarice y facilite al lector el análisis del proyecto.

Dimensionamiento Portuario

Es un arreglo espacial del Puerto. Define los requerimientos de espacios tanto horizontal como verticalmente, ya sea para el desarrollo de las actividades operativas terrestres como para la operación de maniobras de las embarcaciones en Puerto.

Para su definición se valoran una serie de aspectos que se describen en el siguiente apartado.

Factores que afectan el dimensionamiento

Comprendió una evaluación de las principales consideraciones sobre factores que limitan el dimensionamiento y arreglo espacial de las terminales en general. En síntesis, factores físicos y factores de control.

Condiciones de operatividad

Sobrevino el análisis de las condiciones que se consideran convenientes para la operación segura en las instalaciones portuarias. Lo anterior converge en parte con la viabilidad técnica para avalar el proyecto.

El respectivo nivel de seguridad se obtiene en función de las condiciones de protección adquiridas en un diseño eficiente de las obras de abrigo. Este último fue el objetivo principal del presente estudio.

Se estima condiciones óptimas de operación, con valores de altura de ola menores a 50 cm -conforme análisis de agitación interna realizado por Haskoning-, corrientes menores a 0.5 m/s y vientos actuando menores a 25 kph en la bahía de Moín. Para los muelles más protegidos los resultados fueron satisfactorios (altura de ola de incidencia normal menor a los 50 cm); no obstante, podría existir algún problema en el primer muelle, debido a oleajes cerca del rompeolas en la bocana, del orden de 1 metro de altura; por lo que se considera pertinente evaluar alguna alternativa para mejorar esa condición.

Condiciones físicas de emplazamiento

Para cualquier proyecto de ingeniería, las condicionantes físicas de la zona de emplazamiento son básicas para su planeación y

definición. Por ello se evaluaron los principales aspectos correspondientes al clima marítimo:

- Topohidrografía
- Vientos
- Mareas
- Oleaje
- Corrientes
- Estudios geotécnicos

Condiciones físicas normales

Se refiere a aquellos escenarios de operación de los puertos asociados a un régimen medio de incidencia en las condiciones físicas de orden meteorológico y oceanográfico.

Análisis Técnico

Este capítulo se dedicó en primera instancia a la definición de las condiciones actuales del puerto, lo que permitió identificar y resaltar las deficiencias actuales y proyectar las actividades y los niveles deseados de eficiencia y seguridad que dieron origen a la propuesta de ampliación del recinto portuario.

Asimismo, una vez hecha esta valoración, se estimaron las condiciones físicas esperadas que afectarían predominantemente las obras que se construyan y finalmente, con esta estimación preparar el diseño de las alternativas de rompeolas.

Descripción general y caracterización del Puerto

Se evaluaron en forma general las condiciones en que opera actualmente el Puerto de Moín, con el fin de definir las necesidades encontradas y el alcance de la nueva propuesta del Plan Maestro. Para ello se realizó una breve descripción de la nueva propuesta, considerando las proyecciones de carga, el barco tipo de diseño, las facilidades necesarias, el arreglo general de las obras y el nivel de operatividad segura que se pretende alcanzar.

Caracterización del medio

Su importancia radica en poder definir las condiciones de diseño del sitio.

Comprendió la definición de los parámetros de diseño en función de los siguientes factores: topografía y batimetría, mareas, corrientes, oleaje, suelos, sismos… y su afectación a las estructuras.

Uno de los principales parámetros de diseño por definir fue la caracterización del oleaje incidente, así como su comportamiento al contacto con el fondo marino, en su trayectoria de aguas profundas a someras o poco profundas. Asimismo, se definieron los valores de ascenso y descenso máximo del nivel del agua en la estructura propuesta, que se asocia directamente con la marea, el oleaje y su fuerza actuando; esto con el fin de dimensionar adecuadamente la geometría del rompeolas así como los elementos que la conforman.

Otro parámetro no menos importante es la caracterización de las condiciones sísmicas de trabajo y del medio soportante, que es importante sobre todo en el diseño de rompeolas de paredes verticales. No obstante para el diseño, se supuso que el suelo es adecuado en el sitio, para soportar todas las alternativas que se evaluaron, en vista de que no se contó con estudios de suelo de detalle.

Condiciones físicas normales

Topohidrografía

La batimetría general es de pendiente suave, en profundidades indefinidas tiene una pendiente inferior al 5% aproximadamente, en profundidades intermedias del orden de 0.6% y en profundidades reducidas alcanza valores medios de 1%.

Vientos

El régimen medio de ráfagas de viento se encuentra entre los 2 y los 11 m/s, con un promedio de 6.5 m/s. Esta condición puede variar por la noche, obteniéndose condiciones de más calma. Los vientos más frecuentes son los del norte, noreste y este-noreste.

Mareas

El *"datum"* para Moín es de 0.12 m a partir del nivel medio del mar (variación normal de 24 cm).

Oleaje

Se esperan tiempos de inactividad en el puerto debido a excedencia de oleaje medio en la dársena de operación entre 2 y 5 días por año, con un 98.5% de operatividad alcanzada, según la configuración propuesta por Haskoning.

Corrientes

En aguas externas a la Bahía, existe una corriente paralela a la costa, con una intensidad de 1 nudo (0.5 m/s) y hasta 2 nudos (1 m/s) a varias millas en altamar, con una dirección rumbo de S 45° E, aproximadamente. En el área portuaria, las corrientes alcanzan entre 0.1 - 0.5 nudos (0.05 – 0.25 m/s), de muy baja intensidad.

Condiciones físicas extraordinarias

Se refiere a aquellos escenarios críticos de afectación en los puertos asociados a un régimen de extrema incidencia en las condiciones físicas (tormentas, huracanes, terremotos...).

Vientos

El régimen máximo de ráfagas de viento oscila entre 27.5 y 30.5 m/s, para periodos de retorno de 50 años. Los vientos más intensos son del este-noreste y del este.

Mareas

Las variaciones máximas observadas han sido hasta de 40 centímetros entre niveles bajos y altos, en casos extremos.

Oleaje

En virtud de la importancia que tiene la definición del oleaje en el diseño de las obras de abrigo y de lo complejo del análisis que conlleva tratar de determinar un oleaje representativo o bastante aproximado a la realidad, se dedicó un apartado específico para tratar este parámetro de diseño.

En general, para el diseño de rompeolas de talud se definieron tres oleajes distintos con periodos de retorno de tormenta de 50 años, según el requerimiento de cada metodología de diseño empleada, a saber: oleaje significante (Hs), oleaje diez por ciento ($H_{10\%}$) y oleaje dos por ciento ($H_{2\%}$), todos en aguas profundas y propagados al sitio de proyecto. Asimismo, se definió un oleaje de incidencia de 500 años de periodo de retorno, el cual se recomienda utilizar para diseñar rompeolas de pared vertical.

En los diferentes tramos del rompeolas, se obtuvo el oleaje crítico incidente, el cual varía con el oleaje de salida en aguas profundas, con el ángulo de propagación y con su periodo característico.

Diseño de las obras de abrigo

Al valorar la configuración propuesta, se optimizó la protección requerida. Además, al existir diversas metodologías de construcción para una obra de este tipo, su implementación va a depender de las condiciones del sitio, de que existan los materiales óptimos y suficientes, de la metodología constructiva que se considere pertinente (por ejemplo construir solo en seco o por el contrario la utilización de barcazas) y de los costos, principalmente. Las tres alternativas que se valoraron son:

Rompeolas de talud en enrocamiento

Esta es una configuración de rompeolas de talud, en la cual el manto principal de protección frente al oleaje se compone de material de roca natural, con un peso específico optimizado según el diseño.

Para este diseño se usaron tres metodologías distintas, a fin de compararlas y definir la más adecuada. Los diseños fueron los siguientes:

- Método de Hudson: usando la altura de oleaje significante para 50 años de periodo de retorno.

- Método de Hudson-SPM: usando una altura de oleaje $H_{1/10}$ (o $H_{10\%}$), superior al oleaje significante, según recomienda el Shore Protection Manual.

- Método de Van der Meer: el cual es una variación de la formulación del método de Hudson, ya que considera una serie de parámetros adicionales. Considera el uso de un oleaje significante o un oleaje $H_{2\%}$, según lo requiera el método.

Rompeolas de talud en cubos prefabricados de concreto

En este caso, al igual que la opción anterior correspondió a una configuración de rompeolas de talud. No obstante, el manto principal de protección se diseñó con elementos de concreto tipo cubo, con un peso adecuado para resistir las fuerzas del oleaje.

Similarmente al caso anterior, se utilizaron los mismos métodos de diseño.

Rompeolas de Caisson

Este es un rompeolas de pared vertical, que se compone de grandes cajones de concreto prefabricado y dispuestos uno junto al otro horizontalmente en sitio, los cuales no son completamente rellenos -se rellenan una vez que están colocados en el sitio-.

El sistema constructivo implica que, por su magnitud, cada cajón se fabrica en tierra firme y posteriormente por flotación es llevado a su posición final de diseño, donde se inunda y se rellena con arena o un material adecuado según diseño. Otra opción sería por medio del uso de grúas y pontones y se construye en el agua con controles rigurosos.

El diseño de los elementos se realizó a través del Método de Goda, el cual define las cargas que actúan en las paredes y la base del cajón.

Análisis comparativo técnico - económico

Este tercer Capítulo se evaluó en función de los recursos (humanos, tecnológicos, materiales...) que se necesiten para implementar cada alternativa.
Consistió en un análisis comparativo de alternativas de implementación, tomando en cuenta factores de operación, dificultad de ejecución desde el punto de vista de metodología de construcción y del factor económico. Finalmente se dio la recomendación de implementación más adecuada de acuerdo a los criterios establecidos.

Introducción

Este estudio tiene su fundamento técnico en el diseño y construcción de obras mayores, en este caso específico, en la especialidad de obras marítimas y portuarias.

De hecho, es una fusión entre la ingeniería de costas que se especializa en la definición de procesos costeros y su afectación a las obras y al entorno, y la ingeniería portuaria que se identifica por su aplicación en la definición de obras y facilidades operativas para las terminales portuarias.

El propósito de esta investigación es realizar un diseño de las obras de abrigo que se necesitan para implementar una ampliación en el Complejo Portuario Limón-Moín. Para ello es necesario llevar a cabo un análisis de todo el entorno del proyecto así como realizar una valoración de la situación que se pretende mejorar.

En general, obras como diques, malecones, espigones y rompeolas son utilizadas para abrigar y/o proteger puertos o como estabilizadores de playas.

La implementación de este tipo de obras implica un gran esfuerzo económico por parte del desarrollador del proyecto, dado que son obras muy costosas, es por ello que se considera conveniente realizar un diseño bastante preciso, que permita reducir costos por medio de una buena definición de parámetros de diseño y a su vez un dimensionamiento óptimo y equilibrado. *"Un manejo adecuado de los factores de diseño ayudará a construir estructuras más confiables y no tan gravosas"*[2].

A continuación, se describen de forma explícita tanto el objetivo general como los objetivos específicos, que dan origen a esta investigación.

Objetivo General

Valorar tres alternativas de diseño de obras de abrigo para una solicitud de cargas de trabajo específico y un nivel de operatividad previamente definido.

Objetivos Específicos

- Realizar una descripción temática general con el fin de familiarizar al lector con el desarrollo de obras marítimo portuarias.
- Analizar la condición actual del Puerto de Moín.
- Valorar técnicamente la propuesta de ampliación del puerto.
- Evaluar condiciones y/o criterios de diseño.
- Presentar tres alternativas distintas de diseño de rompeolas para la protección y abrigo del recinto portuario.
- Definir un costo preliminar de cada una de las alternativas.
- Realizar un análisis comparativo de las alternativas evaluadas.

[2] Govaere, G. 1997. Tesis: "**Acción del oleaje sobre estructuras no rebasables**", UNAM. DF, México.

Marco teórico

Desde el punto de vista de ingeniería costera, el emplazamiento de una obra portuaria nueva sobre el espacio costero implica toda una valoración global, tanto de la afectación de la dinámica litoral sobre las obras emplazadas como del comportamiento y estabilidad de los procesos naturales costeros ante la presencia de un cuerpo extraño, ajeno al equilibrio y estabilidad del sitio. Ante esto, por lo general es recomendable llevar adelante un análisis sobre los siguientes temas:

- Descripción de la zona de estudio, en el que se denotan los elementos morfológicos más relevantes.

- Dinámica marina, en el que se evalúan las características relativas al oleaje y al sistema de corrientes y vientos en la zona.

- Estudio de la afectación a la dinámica litoral, en el que se evalúan las condiciones de estabilidad de la playa en su situación antes de proyecto y se establecen las afectaciones que las obras planteadas pudieran ocasionar.

- Estudio de agitación, en el que se estudia la agitación interior del puerto debida al oleaje que ingresa al vaso portuario y se determinan los periodos resonantes y áreas afectadas ante las solicitaciones del oleaje exterior incidente.

La ingeniería portuaria por su parte, complementaria a la ingeniería de costas, será la encargada de establecer las facilidades en infraestructura, instalaciones y equipos de operación.

Dado que el objetivo principal de este trabajo es el diseño de las obras que protegen las instalaciones y las embarcaciones dentro del puerto, por medio del control del oleaje incidente, nos abocaremos a abarcar los primeros dos puntos, sobre descripción morfológica del sitio y definición de la dinámica litoral, ya que son los aspectos que influyen directamente en el diseño de las obras de abrigo.

Aún así, antes de entrar a valorar aquellos aspectos específicos sobre el diseño y construcción de diques y rompeolas de protección, se debe analizar su importancia, tanto en el dimensionamiento geométrico como en la operación portuaria, que también se relacionan con la agitación interna del puerto. Asimismo, previamente conviene describir una serie de conceptos relacionados con el tema marítimo portuario.

Generalidades

Para el análisis del diseño de obras mayores, es fundamental definir conceptos de la ingeniería que se aplican en su desarrollo. Así, este apartado fue dedicado principalmente para definir esos conceptos. Para comprender toda la información de este análisis es conveniente que el lector esté familiarizado con el lenguaje que más adelante se utiliza, es por eso que se considera importante iniciar este apartado con algunas definiciones.

El rompeolas

Es una estructura construida con el fin de formar un puerto artificial que nos proporcione una dársena de maniobras suficiente para llevar a cabo con seguridad las maniobras de las embarcaciones durante su acomodo en el puerto y/o durante la realización de todas las operaciones portuarias que conlleva dicha actividad. En ocasiones estos rompeolas no forman en sí el puerto, sino que sólo protegen la entrada, de manera que los barcos puedan

refugiarse de los embates violentos de tormentas durante su entrada o mientras esperan turno para entrar a puerto.

Se han construido muchos tipos de rompeolas en todo el mundo, pero la gran mayoría de ellos han sido con base en roca natural, elementos de concreto o una combinación de ambos. Existen en sí, básicamente tres tipos de rompeolas: los de talud, los verticales y los conformados por una combinación de ambas geometrías. Los rompeolas de talud son construidos por lo general de: roca natural, bloques de concreto, una combinación de roca y bloques de concreto y/o tetrápodos de concreto, o elementos semejantes como dolos. Los rompeolas verticales están hechos a base de cajones o bloques de concreto, gaviones, celdas de tablestaca o con paredes de tablestaca de concreto o acero. La mayoría de ellos proporcionan protección, pero en ocasiones se construyen con la finalidad adicional de ser parte de un muelle o como base para un camino.

Puesto que el propósito principal de los rompeolas es proporcionar protección contra el oleaje, es obvio que los efectos de éste son de primordial importancia para el análisis. Otros factores importantes para el diseño del rompeolas son la profundidad del agua y las características del fondo, así como la acción de las olas sobre la obra construida para absorber tal energía. Puesto que la mayoría de los rompeolas son estructuras de gravedad, su estabilidad depende del peso propio.

Consideraciones de orden práctico limitan la altura del rompeolas a una cierta profundidad bajo el nivel medio del mar, pues cuando la profundidad es elevada, implica que el apoyo se debe hacer sobre un relleno de roca abajo de este nivel (material de escollera), que además si se hace sobre terreno suave resulta muy costoso puesto que en ocasiones se requiere un volumen de material de escollera de sustitución, casi igual al del rompeolas en sí.

La playa

Esta es la parte de tierra qué, por efecto de la marea, cubre y descubre el agua desde los límites de mayor reflujo hasta los límites de mayor flujo durante el año. Es la zona de interfaz entre tierra firme y el mar, donde interactúan fuerzas de la naturaleza. Su sistema se compone de la energía que transmite el mar a través de su movimiento y que es absorbida por tierra firme.

El fenómeno que se presenta es muy complejo y difícil de entender, razón por la cual la ingeniería de costas toma ejemplos particulares de condiciones y situaciones similares de muchas latitudes para realizar sus análisis de manera comparativa principalmente.

El mar tiene una serie de movimientos que son los que contribuyen a proporcionar la energía al sistema mencionado anteriormente, siendo los principales el oleaje, las mareas, las corrientes, las mareas de tormenta y los tsunamis.

Terrenos ganados al mar

Son aquellos que se obtienen cuando por causas naturales o artificiales se rellena o azolva una parte de la costa. Por lo general, estas obras de relleno son utilizadas para emplazar puertos y sus facilidades.

Recinto portuario

Es la zona delimitada y determinada en los puertos, terminales marítimas o marinas, que comprende las áreas de agua y terrenos de dominio público, destinados al establecimiento de instalaciones y la prestación de servicios portuarios.

Terminal

Es la unidad establecida en un puerto, formada por obras, instalaciones y superficies, incluida su zona de agua, que permite la realización íntegra de la operación portuaria a la que se destina.

Instalaciones portuarias

Son las obras de infraestructura y las edificaciones o superestructuras, construidas en un puerto, destinadas a la atención de embarcaciones, a la prestación de servicios portuarios o a la construcción o reparación de embarcaciones.

Servicios portuarios

Los que se proporcionan en puertos, terminales, marinas e instalaciones portuarias, para atender a las embarcaciones, así como para la transferencia de carga y trasbordo de personas entre embarcaciones, tierra u otros modos de transporte.

Zona de desarrollo portuario

Es el área constituida con los terrenos para el establecimiento de instalaciones industriales y de servicios o de cualquiera otra relacionada con la función portuaria y, en su caso, para la ampliación del puerto.

El puerto

Es el lugar de la costa o ribera de río habilitado como tal, para la recepción, abrigo y atención de embarcaciones, compuesto por el recinto portuario y, en su caso, por la zona de desarrollo, así como por accesos y áreas de uso común para la navegación interna y otras ligadas a su funcionamiento; con servicios, terminales e instalaciones, para la transferencia de bienes y trasbordo de personas entre los modos de transporte que enlaza.

En general, los puertos se constituyen en zonas calmas, ya sea abrigadas naturalmente o con la construcción de obras de defensa ante el clima marítimo.

La embarcación

El barco es el vehículo utilizado por el transporte marítimo para el movimiento de personas y mercancías. La evolución de las naves por el avance tecnológico mundial se ha reflejado en mayores dimensiones y tipos de embarcaciones, especialmente para el transporte de carga, lo que a su vez ha implicado una inminente modernización de los puertos.

Dimensionamiento portuario[3]

Este apartado sobre dimensionamiento es importante retomarlo, aunque sea de una manera básica, pues está relacionado con el diseño de los rompeolas de protección, sobre todo en su optimización, dado que sus características geométricas (longitud, ancho y elevación) están en función de los espacios portuarios dimensionados que deben ser sujetos de protección, a la vez que la función de obra para abrigar es su justificación y su razón de existir en un puerto.

El análisis comprende la definición o arreglo espacial del puerto. Incorpora al análisis todas aquellas zonas del recinto portuario y las de reserva para un posible desarrollo futuro. Igualmente, además de definir un determinado arreglo horizontal, involucra los requerimientos en el dimensionamiento vertical de los espacios de agua.

Para cumplir con este objetivo, se requiere de un análisis exhaustivo sobre los requerimientos de cada puerto, según las características propias de las actividades que ahí se desarrollen o que se pretendan desarrollar. Para ello, es necesario caracterizar y clasificar el puerto de acuerdo con la especialidad de la carga que se va a manejar, al igual que sus proyecciones a futuro, definir magnitudes de cargas manipuladas por periodo; para con ello determinar el tipo de barco que va a ser servido, la necesitad de frentes de atraque, las instalaciones y equipos y los respectivos espacios de agua para maniobra de los buques y las áreas terrestres para la manipulación, la operación, el almacenaje y el posterior traslado de la carga. Es importante indicar que, dentro de un puerto por lo general existen diferentes actividades, cada una con características y requerimientos diferenciados de las demás; de ahí la importancia de dividir y diferenciar el puerto en unidades elementales más especializadas denominadas Terminales.

Una vez con todos los parámetros anteriores definidos, se procede a realizar un primer arreglo geométrico, que igualmente involucra una disposición preliminar de las obras

[3] SCT, 2000. **"Manual de Dimensionamiento Portuario"**. DGPE. DF, México.

de abrigo que nos atañe. Con el arreglo preliminar definido, se procede con una evaluación técnica, donde se analiza el comportamiento de las nuevas obras emplazadas ante la operación, el clima marítimo y la dinámica litoral del sitio (funcionalidad de los rompeolas).

En general, las teorías de dimensionamiento portuario las podemos aplicar en la ampliación de puertos existentes o en el proyecto de puertos nuevos. El siguiente apartado describe los elementos principales que conforman de manera general los puertos y que son objeto del dimensionamiento respectivo.

Elementos constitutivos de los puertos

Antes de entrar a analizar el dimensionamiento, es conveniente describir las áreas o espacios en los cuales se va a dar toda la operación portuaria, tanto marítima como terrestre, mismas que van a ser sujetas del arreglo geométrico.

Desde el punto de vista de los puertos, se consideran **Obras Exteriores** aquellas que se realizan en el mar, como son: rompeolas, escollera, espigones de protección, protecciones marginales y dragados exteriores.

Las **Obras Interiores**, son las que se llevan a cabo en la zona terrestre de los puertos, como son: el dragado interior de canales y dársenas, obras de atraque, áreas de maniobra, áreas y edificaciones de almacenamiento, accesos y controles de la zona portuaria, así como los edificios administrativos o instalaciones para servicios de reparación y mantenimiento, y aquellas otras que sean necesarias para el funcionamiento del puerto. Una clasificación de los elementos constitutivos de un puerto, según su localización es (ver ANEXO N° 1):

Áreas de agua

Accesos al puerto: obras exteriores, bocana, canal de navegación, fondeadero y antepuerto.

Áreas de maniobra: dársenas de ciaboga, canales secundarios y dársenas de maniobra.

Áreas de servicio: dársenas de servicio y otras.

Áreas terrestres

Muelles y atracaderos: diversos tipos, boyas de atraque, suministro y recalada.

Zonas de transferencia: carga y descarga, maniobras y vialidades de circulación.

Almacenamiento: patios, cobertizos, bodegas, silos y tanques.

Instalaciones complementarias: talleres y muelles de reparación a flote y mantenimiento, diques flotantes, diques secos y varaderos.

Servicios portuarios generales y especiales: edificios administrativos y terminales, abastecimiento de agua, combustible y avituallamiento, médicos y sanitarios, sistema eléctrico, sistema de alumbrado, sistema hidráulico, servicio de agua, sistema contra incendio y planta de tratamiento, control de la contaminación, habitaciones, laborales y comerciales, autoridades y pilotaje, control y vigilancia, bardas perimetrales y cercas.

Equipo: mecanización en muelles, bodegas, silos...., bodegas de maquinaria y equipo, maquinaria y equipo de operación.

Ayudas a la navegación: faros, balizas, boyas, radar, señales eléctricas, sistemas electrónicos de comunicación, sistemas de posicionamiento por satélite.

Accesos terrestres: vialidades interiores y calzadas, vías férreas, espuelas y patios de vías, estacionamientos, controles (de acceso, aduanales...).

Factores que afectan el dimensionamiento

Son los aspectos que influyen en forma directa tanto en el dimensionamiento horizontal (diámetros, anchos y longitudes), como en el dimensionamiento vertical (profundidad) de las áreas de agua, los cuales es necesario conocer para realizar un diseño razonable.

CUADRO 1. CONDICIONES DE NAVEGACIÓN DE UN PUERTO				
CONDICIONES	VIENTOS U_{10} (kph)	ALTURA OLA SIGNIFICANTE "Hs" (m)		CORRIENTE "Vc" (m/seg)
		EXTERIOR	INTERIOR	
a) Leves	0 - 36	0 – 1	Calma	0.0 - 0.3
b) Moderadas	36 – 63	1 – 3	0.0 – 1.2	0.3 – 0.6
c) Severas	63 - 108	> 3	1.2 – 1.8	0.6 – 1.0

Estos factores agrupados en aspectos físicos y de control, se muestran a continuación; así como su relación con el dimensionamiento.

Factores físicos

(Condiciones meteorológicas y oceanográficas)

Son las condiciones que imperan en las costas e imponen restricciones a la navegación y operación dentro del puerto.

En el caso específico de las áreas de agua dentro de un puerto, intervienen desde la definición de la orientación de la bocana, así como en el dimensionamiento horizontal y vertical de canales y dársenas.

En la bocana, intervienen en su orientación principalmente el oleaje y el transporte litoral provocado por las corrientes y el oleaje mismo.

En los canales y dársenas, las fuerzas inducidas por el viento y corrientes sobre las embarcaciones generan la necesidad de incrementar los anchos y longitudes de las áreas; similarmente los movimientos de las embarcaciones provocados por el oleaje obligan a aumentar la profundidad en las áreas por donde transitan.

Al respecto, un criterio general para conocer las condiciones que pueden afectar la operación portuaria, se muestra en el CUADRO 1.

En la operación del puerto intervienen de manera decisiva los temporales (considerados en el CUADRO 1 como condición severa), ya que su presencia obliga al cierre del puerto y por lo tanto, a la suspensión de la navegación en las distintas áreas.

En cuanto a valores de oleaje que permiten la operación continua y normal en el puerto, de barcos de carga general, graneleros o tanques, se tiene:

Capacidad	Hs
< 2000 TPM	0.5 m
2000 a 8000 TPM	0.7 m
> 8000 TPM	1.0 m

TPM: toneladas de peso muerto
Hs: altura de ola significante

En la dársena de ciaboga se aceptan oleajes de hasta 1.5 m de altura.

Otras recomendaciones muy generales, para los valores límite de operación de las condiciones físicas, en el caso de maniobras de atraque de embarcaciones y las operaciones de carga – descarga de éstas, se plantean como sigue:

U,max	Hs	T
45 a 60 kph	1.5 a 2.0 m	≤ 10 seg
	1.0 a 1.5 m	> 10 seg

U, max: velocidad del viento a 10 m de la superficie
Hs: altura de ola significante
T: periodo de ola

Estos parámetros se aplican para puertos comerciales e industriales; en el caso de puertos pesqueros y turísticos, la altura de ola máxima aceptable en el interior es de 0.30 m. y velocidades de viento del orden de 45 kph.

Las dimensiones del buque, la maniobrabilidad, el sobrehundimiento y en general sus movimientos son elementos ligados a la operación, los cuales también se deben valorar sobre todo en el dimensionamiento del espejo de agua dentro del vaso portuario.

Factores de control

Control humano del barco

El control de un barco puede ser descrito como su capacidad para moverse a la velocidad deseada a lo largo de la trayectoria planeada en cualquier momento.

Existen multitud de sistemas para valorar este aspecto, desde realizar modelos a escala, simulando algunas condiciones naturales de operación, hasta el uso de sistemas digitales programables, que permiten una gran gama de posibilidades sobre la variación de las condiciones que se modelan. Lo anterior permite incorporar el factor humano de operación en el dimensionamiento de los espacios de maniobra requeridos.

Eficiencia de ayudas a la navegación

Las ayudas a la navegación son aquellos elementos o instrumentos artificiales construidos o manufacturados e instalados en el mar, en tierra o en el propio barco, que facilitan la operación de un barco tanto en alta mar como en un puerto.

En los criterios de dimensionamiento que se exponen aquí, se da por un hecho que las ayudas a la navegación trabajan eficientemente, para permitir a los pilotos ubicarse en las áreas navegables, cualquiera que sea la visibilidad.

Condiciones de operatividad

El nivel de operatividad de un puerto se mide respecto al lapso en que es posible que los barcos efectúen maniobras en sus áreas de agua interiores.

La buena operatividad de un puerto está relacionada con la presencia de valores propicios de oleaje, viento y corrientes, factores que se controlan con la disposición de las obras de protección en el dimensionamiento portuario, en tal forma que las maniobras de navegación en canales y dársenas puedan ejecutarse.

Normalmente se establece como meta un porcentaje del tiempo anual, en el que se pretende tener el puerto abierto bajo condiciones favorables en las dársenas de servicio, para estar en posibilidades de realizar las operaciones de carga y descarga en los muelles.

Los porcentajes de operatividad deseables en cualquier puerto o instalación marítima, a nivel mundial, están enfocados a alcanzar rendimientos mayores al 95% del tiempo anual; en otras palabras, la tendencia es a reducir al mínimo el porcentaje de inoperatividad del nuevo puerto y sus instalaciones.

En este apartado se expone brevemente la metodología para determinar la operatividad de las áreas de agua, en relación a la agitación causada por la penetración del oleaje hacia el interior del puerto; este parámetro es el que se utiliza para optimizar las obras de protección.

En cuanto a las corrientes marinas, se deben tratar de evitar con la orientación de la entrada, mientras que los vientos impondrán el nivel de operatividad prevaleciente de acuerdo con sus magnitudes.

En el ANEXO 2, se presenta el flujograma de las actividades que deben realizarse para obtener el arreglo y la operatividad deseada de un puerto y a continuación se hace una breve descripción de éstas.

Resumen del proceso de dimensionamiento portuario

Arreglo general preliminar

Con base en los criterios supracitados (valorando los factores físicos y de control), se dimensionarán las áreas de agua y las áreas terrestres para los diferentes tipos y cantidades de carga a manejar y para los cuales deberá seleccionarse un buque de diseño. Una disposición de las áreas, siguiendo el criterio de dejar más alejadas del acceso al puerto, las instalaciones que para su operación requieran de mayor calma, como de menor profundidad, conduce a un arreglo general preliminar.

Selección de operatividad deseada en el puerto

De acuerdo con la política de operación analizada en la planeación general, se fijará la operatividad

deseada para el puerto, en términos del porcentaje del tiempo total del año.

Actualmente es usual pretender a nivel mundial operatividades del orden del 99%, en relación con el efecto de la penetración del oleaje. En marinas y puertos turísticos debe buscarse que esta operatividad sea posible durante todo el año.

Condiciones oceanográficas y meteorológicas del sitio

Condiciones físicas de emplazamiento y/o caracterización del medio

A partir de estimaciones en campo o de fuentes de recopilación estadística de datos de oleaje, se obtiene el régimen anual de oleaje de frecuencias acumuladas, de tal manera que para diferentes alturas de ola, se conozca su porcentaje de acción acumulado durante el año, fuera del puerto.

Por otra parte y a través de mediciones directas e información estadística, puede obtenerse el patrón de corrientes marinas del área de estudio, por época del año.

A su vez, recurriendo a estudios realizados, se analizan las tormentas que han tenido influencia sobre el litoral donde se efectuará el estudio, seleccionando entre ellas, las que hayan producido efectos más severos.

Criterios admisibles para la operación

Dentro de la planeación general del puerto y de acuerdo con la selección del barco de diseño para cada tipo de carga, se deben investigar las condiciones oceanográficas bajo las cuales es posible: maniobrar la embarcación en el interior del puerto, efectuar maniobras en las dársenas y durante el atraque, o realizar operaciones de carga y descarga en los muelles. La finalidad de ello, es establecer los límites máximos de altura de ola admisibles, hasta los que es posible realizar todas estas operaciones en forma ininterrumpida; rebasados estos valores, las operaciones se van limitando hasta suspenderlas inevitablemente.

Después de suspendidas las operaciones, el barco permanece atracado; sin embargo, si continúan incrementándose las condiciones de agitación o velocidad del viento, el barco ya no puede permanecer en el muelle y tendrá que salir a sortear la tormenta en áreas marinas más extensas.

A esta segunda etapa se le conoce como condición de permanencia y al igual que la anterior, su objetivo es establecer un límite máximo de altura de ola, después del cual el barco tiene que abandonar el muelle. Estas condiciones varían con el tipo y tamaño del barco, así como el equipo empleado para la carga y descarga; sus valores límite son producto de la experiencia basada en la observación de sistemas similares en otros puertos del mundo. En el ANEXO 3 se presenta un resumen de tales condiciones, proporcionado por J. Stating del Laboratorio de Hidráulica de Delft, Holanda.

Pruebas de agitación del puerto para modelar la operatividad

Métodos prácticos

Para el estudio de agitación, se hace intervenir el régimen del oleaje medio, que asocia cada altura de ola con su probabilidad de ocurrencia. Este régimen de oleaje en una dirección determinada definirá en aguas profundas, el porcentaje de tiempo al año en el que oleaje será superior a un cierto valor de altura de ola. Por medio de una caracterización se determinarán los requerimientos sobre agitación dentro del vaso portuario, según la zona que se trate. Con los datos de altura de ola en aguas profundas (se verá el término más adelante) se realizan los análisis de propagación y posterior penetración de oleaje en el arreglo general preliminar obtenido del dimensionamiento.

El análisis en este caso se realiza tomando las direcciones de ola reportadas en el régimen de oleaje y haciéndolas incidir sobre las estructuras de protección del puerto; a partir de estas obras, se inicia el fenómeno de difracción del oleaje, que penetra hacia el área protegida y se refleja en los extremos de las dársenas y pantallas de los muelles. Los resultados de este estudio deberán comprobarse por medio de

diferentes modelos de análisis, entre los que se tienen:

Modelos hidráulicos

Debido a que en la realidad se presentan simultáneamente tres fenómenos de oleaje: difracción, refracción y reflexión, el mejor método para determinar la agitación y por lo tanto los coeficientes de reducción del oleaje en cualquier zona del puerto, es mediante ensayos de modelos hidráulicos construidos a escala.

Modelos matemáticos

Otra forma de reproducir los fenómenos de oleaje mencionados y establecer los niveles de agitación en el vaso portuario, se realiza utilizando modelos matemáticos en computadora, debido a que reducen considerablemente el tiempo de ejecución de los estudios.

El resultado que se obtiene en estos modelos, es un esquema del vaso portuario en planta con sus coeficientes de reducción a la altura de ola, ya afectados por las obras de protección, las profundidades y demás fronteras de las áreas de agua proyectadas en el puerto.

Modelos de maniobrabilidad

Estos modelos sirven para verificar, adecuar y/u optimizar el dimensionamiento horizontal de las áreas de agua y el arreglo general del puerto, considerando los aspectos de trayecto y maniobrabilidad de las embarcaciones dentro del mismo. En este caso se busca balancear el comportamiento simulado del barco de acuerdo con las acciones de control de navegación que se apliquen bajo el efecto del oleaje.

Criterios admisibles satisfechos

Con los resultados de las pruebas de agitación en el arreglo general, se procede a realizar un análisis comparativo con los criterios admisibles de operación establecidos. Si los valores de altura de ola obtenidos concuerdan o son menores que los admisibles, el puerto tendrá la operatividad deseada; en caso contrario se procede a realizar adecuaciones.

Arreglo final del puerto

El arreglo del puerto después de haber sido modificado para cumplir con los criterios admisibles de operatividad, será el definitivo y conformará la base para las etapas subsecuentes de la planeación y diseño estructural.

Condiciones físicas de emplazamiento[4]

Comprende la descripción de la zona de estudio, tanto las características morfológicas del sitio como los procesos físicos que dan lugar a su conformación y configuración y que, igualmente afectarán las obras una vez construidas y modificarán el entorno en un nuevo proceso de estabilización y equilibrio natural. En síntesis, su función principal es describir el entorno natural del puerto y caracterizar todas las variables medioambientales que influyen en el diseño de las obras.

Para su estudio se debe valorar la necesidad de describir tales condiciones desde dos puntos de vista: realizar un análisis para condiciones normales de incidencia (importante en la operación portuaria) y, realizar una caracterización sobre las condiciones extremas de afectación (para definir condiciones de permanencia por seguridad en el puerto). Estos aspectos son importantes tanto en el dimensionamiento portuario como en el diseño de las obras de abrigo. Una determinación correcta de tales parámetros puede representar una reducción de costos importante según el proyecto, pues por lo general, las obras más gravosas son las de protección, por su magnitud y capacidad necesarias.

Para este trabajo, el análisis se debe enfocar en la determinación del oleaje de incidencia, ya que es el principal factor que se considera en el diseño de los rompeolas y diques,

[4] Macdonel, G. et al. 1999. **"Ingeniería Marítima y Portuaria"**. UNAM. DF, México.

aunque este depende de algunos otros factores como se verá más adelante.

Las variables físicas sujetas a estudio y que podrían tener alguna relación con la determinación del oleaje de diseño son las siguientes:

Topohidrografía

Se deberán llevar a cabo levantamientos de reconocimiento de niveles en la zona, con diferente detalle y cobertura, haciendo sondeos regulares por medios acústicos y trazando curvas de nivel, puesto que la configuración del fondo suele sufrir cambios frecuentes y, en ocasiones, muy considerables.

En caso de no ser posible lo anterior, una forma aproximada y económica es procurar aprovechar los levantamientos existentes efectuados por instituciones reconocidas en el medio, así como de cartas náuticas para obtener un alcance suficiente; el nivel de detalle que se alcance en el levantamiento es una condición importante sobre todo en la definición del oleaje, que depende de la profundidad por donde se propaga desde zonas profundas muy alejadas de la costa hasta el área de interés -se considera que el oleaje proveniente de aguas profundas empieza a modificar sus características conforme se acerca a la costa, aproximadamente esta condición se presenta cuando la longitud de la ola es igual al doble de la profundidad a la que se encuentra-.

Metodología de levantamiento

Existen varios métodos para obtener las características batimétricas del sitio (batimetría: levantamiento hidrográfico de una zona cubierta por agua). Básicamente, para ello es necesario contar con una embarcación en la cual se coloque un equipo capaz de medir la profundidad bajo la misma y, a determinados intervalos de tiempo o de distancia se debe hacer coincidir la medición de la profundidad con el posicionamiento horizontal del vehículo portador del equipo de medición.

La forma de medir la profundidad puede ser muy diversa, desde la sondaleza que consiste en un tramo de cuerda con nudos a cada 50 cm hasta las ecosondas digitales que miden la profundidad por medio del cálculo del tiempo que tardan las ondas de sonido de baja o alta frecuencia en ir desde la embarcación hasta el fondo y regresar (eco), o igualmente usando simples estadales de madera o aluminio de cierta longitud.

En lo que respecta al posicionamiento horizontal, éste se puede realizar de varias maneras y según sea el alcance y precisión que se necesite:

- Para el caso de mediciones muy puntuales y en donde la precisión del posicionamiento no sea muy relevante, con un sextante (instrumento medidor de ángulos) visualizando dos puntos conocidos en la costa, de los cuales se conoce la distancia entre ellos, pudiéndose obtener precisiones en los décimos de minuto, los cuales significan algunos cientos de metros.

- Para el caso de requerir mediciones no muy densas con alcances de menos de 3 km, se pueden colocar dos tránsitos en dos puntos de posición conocida en tierra, conociendo de antemano la distancia entre ambos, lo que nos permitirá posicionar la embarcación midiendo los dos ángulos de la base del triángulo formado por los aparatos y la embarcación en el momento de realizar la medición de la profundidad, la cual debe ser sincronizada y simultánea, junto al posicionamiento. Una pequeña variación a este método consiste en colocar un solo tránsito en uno de los puntos y medir el ángulo entre la embarcación y la línea base en tierra y sobre el tránsito un equipo capaz de medir la distancia entre el tránsito y la embarcación, ya sea por medio de estadia o por un distanciómetro.

- Un método más reciente consiste en colocar en lugar de los tránsitos, antenas de radar, las cuales son interrogadas a cada cierto intervalo de tiempo por un equipo que va dentro de la embarcación, el cual es capaz de reconocer a cada una de las antenas colocadas en tierra y de calcular la distancia entre el equipo a bordo y las mismas, por lo que, conocidas las coordenadas de los puntos de colocación, es posible resolver el

triángulo y calcular la posición de la embarcación.

- Por último, la utilización de sistemas de posicionamiento por satélite (GPS) han revolucionado todo el proceso, pues el concepto principal consiste en medir la distancia del receptor en tierra a cada uno de los satélites que se encuentran visibles sobre el horizonte; conociéndose la distancia a tres puntos en el espacio de coordenadas conocidas, se puede calcular la posición de cualquier punto de forma tridimensional. Las soluciones ofrecidas para la intersección de tres esferas, cuyos radios son las distancias del receptor a los satélites, llevan 2 puntos o lugares posibles en el espacio, el primero que es el punto sobre la superficie modelada matemáticamente del planeta, y el segundo que es un absurdo, el cual está fuera del mismo. Con la información que envían los satélites, un equipo receptor es capaz de computar su propia posición en cualquier punto de la tierra en cualquier momento del día.

  Entre las ventajas de este sistema están, que cada vez se consiguen equipos más livianos, con mayor precisión, menos costosos y con la posibilidad de poder conectarse directamente con una microcomputadora portátil, que procesa y almacena la información en conjunto con los datos de profundidad, adaptando sistemas informáticos para tal fin. Similarmente, funcionan como guía para el trayecto de la embarcación y permiten obtener mayor densidad y cobertura en los levantamientos.

Vientos

Se define como el movimiento de las masas de aire. Técnicamente, es una corriente horizontal (o casi horizontal) de aire que circula con relativa proximidad a la superficie terrestre.

El viento al soplar sobre el océano origina corrientes y oleajes, merced al esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, que junto con las variaciones de presión, hace que el agua se mueva. Por otro lado, las instalaciones marítimas y portuarias reciben la presión del viento siendo una carga básica de diseño. A la velocidad con que sopla se le denomina intensidad y se expresa en unidades de longitud sobre tiempo (m/seg., km/hr, nudos => 1 nudo = 1 milla náutica por hora = 1.852 km/hr).

Considerando lo anterior, el análisis de viento se debe dar con dos objetivos, definir localmente las condiciones de afectación a la operación portuaria y un segundo análisis con el fin de estudiar las características del mismo como origen y/o fuente generadora de energía de oleaje, tanto localmente como en aguas profundas, a muy larga distancia fuera de la plataforma continental. Este análisis de viento como generador de oleaje, se puede omitir en el tanto se tengan registros de mediciones de oleaje directamente (local y aguas profundas).

No es recomendable que un barco permanezca amarrado a un muelle cuando existe una velocidad superior a 50 km/hr; igualmente para grúas operando se recomienda limitar la actividad con vientos soplando a 25 km/hr.

Por las razones anteriores, es necesario contar con registros de viento reinante o más frecuente y de intensidad máxima o dominante, los cuales son muy importantes para la orientación de una estructura marítima.

Mareas

El conocimiento del nivel medio del mar y de su variación en cualquier punto de la costa es un aspecto determinante para el diseño y cálculo de obras marítimas, fundamentalmente en lo que se refiere a la cota de coronación de las obras, en la determinación de las zonas sensibles al flujo y reflujo del agua, donde existe gran dinámica y sobreesfuerzos de oleaje, y para el diseño funcional-operativo y de estabilidad de playas.

Las mareas son importantes no solo por los niveles que alcanzan, sino también por las corrientes que originan.

Es importante hacer notar que el nivel del mar por este fenómeno de las mareas, se encuentra en una constante variación, por lo que el oleaje cambia su posición de incidencia en las playas constantemente, es decir, se acerca o se aleja dependiendo de dicha variación.

La topohidrografía que se realice debe estar directamente relacionada con esta variable de nivelación.

El factor más importante en los cambios del nivel medio del mar que se debe valorar en el área de estudio es la marea astronómica.

Marea astronómica

Son ondas creadas por la fuerza gravitacional de la luna y en menor grado del sol, en función de la rotación de la tierra. Debido al constante movimiento de la Tierra, el Sol y la Luna, las aguas de los océanos y cuerpos cerrados tales como bahía o lagos, se mueven en la forma de una onda con un periodo muy largo, lo cual trae como consecuencia el aumento o disminución del nivel del agua, en un determinado punto de la costa o rivera.

Oleaje

Es uno de los fenómenos más importantes en la dinámica litoral y es el principal elemento por considerar en el diseño de estructuras costeras.

De hecho, su análisis es muy complejo y difícil de representar matemáticamente debido a su irregularidad; sin embargo, existen teorías que pretenden interpretarlo y calcular sus efectos. Dependiendo de las condiciones particulares de cada análisis, existirá una teoría aplicable.

La forma más sencilla de representar el oleaje es por medio de una aproximación matemática de una onda regular tipo senoidal, cuyas características principales quedan determinadas por su altura, longitud y periodo, como se muestra en la Figura 3.

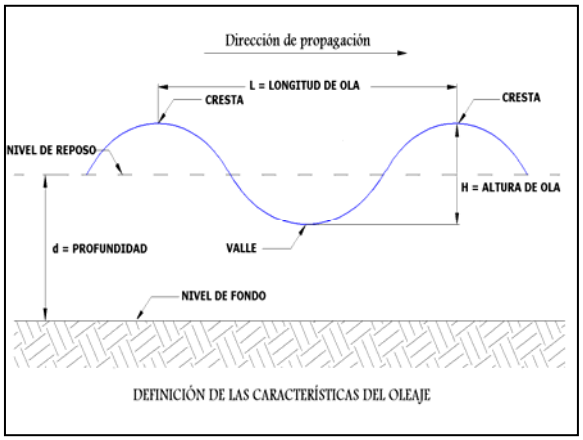


Figura 3. *Características generales del oleaje*

La altura de ola es la distancia vertical que existe entre una cresta y un valle y se designa generalmente como H.

La longitud de ola se refiere a la distancia horizontal entre dos crestas o dos valles consecutivos y se designa comúnmente como L.

El periodo de ola se refiere al tiempo que transcurre entre el paso consecutivo de dos crestas o dos valles por el mismo punto.

Relación de esbeltez o peralte de la ola "δ", es el término que se designa como la relación entre la altura de ola y su longitud (H/L) en determinado sitio y es un indicador de la forma de la ola.

Las características anteriores en un determinado sitio del océano quedan determinadas por el "fetch" (distancia en la que actúa el viento sobre la superficie del mar), la velocidad del viento, su duración (tiempo durante el cual actúa el viento), la distancia de decaimiento (distancia que viaja la ola después de dejar la zona de generación), y por la profundidad. En general, para "fetch", velocidades y duraciones grandes, el oleaje generado será también grande.

Si el oleaje en una determinada zona no sale del área de generación, sus características son irregulares y se denomina oleaje local "sea". Sus periodos son cortos, con longitudes de onda de 10 a 20 veces la altura.

Cuando el oleaje se genera por una tormenta muy distante, éste deberá viajar muchos cientos o miles de kilómetros antes de llegar a la playa; bajo estas condiciones, el oleaje se vuelve más regular y con alturas menores. El oleaje así generado se denomina oleaje de aguas profundas "swell", definido por su trayectoria.

Clasificación básica de las ondas

Tomando como referencia la Figura 3, el oleaje se puede clasificar de acuerdo con su periodo de la siguiente manera, y en función de la fuerza que la produce:

Periodo	Tipo de onda	Fuerza Generadora
< 0.1 seg	Capilar	Viento
0.1 a 1.0 seg	Ultragravedad	Viento
1.0 a 30 seg	Gravedad	Viento
30 seg a 5 min	Infragravedad	Viento
5 min a 12 hr	Largo periodo	Tormentas -Tsunamis
12 hr a 24 hr	Largo periodo	Sol y luna
> 24 hr	Muy largo p.do	Sol y luna

De las anteriores, con respecto al oleaje de diseño, nos interesa conocer el comportamiento

de las ondas producidas por viento, tipo gravedad e infragravedad, así como analizar las tormentas frecuentes en la zona de estudio. Las ondas generadas por la atracción de los astros se analizan en el apartado de definición de mareas. Las ondas de muy corto periodo (< 1 segundo) son despreciables en cuanto al diseño estructural de elementos de protección.

Predicción del oleaje

"La mayor parte de los fenómenos y procesos naturales, y muchos debidos a la acción del hombre (la altura de ola, el caudal de un río, la velocidad del viento, la aceleración sísmica, el contenido de algún contaminante en el agua o en el aire, las fuerzas de atraque, etc.) son variables cuyas magnitudes no tienen límites concretos, pues están asociados a una probabilidad de excedencia, con un periodo de retorno en el caso de procesos estocásticos cíclicos".[5]

Las variables ambientales que determinan el diseño de obras marítimo portuarias, provienen de agentes tales como el oleaje, viento, etc., cuyos modelos corresponden a procesos estocásticos, algunos de ellos cíclicos, con ciclos anuales y/o hiperciclos de once, doce o más años, lo que obliga a realizar largas series de observaciones.

Dado que es fundamental conocer las condiciones de la superficie donde se requiere que operen los equipos e instalaciones, así como determinar las condiciones físicas severas que determinan la seguridad de los puertos, el análisis del oleaje se debe realizar para determinar sus características de altura, longitud, dirección, periodo y probabilidad de ocurrencia a corto y largo plazo.

En términos de operación portuaria, se requiere información del oleaje actuando en condiciones físicas de incidencia normales; para ello el procedimiento más común es instalar un oleómetro por un periodo mínimo de 1 año, el cual mide las características directamente. Esta información, junto con los registros de olas observadas y análisis estadísticos, proporcionarán la ola de diseño de régimen medio que se utilizará para determinar la forma en que las condiciones superficiales afectan las maniobras. De ser posible, es recomendable llevar cabo un modelo físico o matemático de maniobrabilidad y operación, tal como se indicó en el apartado de Dimensionamiento Portuario.

Por otro lado, para obras de protección como los rompeolas, se recomiendan periodos de retorno de oleaje de hasta 50 y 100 años para su diseño, por lo que es necesario realizar una evaluación de las condiciones físicas de incidencia desde un punto de vista extremo, para lo cual se requiere realizar una predicción de oleaje estocástico (probabilidad de ocurrencia) utilizando una cantidad importante de datos de varios años (estadística), obtenidos ya sea por métodos basados en registros meteorológicos ocurridos en el pasado "hindcasting" o bien, por datos de predicción estimados "forecasting".

Para el análisis de incidencia normal, de no contar con un oleómetro se puede aplicar el método de análisis del párrafo anterior "hindcasting", para describir el oleaje habitual con una ocurrencia aproximada de 1 año.

Recolección de datos en aguas profundas:

- Registro de viento por medio de medición directa: los datos que se pueden registrar son intensidad y dirección que, junto a la información del "fetch" de generación permiten determinar la caracterización del oleaje (con diagramas Bretschneider, por ejemplo).

- Registro directo de oleaje: en algunos casos se da una estimación visual por varios años, donde se determina la altura promedio de las 10 a 20 olas más altas de un número de grupos de olas, realizada mediante observadores experimentados a bordo de barcos. Igualmente y en el mejor de los casos, se utiliza instrumentación especialmente diseñada para medir el oleaje directamente, como lo es el empleo de oleómetros en aguas profundas (donde no exista afectación por efectos del fondo).

- Medición directa por satélites: usando sistemas de medición similares al concepto de medición por GPS.

- Modelos digitales numéricos de estimación: estos sistemas toman en cuenta una serie de

[5]. Suárez, P. 2001. **"Después de Iribarren, Método Sistemático Multivariable"**. Revista Obras Públicas, España.

variables meteorológicas (intensidad y dirección del viento, presión atmosférica...) de tormentas de gran distancia y definen teóricamente las características del oleaje de aguas profundas.

Se debe considerar la necesidad en muchos de los casos anteriores de calibrar los datos de predicción por medio de mediciones directas de oleaje con oleómetro, debido a la imprecisión posible en los métodos usados.

En virtud de que el oleaje real es irregular -una determinada ola jamás es igual a la siguiente- y presenta diferentes alturas y periodos, se han establecido los términos de *altura de ola significante Hs* que es la altura promedio del tercio de olas más altas y *periodo de ola significante Ts* para esa altura, para representar el oleaje real de una manera monocromática -las características de todas las olas idénticas-.

Si ordenamos en un registro las olas de mayor a menor, su frecuencia de ocurrencia se aproxima a la forma de una distribución estadística de tipo Rayleigh tal como se aprecia en la Figura 4. Este hecho permite estimar la altura promedio del tercio superior o estimar la altura de ola de cierta frecuencia dada en función de la altura significante.

Los siguientes términos se definen a partir de la distribución de Rayleigh y se deben considerar debido a que permiten estimar correlaciones entre las alturas de ola que se utilizan en los diseños finales de estructuras costeras:

- Oleaje significante (altura de ola significante $H_{1/3}$ y periodo de ola significante $T_{1/3}$). Es el promedio del tercio superior de las olas ordenadas según alguna distribución como la de Rayleigh. También es conocida como Hs.

- Oleaje más alto (H_{max} y T_{max}) en un grupo (tren) de olas.

- Oleaje de aguas profundas (Ho, To), oleaje en un punto donde la profundidad del fondo es igual o superior a la mitad de longitud de la ola "Lo", expresada en términos de los parámetros de la ola.

- Altura de ola de aguas profundas equivalente (H'_o), es la altura de ola hipotética de oleaje de aguas profundas corregida por efectos del fondo, sin considerar refracción.

- Oleaje un décimo ($H_{1/10}$) es el oleaje con una ocurrencia de 10% estimado para las olas más altas. También llamado $H_{10\%}$.

- Oleaje dos por ciento ($H_{2\%}$) es el oleaje con ocurrencia de 2% que se obtiene a partir de las olas más altas.

Las alturas mencionadas se pueden definir a partir de la distribución de valores Rayleigh en un análisis estadístico.

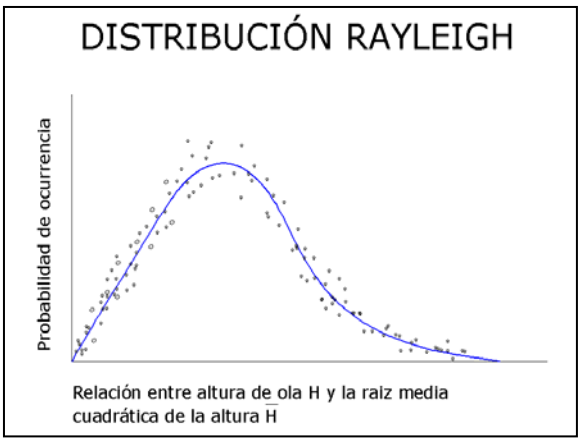


Figura 4. *Ejemplo de distribución de frecuencias de oleaje*

Teoría elemental del oleaje progresivo (teoría lineal)

La descripción más simple de una onda senoidal la da la Física, la cual en el océano queda representada por su longitud, altura periodo y profundidad medida al nivel de reposo del mar. Si llamamos, de acuerdo con la Figura 5:

C: celeridad (m/seg)
L: longitud de onda (m)
D: profundidad (m)
H: altura de ola (m)
a: semiamplitud o semialtura (m)
η: desplazamiento vertical a N. Reposo (m)
T: periodo de ola (seg)

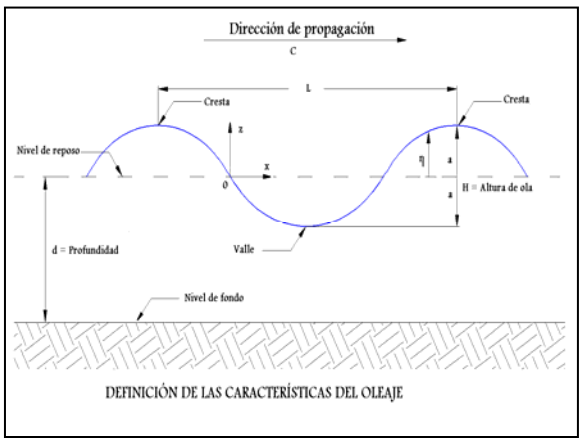


Figura 5. *Términos de onda progresiva*

Considerando los términos anteriores se pueden describir las ecuaciones principales que definen el fenómeno.

La celeridad de onda se puede escribir de dos maneras:

$C = \frac{L}{T}$, o bien

$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$, entonces de aquí,

$C = \frac{gT}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$, y combinando estas ecuaciones se obtiene:

$L = \frac{gT^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$, la cual puede ser resuelta por tanteo ya que el término L aparece a ambos lados de la ecuación.

Existen algunas consideraciones que nos pueden ayudar a simplificar el análisis y caracterizar el oleaje en cada momento; por ejemplo, el que estamos estudiando se puede clasificar de acuerdo con la profundidad a la cual se propaga:

Clasificación	**d/L**	**2πd/L**	**Tanh (2πd/L)**
Aguas profundas	> ½	>π	≈ 1
Transicionales	1/25 a ½	¼ a π	Tanh (2πd/L)
Aguas bajas	<1/25	< ¼	≈ (2πd/L)

Tomando esta información es posible determinar algunas características del oleaje, en función del sitio donde se encuentre y a partir de los datos de predicción determinados.

Análisis para aguas profundas

El oleaje, a partir de su salida de la zona donde se genera, debido a los vientos ocurridos por tormentas, sufre un reacomodo o reordenamiento y en general se transmite invariable con características muy estables, hasta una profundidad aproximada de la mitad de la longitud de la onda.

Las ecuaciones que definen las propiedades de estas ondas son:

$C_0 = \sqrt{\frac{gL_0}{2\pi}} = \frac{L_0}{T} = \frac{gT}{2\pi}$, y $\quad L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$

Con g = 9.8 m/seg^2, la gravedad terrestre y los subíndices “0” indican aguas profundas.
Por otra parte, debemos recordar que la ecuación que describe la forma de una onda senoidal en función del tiempo *t* y una distancia *x* está dada por:

$\eta = a\cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) = \frac{H}{2}\cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$, que nos da la forma o superficie de la ola en cualquier posición.

Igualmente, a partir de las ecuaciones básicas anteriores es posible describir otros fenómenos producidos por el oleaje:

La *presión superficial (P)* se produce bajo la ola y contiene dos componentes, una dinámica y otra estática.

$P = \rho g(\eta K - z)$, con $K = \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$, y

ρ = W/g (densidad del agua de mar: 1025 kg/m^3).

La *velocidad de grupo (Cg)* es diferente a la velocidad de una ola individual. Es importante ya que la energía del oleaje se propaga con esa velocidad.

$Cg = \frac{1}{2}C_0$

La *energía total (E)* de una ola está constituida por la suma de la *energía cinética (Ek)*, producida por las partículas del agua y la *energía potencial (Ep)*, producida al existir una cierta altura sobre el valle de la ola. La energía por unidad de ancho de cresta es:

$$E = Ek + Ep = \frac{\rho g H^2 L}{16} + \frac{\rho g H^2 L}{16} = \frac{\rho g H^2 L}{8}$$, y la energía por unidad de área es:

$$\bar{E} = \frac{E}{L} = \frac{\rho g H^2}{8}$$

El *flujo de energía (P)* es la razón en la que se transmite la energía en la dirección de propagación del oleaje. El promedio del flujo de energía por unidad de ancho de cresta unitario en cualquier sitio es:

$$\bar{P} = \bar{E}_n C = \bar{E} Cg$$

Generalmente se le conoce como la potencia del oleaje. Para aguas profundas la ecuación se describe como:

$$\bar{P}_0 = \frac{1}{2} E_0 C_0$$

Análisis en aguas someras

El oleaje conforme se acerca a la costa se somete a procesos de transformación, a partir de su relación con el fondo u obstáculos en su trayectoria.

Experimentalmente se ha comprobado que los efectos del oleaje profundo se transmiten casi invariables hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola (esta posición determina el límite de aguas profundas a aguas poco profundas o someras).

El oleaje al propagarse sobre la superficie del mar va sufriendo deformaciones por efecto del fondo o por el encuentro con obstáculos, los que originan en el primer caso el fenómeno de refracción y en el segundo caso difracción y/o reflexión.

Por otra parte, cuando el oleaje se propaga hacia la costa se dan dos situaciones: antes de llegar a aguas de muy poca profundidad (aproximadamente tres veces la altura de la ola propagada) el oleaje decrece en altura y pierde energía por efecto del fondo; no obstante, conforme atraviesa esa profundidad y considerando la existencia de un oleaje irregular, existe un sector donde las olas incrementan su altura hasta que por el mismo efecto del fondo y las características particulares de cada una, la misma no puede crecer más y sencillamente se desestabiliza, lo que provoca su rompimiento. Estos últimos son lo denominados fenómenos de asomeramiento y rompimiento del oleaje.

El comportamiento de las ondas tras encontrar un obstáculo en su trayectoria, ya sea una isla, un dique o la propia playa, puede ser muy variado. Su energía puede sufrir las siguientes modificaciones:

- Disiparse, ante un fondo rugoso o una estructura porosa.
- Trasmitirse parcialmente tras el obstáculo, como lo hace por difracción en el caso de rompeolas o diques flotantes.
- Reflejarse en dirección distinta a la incidencia del obstáculo.

Si bien, en teoría es posible que la energía que incide en un obstáculo se transforme exclusivamente según una de las tres formas anteriores, en la práctica el fenómeno suele ser mixto, entrando en juego dos o tres formas de modificación al mismo tiempo.

Fenómeno de refracción

De acuerdo con la teoría lineal del oleaje, la ecuación que nos da la celeridad de la onda es:

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$$

De aquí, se puede afirmar que la celeridad (velocidad de la ola) varía con la profundidad de la zona en donde se propaga, consecuentemente se producirá una variación de la longitud de la onda.

El efecto del fondo sobre el oleaje es el de un freno, por lo que se producen diferencias de velocidad a lo largo de la cresta de una misma

ola y por consiguiente, ésta tiende a deformarse adaptándose a la configuración de las curvas batimétricas, debido a que la parte de la ola que permanece en aguas más profundas se mueve más deprisa que aquella que está en aguas más someras.

El estudio del fenómeno de refracción del oleaje es de gran importancia para el diseño de obras en la costa, ya que permite determinar las características del oleaje y de sus acciones en sitio de proyecto. En general, la información de oleaje que es medida o inferida a través de los métodos de predicción, corresponde a la zona que hemos denominado *aguas profundas* por lo que será necesario trasladarla hasta el sitio de proyecto, considerando este fenómeno proritario.

Por medio del conocimiento de este fenómeno, podremos conocer la altura de ola, su ángulo de incidencia en la playa, sitios con concentración de energía, forma de la superficie del agua...

El cálculo de la refracción del oleaje se puede realizar, actualmente, mediante métodos numéricos de simulación computarizados o gráficos. En el primer caso, existen modelos matemáticos que resuelven el problema y permiten establecer de manera precisa las características del oleaje en el lugar que se desee, y tienen la ventaja de reducir el tiempo de análisis en una gran proporción, comparado con otros métodos, así como incorporar una serie de variables en el análisis al mismo tiempo.

En el segundo caso, los métodos gráficos son procedimientos aproximados que operan bajo ciertas hipótesis, como por ejemplo la conservación del periodo o que la celeridad de una onda de periodo determinado solamente depende de la profundidad. Dentro de estos métodos existen dos procedimientos que son los más frecuentes: el de los *planos de oleajes* y el procedimiento de las *ortogonales*.

Fenómeno de difracción

Es, en esencia, un fenómeno de transferencia de la energía de unas zonas a otras. Se produce cuando la onda encuentra en su camino un obstáculo que impide su paso a la zona posterior del mismo. Es el caso de los diques, islas naturales o artificiales. En efecto, si se supone un dique que impide el paso de una ola, se pueden distinguir varias zonas con características de agitación diferentes. De una a otra zona, por diferencia en los niveles de agitación, existe un intercambio de energía que generará en la zona resguardada una agitación de características particulares.

Si consideramos la Figura 6, el paso del oleaje al enfrentarse con el obstáculo presentará dos zonas bien definidas, una donde continúa su camino de propagación normal hacia la playa y otra donde existirá una expansión lateral pero con una propagación de avance en sentido radial.

Es comprensible el interés que tiene el estudio de este fenómeno para el diseño y explotación de un gran número de de obras e instalaciones marítimas. La resonancia en las dársenas, las condiciones de entrada a un puerto, los rellenos y las variaciones de las playas próximas a una obra son algunos de los casos más comunes en los que la difracción juega un papel principal.

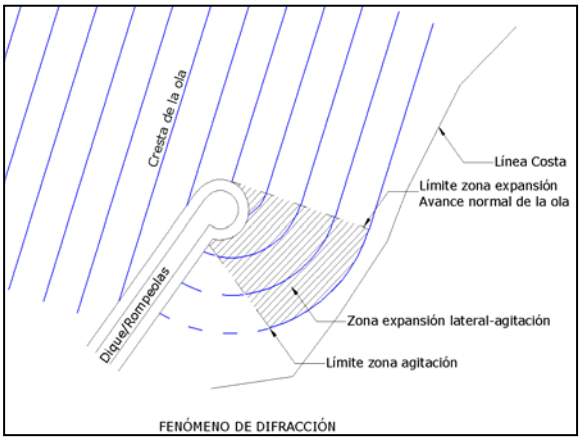


Figura 6. *Difracción del oleaje*

Fenómeno de reflexión

En algunos casos de incidencia del oleaje con un dique o un muro vertical, el fenómeno de reflexión puede darse en forma pura; sin embargo, además de que las condiciones han de ser muy propicias, siempre hay una cierta pérdida de energía por turbulencia o rozamiento. De este caso al de una playa tendida en la que la reflexión es casi nula, existe una variada gama de situaciones que hace que el estudio de la reflexión sea de gran interés dentro de la ingeniería de puertos y costas.

En términos cuantitativos de la reflexión, se emplea como indicador fundamental el índice de reflexión, que no es más que el cociente o relación entre la ola incidente y la reflejada, y se suele dar el análisis de la reflexión desde dos perspectivas extremas, *en muros verticales* y *en playas*. En este último caso, al igual que en condiciones intermedias, el análisis no admite estudios teóricos, por lo que su definición se basa en análisis experimental únicamente.

El caso de la reflexión en muros verticales, desde el punto de vista de diseño de rompeolas, es el más importante, sobre todo en el diseño de rompeolas de pared o paramento vertical.

Deformación por someramiento

Es uno de los factores importantes que lideran el cambio de la altura de ola en aguas costeras. Cuando el oleaje se propaga en aguas bajas, se debe considerar no sólo refracción y difracción, sino también la deformación del oleaje por efecto del fondo. Una ola que se propaga, disminuye gradualmente su celeridad y longitud de onda e incrementa su altura, deformándose, según la teoría lineal de las ondas, hasta el infinito; no obstante, antes la ola romperá por desestabilización interna.

Este fenómeno representa el hecho de que en aguas poco profundas la altura de ola también es gobernada por la profundidad y el periodo.

Rompiente

Al seleccionar la altura de ola de cálculo interesa considerar si la estructura está sometida al ataque de olas que han iniciado su rotura antes de llegar a la misma. Se acepta comunmente que una estructura cuyo calado al pie de la misma es "ds" (medido en la posición de cálculo del nivel de las aguas) está sujeto a la acción de las olas que han iniciado ya su rotura, si ds ≤ 1.3 H, donde "H" es la altura de ola de cálculo.

El estudio de los procesos de rotura indica que este supuesto no siempre es válido. El punto de rotura es un punto intermedio en todo el proceso del rompiente entre los primeros inicios de inestabilidad y la zona de completa rotura.

Proceso de propagación del oleaje

Por lo general, para diseñar las estructuras costeras de protección en talud, se utiliza una altura de oleaje menor que la máxima dentro de una distribución de alturas (por lo general la altura significante $H_{1/3}$). Asimismo, en algunos otros casos como en diques verticales, puede utilizarse la máxima altura en un tren de ondas. No obstante lo anterior, éstas son definidas para aguas profundas y para el diseño se requiere obtener el valor real de afectación de ese oleaje en el sitio de proyecto. Como se vio anteriormente, el oleaje sufre una transformación (procesos de refracción, difracción, reflexión, someramiento y rompimiento) desde su generación en aguas profundas hasta que rompe en aguas de muy poca profundidad.

Para obtener el oleaje en el sitio, es posible aplicar diversas metodologías existentes, tal como se mencionara para el proceso de refracción; no obstante, si las obras se construyen en una zona de rompiente, se deberá tomar en cuenta este efecto en el diseño, que produce que el oleaje sea más energético al aumentar su altura justo antes de romper en una zona de mucha dinámica costera.

Existen modelos digitales matemáticos que resuelven este proceso considerando todos los efectos mencionados, no obstante, cuando los modelos de simulación solo consideran los procesos de refracción, difracción y someramiento, es necesario definir un método de cálculo de oleaje en rompiente o poco antes de romper. Para cumplir con lo anterior, se definieron algunas ecuaciones de aproximación para el cálculo[6], que se describen a continuación:

Para altura de ola significante:

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'o & para\ h/Lo \geq 0.2 \\ \min\left\{ \left(\beta o H'o + \beta_1 h\right), \beta_{\max} H'o, K_s H'o \right\} & para\ h/Lo < 0.2 \end{cases}$$

Donde:

$$\beta o = 0.028\left(\frac{H'o}{Lo}\right)^{-0.38} e^{20(\tan\theta)^{1.5}}$$

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

[6] OCDI. 2002. **Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan**. Tokyo, Japan.

$$\beta_{\max} = \max\left\{0.92, 0.32\left(\frac{H'o}{Lo}\right)^{-0.29} e^{2.4\tan\theta}\right\}$$

Ks: es el coeficiente de someramiento o peralte de la ola (se puede obtener por gráficos que existen en varios textos como el de la página 75 del "Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, 2002).

Tan θ: talud del fondo del mar.

Para altura de ola máxima:

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8K_S H'o & para\ h/Lo \geq 0.2 \\ \min\left\{\left(\beta o^* H'o + \beta_1^* hb\right), \beta^*_{\max} H'o, 1.8K_s H'o\right\} & para\ h/Lo < 0.2 \end{cases}$$

Donde:

$$\beta o^* = 0.052\left(\frac{H'o}{Lo}\right)^{-0.38} e^{20(\tan\theta)^{1.5}}$$

$$\beta_1^* = 0.63e^{3.8\tan\theta}$$

$$\beta^*_{\max} = \max\left\{1.65, 0.53\left(\frac{H'o}{Lo}\right)^{-0.29} e^{2.4\tan\theta}\right\}$$

Corrientes

Son desplazamientos de masas del agua provocadas por: la presencia de mareas distintas en dos sitios contiguos, con diferencias de densidades o temperaturas en niveles, el viento que por lo general produce corrientes superficiales y el mismo oleaje.

Existen varias maneras de determinar las velocidades de las corrientes y en orden de conveniencia, se pueden enlistar: la colocación de correntómetros en diferentes localizaciones y profundidades de interés, la aplicación de expresiones teóricas conocidas y a través de cartas internacionales (en el caso de corrientes oceánicas).

Las corrientes están determinadas por dos características: dirección y velocidad. La dirección es el rumbo hacia el cual se dirige. La velocidad se expresa tradicionalmente en nudos, cuando se trata de aspectos relativos a la navegación (1 nudo = 1 milla náutica por hora = 1.852 km/hr), o bien en metros por segundo.

En general, las corrientes para su estudio se pueden dividir en cuatro apartados: oceánicas, inducidas por el viento, por marea y en la costa producidas por oleaje; también pueden ser locales o generales, dependiendo del área relativa de influencia.

El tema de corrientes es importante desde el punto de vista de navegación y operación portuaria, debido a que puede complicar las maniobras de navegación en los puertos. Cuando un fluido de cierta velocidad (sea viento o corriente marina) choca contra una superficie, se tiene una transformación de carga de velocidad en carga de presión.

Aunado a lo anterior, debe considerarse el tema de *arrastre litoral*, el cual se produce por incidencia oblicua del oleaje que al romper en la playa, podría general problemas dependiendo de su capacidad de arrastre de sedimentos hacia el interior de un puerto.

Diseño estructural de las obras de abrigo[7]

El abrigo necesario para los puertos ha de conseguirse mediante obras que impidan la acción del mar (salvo en los casos que se trate de puertos naturales) y que al mismo tiempo cumplan con las condiciones propicias en la entrada, evolución y giro de las embarcaciones; y que dejen superficie abrigada suficiente para operar en el interior.

Tipos de rompeolas

De acuerdo con la posición, los rompeolas pueden ser clasificados como *paralelos a la costa*, *paralelos entre sí*, o bien *convergentes*.

De acuerdo con las características de su estructura, también las podemos clasificar como sigue:

Rompeolas en talud

Ofrece grandes ventajas desde el punto de vista constructivo: pocos peligros de destrozos o averías, fácil reparación de las averías que se

[7] Macdonel, G. et al. 1999. **"Ingeniería Marítima y Portuaria"**. UNAM. DF, México.

originen, bajas cotas de coronación... No obstante, requieren la existencia de canteras en lugares más o menos próximos, pues en caso de no existir, es necesario utilizar elementos prefabricados en las capas exteriores, lo cual hace que se incremente el costo y el plazo de ejecución. Por otro lado, también tiene el inconveniente de que resta superficie útil a la zona abrigada, por la extensión de sus taludes.

Rompeolas verticales reflejantes

Son obras de defensa cuya característica principal es que buena parte de la energía incidente del oleaje es reflejada por ella.

Un dique vertical está formado básicamente por una pared vertical o casi vertical. Por lo general están constituidos por grandes cajones de concreto, que se llevan flotando hasta el sitio de colocación en donde se hunden y se rellenan con arena. Su fuerza estabilizadora es por lo general su propio peso. Es menos común que el rompeolas en talud, debido a las condiciones especiales de cimentación y profundidad, debiendo esta última ser mayor de 2H (doble de la altura de ola) para evitar que las olas rompan contra ellos. Estos tienen la ventaja de no requerir de canteras en las proximidades, y alguna rapidez relativa de construcción. Pueden utilizarse también como atracaderos, ya que presentan parapento vertical, aunque sus anchos no permiten que sobre la corona se realicen operaciones de carga general.

Recientemente se están utilizando otros sistemas de pared vertical constituidos por cilindros de acero rellenos con arena, denominados “cellular cofferdam”, que tienen la misma función que los cajones.

Estas estructuras pueden ser cimentadas directamente sobre el lecho marino o sobre una escollera sumergida, pero la profundidad del agua es lo suficientemente grande para evitar que la ola rompa antes de llegar al dique. Los esfuerzos sobre él dependen únicamente del tipo de oleaje de incidencia.

Rompeolas mixtos

Tiene características del rompeolas vertical, aunque siempre se encuentra sobre una escollera de cimentación. Utiliza enrocamiento en talud en la base y una estructura vertical principal en la parte superior.

En este caso la ola puede romper antes o sobre el dique. Su uso se restringe a profundidades en donde se obliga a romper al oleaje sobre el enrocamiento y la energía que queda se refleja en el muro vertical.

Las fuerzas que actúan sobre el dique dependen no solo del oleaje incidente, sino de la geometría de la escollera de cimentación y del impacto de la ola que se presenta contra el dique.

Metodologías de diseño de rompeolas de talud

Existen varias teorías empíricas sobre el diseño de obras de protección costera, todas provenientes de experimentación y observación en sitio y en laboratorio; la aplicación de cualquiera de ellas por lo general está en función de la cantidad y confiabilidad de la información con la que se cuente, así como del tipo de estructura que se desee emplear.

La Ingeniería Civil para el diseño de estructuras costeras, tradicionalmente se basa en una secuencia que comenzó por construcciones sin diseño estructural, como los rompeolas de la Edad Media, posteriormente se identifican unos parámetros representativos y se elabora una fórmula empírica, incluyendo factores supuestamente constantes que incorporan todo lo que no se conoce, a veces denominados “factores de ignorancia” y que son determinados ya sea por experimentación a escala o por falla ocurrida. Con el tiempo, estas fórmulas fueron incorporando más parámetros, por lo general debido a resultados de modelaciones a escala, por profundización y mayor conocimiento de los fenómenos físicos naturales que intervienen (oleaje, marea...), por avances en métodos de computación y por experiencias prácticas vividas. De esta manera, con el tiempo el “factor de ignorancia” fue cada vez menos impreciso.

En el caso particular de los fenómenos físicos que ocurren en el mar, se presenta un problema adicional, ya que estos factores son, como ya se indicó, procesos cíclicos y probabilísticos. Usualmente las fórmulas desarrolladas son de tipo determinístico -no se considera la variabilidad probabilística de los

fenómenos-. En resumen, el diseño se basa en definir el tipo y características del material a emplear en el manto principal (coraza externa e interna) y en las capas subyacentes (subcoraza y núcleo), así como en determinar las dimensiones (altura y ancho de corona) y los espesores de las capas.

Por lo general, al realizar el diseño se define un porcentaje de daño permitido (criterios de avería), lo cual implica una disminución de costos de proyecto; no obstante, significa considerar un aumento en los costos anuales por mantenimiento luego de la entrada en operación.

Criterios de avería (daño estimado)

Losada et al. (1986) definió los niveles de avería de un dique según un criterio de observación en la inspección de un dique (IA: Inicio de Avería, AI: Avería de Iribarren y D: Destrucción). Posteriormente, Vidal et al. (1991) propuso un cuarto nivel de avería entre AI y D denominado ID: Inicio de la Destrucción.

(IA: Inicio de Avería)

Es el primer grado de daño que alcanza un dique. A este se llega cuando algunas piezas del manto principal son desplazadas de su posición original y son depositadas a más de 1 metro de distancia. Se puede notar claramente el desplazamiento de las piezas, ya que el hueco que queda es claramente mayor a los propios de la porosidad normal del manto principal.

(AI: Avería de Iribarren)

Se da cuando los huecos en la capa exterior del manto principal son lo suficientemente grandes para dejar al descubierto piezas de la capa interior del mismo manto. El oleaje comienza a actuar directamente sobre la capa interior del manto principal, pero en este nivel de daño todavía no se puede apreciar ningún movimiento de las piezas.

(ID: Inicio de la Destrucción)

Se define como el inicio de la avería de la capa interior del manto principal, por lo que se pueden observar claramente huecos en esta capa y se deja al descubierto las piezas del manto secundario.

(D: Destrucción)

Se produce cuando comienzan a ser extraídas las piezas del manto secundario. Una vez alcanzado este daño, si las condiciones de oleaje se mantienen el daño avanza rápidamente y en poco tiempo el dique no podrá cumplir sus funciones.

Estos criterios de avería dan una indicación clara de cuál es el estado del dique en un momento dado, pero puede llegar a ser un poco subjetivo y difícil de cuantificar, por lo que se propuso un parámetro de daño S, que es función del área erosionada y del tamaño de las piezas del manto principal. En el Cuadro 2 se encuentran los valores de S para cada uno de los niveles de daño en diques no rebasables de talud recto, con un talud principal formado por dos capas.

El parámetro S, se define matemáticamente como:

$S = \frac{A_d}{D_{n50}^2}$, donde Ad es el área erosionada media de la sección transversal del manto principal y Dn_{50} el diámetro nominal de las piezas del manto principal, que se define matemáticamente como:

$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{W_r} \right)^{\frac{1}{3}}$, donde

W_{50}: peso medio de las unidades del manto principal.

Wr: peso específico de las unidades del manto principal.

CUADRO 2. NIVEL DE DAÑO "S"				
Cot θ	IA	AI	ID	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12
2	2	3	8	14
3	2.5	3.5	9.5	16
4	3	4	11	18
5	3	4	11	18

Método de diseño de Hudson (1963)[8]

Se basa en un análisis determinístico (para oleaje regular y no considera el periodo ni el tipo de oleaje incidente).

Este diseño incluye los siguientes elementos:

- La fórmula utilizada para el cálculo del peso de los elementos de la coraza (capa externa del elemento construido).
- Valores de los parámetros de diseño utilizados.
- El dimensionamiento de las capas de la estructura.

Durante su existencia, este método ha experimentado una serie de modificaciones y en principio éste proporciona la mejor base para el diseño preliminar y comparación de alternativas para evaluación de costos. El elemento de mayor relevancia en el diseño de rompeolas es el peso y la configuración de la coraza. Primero Iribarren (1938) desarrolló una fórmula que fue modificada por el Waterways Experiment Station (1955) y luego por Hudson. Todas estas fórmulas sin embargo tienen la misma base, se calcula el peso de la coraza, donde las variables definidas son el tipo de material, el talud del rompeolas y la altura de ola (determinista) al cubo.

El periodo de ola no se incluye en la fórmula, pero como fue desarrollada para rompeolas del Mar Mediterráneo, se supone que la fórmula se aplica para periodos de ola del orden de 10 a 12 segundos como máximo y provenientes de tormentas cercanas (oleaje tipo "Sea", producido por vientos locales y no de oleaje "Swell", producido a gran distancia por tormentas lejanas, con periodos de 14 a 20 o0 más segundos).

La fórmula de Hudson determina el peso de un elemento de protección (W) de la siguiente manera:

$$W = \frac{W_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot\theta}$$

Factor de carga del sistema:

- H: altura de ola de diseño en el sitio –se usa el oleaje significante $H_{1/3}$, también conocido como Hs-.

Factores resistentes del sistema:

- Sr: densidad relativa de los elementos de la coraza.

$$S_r = \left(\frac{W_r}{W_{H_2O}} \right)$$

Wr: peso específico de la coraza.

W_{H_2O}: peso específico del agua de mar.

- cot θ: cotangente del ángulo del talud con la horizontal.
- K_D: coeficiente empírico de estabilidad adimensional, dependiente del tipo de elemento de coraza (ver Anexo 5).

La última edición del "Shore Protection Manual" (SPM) recomienda utilizar H = $H_{1/10}$ (altura de la décima parte de las olas más altas) en lugar de $H_{1/3}$ (altura de ola significante).

Considerando una distribución de tipo Rayleigh, matemáticamente se pueden aproximar la relación entre la altura de ola significante (Hs) y

[8] OCDI. 2002. **Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan**. Tokyo, Japan.

la altura de ola un décimo $H_{1/10}$ (tal como se vio en el apartado de definición del oleaje).

$H_{10\%}$ = 1.27 Hs

Se debe verificar si existe rompimiento del oleaje propagado hasta la costa por efecto del fondo. Esto es fundamental en la selección del K_D de diseño.

Otra forma de expresar este análisis es a través del número de estabilidad (Ns) y el diámetro nominal del elemento de protección (Dn), como sigue:

$$N_s = \frac{H}{(S_r - 1)Dn} = \sqrt[3]{K_D \cot\theta}$$, con $$Dn = \sqrt[3]{\frac{W}{W_r}}$$

El factor de K_D incorpora toda la falta de conocimiento fundamental sobre el comportamiento de los fenómenos físicos en interacción con la estructura del rompeolas. K_D es la medida del grado de susceptibilidad de sufrir daños o averías en el dique, representado por el volumen de material desplazado o eliminado del perfil de la sección original, y se da como un porcentaje del volumen total ocupado por el manto de protección. Este valor ha sido determinado para distintas condiciones de daño y diferentes tipos de elementos de protección; sin embargo, para los K_D normales recomendados por Hudson se consideran daños ≤ 5%.

En vista de los altos pesos de roca necesarios, durante muchas décadas la atención ha estado en inventar elementos de concreto de gran variedad de formas, para obtener un K_D mayor y poder reducir el peso de los elementos necesario. Es así como han surgido los cubos, el tribar, los tretápodos y los dolos entre los más prominentes.

Dimensionamiento de las capas

La estabilidad de la coraza depende de dos factores principales:

- Las características del oleaje, altura, periodo, duración y ángulo de ataque.
- La estabilidad de las capas interiores, la subcoraza y el núcleo.

El primero de los dos factores anteriores ya fue tratado en el dimensionamiento de la coraza.

La función de las capas subyacentes es crear una transición entre el fondo marino -generalmente de arena- y la estructura, graduándolas de tal forma (gradación de las rocas y dimensión de las capas) que se genere una función de filtro que no permita la succión de la arena debajo del rompeolas, en especial del pie, a través de la estructura, lo cual llevaría a asentamientos del pie y a deslizamientos de la coraza, provocando la destrucción de algunos elementos y por consiguiente de la estructura global.

Para el dimensionamiento y gradación de las capas interiores (subcoraza y núcleo) al igual que en la definición de la coraza, es importante considerar si el oleaje rompe o no sobre la estructura.

Para el oleaje sin rompiente, usualmente se usa una capa de subcoraza (Ws) de roca de entre 10 y 15 veces el peso de la coraza externa (W/10 – W/15) Para el núcleo (Wn) las guías indican usar pesos variables entre 200 y 6000 veces el peso de la roca de la coraza exterior (W/200 – W/6000).

Para el oleaje en rompiente, en la subcoraza (Ws) la graduación recomendada es de 10 veces el peso de la roca de coraza (W/10) y para el núcleo (Wn), el peso recomendado varía entre 200 y 4000 veces el peso de la roca de la coraza exterior (W/200 – W/4000).

Para definir el espesor de las capas de enrocamiento, el método consiste en resolver la siguiente fórmula:

$$r = nk_\Delta \left(\frac{W}{Wr}\right)^{1/3}$$, donde:

r: espesor promedio de capa.

n: número de elementos que componen la capa.

W: peso de las unidades de la capa.

Wr: peso específico de la coraza.

La densidad de colocación de los elementos de la coraza se puede obtener con la siguiente fórmula, la cual es importante en el cálculo de la cantidad de material por emplear:

$\frac{N_r}{A} = nk_\Delta\left(1-\frac{P}{100}\right)\left(\frac{W_r}{W}\right)^{2/3}$, donde:

Nr: número de elementos requeridos para un área dada.

A: área lateral cubierta por los elementos.

K_Δ: coeficiente de capa (ver ANEXO N° 5)

P: porcentaje de porosidad o permeabilidad.

Es importante indicar que esta capa de coraza se puede disponer hasta una profundidad igual a 1.5 veces la altura de ola de diseño; posterior a esta profundidad la energía del oleaje disminuye por lo que se pueden disponer elementos más pequeños –esto es fundamental para reducir los costos de proyecto-.

Altura de coronación

La elevación máxima de la coronación de una estructura de protección depende de si se permite que exista rebase "overtopping" de la ola sobre ella.

La existencia o no de "overtopping" depende del fenómeno de "run up" (remonte de la ola) y este a su vez depende de la pendiente, porosidad y rugosidad de la capa de coraza, de la profundidad al pie de la estructura. En la siguiente figura se puede observar este fenómeno.

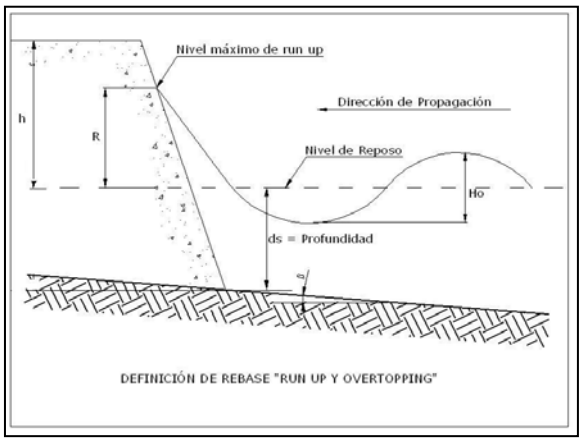


Figura 7. *Fenómeno de "run up".*

Para calcular este efecto, se han realizado estudios muy complejos en modelos hidráulicos.

Uno de los métodos usados para su determinación es a través de una combinación de diagramas, tablas y figuras, tal como las que se encuentran en los ANEXOS 6 y 7.

La fórmula que se requiere estimar para definir este parámetro es la siguiente:

$$r = \frac{R_{(rugosa)}}{R_{(lisa)}} = \frac{\frac{R_{(rugosa)}}{H'_o}}{\frac{R_{(lisa)}}{H'_o}}$$

Los diagramas del Anexo 7 resumen los resultados de los ensayos de laboratorio a escala reducida del remonte de olas regulares (monocromáticas) sobre taludes lisos e impermeables (Saville, 1958). Las curvas aparecen en forma adimensional para el remonte relativo R/H'o, dependiendo del parámetro "peralte de la ola en aguas profundas", y como función del talud de la estructura, donde R es la altura del remonte medida (verticalmente) a partir del agua en reposo, y en donde H'o es la altura de la ola en aguas profundas, en el supuesto de que no exista refracción. Frecuentemente, es necesario calcular el remonte en taludes permeables no lisos, para los cuales no se han hecho ensayos en modelos reducidos. Para ello, Battjes en 1974 definió una serie de valores de un coeficiente "r" para diferentes cualidades de superficie (permeabilidad y rugosidad), las cuales se observan en el ANEXO 5. En este caso, el rebase se calcula para taludes lisos e impermeables y luego se corrige con "r", para tomar en cuenta las estructuras porosas no lisas.

El Instituto de Desarrollo del Área Costera del Japón, a través de su manual "Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan", define una manera muy simple de calcular la altura de coronación, a través de la siguiente fórmula:

$hc = 1.25H_{1/3} + marea + h_{(seguridad)}$, donde:

hc: altura máxima de coronación, sin "overtopping" permitido.

$H_{1/3}$: altura de ola significante "Hs".

Ancho de coronación

Depende de la cantidad de "overtopping" que se desee permitir y de las limitaciones constructivas. La siguiente fórmula puede ser usada en su definición:

$B = nk_{\Delta}\left(\frac{W}{Wr}\right)^{1/3}$, donde:

B: ancho de la corona o cresta.

n: número de elementos que componen la capa, se debe considerar un mínimo de 2.

W: peso de las unidades de la capa.

Wr: peso específico de la coraza.

Método de Van der Meer (1993) [9]

Van der Meer propone otra metodología para calcular la estabilidad de las piezas del manto principal, a partir de resultados experimentales en diques de escollera.

La experimentación de las estructuras en talud con oleaje de tipo irregular o aleatorio, hizo ver claramente la influencia que tenían varios parámetros, hasta entonces no considerados, en la estabilidad del manto de protección. Las formulaciones previas – Iribarren y Hudson entre otras – por estar basadas en oleaje monocromático no incluían dichas variables.

En 1988, Van der Meer realizó ensayos extensivos de laboratorio, no para establecer mejores valores de K_D, sino justamente para reducir la dependencia del diseño de este factor y propuso nuevas fórmulas de diseño que no incluyen el factor de K_D, sino que se basan completamente en parámetros de oleaje y las condiciones del entorno físico.

Las nuevas variables introducidas en las fórmulas, se pueden resumir en:

- Periodo de oleaje: su inclusión en las formulas se hace a través del número de Iribarren.
- Duración del temporal: se incluye a través de la variable N = número de olas. En los ensayos experimentales se han usado valores finitos, comprendidos entre 1000 y 7500 olas. Para N = 7500 se estima que el grado de averías "S" alcanza el equilibrio.
- Permeabilidad de la estructura: incluye el efecto de la porosidad de las capas del filtro y núcleo posteriores al manto. P varía entre 0.1 (filtro escaso y núcleo impermeable) y 0.6 (dique homogéneo sin capas de filtro ni núcleo).
- Grado de averías: (ver apartado denominado Criterios de Avería y consultar el Cuadro 2 anterior).

Para aguas profundas, Van der Meer utiliza como altura de referencia la altura de ola significante Hs; la porosidad del manto principal y del secundario se representan como un solo parámetro P. Las fórmulas son válidas para taludes de escollera.

En aguas profundas y oleaje rompiente tipo rodante (plunging waves), Ir < Irc:

$$N_s = \frac{H_s}{(S_r - 1)Dn} = 6.2P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} I_r^{-0.5}$$

En aguas profundas y oleaje rompiente tipo ondulante (surging waves), Ir > Irc:

$N_s = \frac{H_s}{(S_r - 1)Dn} = 1.0P^{-0.13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\sqrt{\cot\theta}\, I_r^{\,P}$, donde:

Ir: número de Iribarren calculado a partir de la altura de ola y de la longitud de ola en aguas profundas. Da una idea del comportamiento entre el oleaje incidente y la estructura.

$I_r = \frac{\tan\theta}{\sqrt{S_o}}$, con $S_o = \frac{2\pi H_s}{gT^2} = \frac{H_s}{L_o}$

S_o = peralte de la ola.

Hs: altura de ola significante.

9 Govaere, G. 1997. Tesis: **"Acción del oleaje sobre estructuras no rebasables"**. UNAM, DF, México.

Lo = longitud del oleaje de aguas profundas.

T = periodo del oleaje. Puede usarse periodo medio o periodo pico, según criterio del diseñador y de la información con que se cuente.

N: número de olas del estado de mar.

Dn: diámetro nominal de las piezas.

Sr: densidad relativa de los elementos de la coraza.

S: nivel de daño.

P: porosidad o permeabilidad.

Irc: número de Iribarren crítico, para el cual se tiene un mínimo de estabilidad de las piezas del manto. El Irc se calcula con la siguiente fórmula:

$$I_{rc} = \left(6.2P^{0.31}\sqrt{\tan\theta}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$$

Para taludes con cot θ > 4 no se tiene una transición entre el oleaje que rompe en "voluta o rodante" (Ir < Irc) y el que rompe en "ondulante u oscilación", por lo tanto, Van der Meer utiliza solamente la primera fórmula para oleaje rompiendo en rodante.

Para aguas poco profundas, Van der Meer indica que la altura de ola significante no es un buen parámetro debido a que parte del oleaje que proviene de aguas profundas puede haber roto debido al efecto de asomeramiento en su trayecto hacia la costa -por lo que no se mantienen la distribución de probabilidad de Rayleigh-, por ello propone utilizar la altura de ola con una probabilidad de excedencia del 2% ($H_{2\%}$) como altura de referencia de diseño. Asimismo, modificó levemente las ecuaciones de la siguiente manera:

En aguas someras y oleaje rompiente tipo rodante, Ir < Irc:

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{(S_r - 1)Dn} = 8.7P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} I_r{}^{-0.5}$$

En aguas someras y oleaje rompiente tipo ondulante, Ir > Irc:

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{(S_r - 1)Dn} = 1.4P^{-0.13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot\theta}\, I_r{}^{P}$$

Considerando lo anterior, el oleaje debe ser analizado en el sitio, para definir si se trata de oleaje profundo o somero (para verificar si se da rompimiento de las olas antes de llegar a incidir sobre el talud del dique) y según el tipo de ola incidente, siguiendo la recomendación de Van der Meer para el uso de la formulaciones anteriores.
Adoptando una distribución de tipo Rayleigh, matemáticamente se pueden aproximar algunas de las relaciones entre alturas de ola y periodo, por ejemplo:

$H_{2\%}$ = 1.4 Hs

Todas las fórmulas anteriores incorporan parámetros que no se habían incluido antes en las fórmulas de diseño, como son:

- El nivel de daño que se admite, con lo cual se incorpora un factor probabilístico.
- Dos tipos distintos de rompiente de ola.
- El periodo de ola. Es importante porque considera las de periodo grande tipo "swell".
- La permeabilidad de la estructura, que es importante en la capacidad de la estructura de disipar energía.
- La duración de la tormenta, que es importante en la consideración de la carga repetitiva.

Las fórmulas de Van der Meer solo calculan el peso de roca natural para la coraza; por lo tanto, el cálculo es independiente de cualquier factor de ignorancia K_D. Para utilizar elementos de concreto en la coraza en vez de roca por medio de esta metodología, se debe hacer una relación que es completamente responsabilidad del diseñador; por lo cual el diseñador asigna valores de K_D a la roca diseñada y al elemento prefabricado que considere y se hace una relación simple entre ambas. La selección de K_D's depende exclusivamente de su conocimiento y experiencia en el tema.

Dimensionamiento, graduación y espesor de las capas

Se utilizan los mismos criterios que se emplean para el método de diseño de Hudson. De igual manera se definen la altura de corona y su ancho.

Metodología de diseño de rompeolas vertical

Para considerar el diseño de este tipo de elementos, se debe examinar primeramente cuáles son las condiciones de falla a la que está expuesto el sistema.

Las fallas que puede sufrir un rompeolas pueden ser funcionales (cuando el dique deja de cumplir adecuadamente la función para la cual fue diseñado –tal es el caso del rebase u "overtopping" de la ola no previsto-, o bien estructurales -cuando el dique pierde su geometría inicial de diseño-.

Los tipos de falla estructural que el dique puede sufrir son los siguientes:

Deslizamiento

Se produce cuando la fuerza horizontal producida por el oleaje incidente es superior a las fuerzas de fricción que se producen en el área de contacto entre la estructura monolítica y la banqueta de apoyo.

Volteo

Este fenómeno se da cuando los momentos de volcamiento producidos por el oleaje son superiores a los momentos estabilizadores de la estructura.

Asentamientos diferenciales

El continuo ataque del oleaje sobre la estructura puede generar esfuerzos considerables sobre la cimentación, la cual puede ir compactándose poco a poco, con lo que se van generando asentamientos desiguales a lo largo de la estructura.

Erosión de la banqueta

Ocurre cuando las fuerzas que produce el oleaje son lo suficientemente grandes como para desplazar de su sitio original las piezas de la banqueta de apoyo.

Falla del lecho marino

Puede ocurrir debido a que el material del fondo marino sobre el cual se emplazó la obra no soporte los esfuerzos que genera el peso de toda la estructura.

Criterios de estabilidad

Para estructuras monolíticas (como cajones tipo caisson), el tipo de daño que se puede tener es por volcamiento o por deslizamiento. Según el método de diseño de Goda (1985), los factores de seguridad para el deslizamiento y el volteo son respectivamente:

$$C.S._{deslizamiento} = \frac{(Peso - Subpresión)cf}{Fh}$$

$$C.S._{volteo} = \frac{\left(M_{peso} - M_{subpresión}\right)}{M_{Fh}}$$, donde:

Fh: es la resultante de las fuerzas horizontales producidas por el oleaje.

Según Goda, el factor de seguridad para el caso de deslizamiento debe ser superior a 1.2 ($C.S._{deslizamiento} > 1.2$), mientras que para el caso de volcamiento, éste debe ser superior a 1.4 ($C.S._{volcamiento} > 1.4$). Asimismo, indica que la fuerza resultante en el fondo de la estructura debe oscilar entre 40 y 55 toneladas de peso, para obtener una estabilidad suficiente en el fondo, aunque depende del material de la cimentación.

El coeficiente de fricción *cf* varía según el tipo y tamaño del material del talud y según la forma de la estructura. Sin embargo, este valor puede variar entre 0.5 y 0.7, según Nagai y Hamilton (1992).

Método de diseño de Goda (1985)

Se aplica para estructuras verticales reflejantes. Este método de diseño es uno de los más utilizados; supone una variación trapezoidal de la presión sobre la estructura y es válido para cualquier ángulo de incidencia del oleaje.

El siguiente esquema resume la nomenclatura usada por Goda y cuáles son las presiones de referencia.

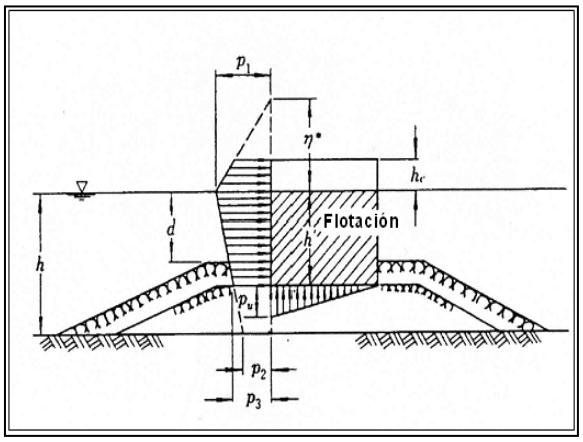


Figura 8. *Análisis de cargas de oleaje según Goda (1985)*

Para estimar la fuerza del oleaje sobre estructuras verticales, se deben considerar los siguientes factores:

- Condiciones de oleaje
- Nivel de marea
- Perfil del fondo
- Sección de la estructura
- Localización

En cuanto más grande sea la altura de la ola incidente, la fuerza será más grande gradualmente y cuando el oleaje se haya roto poco antes de la estructura, la fuerza sobre esta será máxima.

Empuje de la ola sobre la pared

La máxima fuerza horizontal para este caso, con el oleaje actuando en cualquier dirección, se define como sigue:

La máxima cota que alcanza el agua contra la estructura es:

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)H_D$$

Las presiones de referencia mostradas son:

$$P_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)(\alpha_1+\alpha_2\cos^2\beta)W_{H2O}H_D$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}$$

$P_3 = \alpha_3 P_1$, donde

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5\left(\frac{\frac{4\pi h}{L}}{senh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)}\right)^2$$

$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{hb-d}{3hb}\left(\frac{H_D}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_D}\right\}$$

$$\alpha_3 = 1-\frac{h'}{h}\left(1-\frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}\right)$$, donde:

η*: altura sobre el nivel del mar donde el empuje será cero (m).

P1: intensidad del empuje en el nivel del mar (ton/m²).

P2: intensidad del empuje en el fondo del mar (ton/m²).

P3: intensidad del empuje en el fondo de la pared vertical (ton/m²).

h: profundidad del mar en el pie del talud de la berma (cama) de cimentación (m).

hb: profundidad a una distancia de 5Hs (m).

h': profundidad del fondo de la pared vertical - sección sumergida- (m).

d: profundidad de la corona de la berma de cimentación (m).

W_{H2O}: peso específico del agua de mar (ton/m³).

H_D: altura de ola de diseño (m). Según recomendación de Goda se debe diseñar para un oleaje máximo, que de acuerdo a la distribución Rayleigh, para aguas profundas se define a través de la siguiente ecuación:

$H_{max} = 1.8\ H_{1/3}$

Este oleaje se debe propagar de aguas profundas al sitio para obtener el oleaje de incidencia real.

L: longitud de ola de diseño (m) en el sitio de profundidad h.

β: ángulo de incidencia del oleaje. La dirección del oleaje β se obtiene de restarle 15° a la dirección del oleaje de incidencia.

Respecto a la elección de dicho ángulo de incidencia, Goda recomienda girar 15º el ángulo de incidencia de cálculo hacia la normal al dique, debido a la incertidumbre intrínseca a la determinación del mismo. Las máximas presiones se producen en el caso de incidencia normal, y por ello la recomendación de girar 15° el ángulo de incidencia obtenido de las propagaciones hacia la normal al dique es una medida razonablemente conservadora.

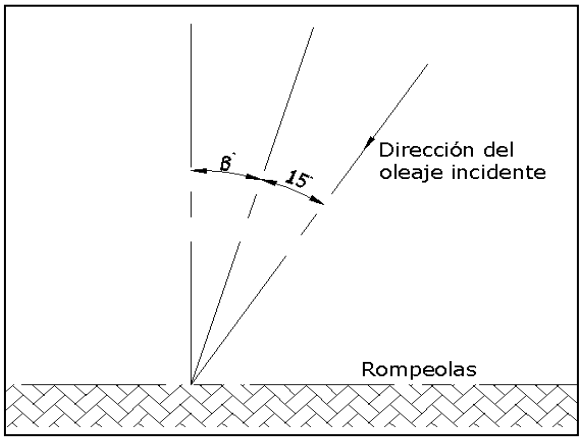


Figura 9. *Análisis de la dirección del oleaje β*

Fuerza ascensional de sustentación

La fuerza ascensional de sustentación se distribuye triangularmente en la base del dique, teniendo valores de Pu (ton/m²) en la pared del frente al oleaje y cero detrás de ésta, como se observa en la Figura 9.

$$Pu = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3 W_{H2O} H_D$$

En este caso se acepta que la flotabilidad actúa sobre el volumen que se desplaza, tal como se presenta en la figura anterior.

Altura y longitud de ola usados en el diseño

La altura y longitud de ola que se usan en el diseño serán las de la ola máxima, la cual corresponde a la ola llevada al sitio, obtenida a partir de su relación con la ola significante en la distribución Rayleigh, tal como se describe adelante.

- Cuando la estructura vertical se encuentra antes de la zona de rompiente:

  $H_D = H_{\max} = 1.8H_{1/3}$, donde:

  $H_{1/3}$: altura de ola significante propagada frente a la pared del rompeolas.

- Cuando la estructura vertical se encuentra en la zona de rompiente:

  H_D se da por el valor de Hmax que alcanza la ola frente a la pared del rompeolas, adicionalmente afectado por el fenómeno de rompiente.

Resultantes de fuerza y momento actuando

$$P = \frac{1}{2}\left\{1+\alpha_3+(1+\alpha_4)\frac{h'c}{h'}\right\}P_1 h'$$

$$Mp = \frac{1}{6}\left\{2 + \alpha_3 + 3(1+\alpha_4)\frac{h'c}{h'} + (1+2\alpha_4)\left(\frac{h'c}{h'}\right)^2\right\}P_1 h'^2$$

Donde:

$$\alpha_4 = \max\left\{\left(1 - \frac{hc}{\eta^*}\right), 0\right\}$$

$$h'c = \min\left\{\eta^*, hc\right\}$$

Modificación al Método de Goda

Recientemente Takahashi et al. (1992) han propuesto una modificación al método de cálculo de Goda basada en nuevos resultados de ensayos de laboratorio. Estos ensayos de laboratorio se han centrado en estudiar las presiones de impacto puesto que, según los autores, la formulación clásica de Goda no las estima con suficiente exactitud. Así, la modificación al método original se concreta en una nueva redefinición del parámetro $\alpha 2$. Entonces, $\alpha 2$ queda redefinido como:

$$\alpha_2 = \max\left\{\alpha_2(Goda), \alpha_I\right\}$$

El valor de αI se obtiene como producto de $\alpha 10$ y $\alpha 11$:

$$\alpha_I = \alpha_{10}\,\alpha_{11}$$

$$\alpha_{10} = \frac{H_D}{d} \quad para\ H_D \le 2d$$

$$\alpha_{10} = 2 \quad para\ H_D > 2d$$

La obtención de $\alpha 11$ se define de la siguiente manera:

$$\alpha_{11} = \alpha_{11a} \quad para\ \delta_2 \le 0$$

$$\alpha_{11} = a_{11b} \quad para\ \delta_2 > 0$$

$$\alpha_{11a} = \frac{\cos(\delta_2)}{\cosh(\delta_1)}$$

$$a_{11b} = \frac{1}{\cosh(\delta_1)\cosh^{1/2}(\delta_2)}$$

$$\delta_1 = 20\delta_{11} \quad para\ \delta_{11} \le 0$$

$$\delta_1 = 15\delta_{11} \quad para\ \delta_{11} > 0$$

$$\delta_{11} = 0.93\left(\frac{Bm}{L} - 0.12\right) + 0.36\left(0.4 - \frac{d}{h}\right)$$

$$\delta_2 = 4.9\delta_{22} \quad para\ \delta_{22} \le 0$$

$$\delta_2 = 3\delta_{22} \quad para\ \delta_{22} > 0$$

$$\delta_{22} = -0.36\left(\frac{Bm}{L} - 0.12\right) + 0.93\left(0.4 - \frac{d}{h}\right)$$

Donde:

Bm: ancho de la berma de cimentación al pie del rompeolas.

Altura de coronación de la estructura vertical

Franco et al (1994), realizaron una amplia experimentación de laboratorio con diques verticales impermeables, a los que se aplica diversas variantes tipológicas. Como resultado de la experimentación, Franco et al. (1994) proponen la siguiente expresión para el caudal medio de rebase adimensional:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_D^3}}$$

$$Q_1 = 0.2\,e^{-b\frac{Rc}{H_D}}$$

El coeficiente b viene dado en la información del ANEXO N° 8, en función de la tipología analizada. Se debe cumplir que Q1 debe ser igual a Q en las fórmulas, para una altura de corona determinada.

El caudal de rebase permitido “q” se obtiene igualmente del ANEXO N° 8, según la condición tolerable de caudal que se desea.

Metodología

La primera etapa implicó recopilar toda la información pertinente sobre el diseño y construcción de obras portuarias, así como del proyecto de ampliación de Moín, que se plasma en el Plan Maestro de Royal Haskoning.

Para la elaboración del Marco Teórico, se realizó consulta a la bibliografía general de aplicación actual, sobre conceptos básicos en la construcción de obras en la costa y se tomó el criterio de los expertos del MOPT por medio de entrevistas. En principio, este apartado implicó realizar una revisión de los principales detalles sobre información básica, componentes constitutivos de los puertos, niveles de operación aceptables, condiciones naturales que afectan el desarrollo de un proyecto marítimo portuario y en especial, el diseño de los elementos que lo constituyen (en este caso en particular para el diseño de los rompeolas).

Seguidamente, se hizo una valoración de las condiciones actuales de operación del muelle, con el fin de detallar sobre la importancia y la necesidad del cambio o ampliación que se está considerando en el puerto. Se dio una revisión de la propuesta básica del Plan Maestro, con el fin de extraer aquellos aspectos por considerar en el diseño; para ello, se hicieron algunas suposiciones con respecto al arreglo general preestablecido y a los niveles de operatividad para las instalaciones y facilidades. Es importante recordar que si bien el arreglo de distribución general de las obras define un grado de operación, éste solo se puede alcanzar con un diseño adecuado de las obras de abrigo.

Una vez conocidas las condiciones actuales del puerto y el alcance del proyecto de ampliación, se procedió a valorar el sitio de emplazamiento. Para ello se realizó un levantamiento topo-batimétrico al sitio de proyecto. En el apartado de Marco Teórico se dio una descripción del método utilizado para definir el relieve del fondo marino en el sitio de interés y de la importancia de contar con esta información, sobre todo para la definición del oleaje que es el principal parámetro de diseño que se utiliza.

Paralelamente al análisis batimétrico, se hizo un chequeo sobre las mareas predominantes en la zona, por medio de una valoración utilizando el método de observación directa durante los levantamientos batimétricos. Lo anterior permitió establecer los niveles del proyecto y la variación normal de la superficie del agua del mar.

Para la definición del oleaje, se revisaron estudios en custodia del MOPT sobre oleaje en aguas profundas del Caribe (fuera de la plataforma continental, a una profundidad mayor de 200 m) y las condiciones meteorológicas que lo generan. Este oleaje fue propagado al sitio de proyecto por medio de modelos matemáticos, haciendo uso de herramientas programadas para tal fin, desarrolladas en otros países (en este caso el Sistema de Modelado Costero de España, SMC).

La evaluación de la información de las corrientes del sitio, permitió realizar una valoración básica sobre el arreglo de la bocana de entrada al puerto según la propuesta, ya que este es un punto que se evalúa y se controla por medio de la dirección que se le dé a dicha entrada principal de acceso.

Una vez realizados los estudios oceanográficos y meteorológicos, se realizó el diseño de las obras y los elementos que la conforman, siguiendo las recomendaciones técnicas de uso internacional.

En aquellos casos en que no fue posible obtener información exacta sobre algunas características del medio (especialmente sobre el medio soportante) se hicieron las respectivas suposiciones, con el fin de no retrasar el avance de este análisis.

Acontinuación, con los diseños realizados se procedió a elaborar esquemas y planos preliminares sobre las estructuras de diseño propuestas. Posterior a esto se estimaron las

cantidades de materiales y los demás recursos necesarios correspondientes de cada alternativa; para ello se valoraron previamente los métodos de construcción óptimos según fuera el caso.

Con la información obtenida en este último análisis, se procedió a estimar los costos del proyecto para cada alternativa, haciendo uso de herramientas automatizadas como Excel.

Para finalizar, se recomendó la alternativa más ventajosa, considerando aspectos constructivos, de materiales y de costos.

Análisis Técnico

Evaluación del Plan Maestro Limón-Moín

En la costa atlántica de Costa Rica, prácticamente solo existen dos sitios con profundidad y protección natural contra el oleaje que son Puerto Limón y Puerto Moín, ya que el promontorio peninsular de Limón, la Isla Pájaros y la Isla Uvita, permiten una reducción importante de la altura de ola cuya dirección predominante procede del noreste. No obstante, en ambos sitios es necesaria la protección al oleaje mediante rompeolas, para garantizar una condición más tranquila y por lo tanto un mayor porcentaje de ocupación de los puestos de atraque en el puerto.

Los puertos de Moín y Limón están situados en la costa caribeña, a una distancia aproximada de 160 kilómetros de la capital, San José. Limón, cabecera de la provincia, es la Ciudad más importante en la costa del Caribe de Costa Rica. Moín es el área industrial situada a unos cuantos kilómetros al noroeste de Limón.

Figura 10. *Localización de Puerto Moín.*

Pronósticos de carga

La carga de importación que pasa por ambos puertos ha crecido a unos 4.5 millones de toneladas por año y la carga de exportación está alrededor de 4.0 millones de toneladas, para un total de unas 9 millones de toneladas por año en comercio. Ha habido una tasa promedio de crecimiento ligeramente superior al 5 % por año durante los últimos 15 años. La carga que se maneja en ambos puertos se puede categorizar de la siguiente manera:

- Carga en contenedores
- Petróleo y derivados
- Carga general

Se presenta un pronóstico de carga para tres escenarios de crecimiento: bajo, medio y alto.

Carga en contenedores

El siguiente gráfico presenta el resultado del tráfico de contenedores (llenos y vacíos):

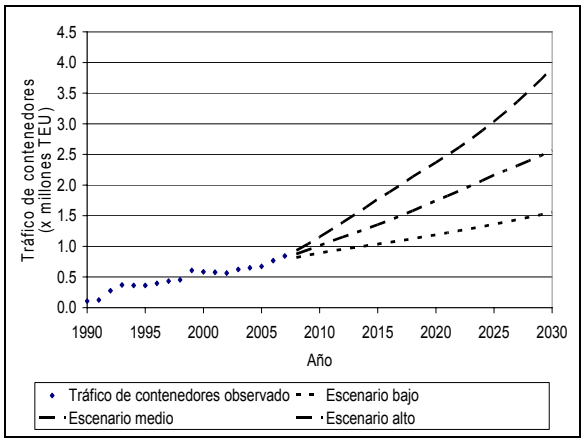


Figura 11. *Proyección de carga de contenedores. Tomada del Plan Maestro Limón-Moín.*

Petróleo y derivados

RECOPE es la entidad responsable de la importación de petróleo, sus derivados y gas. Los productos manipulados por el muelle petrolero son, entre otros: combustible liviano y pesado, diesel, combustible de aviación, GLP, gasolina, jet A1–turbocombustible de aviación, avgas–combustible de aviación y asfalto. Actualmente se manejan unas 2.7 millones de toneladas al año, y se espera que aumente hasta unas 3.4 millones de toneladas en el año 2015.

Carga general

Si bien hay una serie de productos de carga general tales como, frutas frescas, café, acero, abono…, uno de los productos de mayor importancia de la exportación es el banano. Los escenarios del pronóstico de carga correspondientes se presentan en la siguiente figura:

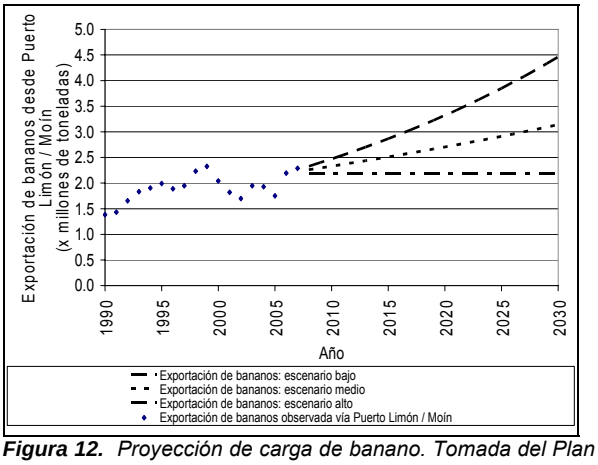


Figura 12. *Proyección de carga de banano. Tomada del Plan Maestro Limón-Moín.*

Resultados de las proyecciones

Con base en las proyecciones de tráfico y en rendimientos observados en otros puertos similares, se puede estimar las dimensiones principales de infraestructura básica requerida para el Complejo Portuario Limón – Moín (usando el pronóstico medio en cada caso):

- Terminal de contenedores: para el tráfico de contenedores proyectado de 2.0 a 2.5 millones de TEU's en el 2030, y con base en una productividad de 1000 - 1500 TEU's/metro lineal de muelle por año, se requeriría una longitud total de entre 1.5 y 2.5 kilómetros de muelle. Utilizando valores referenciales típicos, se requeriría un área total de alrededor de 100 hectáreas.

- Carga paletizada refrigerada (banano): para el tráfico total proyectado de carga frigorífica de alrededor de 1 millón de toneladas, y contando con una productividad de 150 toneladas por hora por buque, y con una productividad de 3,000 toneladas/metro lineal de muelle por año, se requerirían 2 puestos de atraque (longitud total: alrededor de 400 m).

- Carga convencional y granel líquido: para el manejo de carga no contenerizada, se requieren dos puestos de atraque (longitud total: alrededor de 350 m).

- Petróleo y derivados: RECOPE planifica la construcción de un nuevo muelle petrolero al norte del Puerto de Moín, sobre el rompeolas norte. Éste tendría suficiente capacidad para manejar las importaciones de petróleo hasta el final del horizonte de planificación del Plan Maestro.

Estrategia de implementación

Como el Puerto de Limón no cumple con las características necesarias para manipular una parte significante del tráfico futuro proyectado para Limón - Moín y como hay un interés del sector turístico en este puerto, el Consultor recomienda separar gradualmente las funciones entre los dos puertos en la estrategia de desarrollo a futuro:

- Puerto Limón, ubicada en la ciudad: turismo y otras actividades (excluyendo manipulación de carga).

- Puerto Moín: exclusivo para manipulación de carga.

Puerto Limón

Al evaluar la infraestructura actual se puede observar que el puerto sería muy adecuado para un desarrollo que ya ha comenzado: utilizarlo para una variedad de usos que no se relacionen con el manipuleo de carga. Por ejemplo:

- Tráfico de cruceros y el desarrollo relacionado con la infraestructura turística, entretenimiento e instalaciones.
- Marina para botes de recreación, yates y veleros.
- Instalaciones en tierra asociadas con el turismo, que irían de la mano con las instalaciones que se desarrollarían para el turismo en crucero.

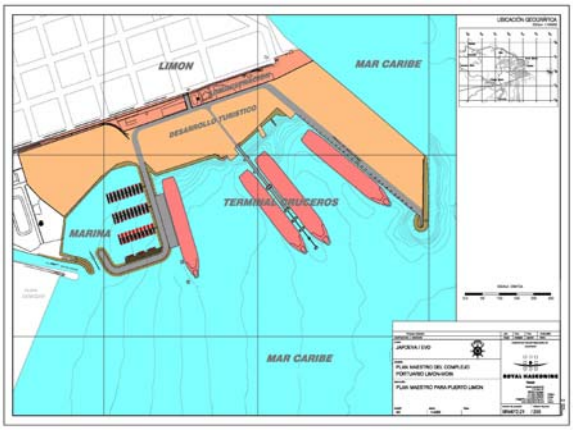


Figura 13. *Plan Maestro Limón. Tomado del Plan Maestro Limón-Moín.*

Puerto Moín

En la actualidad dispone de tres muelles con cuatro atracaderos:

- El Muelle petrolero, ubicado al norte del puerto, está orientado al noroeste, dispone de un atraque y tiene una longitud de 218 m. El calado asociado a este muelle varía entre 11 y 13 metros de profundidad.
- El Muelle bananero está orientado unos 10 º al este respecto del norte, tiene una longitud de 525 metros. Dispone de dos puestos de atraque y la dársena en esta zona tiene un calado de 10 a 11 metros de profundidad.
- El Muelle Taiwanes, destinado al tráfico de contenedores, tiene 250 metros de longitud con 4 hectáreas de patios para almacenamiento y operación con equipo especializado. El calado en esta terminal multipropósito actualmente oscila entre 11 y 12 m de profundidad; sin embargo su profundidad de diseño es de 14 m.

Con base en el espacio marítimo y terrestre disponible en el puerto existente de Moín, no hay espacio suficiente para crear la longitud de muelle necesaria, ni los espacios de manejo de carga, por lo cual se hace necesario ampliar el puerto hacia el noroeste, que es la única dirección en que hay suficiente espacio disponible.

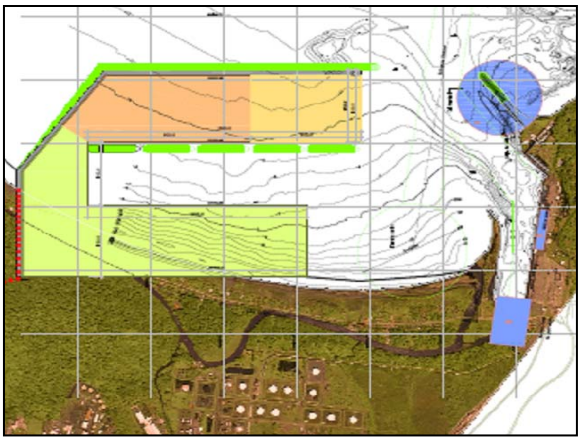


Figura 14. *Ampliación de Moín. Tomado del Plan Maestro Limón-Moín.*

Se recomienda el desarrollo del puerto en 3 etapas, a saber:

Fase 1

- Aumento de la capacidad de la infraestructura existente mediante: instalación de equipos, construcción de un nuevo Terminal Petrolero, construcción del Muelle 5-7 en la extensión sur de los muelles existentes en Moín.

- Preparación de la concesión y construcción de un nuevo puerto al noroeste del actual: preparación diseño preliminar, preparación de pliegos de licitación, preparación proceso de licitación pública (o restringida con precalificación de postores) para atraer un concesionario, firma de contrato con el concesionario, construcción del rompeolas y de la fase 2.

Fase 2

- Traslado de toda la carga de Limón a Moín.

- Manejo de contenedores en el nuevo puerto (900 metros de muelle de contenedores).

Fase 3

- Extensión del muelle de contenedores con 600 metros adicionales.

Con base en las proyecciones de carga, Royal Haskoning llegó a la conclusión de que los Puertos de Limón y Moín no pueden ser expandidos lo suficiente para atender el crecimiento de carga futura y que, por ende, será necesario desarrollar un nuevo puerto al oeste de Moín.

Caracterización del sitio

En términos generales, la costa de Moín se orienta al noroeste formando un ángulo cercano a 60º con el norte.

El tramo de costa de este análisis se encuentra en la Bahía de Moín y está limitado al oeste por la playa de Moín, y al este por el puerto de Moín y una serie de accidentes geográficos (acantilados), como se observa en la Figura 15.

El sitio presenta una exposición directa al oleaje del norte y una parte del este. No obstante, la Isla Pájaros y el Promontorio de Limón brindan cierta protección al oleaje proveniente de aguas profundas.

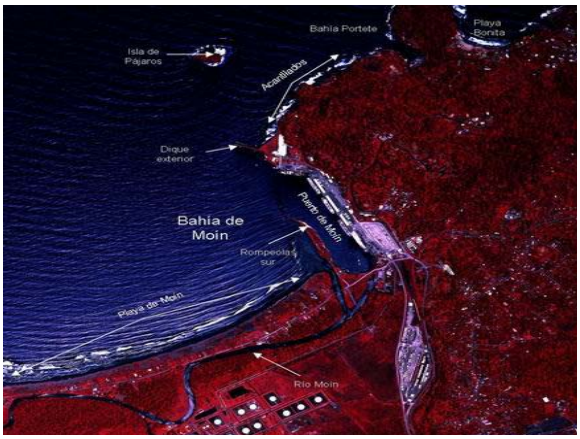


Figura 15. *Fotografía infrarroja de la Bahía de Moín.*

Análisis del dimensionamiento portuario propuesto

Con base en el arreglo geométrico definido por Royal Haskoning en el Plan Maestro, para este proyecto académico se preparó el plano general de proyecto (ver APÉNDICE N° 1), de acuerdo con los requerimientos de espacio tanto del área terrestre como de las zonas acuáticas.

En total se requiere al final una longitud de muelle de alrededor de 3000 metros construidos, de ellos 1500 metros con capacidad para albergar 5 buques tipo Portacontenedores Panamax (con dimensiones de eslora de 250 m, manga de 32.3 m y calado máximo de 12 m). La altura de la coronación de la pantalla del muelle se estableció en 2.7 m a partir del nivel de bajamares de sicigias.

Asimismo, se requiere obtener un área de dársena de maniobras cuyo ancho recomendado es de dos veces la longitud de la eslora del barco de diseño, por lo que se requiere para una dársena interior circular un diámetro de 500 m para maniobras de los buques.

El calado en el canal de entrada se requiere de 15 metros aproximadamente, según los requerimientos del barco -12 m de calado-, dependiente del sobre-hundimiento por maniobra “squat”, movimientos del barco, de la marea ordinaria, del oleaje normal de incidencia y un margen de seguridad. Asimismo, el ancho del canal de navegación de entrada se requiere de ocho veces el ancho del buque, para dos carriles,

por lo que se estableció en 250 metros aproximadamente.

Para realizar todas las operaciones de carga y descarga, y demás actividades que se llevan dentro de la logística del puerto, Haskoning recomienda, según su experiencia en terminales de contenedores, un ancho de 500 metros desde la pantalla del muelle hasta el rompeolas.

El siguiente apartado define las características principales de los factores físicos que prevalecen en el sitio de proyecto.

Análisis de las condiciones físicas de emplazamiento

En virtud de que el objetivo de este proyecto no es realizar un análisis exhaustivo de datos para predecir condiciones físicas naturales -pues esta definición es muy compleja y requiere de una cantidad considerable tanto de recursos económicos como de tiempo para analizar la información de los registros de varios años- sino diseñar las obras de abrigo del nuevo puerto en función de los parámetros con que se cuenta, se analizarán estudios previos de una serie de entidades que han tratado de predecir las condiciones físicas naturales más representativas para la Bahía de Moín.

Recordando que el diseño estructural de las obras de protección se da por la necesidad de obtener una condición segura de las embarcaciones y las instalaciones, el enfoque de la obtención de parámetros de diseño se concentrará en realizar una caracterización extrema de esos factores físicos (principalmente oleaje, vientos y mareas).

En cuanto a condiciones de operación normal del puerto, se darán algunas conclusiones a partir de antecedentes de otros estudios en la Bahía de Moín, partiendo de que este análisis fue abordado en el Plan Maestro de Haskoning donde se elaboró la configuración finalmente propuesta y recordando que el análisis de régimen medio o normal incide en la optimización del diseño final del rompeolas, en lo que respecta al arreglo geométrico, a través de un análisis de la agitación interna del puerto y sobre las condiciones de maniobrabilidad de los buques antes, durante y/o después de atracar y operar en el recinto portuario (sobre todo de buques de contenedores, que son muy sensibles a la acción del viento y el oleaje).

Topohidrografía del sitio

El método empleado en el levantamiento de campo para obtener el relieve del fondo (batimetría de detalle) fue a través de ecosonda para medir las profundidades, y un sistema de posicionamiento global (GPS) para obtener la posición horizontal del equipo. El levantamiento se programó para hacer coincidir la profundidad con mediciones horizontales a cada 30 segundos, en cada transecto o trayectoria del equipo a bordo de la embarcación (levantamiento realizado con personal del MOPT).

Con el fin de obtener un alcance suficiente en la información del fondo marino, a fin de llevar a cabo las propagaciones del oleaje desde aguas profundas hasta el sitio de proyecto, se incorporó la información de la Carta Náutica 28049 de la Defense Mapping Agency de los Estados Unidos a la batimetría de proyecto.

La batimetría general es de pendiente suave (condición primordial en la propagación de oleaje por medio del programa SMC): en profundidades indefinidas (de 100 metros en adelante) tiene una pendiente inferior al 5 % aproximadamente, en profundidades intermedias del orden del 0.6 % y en reducidas alcanza valores medios de 1 %.

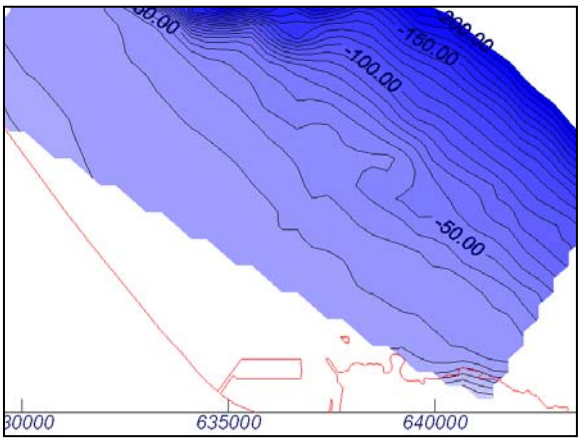


Figura 16. *Batimetría de aguas profundas (proviene de la Carta Náutica 28049).*

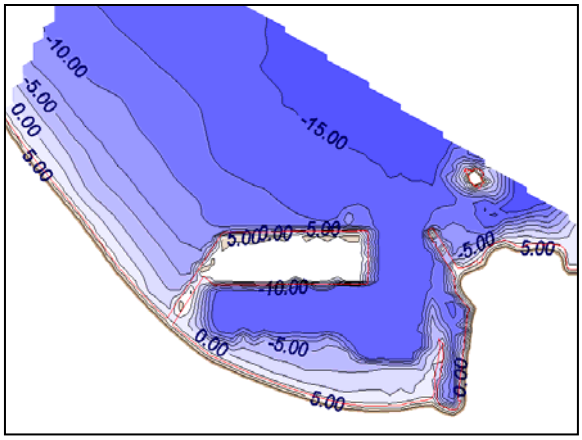


Figura 17. *Batimetría de aguas someras (Carta Náutica 28049 y de plano topohidrográfico del Proyecto).*

El plano topohidrográfico con la batimetría de detalle del proyecto se puede visualizar en el APÉNDICE N° 2.

Análisis de los vientos

El objetivo primordial de valorar las condiciones críticas de vientos es definir las ráfagas máximas y medias del sitio de proyecto, que afectarán la operación en puerto.

La alineación del canal de acceso -especialmente para terminales de contenedores- y las maniobras de los buques portacontenedores que son muy susceptibles a las condiciones de vientos predominantes, se deben considerar en la evaluación.

Otro objetivo que tendría analizar los vientos sería realizar mediciones y obtener registros confiables para valorar su condición como fuente generadora de oleaje.

Dado que en este apartado únicamente se valorará el viento para definir condiciones de operación y maniobra de los buques, y no como una variable directa del diseño de las obras de abrigo, este análisis se dará a partir de los resultados de los siguientes estudios previos, y solo como referencia:

- *"Estudio técnico-económico y financiero de las alternativas propuestas y diseños de una nueva terminal portuaria en el Puerto de Moín-Atlántico de Costa Rica, Han Padron Associates, 1998".* En adelante Estudio de Han Padron.

- *"Universidad de Cantabria, Informe Final: Estudio de afección de las obras de dragado y ampliación de Moín, para la UCR, 2005".* En adelante Estudio de Cantabria.

- *Estudio de Anteproyecto de Marina Moín, Watermark S. A., 2007".* En adelante Estudio de Marina Moín.

- *Plan Maestro para el Complejo Portuario Limón-Moín, Consultora Royal Haskoning.* En adelante Estudio de Haskoning.

Estudio de Han Padron

El Consultor en este caso contó con los siguientes estudios previos para su análisis:

- *"Integrated Atlantic Coast Port Study Master Plan Limón-Moín, elaborado por Rhein Rhur Ingenieur, 1980.*

- *"Estudios oceanográficos, climáticos y náuticos a fin de determinar la viabilidad de construcción de una nueva terminal portuaria en el Puerto de Moín. Informe final realizado por Svasek", 1997.*

Han Padron realizó el análisis de viento extremal con información recopilada a través del Instituto Meteorológico Nacional, con datos desde 1980 a 1997. La máxima velocidad reportada en el periodo fue de 86 km/hr (24 m/s), y el promedio de estos máximos fue de 50 km/hr (14 m/s).

Han Padron concluye que los valores más intensos de vientos medios se dan entre los meses de marzo-abril y setiembre-octubre, con promedios entre 12 - 14 km/hr (3 - 4 m/s). Asimismo, indica que durante la noche la velocidad es más estable y reducida, entre 4 - 8 km/hr (1 - 2 m/s).

Los resultados que se obtuvieron respecto al análisis extremal indican que es posible la existencia de vientos de 98.96 km/hr (27.5 m/s) con periodos de retorno de 50 años, así como de 103.77 km/hr (28.8 m/s) para periodos de retorno de 100 años.

Estudio de Cantabria

La fuente de datos empleada proviene de la base de datos de la NASA "The Physical Oceanography DAAC Ocean ESIP Tool (POET)" de la que se han extraído vientos comprendidos entre Julio de 1999 y Septiembre de 2005 y el rango espacial seleccionado está caracterizado por los siguientes límites: Latitud 9 N – 11 N y Longitud 84 W – 81 W.

Este estudio concluye que existen dos direcciones principales de vientos: noreste y este-noreste, con una probabilidad de ocurrencia del 20 y 25 % respectivamente. Asimismo, la intensidad del viento en el año medio excede 16 m/s sólo el 2 % del tiempo, mientras que la intensidad media es de 5.6 m/seg. También se indica que los vientos más intensos son del este-noreste y del este, mientras que los más frecuentes son los del este-noreste y noreste.

Estudio de Marina Moín

El estudio de la Marina Moín muestra condiciones de viento promedio, máximas y mínimas horarias y viento promedio diario, como resultado de un análisis de datos de medición recolectados entre 1994 y 2006. Asimismo, por medio de un análisis estadístico de la información de la estación de Limón, se determinaron los vientos extremos. Para todos los casos se obtuvieron las direcciones predominantes.

El estudio concluye que las máximas velocidades sostenidas diariamente (viento promedio) corresponden a los 5 m/s, variando entre 2 y 11 m/s. Asimismo, se determinó que las ráfagas de vientos máximos con periodos de recurrencia de 50 años son de 30.5 m/s aproximadamente, en tanto que para 100 años corresponden a 33.7 m/s.

Estudio de Haskoning

Este estudio define que los vientos predominantes provienen del norte y noroeste y que, por lo general, las velocidades medias no exceden los 10 m/s.

Vientos de proyecto estimados

De los cuatro estudios se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El régimen medio de ráfagas de viento se encuentra entre los 2 y los 11 m/s, con un promedio de 6.5 m/s. Esta condición puede variar por la noche, obteniéndose condiciones de más calma.

- El régimen máximo de ráfagas de viento oscila entre 27.5 y 30.5 m/s, para periodos de retorno de 50 años. De igual manera, para periodos de recurrencia de 100 años los vientos oscilarán entre los 28.8 y los 33.7 m/seg.

- Finalmente, se considera que los vientos más intensos son del este-noreste y del este, mientras que los más frecuentes son los del norte, noreste y este-noreste.

Análisis de las mareas predominantes

Con el fin de correlacionar todos los análisis que se lleven a cabo en el sitio con respecto a nivelaciones, se dio una definición de la variación del nivel del mar a partir del *datum vertical* específico para Moín.

El datum para Moín es de 0.12 m a partir del nivel medio del mar, con variaciones máximas observadas de hasta 40 centímetros entre niveles bajos y altos, en casos extremos.

Por medio de mediciones directas de variación de mareas, durante los levantamientos hidrográficos que se realizaron, se corroboraron los niveles del mar predominantes y se correlacionó directamente la batimetría realizada con un banco de nivel en tierra preestablecido a partir del *datum vertical* para Moín.

La metodología de levantamiento de información empleada fue, por medio de una Estadia colocada estratégicamente en un sitio que permitiera leer el nivel cada 15 minutos, efectuar registros durante el levantamiento batimétrico y durante los cambios de mareas altas (en pleamares) y bajas (en bajamares). Este análisis permite referenciar el levantamiento realizado al banco de nivel preestablecido.

Análisis de las corrientes

Su análisis radica en la importancia de definir su afectación a la operación de los buques. También podría considerarse oportuno en la definición de la dirección de la bocana de entrada y canal de acceso al puerto siempre bajo la perspectiva de maniobrabilidad de los buques.

Para su determinación se utilizaron los resultados de los siguientes estudios previos:

- *"Estudio técnico-económico y financiero de las alternativas propuestas y diseños de una nueva Terminal Portuaria en el Puerto de Moín-Atlántico de Costa Rica, Han Padron Associates, 1998".*
- *"Estudio de Cantabria, Informe Final: Estudio de afección de las obras de dragado y ampliación de Moín, UCR, 2005".*
- *Estudio de Anteproyecto de Marina Moín, Watermark S. A., 2007".*

Estudio de Han Padron

De este análisis se concluye que, aguas afuera, durante casi todo el año, existe una corriente proveniente del Caribe con dirección sur-este paralela a la costa, con valores promedio entre 0.4 y 0.5 m/seg (1 nudo). Alrededor del mes de mayo, la dirección de la corriente se invierte por un corto lapso, con un valor promedio de los 0.254 m/seg y dirección noroeste. Las velocidades máximas pueden alcanzar valores de 2 nudos.

En el área portuaria la velocidad de la corriente disminuye y los valores promedio oscilan entre 0.05 a 0.25 m/seg (0.5 nudos) que son muy bajos y generan zonas de baja velocidad del agua en el sitio.

El área interna de la bahía se encuentra influenciada por la corriente externa del Caribe, corrientes de marea, las inducidas por oleaje, las del río Moín y las producidas por vientos locales.

Estudio de Cantabria

Este estudio define que, a lo largo de la playa se observa un sistema circulatorio producto de la rotura del oleaje. Igualmente, existe una corriente longitudinal a lo largo de la playa cuya intensidad y sentido depende del oleaje incidente.

En el caso del oleaje procedente del norte, éste genera dos corrientes longitudinales en la playa, una con dirección sureste en la zona oeste y otra en las proximidades de la desembocadura del río Moín con dirección oeste. Cuanto menor sea la componente norte del oleaje, menor magnitud y alcance tiene la corriente sureste y mayor es la corriente próxima a la desembocadura del río. De esta forma, la mayor corriente del sureste se produce para un oleaje del norte, mientras que en el caso de un oleaje del este-noreste no se genera corriente en dirección sureste y solo hay una corriente longitudinal a la playa.

Estudio de Marina Moín

Con base en el estudio de las corrientes costeras debidas a eventos extremos, el estudio determinó que existe un arrastre leve de sedimentos en dirección sur. Este arrastre es mayor según la dirección del oleaje; los de dirección norte ocasionan el mayor arrastre de sedimentos. Debido a que estos oleajes se presentan con baja frecuencia, menos del 13% del tiempo, se prevé que el arrastre de sedimentos es bajo.

La dirección del oleaje más frecuente es del noreste (86%); debido a que es perpendicular a la costa, se prevé que el arrastre que se genera a lo largo de la costa es casi nulo. Las principales corrientes generadas por oleajes con esta dirección son de resaca, por lo cual el transporte de sedimentos es muy limitado.

Corrientes estimadas

Según el análisis, debido a que la dirección predominante del oleaje es casi perpendicular a la playa, es poco probable que existan problemas de arrastre litoral por corrientes originadas debidas al oleaje en rompiente. En general, el patrón de corrientes es el siguiente:

- Aguas afuera existe una corriente paralela a la costa, con una intensidad de 1 y hasta 2 nudos a varias millas en altamar, con una dirección rumbo de S 45° E, aproximadamente.

- En el área portuaria, las corrientes obtienen valores entre 0.1 - 0.5 nudos como máximo (de muy baja intensidad).

- El área interna de la bahía se encuentra influenciada por la corriente externa del Caribe, las inducidas por oleaje, las del río Moín y las producidas por vientos locales.

Análisis de oleaje de diseño

En virtud de que el oleaje es el principal parámetro de diseño de las obras costeras y por consiguiente de las obras de protección del puerto, fue conveniente dejar este apartado al final de la caracterización, recordando que el oleaje incidente que predomina en el sitio depende de una definición bastante precisa del oleaje en aguas profundas y de su transformación al sitio de proyecto. En el Capítulo de Marco Teórico se describió cómo el oleaje en el sitio proviene de una transformación del oleaje de aguas profundas a partir de los procesos de refracción, difracción y someramiento.

Oleaje de aguas profundas

El método más utilizado para realizar esta definición es obtener registros de datos de medición, ya sea de vientos en una zona de generación durante un tiempo prudencial (al cual se le pueden aplicar teorías para transformar esos vientos en energía de oleaje) o bien registros de mediciones directas de oleaje en un tiempo propicio y representativo (sea por observación visual o registro instrumental); para ambos casos, por medio de un análisis estadístico de distribución tipo exponencial, Weibull o Gumbel por ejemplo, se realizan proyecciones de esos oleajes, extrapolando los valores para obtener periodos de retorno de altura de ola de hasta 100 o más años según se requiera. Posteriormente, se debe considerar, si se cuenta con la información, realizar una comparación con otros análisis realizados.

Dado que obtener los datos de registro existentes podría significar un elevado costo económico y se requeriría de un tiempo considerable para elaborar todo el análisis estadístico que esto conlleva, se hará uso de una serie de estudios oceanográficos, costeros, náuticos y meteorológicos que se han llevado a cabo a fin de definir el oleaje más representativo para Moín.

La idea principal es realizar una comparación de todas las fuentes consultadas a fin de poder correlacionar unas con otras y determinar el oleaje de diseño de forma precisa. La información de respaldo es la que se describe a continuación:

- *"Estudio técnico-económico y financiero de las alternativas propuestas y diseños de una nueva Terminal Portuaria en el Puerto de Moín-Atlántico de Costa Rica, Han Padron Associates, 1998".* En adelante el Estudio de Han Padron.

- *Estudio de Anteproyecto de Marina Moín, Watermark S. A., 2007".* En adelante el Estudio de Marina Moín.

- *Plan Maestro para el Complejo Portuario Limón-Moín, Consultora Royal Haskoning, 2008.* En adelante el Estudio de Haskoning.

En virtud de que el proceso de afectación del oleaje es de tipo estocástico (cíclico), cada uno de los estudios antes mencionados se ha visto en la necesidad de comparar sus resultados con otros estudios previamente preparados. El siguiente apartado resume el contenido y las conclusiones de cada una de los estudios.

Estudio de Han Padron

Han Padron realizó una valoración de los estudios existentes que dieron origen al diseño del puerto actual, considerando principalmente el método empleado para la recolección de los datos de registro. Los estudios revisados por Han Padron son los siguientes:

- *"Estudios oceanográficos, climáticos y náuticos a fin de determinar la viabilidad de construcción de una nueva Terminal Portuaria en el Puerto de Moín. Realizado por Svasek Coastal and Harbour Engeenering, 1997".* En adelante el Estudio de Svasek.

Este estudio se basó en información de oleaje recolectada por la Oficina Meteorológica Real de Holanda (KNWI) mediante observación directa de barcos. Utilizando un modelo matemático de propagación de oleaje denominado FINWAVE, Svasek simuló el proceso de transformación de oleaje hacia la costa.

Los resultados de altura de ola significante (Hs) y periodo de ola (Ts) se pueden ver en el Cuadro 5-1 del APÉNDICE N°5. El oleaje que se presenta es omnidireccional (en el sentido de afectación crítico o dirección crítica).

- *"Registro de medición con Boya ENDECO en la Bahía de Moín en Julio, Agosto, Septiembre y Diciembre de 1996, por JAPDEVA".*

  Su objetivo fue comparar el oleaje real medido reportado por la boya con las transformaciones teóricas de oleaje de aguas profundas. La boya fue colocada dentro de la Bahía de Moín en aguas someras.

- *"Hydrographycal conditions in the area of Bahía Moín. Expert's Opinion on the Construction of a new harbor, 1978". Elaborado por el profesor e ingeniero Dr. Ole Burkhardt, Dinamarca.* En adelante el Estudio de Burkhardt.

  Este estudio fue la base de diseño del actual rompeolas norte de Moín. Asimismo, permitió valorar la agitación interna en los muelles petrolero y bananero.

  Al momento del estudio de Burkhardt no existían mediciones de oleaje para Moín; por esta razón, se utilizó un método de predicción teórico, aplicando estadísticas de datos de viento en una zona de generación representativa en aguas profundas y transformando el oleaje a la zona de proyecto, considerando los efectos de refracción, difracción y someramiento.
  Los resultados del estudio, únicamente para un periodo de retorno de 50 años y para varias direcciones predominantes, se encuentran en el Cuadro 6-1 del APÉNDICE N° 6.

- *"Integrated Atlantic Coast Port Study Master Plan Limón – Moín. Elaborado por Rhein Rhur Ingenieur de Alemania, 1980.* En adelante el Estudio de la RRI.

  Su objetivo fue optimizar el diseño del rompeolas norte del Dr. Burkhardt, sobre todo para realizar una extensión al rompeolas.

En virtud de la variabilidad de los resultados finales de cada estudio, Han Padron analizó mediciones de oleaje obtenidas por medio de satélite desde 1987 a 1997. Los resultados de la medición omnidireccional se presentan en el Cuadro 6-2 del APÉNDICE N°6. Esta medición, junto con la información reportada por la Boya ENDECO de JAPDEVA, le permitió comparar los resultados y descartar bajo ciertos criterios algunos de los oleajes obtenidos en los estudios previos.

Además de las mediciones, Han Padron realizó un levantamiento del estado del rompeolas norte con el fin de valorar la capacidad del mismo y la posible afectación que se haya tenido desde el momento de la construcción, lo que permitió determinar el oleaje posible al que haya estado expuesto el rompeolas durante su existencia.

Algunas de las conclusiones a las que llegó el Estudio de Han Padron son las siguientes:

- Los datos de observaciones por barcos sobreestiman los valores al compararlos con los demás criterios.

- Las observaciones por satélite se consideran las más convenientes por su correlación con las mediciones del oleómetro de JAPDEVA y según el análisis de extremos coincide razonablemente con las investigaciones de la RRI.

- Se recomienda una altura de ola de diseño omnidireccional en el sitio de 4.64 metros, para un periodo de retorno de 50 años, según el análisis de observación de satélite.

- El rompeolas norte se construyó con una altura de ola de diseño en aguas profundas de 4.8 metros omnidireccional, una vez trasformado al sitio, el oleaje de diseño fue de 4.55 metros.

- Al valorar el estado del rompeolas se definieron los oleajes críticos de afectación para cada tramo y se determinó que algunos no cumplen con el diseño previamente definido (construcción distinta al diseño).

- El oleaje más crítico al que estuvo expuesto el rompeolas norte según este estudio fue de 3.4 metros, muy por debajo del valor recomendado por medición de satélite de 4.64 metros.

Estudio de Marina Moín

Utilizando un modelo numérico de predicción de oleaje "hindcasting" denominado Wavewatch III, de la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA) de los EEUU, donde el modelo toma características meteorológicas (vientos, temperatura, presión atmosférica…), medidas por satélite de radar, se genera y propaga oleaje, con lo cual se cuenta con registros de altura, direciión y periodo, desde el año 1997 para esta zona. Realizando un análisis estadístico de distribución de frecuencias Weibull, se extrapolaron los oleajes para diferentes periodos de retorno y para distintas direcciones de incidencia.

Los resultados del oleaje para diferentes direcciones se pueden consultar en el Cuadro 7-1 del APÉNDICE N° 7.

Estudio de Haskoning

Su análisis consistió en evaluar cuatro diferentes fuentes de datos de registro:

- Datos "hindcasting" del modelo Wavewatch III de la NOAA.

- Observación de barcos en una región local para Moín (HWS: Hydrobase Wave Statistics).

- Observación de barcos BMT en todo el Mar Caribe (GWS: Global Wave Statistics).

- Datos "hindcasting" de vientos analizados por medio de diagramas Bretschneider).

Los resultados de oleaje tanto omnidireccional como en las direcciones predominantes se pueden consultar en el Cuadro 7-2 del APÉNDICE N° 7.

De las fuentes anteriores, Haskoning concluye que:

- Los cuatro conjuntos de datos son bastante coherentes para los oleajes más bajos de periodos de retorno menor, especialmente las observaciones de barcos.

- Los datos de ola extrema para el análisis de la NOAA son los más bajos.

- Los datos "hindcasting" de la NOAA por lo general están mal representados para oleaje extremo.

- Debido a que los datos de observaciones de barcos BMT representan un área muy amplia del Caribe, no es posible usar estos datos para definir el oleaje; se dan solo a manera de referencia.

- De las fuentes presentadas, se escogió la de HWS de observación de barcos, considerando que era la más representativa del oleaje.

- El oleaje en la Bahía de Moín se considera moderado, con un 90% del tiempo de olas más bajas a los 3.5 metros y un 50% del tiempo con olas más bajas de 2 metros.

Oleaje de aguas profundas final estimado

Considerando las siguientes tres situaciones:

- Han Padron recomendó utilizar los datos de satélite omnidireccional para realizar el análisis extremal para diseño del rompeolas y descartó los datos obtenidos por medio de observación de barcos (Svasek) por considerarlos 'sobrestimados', y los resultados del análisis de viento (Burkhardt); no obstante recomendó utilizar este último análisis Junto al Estudio de la RRI para definir las condiciones medias de agitación en el diseño geométrico, dado que los datos de

satélite no presentan dirección específica de incidencia y tienen una buena correlación con los resultados omnidireccionales de satélite.

- Haskoning recomienda realizar los diseños por medio de datos de observación de los barcos (HWS), y descartó utilizar los resultados del análisis de la NOAA por considerarlos "subestimados".

- El Estudio de la Marina Moín utilizó únicamente los datos de predicción de la NOAA para su análisis.

Si se comparan todas las fuentes de oleaje (considerando las fuentes originales), se demuestra que existe una gran variabilidad (dispersión) de todos los datos, tal como se puede apreciar en el gráfico del APÉNDICE N° 8. Para realizar una comparación se necesitó interpolar o bien extrapolar las proyecciones de algunas fuentes por medio de una función de mejor ajuste, con el fin de obtener información comparable. Las proyecciones se hicieron para 1, 10, 25, 50 y 100 años de Periodos de Retorno. Los detalles de esta proyección se pueden ver en el Cuadro 8-1 del APÉNDICE N° 8.

Debido a la gran dispersión de todas las fuentes se podría considerar la conveniencia de desestimar algunas de ellas -tal como lo hizo el estudio de Han Padron o el Estudio de Haskoning-, ya sea por la incertidumbre que se haya podido generar en la recolección de los registros -tal como sucede con la observación visual, que depende de la pericia del observador-, o bien por consideraciones especiales, como la que estima Haskoning sobre el oleaje extremo obtenido a través de predicción "hindcasting" de la NOAA.

Uno de los aspectos más importantes a tener en cuenta a la hora de usar los datos visuales de oleaje, es la posible relación que éstos guardan con las alturas de ola medidas con instrumentos, existiendo actualmente diversas relaciones empíricas que correlacionan la altura de oleaje visual Hv, con una altura de ola significante Hs ($H_{1/3}$). Considerando estas correcciones con base en experimentación y tratando de disminuir este tipo de incertidumbres; se decidió utilizar la siguiente correlación que permite corregir el oleaje obtenido por medio de observación visual:

$Hs = 0.5 + 0.6Hv$ [10], donde:

Hs: altura de oleaje significante.

Hv: altura de oleaje significante definido a partir de observación visual.

Usando la corrección anterior para los datos de observación visual del Estudio de Svasek (ver Cuadro 5-2 del APÉNDICE N° 5) y del Estudio de Haskoning (ver Cuadro 7-3 del APÉNDICE N° 7), podemos encontrar una relación más precisa y menos dispersa entre todas las fuentes que se tienen (observación visual, predicción "hindcasting" de la NOAA, medición por satélite, predicción "hindcasting" para vientos). La información corregida, así como el gráfico de comparación se pueden ver en el APÉNDICE N° 9.

Del gráfico mencionado se puede destacar que la información, una vez corregida, es más precisa y debido a lo anterior, no es recomendable descartar ninguna de las fuentes de información, ya que todas ellas son aproximadas. Por el contrario, con todas las fuentes se estimó una línea de mejor ajuste, para proyectar el oleaje.

Para el diseño del rompeolas, se estima conveniente realizar el diseño para un periodo de retorno de 50 años. Considerando no descartar ninguna de las fuentes, se ideó un método de correlación entre ellas, para el periodo de retorno de diseño. Para ello se obtuvo el promedio de la altura de ola con 50 años de periodo de retorno.

La razón entre esta función de altura de ola promedio y cada una de las curvas de ola proyectadas por cada fuente, se aplicó a aquellas fuentes que presentaran una dirección de incidencia asociada -las direcciones predominantes de incidencia según concuerdan los estudios consultados- corresponden a N, N 30° E, N 60° E y O-, ya que para optimizar el diseño, al ser un rompeolas muy extenso el oleaje de incidencia puede ser muy variado, según el ángulo de propagación asociado a alturas de ola afectando en distintos tramos del rompeolas. Posteriormente se promediaron las tres fuentes que tienen dirección de incidencia (Han Padron, Marina Moín y Haskoning) para obtener una caracterización del oleaje de diseño

[10] Corrección GIOC (1993), recomendada por la Universidad de Cantabria para el Centro del Atlántico.

por dirección. Los detalles se pueden observar en los Cuadros 10-1, 10-2 y 10-3 del APÉNDICE N° 10.

El siguiente cuadro resume los oleajes en aguas profundas para 50 años de periodo de retorno, en las direcciones predominantes que afectarán el proyecto. Éstos deben ser propagados al sitio del dique o rompeolas, por medio de algún método conforme los procesos de transformación que se vieron en el apartado de marco teórico, sobre estimación de oleaje de aguas someras.

CUADRO 3. ALTURA DE OLA "Hs" (m) Y PERIODO (s), AGUAS PROFUNDAS.

	(°) respecto del norte			
Dirección	0	30	60	90
Hs (Ho)	4.28	4.59	5.41	4.70
T (s)	10.74	10.22	10.40	9.10

El oleaje que se definió en el cuadro anterior corresponde a un periodo de retorno de 50 años, por dirección predominante; no obstante, se deben obtener oleajes de aguas profundas del orden de hasta 500 años de periodo de retorno para el caso del diseño de diques verticales -uno de los diseños de este proyecto-, por lo que el mismo se definió a través de la ecuación obtenida de la curva de mejor ajuste del gráfico que se presenta en el APÉNDICE N° 9, como sigue:

$$Hs = 3.6838(PT)^{0.1107} \qquad (1)$$

Donde:

Hs: es la altura de oleaje significante omnidireccional para cualquier periodo de retorno, recomendada para Moín.

PT: periodo de retorno.

Para el periodo del oleaje asociado a estas alturas de ola, podemos utilizar la ecuación que se definió en el Anteproyecto de la Marina Moín, de la siguiente manera:

$$Tp = 4.4552 H_S^{0.5402} \qquad (2)$$

Considerando lo anterior, el oleaje de diseño y el periodo de ola asociado para 500 años de periodo de retorno son los siguientes:

Hs (500 años) = 7.3 metros -ecuación (1)-.

Tp (500 años) = 13.02 -ecuación (2)-

Asimismo, la altura de ola para 5 años de periodo de retorno es la siguiente:

Hs (5 años) = 4.4 metros -ecuación (1)-

Este último valor se usará para definir la altura de coronación del dique vertical, según los requerimientos de operación normal. Todos los resultados obtenidos en las ecuaciones anteriores, corresponden a aguas profundas, por lo que los resultados deben ser propagados al sitio donde se construirá la estructura.

Oleaje en aguas someras (propagación)

El método escogido para llevar el oleaje definido en aguas profundas hacia la costa se dio por medio del software especializado, denominado Sistema de Modelado Costero (SMC), diseñado por la Universidad de Cantabria de España, el cual considera todos lo fenómenos de transformación de oleaje -incluyendo el efecto de someramiento y rotura-. Para el uso de este software es necesario incorporar la batimetría del sitio, desde una profundidad adecuada donde el oleaje se considere sin alteraciones por efecto del fondo. Considerando lo anterior se incorporó la batimetría de la Carta Náutica N° 28049, así como la información levantada en la batimetría de detalle del sitio del proyecto.

La información de entrada al programa además de la batimetría, se describen a continuación:

- Altura de ola de aguas profundas Ho = Hs.
- Dirección de incidencia
- Periodo de ola asociado al oleaje
- Altura de marea asociada al temporal

El proceso de propagación correspondiente fue el siguiente:

- Se incorporó la información de la batimetría al programa.

- Se crearon las mallas de cálculo por dirección de propagación -una malla general de arranque del oleaje y una malla de detalle en el sitio, anidada a la malla general- (ver APÉNDICE N° 13). Es conveniente que estas mallas se definan lo más perpendicular posible a la dirección del oleaje. Un ángulo de desviación de 55 grados tanto en el inicio como al final de la malla es el límite aceptable para el programa SMC.

- Se crearon casos de propagación, con los cuales, para el oleaje significante de 50 años de periodo de retorno (Cuadro 3), se varió el oleaje incidente en 15 grados a ambos lados de la dirección predominante (N, N 30° E, N 60° E y O).

- Por medio de los gráficos que arroja el programa, se hizo la lectura de altura crítica de olaje incidente por tramo de dique. Lo anterior permitió definir los oleajes que más afectan el proyecto según la dirección de salida, en cada tramo. Los datos obtenidos de todas las lecturas se pueden observar en el APÉNDICE N° 11.

Del proceso anterior se determinó que el oleaje proveniente del oeste no es crítico para ninguno de los tramos del rompeolas, por lo que éste se desestimó. Los oleajes críticos de salida en aguas profundas y los periodos asociados son las siguientes, según los tramos del dique, definidos en la figura 12:

- Tramo 1: Hs = 4.28 m, To = 10.74 s.

- Tramo 2: Hs = 4.59 m, To = 10.22 s.

- Tramo 3: Hs = 5.41 m, To = 10.40 s.

- Tramo 4: Hs = 4.28 m, To = 10.74 s.

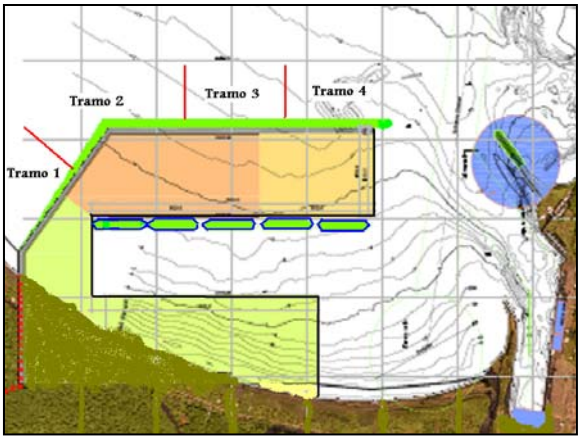


Figura 18. *Tramos de diseño según oleaje crítico.*

Oleajes de diseño para rompeolas en talud

Recordando que los diseños de diques requieren del uso de otras alturas de ola diferentes a la significante “Hs”, se determinaron los siguientes oleajes, a partir de la distribución Rayleigh en aguas profundas -para 50 años de periodo de retorno-:

$H_{1/10}$ = 1.27 Hs

$H_{2\%}$ = 1.40 Hs

H_{max} = 1.80 Hs

El Cuadro 4 resume los oleajes en aguas profundas que deberán ser propagados al sitio de proyecto, con el fin de determinar la altura de ola de diseño. Las direcciones de salida en aguas profundas que se presentan corresponden a las predominantes según la evaluación del oleaje significante.

CUADRO 4. ALTURAS DE OLA (m) Y PERIODOS (s), AGUAS PROFUNDAS

	(°) respecto del norte			
Dirección	**-15**	**30**	**60**	**15**
Hs (Ho)	4.28	4.59	5.41	4.20
$H_{1/10}$	5.44	5.83	6.87	5.44
$H_{2\%}$	5.99	6.43	7.57	5.99

Al igual como se procedió con el oleaje significante, se realizó la propagación para los oleajes definidos en el Cuadro 4. No obstante lo anterior, para el diseño por Van der Meer, es necesario obtener información adicional del oleaje, como lo es la longitud de ola en aguas profundas "Lo". Conforme lo anterior, se debe considerar que en el cálculo de estas características adicionales, el periodo no cambia de forma considerable para $H_{1/10}$ con respecto a Hs.

Los resultados de la propagación se pueden observar en el APÉNDICE N° 13. En dicho apéndice, los oleajes de entrada se encuentran del lado izquierdo y al derecho están los resultados de la propagación. Cabe indicar que las lecturas se hicieron en tres sitios en cada tramo, según la profundidad máxima, media y mínima, con el fin de ser más precisos en el oleaje de diseño por utilizar. De estas se escogieron los oleajes más altos por ser los más energéticos.

Los oleajes de diseño "H_D", tanto para el diseño por Hudson como para Van der Meer se resumen en el APENDICE N° 14.

De análisis se detectó que ambas secciones del tramo 1 y la sección 2a del tramo 2 del rompeolas se encuentran en zonas de muy poca profundidad, y los oleajes ahí están afectados por el fenómeno de rotura. Los demás sectores presentan alturas de ola características de oleaje en no rompiente. Esta diferenciación se debe hacer para el diseño de rompeolas de talud, que utiliza las alturas de ola del cuadro anterior propagadas.

Oleaje de diseño para rompeolas verticales (Caisson)

El oleaje de diseño que utiliza el método de Goda para diques verticales es el oleaje máximo, con un periodo de retorno que puede variar dependiendo de la importancia del dique y dado el sistema constructivo especial que contempla este -puede alcanzar valores del orden de 500 años.

Para este proyecto en especial, se consideró la utilización de un oleaje significante y no un oleaje máximo como demanda Goda, esto por cuanto no se conoce la magnitud que se pretende alcanzar en la vida útil del proyecto ni los recursos económicos con que se cuenta, no obstante, se procuró calcular los valores de altura de oleaje significante para un periodo de retorno alto de 500 años, como medida compensatoria.

Oleaje para diseño estructural

- Oleaje de aguas profundas Ho (500 años de periodo de retorno):

Se obtiene de la ecuación que define el mejor ajuste de todas las fuentes consultadas y corregidas, la cual se encuentra en el gráfico del APÉNDICE Nº 9.

$$Hs = 3.6838(500)^{0.1107} = 7.33\ m \quad \text{-ecuación (1)-}$$

Sin embargo, este oleaje es omnidireccional, por lo tanto se requiere transformar a oleaje en la dirección de diseño que se requiera -en este caso N 15° E-..

Para afectar el oleaje omnidireccional de 500 años y obtenerlo en la dirección de diseño, se estimó éste como la razón entre el oleaje significante de 50 años máximo propagado -Hs = 5.41-, que ocurre en la dirección N 60° E y el significante para 50 años propagado -Hs = 4.28-, que actúa en la dirección de propagación para el diseño del rompeolas vertical, considerando que la proporción se mantiene. Para ello se preparó la siguiente ecuación:

$$H_o = H(n)\frac{4.28}{5.41} \qquad (4)$$

Entonces el oleaje para 500 años se estima en:

$$H_o(500\ años) = 7.3\left(\frac{4.28}{5.41}\right) = 5.8\,m \qquad \text{-ec (4)-}$$

Con un periodo de ola asociado:

$$T = 4.4552(7.3)^{0.5402} = 13.02\,s \qquad \text{-ec (2)-}$$

- Oleaje en el sitio de proyecto:

Se obtuvo de propagar los oleajes de aguas profundas por medio del programa SMC, utilizando una malla en posición norte y un oleaje corriendo en dirección N 15° E:

Datos de entrada:

Ho = 5.8 metros

Periodo asociado a aguas profundas:

To = 13.02 segundos

Carrera de marea extraordinaria:

hme = 0.40

Entonces el oleaje de diseño en el sitio es el siguiente, a partir de la lectura del gráfico que arrojó el programa SMC:

HD = 7.1 metros

Tp = 13.02 segundos

Oleaje para diseño funcional (altura de la corona)

La altura de coronación de la estructura depende de la tolerancia que se adopte con respecto al rebase o salpique del agua del oleaje sobre la misma, por lo que si se considera alguna tolerancia en ese sentido, se requiere definir un oleaje de incidencia normal asociado a ese caudal permitido de rebase.

Oleaje normal de incidencia en aguas profundas definido (5 años).

$$H_o = 3.6838(5)^{0.1107} = 4.4\,m \qquad \text{-ec (1)-}$$

Oleaje ajustado a la dirección de propagación (N 15° E):

$$H_o\,(5\ años) = 4.4\left(\frac{4.28}{5.41}\right) = 3.5\ m \qquad \text{-ec (4)-}$$

Oleaje de diseño HD para coronación:

Se obtuvo de correr el programa SMC con lo siguientes datos de entrada, en una malla en posición norte y un oleaje corriendo en dirección N 15° E:

Hs = 3.5 metros, en aguas profundas.

Carrera de marea ordinaria:

Hmo = 0.25 m

De aquí el oleaje de diseño en el sitio es:

HD = 3.25 m

Diseño de alternativas

Rompeolas de talud

El rompeolas de talud corresponde a dos de las alternativas propuestas:

- Alternativa 1. Rompeolas de talud con roca.
- Alternativa 2. Rompeolas de talud con cubos de concreto.

Como se vio en el Capítulo de Marco Teórico, ambos tipos de rompeolas se pueden diseñar considerando los siguientes métodos:

- Método de Hudson
- Método de Hudson-SPM: Hudson modificado por el "Shore Protection Manual" en cuanto a la altura de ola de diseño.
- Método de Van der Meer

Seguidamente se ejemplifican cada uno de los métodos antes descritos, aplicados a un tramo del rompeolas –sección 1b del tramo1-.

Los resultados del diseño de todos los tramos se pueden observar en el Capítulo de APÉNDICES, al igual que los planos de diseño preparados para cada una de las tres alternativas.

Método de diseño de Hudson y Hudson - SPM

Las alturas de ola de diseño por tramo se encuentran en el APÉNDICE N° 14, donde de igual manera, se identifica el tipo de oleaje que afecta la estructura –rompiente o no-, de importancia en la selección del factor K_D.

Se preparó un diseño con altura de ola significante H_D = Hs, según recomienda Hudson, y con $H_D = H_{1/10}$ tal como recomienda el Shore Protection Manual (SPM).

Diseño de rompeolas, enrocamiento (Hudson, Hs)

Diseño del tramo 1, sección 1b. (Ver detalle de tramos en plano del APÉNDICE N° 3).

Altura de ola de diseño del tramo: (Ver APÉNDICE N° 14)

H_D = Hs = 4.25 m (en rompiente).

Peso específico del material de coraza (Wr):

Wr = 2650 kg/m³

Peso específico del agua de mar (W_{H2O}):

W_{H2O} = 1025 kg/m³

Densidad relativa de la coraza (Sr, adimensional):

$$Sr = \frac{Wr}{W_{H2O}} = 2.59$$

Cotangente del ángulo del talud de la estructura con la horizontal (cot θ):

Cot (θ) = 2

Coeficiente de estabilidad según la unidad de coraza (K_D): (recomendación MOPT debido a que la el Cuadro 4-1 del APÉNDICE N° 4 está desactualizado)

K_D = 2,6 (roca angular colocada por volteo)

Diseño de la estructura

Fórmula de diseño de la coraza:

$$W = \frac{W_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot\theta}$$

Peso de la coraza:

$$W = \frac{2650 * 4.25^3}{2.6(2.59-1)^3 2} = 9818\ kg$$

W = 9.8 ton

Tolerancia (7.4 – 12.3 ton)

Se aceptan variaciones en el peso de la coraza de entre 75% y 125 % de su peso, dado que es muy difícil conseguir material suficiente de una misma designación.

Diseño de la subcoraza (capa secundaria):

Para oleaje en rompiente este peso se estima en una fracción (W/10), donde W es el peso de la coraza. Para el oleaje sin rotura el peso varía de W/10 a W/15. Se aceptan tolerancias del 70% y 130%.

Ws = 1.0 ton

Tolerancia (0.7 – 1.3 ton)

Diseño del núcleo:

Para oleaje en rompiente este peso se estima en una fracción entre W/200 y W/4000, donde W es el peso de la coraza. Para el oleaje sin rotura el peso varía de W/200 a W/6000. Se aceptan tolerancias del 70% y 130%. Para este cálculo se tomó el límite superior de la graduación.

Wn = 49.0 kg

Tolerancia (14.7 – 83.3 kg)

Diseño de rompeolas, enrocamiento (Hudson-SPM, $H_{1/10}$)

Diseño del tramo 1, sección 1b. (Ver tramos en plano del APÉNDICE N° 3).

Se toman los mismos valores de los parámetros del caso anterior y solo se varía la altura de ola de diseño H_D. Se procede de la misma manera y el resultado es el siguiente:

Oleaje de diseño:

$H_D = H_{1/10}$ = 4.75 m (en rompiente).

Capa de coraza:

W = 17.8 ton

Tolerancia (13.4 – 22.3 ton)

Capa de subcoraza:

Ws = 1.8 ton

Tolerancia (1.2 – 2.3 ton)

Capa de núcleo:

Wn = 89 kg

Tolerancia (26.7 – 151.3 kg)

Diseño de rompeolas, cubos de concreto (Hudson, Hs)

Diseño del tramo 1, sección 1b. (Ver tramos en plano del APÉNDICE N° 3).

Se mantienen la mayoría de parámetros del caso de enrocamiento. Los únicos cambios que se dan son el peso volumétrico del material de coraza (2400 kg/m³ para el concreto) y la selección del factor de K_D. Considerando que el K_D para cubos de concreto normal (seis caras iguales, completamente relleno) no viene especificado en la bibliografía consultada (ver ANEXO N° 4), éste factor también se debe incluir apelando a la experiencia del diseñador. En este caso, por recomendación del MOPT se usará un K_D = 4 para oleaje en rompiente y un K_D = 4.6 sin rotura, manteniendo la proporción de rompiente y

no rompiente del cubo modificado que se presenta en el ANEXO Nº 4. Las mismas tolerancias de los pesos del caso de enrocamiento son aceptadas.

Los resultados tomando el mismo oleaje Hs para enrocamiento son:

Capa de coraza:

W = 12.7 ton

Tolerancia (9.5 – 15.9 ton)

Capa de subcoraza:

Ws = 1.3 ton

Tolerancia (0.9 – 1.7 ton)

Capa de núcleo:

Wn = 63.5 kg

Tolerancia (19.1 – 108.0 kg)

Diseño de rompeolas, cubos de concreto (Hudson-SMC, $H_{1/10}$)

Diseño del tramo 1, sección 1b. (Ver tramos en plano del APÉNDICE N° 3).

Los resultados tomando el mismo oleaje $H_{1/10}$ para enrocamiento son:

Capa de coraza:

W = 17.8 ton

Tolerancia (13.4 – 22.3 ton)

Capa de subcoraza:

Ws = 1.8 ton

Tolerancia (1.2 – 2.3 ton)

Capa de núcleo:

Wn = 89.0 ton

Tolerancia (26.7 – 151.3 kg)

Los resultados finales para todos los tramos del diseño por Hudson y Hudson – SPM, se pueden observar en el APÉNDICE N° 16.

Método de diseño de Van der Meer

Los oleajes de diseño H_D, tanto en rompiente como en no rompiente, definidos para Van der Meer se pueden observar en el APÉNDICE N° 14, considerando que los tramos 1 y sección 2a del tramo 2 se encuentran en rompiente y requieren el cálculo de las características del oleaje de diseño para $H_{2\%}$ según recomienda Van der Meer (análisis somero), en tanto que el resto de los tramos se pueden calcular con el oleaje de diseño significante H_D = Hs.

Diseño de rompeolas, enrocamiento

Diseño del tramo 1, sección 1b. (Ver tramos en plano del APÉNDICE N° 3). Determinación de parámetros.

Altura de ola de diseño: (Ver APÉNDICE 14)

$H_D = H_{2\%}$ = 4.75 m (en rompiente).

Peralte de la ola:

$$S_o = \frac{H_s}{Lo} = \frac{2\pi H_s}{gT^2}$$

Altura de oleaje significante en el sitio: (Ver APÉNDICE 14)

Hs = 4.25 m

Periodo asociado:

Ts = 10.74 s

Longitud de oleaje en aguas profundas:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi}$$

$$L = \frac{9.81(10.74)^2}{2\pi} = 180.1\ m$$

$$S_o = \frac{4.25}{180.1} = 0.0236$$

Peso volumétrico del material de coraza (Wr):

Wr = 2650 kg/m³

Peso volumétrico del agua de mar (W_{H2O}):

W_{H2O} = 1025 kg/m³

Peso específico de la coraza (Sr, adimensional):

$$Sr = \frac{Wr}{W_{H2O}} = \frac{2650}{1025} = 2.59$$

Cotangente del ángulo del talud de la estructura con la horizontal (cot θ):

Cot (θ) = 2

Tangente del ángulo del talud de la estructura con la horizontal (tan θ):

$$\tan\theta = \frac{1}{\cot\theta} = \frac{1}{2} = 0.5$$

Porosidad o permeabilidad: (ver datos ANEXO 5)

P = 0.37 (roca angular colocada por volteo)

Nivel de daño: (ver datos ANEXO 5)

S = 2 (inicio de avería de Iribarren)

Número de olas por tormenta “N”:

Duración estimada de la tormenta:

t = 4 horas (estimado)

Periodo del oleaje:

Ts = 10.74 segundos

$$N = \frac{t\ (3600)}{T_s} = \frac{(4)(3600)}{10.74} = 1341$$

Estabilidad de Iribarren

Número de Iribarren:

$$Ir = \frac{\tan\theta}{\sqrt{\frac{H_s}{L_o}}} = \frac{0.5}{\sqrt{\frac{4.25}{180.1}}} = 3.25$$

Número de Iribarren crítico:

$$Irc = \left(6.2P^{0.31}\sqrt{\tan\theta}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$$

$$Irc = \left\{6.2(0.37)^{0.31}\sqrt{0.5}\right\}^{\frac{1}{0.37+0.5}} = 3.84$$

Resultado = Ir < Irc, oleaje rodante “plunging”

Conforme el resultado anterior, donde Ir < Irc y considerando que se trata de oleaje en rompiente, se define la siguiente fórmula de cálculo para el número de estabilidad Ns:

$$Ns = \frac{H_{2\%}}{(Sr-1)Dn} = 8.7P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\sqrt{\cot\theta}\,Ir^{P}$$

$$Ns = \frac{H_{2\%}}{(Sr-1)Dn} = \frac{4.75}{(2.59-1)Dn}$$, también

$$Ns = 8.7(0.37)^{0.18}\left(\frac{2}{\sqrt{1341}}\right)^{0.2}\sqrt{2}(3.84)^{0.37} = 2.25$$

Se despeja para Dn (diámetro medio o lado nominal de la coraza de protección):

$$Dn = \frac{4.75}{(2.59-1)2.25} = 1.33\ m$$

Transformando este diámetro a peso de unidad de coraza con la siguiente fórmula y considerando la unidad de coraza como un prisma recto de lados iguales:

$$W = Dn^3 Wr = (1.33)^3 \left(\frac{2650}{1000}\right) = 6.2\ ton$$

En este caso, los pesos de las subcapas y las tolerancias son las mismas que para el caso de diseño de Hudson, considerando si el oleaje rompe o no. En este ejemplo el oleaje rompe.

Capa de coraza:

W = 6.2 ton

Tolerancia (4.7 – 7.8 ton)

Capa de subcoraza:

Ws = 0.6 ton

Tolerancia (0.4 – 0.8 ton)

Capa de núcleo:

Wn = 31.0 kg

Tolerancia (9.3 – 52.7 kg)

Los resultados completos para el diseño del rompeolas en enrocamiento por Van der Meer se encuentran en el APÉNDICE N° 18.

Diseño de rompeolas, cubos de concreto

El método de Van der Meer está diseñado para definir estructuras de enrocamiento (escollera); no obstante, los autores permiten diseñar con elementos de concreto en la coraza. Para ello definen una metodología muy sencilla, donde en vez de utilizar en las formulaciones anteriores, el peso específico de las rocas, se incorpora el peso específico de los elementos de concreto (2400 kg/m³) –como si la roca presentara el mismo peso volumétrico del concreto-. Asimismo, se debe definir la razón entre los K_D de Hudson, tanto para la roca de diseño como para el elemento que se va a colocar (cubos, dolos...); una vez obtenido este factor, a continuación únicamente se debe multiplicar el peso que dio para roca con por la razón K_D(roca)/K_D(cubo).

El siguiente ejemplo, para el mismo tramo 1, sección 1b, define lo anterior. Manteniendo todos los datos constantes y variando únicamente el peso volumétrico del elemento de concreto se tiene:

Oleaje de diseño:

$H_D = H_{2\%}$ = 4.75 m (en rompiente).

Peso volumétrico del elemento:

Wr = 2400 kg/m³

Peso volumétrico del agua de mar:

W_{H2O} = 1025 kg/m³

Peso específico de cada elemento:

$$Sr = \frac{Wr}{W_{H2O}} = \frac{2400}{1025} = 2.34$$

Cotangente y tangente respectivamente, del talud con la horizontal:

Cot (θ) = 2

$$\tan\theta = 0.5$$

Coeficiente de permeabilidad de las capas conjuntas:

P = 0.37 (roca angular colocada por volteo)

Nivel de daño:

S = 2 (inicio de avería de Iribarren)

Duración de la tormenta:

t = 4 horas (estimado)

Periodo del oleaje:

T = 10.74 s

Número de olas por tormenta:

$$N = \frac{t\ (3600)}{T_s} = \frac{(4)(3600)}{10.74} = 1341$$

Estabilidad de Iribarren

Número de Iribarren:

$$Ir = 3.25$$

Número de Iribarren crítico:

$$Irc = 3.84$$

Resultado =Ir < Irc, oleaje rodante “plunging”.

Según el resultado anterior, implica el uso de la siguiente fórmula:

$$Ns = \frac{H_{2\%}}{(Sr-1)Dn} = 8.7P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\sqrt{\cot\theta}\,Ir^{P}$$

$$Ns = \frac{H_{2\%}}{(Sr-1)Dn} = \frac{4.75}{(2.34-1)Dn}$$

$$Ns = 8.7(0.37)^{0.18}\left(\frac{2}{\sqrt{1341}}\right)^{0.2}\sqrt{2}(3.25)^{0.37} = 2.25$$

Se despeja para Dn:

$$Dn = \frac{4.75}{(2.34-1)2.25} = 1.57\ m$$

Transformando este diámetro a peso de unidad de coraza con la siguiente fórmula y considerando la unidad de coraza como un prisma recto de lados iguales:

$$W_{roca*} = Dn^3 Wr = (1.57)^3\left(\frac{2400}{1000}\right) = 9.3\ ton$$

Para obtener el peso en cubos de concreto se debe multiplicar este valor por la razón entre los K_D de la piedra y el cubo, en rompiente.

K_D (piedra) = 2,6 (en rompiente)

K_D (cubo) = 3 (en rompiente)

Entonces, el peso equivalente en cubos de concreto para el tramo 1, sección 1b es de:

$$W = 9.3\left(\frac{2.6}{3}\right) = 8.1\ ton$$

Los pesos de las subcapas y las tolerancias se obtienen de una manera similar que por el método de Hudson, considerando si el oleaje rompe o no. En este caso el oleaje rompe.

Capa de coraza:

W = 8.1 ton

Tolerancia (6.1 – 10.1 ton)

Capa de subcoraza:

Ws = 0.8

Tolerancia (0.6 – 1.1 ton)

Capa de núcleo:

Wn = 40.5 ton

Tolerancia (12.2 – 68.9 kg)

Los resultados para el diseño del rompeolas en cubos de concreto por Van der Meer se encuentran en el APÉNDICE N° 18.

En el APÉNDICE N° 19 se realizó un ajuste a los resultados del diseño por Van der Meer, a fin de obtener datos en números cerrados. Asimismo, dado que los elementos de coraza, en ciertos sectores como los codos del rompeolas –tramo especial 1 y tramo especial 2- podría encontrarse expuesto a oleaje incidiendo en direcciones casi paralelas al eje del rompeolas, éstas se consideran zonas muy vulnerables, debido a que en este caso, la coraza no cuenta con todo el material de la sección en su espalda, que proporciona el refuerzo conjunto a los embates del oleaje, lo que puede ocasionar que se pierdan algunas unidades y quede al descubierto el interior de la sección. Por este motivo, los autores recomiendan un sobredimensionamiento del 50% en el peso de la coraza en esos sectores.

Determinación de la altura de la corona

Para este diseño se aplicaron dos criterios (el del "Shore Protection Manual (SPM)" de USA y el del "Technical Standards and Commentaries for Ports and Harbours" de Japan. Al final se seleccionó el que diera el valor más crítico por tramo.

Método del SPM: requiere del uso de las tablas y diagramas que se incorporaron en los ANEXOS N° 6 y 7. Los siguientes son los valores que se requieren definir para el uso de las tablas y diagramas. Continuado con el cálculo para la sección 1b del tramo 1:

- Altura de ola de diseño:

  $H_D = H_{2\%} = 4.75$ m

- Periodo asociado:

  To = 10.74 s

- Profundidad al pie del talud:

  ds = 6 m

- Longitud de oleaje de aguas profundas asociado:

  Lo = 180.1 m

- Relación ds / Lo: con este dato nos vamos a la tabla correspondiente del ANEXO N° 6 y determinamos la relación H/H'o:

$$\frac{ds}{Lo} = \frac{6}{180.1} = 0.033 \rightarrow \frac{H_D}{H'o} = 1.1040$$

Este procedimiento se requiere pues el método especifica el uso de un oleaje de aguas profundas sin considerar refracción. Luego el valor de esta relación se multiplica por el oleaje de diseño H_D y se obtiene un oleaje sin afectación de refracción, H'o.

- Relación ds/H'o y H'o/gT²: Con estos datos entramos a los diagramas del ANEXO N° 7 y hacemos la lectura correspondiente del valor R/H'o de forma directa – se puede interpolar datos entre diagramas según la relación ds/H'o lo requiera-.

  ds/H'o = 1.39

  H'o/gT² = 0.0038

Debido a que la relación ds/H'o se encuentra entre dos diagramas fue necesario interpolar, entre los resultados de ambas lecturas.

Lectura para ds/H'o = 0.8 (gráfico 7.10)

R/H'o = 2.8

Lectura para ds/H'o = 2.0 (gráfico 7.11)

R/H'o = 2.7

Resultado interpolado = R/H'o = 2.75

Multiplicando este valor por H'o nuevamente se obtiene el valor de rebase R = 11.83 m

- Definición de corrección r (corrección por rugosidad de las rocas): este valor se puede obtener del ANEXO N° 5.

  r = 0.5 (piedra rugosa o elementos de concreto colocados al azar.)

- Valor de rebase máximo Rc: se obtiene al multiplicar R por el valor de r.

  Rc (rugoso) = 11.83 (0.5) = 5.92 m

A este valor le sumamos una altura estimada por seguridad, la cual en este caso se consideró de 50 cm. El resultado se mide a partir del nivel de reposo considerado (NMBS).

R = 5.92 + 0.5 = 6.42 m

Método del OCDI: el método de los Japonenses es mucho más sencillo, pues se basa en definir la siguiente expresión:

Rc = 1.25 Hs + marea + altura por seguridad

Con este método, para este mismo tramo la altura máxima de rebase sería:

Rc = 1.25 (4.25) + 0.4 + 0.5 (seguridad) = 6.21, que es un valor muy cercano al del método del SPM.

El resultado finalmente escogido para el diseño, corresponde al valor crítico de ambos métodos.

Los resultados de todas las alturas de coronación se pueden observar en el APÉNDICE N° 21.

Determinación de espesor de capas

Se continúa con el análisis de la sección 1b del tramo 1.

Recordando la fórmula para determinar el espesor de capas de diseño:

$$r = nk_{\Delta}\left(\frac{W}{W_r}\right)^{\frac{1}{3}}$$

- Parámetros definidos

Número de capas:

n = 2

Coeficiente de capa:

kΔ = 1.15, para roca angulosa (ver Cuadro 4.2 del APÉNDICE N° 4).

W: peso del elemento.

Wr: el peso volumétrico del elemento.

Para W = 6.5 toneladas

$$r = (2)(1.15)\left(\frac{6.5}{2.65}\right)$$

$$r = 3.1\ m$$

Este método de determinar espesores aplica igualmente para diseño por Hudson y para cualquier tipo de elemento que se considere en la coraza o subcoraza de los diques.

Los resultados de espesor para todos los tramos se encuentran en el APÉNDICE N° 22.

Determinación del ancho de la corona

La fórmula que se usa es similar a la de los espesores.

$$B = nk_{\Delta}\left(\frac{W}{W_r}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde B es el ancho de la calzada en la corona del rompeolas. Se recomienda usar un mínimo de 3 en el valor de n (número de elementos de coraza). No obstante, por lo general se usan ancho mayores que los que resultados de la fórmula, debido a requerimientos de tipo constructivo y de operación portuaria -cuando el rompeolas requiere una vía transitable por ejemplo-.

Los resultados del ancho de coronación para todos los tramos se pueden observar en el APÉNDICE N° 23.

Diseño de rompeolas vertical “Caisson”

Corresponde a la Alternativa 3.

El diseño se realiza por medio del método propuesto por Goda. Éste consiste en establecer las dimensiones de un cajón de concreto, el cual a través de su peso, propicia las fuerzas y momentos estabilizadores de las cargas externas actuando.

De igual manera, se debe diseñar la banqueta de cimentación del cajón, la cual debe ser capaz de soportar el peso del cajón y transmitir todas las cargas al suelo, sin producir deformaciones o sobre-hundimientos excesivos.

La estructura propuesta se puede observar en la lámina 3 del APÉNDICE N° 3.

Parámetros del diseño estructural

- Periodo de retorno de cálculo:

PT = 500 años

- Oleaje de diseño H_D, del apartado de oleaje:

  H_D = 7.1 m

- Periodo de diseño To asociado al oleaje H_D:

  To = 13.02 s

- Ángulo de propagación del oleaje respecto de la normal del eje principal del dique:

  Dirección de incidencia:

  $\Phi = 15°$

  Ángulo de cálculo:

  $\beta = \Phi - 15° = 15° - 15° = 0°$

- Aceleración de la gravedad:

  g = 9.81 m/s²

- Longitud de oleaje en aguas profundas:

$$Lo = \frac{gTo^2}{2\pi} = \frac{(9.81)(13.02)^2}{2(3.14)} 264.67\ m$$

- Pendiente del fondo: 1/100 (de la batimetría del sitio, apartado de topohidrografía de este análisis):

  Tan (θ) = 0.01

- Carrera de pleamar extraordinaria asociada al temporal:

  Marea extraordinaria = 0.40 m

- Carrera de pleamar ordinaria:

  Marea ordinaria = 0.25 m

Condiciones geométricas

El siguiente esquema define la estructura propuesta ha ser diseñada y construida:

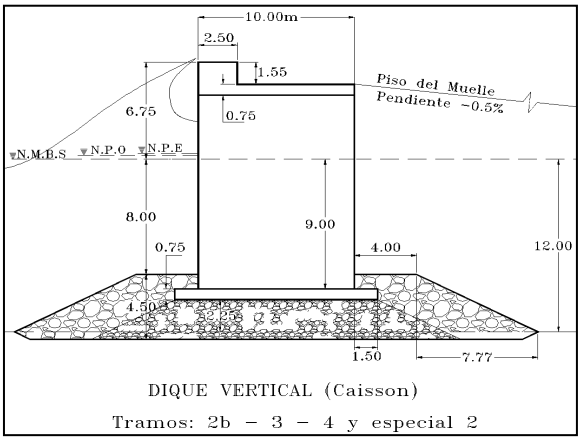


Figura 19. *Esquema geométrico propuesto de la estructura.*

- Datos a partir de bajamares de sicigias (bajamares: promedio de mareas más bajas)

  Profundidad al pie del dique:

  h = 12 m

  Profundidad de la corona de la berma de cimentación propuesta –banqueta de apoyo-:

  d = 8 m

  Profundidad sumergida del cajón:

  h' = 9 + 0.75 = 9.75 m

  Profundidad "hb", a una distancia de 5Hs:

$$hb = h + 5Hs\tan\theta$$

$$hb = 12 + 5(7.1)(0.01) = 12.36\,m$$

- Datos a partir de pleamar ordinaria:

  Profundidad al pie del dique:

  h = 12 + 0.25 = 12.25 m

Profundidad de la corona de la berma de cimentación propuesta –banqueta de apoyo-:

d = 8 + 0.25 = 8.25 m

Profundidad sumergida del cajón:

h' = 9 + 0.75 + 0.25 = 10 m

Profundidad "hb", a una distancia de 5Hs:

$$hb = h + 5Hs\tan\theta$$

$$hb = 12.25 + 5(7.1)(0.01) = 12.61m$$

- Datos a partir de pleamar extraordinaria:

  Profundidad al pie del dique:

  h = 12 + 0.40 = 12.40 m

  Profundidad de la corona de la berma de cimentación propuesta –banqueta de apoyo-:

  d = 8 + 0.4 = 8.4 m

  Profundidad sumergida del cajón:

  h' = 9 + 0.75 + 0.4 = 10.15 m

  Profundidad "hb", a una distancia de 5Hs:

  $$hb = h + 5Hs\tan\theta$$

  $$hb = 12.4 + 5(7.1)(0.01) = 12.76m$$

Consideraciones sobre la altura de coronación

La altura de coronación de la estructura, tal como se vio en el Marco Teórico, depende de la tolerancia que se adopte con respecto al rebase o salpique del agua sobre la misma.

Para este caso, se permitirá un rebase en condición denominada "peligrosidad para vehículos estacionados", donde se permite un volumen de agua "q" del orden de los 0.03 litros por segundo por metro lineal (0.03 l/s/m) de rebase (ver ANEXO Nº 8).

Asimismo, se debe asumir un oleaje asociado a este rebase, o sea, la condición normal del oleaje para la cual este volumen de agua es permitido. Para este proyecto se calculó, en el apartado denominado "Oleaje para diseño de rompeolas vertical", un oleaje con Periodo de Retorno PT = 5 años, para una condición de incidencia un poco arriba del oleaje normal anual.

Adicionalmente se deben considerar las elevaciones necesarias que se deben alcanzar en la superficie de ruedo (superestructura) del dique, debido a que este estará conectado y formará parte del área del muelle explotable (adicional a los 500 metros de ancho de los patios según el dimensionamiento portuario).

- Requerimiento de elevación de la superestructura del dique debido a la conexión con el muelle:

  Elevación de la pantalla del muelle (a 500 m del rompeolas) a partir del nivel de bajamares de sicigias (nivel cero):

  hp = 2.7 m

  Elevación de la pantalla del muelle a partir del nivel de pleamares ordinarias (0 + 0.25):

  hp = 2.7 – 0.25 = 2.45 m

  Elevación de la pantalla del muelle a partir del nivel de pleamares extraordinarias (0 + 0.4):

  hp = 2.7 – 0.4 = 2.3 m

  Elevación de la superestructura hs considerando la pendiente de 0.5% del piso del muelle:

  $$hs = hp + 500\left(\frac{0.5}{100}\right)$$

  A partir de bajamares de sicigias (nivel cero):

  $$hs = 2.7 + 500\left(\frac{0.5}{100}\right) = 5.2\,m$$

A partir de pleamar ordinaria (0 + 0.25):

$$hs = 2.45 + 500\left(\frac{0.5}{100}\right) = 4.95\,m$$

A partir de pleamar extraordinaria (0 + 0.4):

$$hs = 2.3 + 500\left(\frac{0.5}{100}\right) = 4.8\,m$$

- Periodo de retorno de cálculo:

  PT = 5 años

- Altura de ola de régimen medio (5 años):

  H_D = 3.25 m

- Carera de marea ordinaria:

  Marea ordinaria = 0.25 m

Cálculo de la cota de altura de coronación

Considerando condiciones normales de operación, todos los factores que se usen en este cálculo deben ser congruentes y comunes para análisis de régimen medio. Por lo tanto, la altura de ola y la condición de marea deben ser de incidencia normal.

- Se asumió un criterio de rebase admisible de "peligrosidad para vehículos estacionados".

- Caudal de rebase tolerable (Ver ANEXO N° 8):

$$q = 0.03 \quad l\,x\,m\,x\,s$$

$$q = \frac{0.03}{1000} \quad m^3\,x\,m\,x\,s$$

- Caudal medio de rebase adimensional:

$$Q = \frac{\left(\frac{0.03}{1000}\right)}{\sqrt{2(9.81)(3.5)^3}} = 1.156x10^{-6}$$

Coeficiente b, según tipología (con bota-olas), tomado del ANEXO N° 8:

b = 6.04

Iterando para Rc (altura de coronación) en la siguiente ecuación se obtiene la altura de corona requerida sin considerar la marea:

$$Q_1 = 0.2(e)^{-(6.04)\frac{Rc}{3.25}}$$

Iterando para Rc = 6.5 m, se cumple Q = Q1.

- Cota final de coronación considerando la marea ordinaria (Nc):

  Nc = 6.5 + 0.25 = 6.75 m

  Este valor de Nc = 6.75 m es superior a hs = 4.95 m, que se requiere por condiciones de operación muelle-rompeolas. Lo anterior quiere decir que se puede colocar un bota-olas del lado de mar para alcanzar la altura de corona para el rebase permitido y no necesariamente elevar el cajón hasta Nc.

Condiciones geométricas de la estructura vertical propuesta

- Espesor de la zapata (base o solera) propuesto

  ez = 0.75 m

- Espesor de la superestructura propuesto

  Superficie de ruedo:

  es = 0.75 m

  Espesor de bota-olas (espaldón):

eb = Nc – hs (bajamares)

eb = 6.75 – 5.2 = 1.55 m

- Ancho del cajón propuesto:

  B = 10 m

- Ancho del bota-olas o espaldón:

  be = 2.5 m

Se propone construir el cajón con estructuras de talón a los lados para brindar mayor estabilidad.

- Espesor del talón propuesto:

  et = igual a la zapata

- Ancho del talón, extensión:

  bt = 1.5 m (a cada lado del cajón)

Propiedades de los materiales por emplear

- Peso específico del concreto estructural (cajón, zapata y talón)

  Wce = 2.5 ton/m³

- Peso específico del concreto en masa (superestructura)

  Wcm = 2.4 ton/m³

- Peso específico del material de relleno

  Wmr = 1.9 ton/m³

- Peso específico del agua de mar

  W_{H2O} = 1.025 ton/m³

Cálculo de empuje sobre la pared del dique

Para este diseño se requiere de un análisis extremal. Considerando lo anterior, el oleaje de diseño y la carrera de marea extremales son las siguientes:

- Altura de ola extrema de diseño:

  H_D = 7.1 m

- Carrera de marea extraordinaria:

  Marea = 0.4 m

De este modo, las profundidades referidas en el siguiente análisis deben considerar la sobreelevación del mar por la pleamar extraordinaria. El siguiente es el esquema de cargas que se deben calcular:

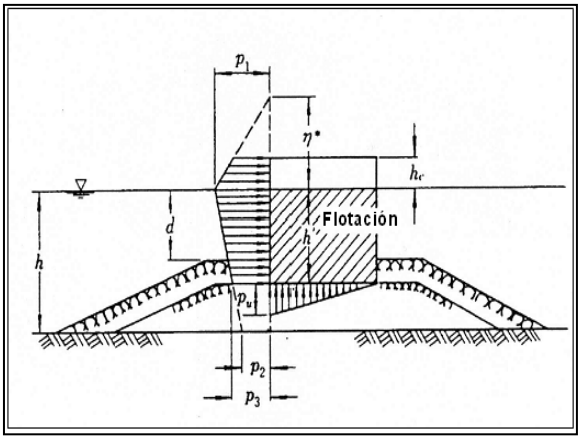


Figura 21. *Diagrama de cargas según Goda*

- La máxima cota que alcanza el agua sobre la estructura es:

$$\eta^* = 0.75(1+1)7.1 = 10.65\ m$$

- Parámetros para el cálculo de coeficientes α:

  Profundidad h, al pie del talud del dique, considerando pleamar extraordinaria:

  h = 12.4 m

Profundidad hb, a una distancia de 5Hs, considerando pleamar extraordinaria:

hb = 12.76 m

Profundidad francobordo d, de la corona de la berma, considerando pleamar extraordinaria:

d = 8.4 m

Longitud de ola de diseño: se resuelve iterando la ecuación de la teoría lineal de oleaje progresivo, de la siguiente manera:

$$L = Lo\left(2\pi\frac{h}{L}\right) = 264.67\left(2\pi\frac{12.4}{L}\right)$$

Para L = 136.6 m se resuelve la ecuación anterior.

Coeficiente adimensional α1

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5\left(\frac{\frac{4\pi(12.4)}{(136.6)}}{senh\left(\frac{4\pi(12.4)}{136.6}\right)}\right)^2$$

α1 = 0.93

Coeficiente adimensional α2

$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{12.76-8.4}{3(12.76)}\left(\frac{7.1}{8.4}\right)^2, \frac{2(8.4)}{7.1}\right\}$$

$$\alpha_2 = \min\{0.081\ ,\ 2.37\}$$

α2 = 0.081

Coeficiente adimensional α3

$$\alpha_3 = 1 - \frac{(10.15)}{(12.4)}\left(1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi(12.4)}{136.6}\right)}\right)$$

α3 = 0.883

Modificación del método de Goda propuesto por Takahashi

Modificación del coeficiente α2

$$\alpha_2 = \max\{\alpha_2(Goda), \alpha I\}$$

Determinación del coeficiente αI:

$$\alpha I = \alpha_{10}\,\alpha_{11}$$

$$\alpha_{10} = \frac{7.1}{8.4} = 0.845 \quad para\ 7.1 \le 2(8.4)$$
$$\alpha_{10} = 2 \quad para\ 7.1 > 2(8.4)$$

$$\alpha_{10} = 0.845$$

Suponiendo un ancho de berma del pie Bm = 4 m

$$\delta_{11} = 0.93\left(\frac{4}{136.6} - 0.12\right) + 0.36\left(0.4 - \frac{8.4}{12.4}\right) = -0.184$$

$$\delta_1 = 20(-0.184) \quad para\ -0.184 \le 0$$
$$\delta_1 = -3.68$$
$$\delta_1 = 15(-0.184) \quad para\ -0.184 > 0$$
$$\delta_1 = -2.76$$

$$\delta_1 = -3.68$$

$$\delta_{22} = -0.36\left(\frac{4}{136.6} - 0.12\right) + 0.93\left(0.4 - \frac{8.4}{12.4}\right) = -0.225$$

$$\delta_2 = 4.9(-0.225) \quad para\ -0.225 \le 0$$
$$\delta_2 = -1.104$$
$$\delta_2 = 3.0(-0.225) \quad para\ -0.225 > 0$$
$$\delta_2 = -0.675$$

$$\delta_2 = -1.104$$

$$\alpha_{11} = \alpha_{11a} \quad para\ \delta_2 = -1.104 \le 0$$
$$\alpha_{11} = a_{11b} \quad para\ \delta_2 = -1.104 > 0$$

$$a_{11a} = \frac{\cos(-1.104)}{\cosh(-3.68)} = 0.023$$

$$a_{11b} = \frac{1}{\cosh(-3.68)\cosh^{1/2}(-1.104)} = 0.039$$

$$a_{11} = a_{11b} = 0.039 \qquad para \quad \delta_2 > 0$$

$$\alpha I = \alpha_{10}\,\alpha_{11}$$
$$aI = (0.845)(0.023) = 0.019$$

$$\alpha_2 = \max\{0.081\ (Goda), 0.019\ (Takahashi)\}$$
$$\alpha_2 = 0.081$$

Como αI es menor que α2 quiere decir que las olas no rompen frecuentemente en el cajón y, por lo tanto, las fuerzas impulsivas de las olas en rotura estudiadas por Takahashi no aplican. En otras palabras, el coeficiente α2 no se modifica.

Cálculo de presiones

- Presión máxima P1 en el nivel de reposo, sobre la pared del dique (ton/m²):

$$P_1 = \frac{1}{2}(1+1)(0.93 + 0.081(1)^2)(1.025)(7.1)$$
$$P_1 = 7.358$$

- Presión P2 en el fondo del mar, sobre la pared del dique (ton/m²):

$$P_2 = \frac{7.358}{\cosh\left(\frac{2\pi(12.4)}{136.6}\right)}$$
$$P_2 = 6.303$$

- Presión P3 en el fondo de la estructura vertical, sobre la pared del dique (ton/m²)

$$P_3 = (0.883)(7.358)$$
$$P_3 = 6.497$$

- Sub-presión dinámica vertical Pu o fuerza ascensional de sustentación en el fondo de la zapata del dique (ton/m²)

$$Pu = \frac{1}{2}(1+1)(0.93)(0.883)(1.025)(7.1)$$
$$Pu = 5.976$$

- Presión P4 en la parte emergida del dique, (ton/m²)

  Longitud del elemento vertical emergido hc:

  hc = Nc – 0.4 = 6.75 – 0.4 = 6.35 m

$$P_4 = \frac{7.358(10.65 - 6.35)}{10.65}$$
$$P_4 = 2.97$$

Resultantes de fuerzas y momentos desestabilizadores

Para el cálculo se pueden aplicar las siguientes dos fórmulas, o bien usando geometría básica aplicada a las presiones encontradas, llegando al mismo resultado:

$$P = \frac{1}{2}\left\{1 + \alpha_3 + (1+\alpha_4)\frac{h'c}{h'}\right\}P_1 h'$$
$$Mp = \frac{1}{6}\left\{2 + \alpha_3 + 3(1+\alpha_4)\frac{h'c}{h'} + (1+2\alpha_4)\left(\frac{h'c}{h'}\right)^2\right\}P_1 h'^2$$

Donde:

$$\alpha_4 = \max\left\{\left(1 - \frac{hc}{\eta^*}\right), 0\right\}$$

$$h'c = \min\{\eta^*, hc\}$$

En este caso se encontrarán las fuerzas por medio de geometría elemental.

Fuerza hidrostática horizontal (ton/m):

$$P = \frac{1}{2}(P_1 + P_3)h' + \frac{1}{2}(P_1 + P_4)hc$$

$$P = \frac{1}{2}(7.358 + 6.497)(10.15) + \frac{1}{2}(7.358 + 2.97)(6.35)$$

$$P = 103.06$$

Fuerza de subpresión vertical (ton/m):

Se asume un ancho de dique B, el cual se itera hasta que los valores de los coeficientes de seguridad (C.S.) tanto al vuelco como al deslizamiento sean iguales o mayores que los mínimos permitidos.

Ancho del cajón supuesto:

B = 10 m

Fuerza de sub-presión U (ton/m):

$$U = \frac{1}{2} P_u (B + 2T)$$

Donde T es la longitud del talón, que se asumió en 1.5 m. Entonces:

$$U = \frac{1}{2}(5.976)(10 + 2(1.5))$$

$$U = 38.818$$

Momento por fuerzas horizontales actuando (ton-m/m):

$$Mp = \frac{1}{6}(2P_1 + P_3)h'^2 + \frac{1}{2}(P_1 + P_4)h'hc + \frac{1}{6}(P_1 + 2P_4)hc^2$$

$$Mp = \frac{1}{6}[2(7.358) + 6.497](10.15)^2 + \frac{1}{2}(7.358 + 2.97)(10.15)(6.35) + \frac{1}{6}[7.358 + 2(2.97)](6.35)^2$$

$$Mp = 785.86$$

Momento por fuerzas verticales de subpresión (ton-m/m):

$$Mu = \frac{2}{3}BU = \frac{2}{3}(10)(38.82)$$

$$Mu = 258.79$$

Las fuerzas y momentos estabilizadores se calculan a partir del peso de las estructuras.

Fuerzas estabilizadoras (ton/m):

- Fuerza del cajón sumergido (W1):

Por simplicidad en el cálculo, se asume una relación de 25% a 75% del peso volumétrico estructural del concreto y del material de relleno respectivamente, en el cuerpo principal del cajón.

Peso volumétrico Wcr de conjunto, del elemento en la parte sumergida (ton/m³):

Wcr = 0.25(2.5)+0.75(1.9) = 2.05

$$W_1 = (h' - ez)B(Wcr - W_{H2O})$$

$$W_1 = (10.15 - 0.75)(10)(2.05 - 1.025)$$

$$W_1 = 96.35$$

- Fuerza de la zapata (W2):

$$W_2 = (B + 2T)(ez)(Wce - W_{H2O})$$

$$W_2 = (10 + 2(1.5))(0.75)(2.5 - 1.025)$$

$$W_2 = 14.38$$

- Fuerza del cajón emergido (W3):

$$W_3 = B(hs - es)Wcr$$

$$W_3 = (10)(4.8 - 0.75)(2.05)$$

$$W_3 = 83.025$$

- Fuerza de la superficie de ruedo (W4):

$$W_4 = esBWcr$$
$$W_4 = (0.75)(10)(2.05)$$
$$W_4 = 18$$

- Fuerza del bota-olas o espaldón (W5):

$$W_5 = (be)(eb)(Wcm)$$
$$W_5 = (2.5)(1.55)(2.4)$$
$$W_5 = 9.3$$

Fuerza total estabilizadora W (ton/m):

$$W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5$$
$$W = 221$$

Momentos estabilizadores (ton-m):

- Momentos por el cajón sumergido (M1):

$$M_1 = W_1\left(\frac{B}{2} + T\right)$$
$$M_1 = 96.35\left(\frac{10}{2} + 1.5\right)$$
$$M_1 = 626.28$$

- Momentos por la zapata (M2):

$$M_2 = W_2\left(\frac{B}{2} + T\right)$$
$$M_2 = 14.38\left(\frac{10}{2} + 1.5\right)$$
$$M_2 = 93.48$$

- Momentos por el cajón emergido (M3):

$$M_3 = W_3\left(\frac{B}{2} + T\right)$$
$$M_3 = 83.025\left(\frac{10}{2} + 1.5\right)$$
$$M_3 = 539.66$$

- Momentos por la superficie de ruedo (M4):

$$M_4 = W_4\left(\frac{B}{2} + T\right)$$
$$M_4 = 18\left(\frac{10}{2} + 1.5\right)$$
$$M_4 = 117$$

- Momentos por el espaldón (M5):

$$M_5 = W_5\left[\left(B - \frac{be}{2}\right) + T\right]$$
$$M_5 = 9.24\left[\left(10 - \frac{2.5}{2}\right) + 1.5\right]$$
$$M_5 = 94.71$$

Momentos totales estabilizadores W (ton-m):

$$Mg = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$$
$$Mg = 1471$$

Comprobación de equilibrio frente a deslizamiento

Los factores de seguridad recomendados por Goda son 1.2 para deslizamiento y 1.4 para volteo. El coeficiente de fricción entre el cajón y la banqueta de apoyo se asume en μ = 0.7

Para el ancho de cajón asumido B = 10 m se tiene:

- Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$CS_D = \frac{\mu(W - U)}{P}$$
$$CS_D = \frac{0.7(221 - 38.82)}{103.6}$$
$$CS_D = 1.23 \qquad ok!$$

- Coeficiente de seguridad al volcamiento

$$CS_V = \frac{Mg - Mu}{Mp}$$
$$CS_V = \frac{(1471 - 258.79)}{785.86}$$
$$CS_V = 1.54 \qquad ok!$$

Diseño de la banqueta de apoyo

Para el cálculo de la banqueta de apoyo se utiliza la fórmula de Tanimoto[11].

- Peso específico del aguas de mar

  W_{H2O} = 1.025 ton/m³

- Peso específico del material de la banqueta

  Wr = 2.65 ton/m³

- Peso específico relativo

$$Sr = \frac{Wr}{W_{H2O}} = \frac{2.65}{1.025} = 2.59$$

- Altura de ola de cálculo

  Hi = 2 Hs = 2(7.1)

  Hi = 14.2 m

- Profundidad o francobordo de la berma en bajamar:

  di = 8 m

- Ancho de la berma (estimado):

  Bm = 4 m

- Longitud de ola de diseño

Iterando se determina la ola de diseño

$$L = Lo\tanh\left(\frac{2\pi\, di}{L}\right)$$

$$L = 264.67\tanh\left(\frac{2\pi(8)}{111.7}\right)$$

$$L = 111.7\ m$$

Para L = 111.7 m se cumple la ecuación anterior

- Factor K

$$K = \frac{\frac{4\pi\, di}{L}}{sen\left(\frac{4\pi\, di}{L}\right)} sen\left(\frac{2\pi Bm}{L}\right)^2$$

$$K = 0.044$$

- Número de estabilidad (Ns)

$$Ns_a = 1.8$$

$$Ns_b = 1.3\left(\frac{1-K}{\sqrt[3]{K}}\right)\left(\frac{di}{Hs}\right) + 1.8e^{-1.5\frac{(1-K)^2}{\sqrt[3]{K}}\left(\frac{di}{Hs}\right)} = 4$$

$$Ns = \max\left(Ns_a\ ,\ Ns_b\right)$$

$$Ns = Ns_b = 4$$

- Peso del material de la banqueta en enrocamiento (ton)

$$Web = \frac{W_{H2O}}{Ns^3(Sr-1)} Hi^3$$

$$Web = 28.92$$

- Diámetro equivalente (m)

$$Dn = \sqrt[3]{\frac{Web}{Wr}}$$

$$Dn = 2.22$$

- Espesor de las capas

  Número de elementos por capa:

  n = 2

  Coeficiente de capa:

  K_Δ = 1

  Espesor (m):

$$r = nK_\Delta Dn$$

$$r = 4.4\ \ m$$

[11] Tanimoto, et al. 1985. **"Random seas and design of maritime structures"**, Tokyo, Japan.

Determinación de la capacidad soportante “Pe” de la banqueta

Esta capacidad debe estar en el orden de 40 a 55 ton/m², según recomienda Goda.

- Fuerzas verticales totales (ton/m):

$$We = W - U$$
$$We = 182.18$$

- Sumatoria de momentos (ton-m/m):

$$Me = Mg - Mu - Mp$$
$$Me = 426.48$$

- Longitud de desarrollo (m):

$$te = \frac{Me}{We} = 2.34$$

- Capacidad soportante Pe (ton/m²):

$$Pe = Pe_a \qquad para \quad te \le \frac{1}{3}B$$
$$Pe = Pe_b \qquad para \quad te > \frac{1}{3}B$$

$$Pe_a = \frac{2}{3}\left(\frac{We}{te}\right) = 51.88$$
$$Pe_b = 2\left(\frac{We}{B}\right)\left(2 - 3\frac{te}{B}\right) = 47.28$$

Finalmente,

Pe = 51.88 ton/m²

Este resultado está dentro del límite de estabilidad que considera el método de Goda (Pe entre 40 – 50 ton/m^2).

Comparación de alternativas

Diseño empleado

Alternativa 1. Rompeolas de enrocamiento

Se realizaron tres métodos de diseños distintos para el enrocamiento en talud, descritos en el Capítulo anterior (Huson, Hudson-SPM y Van der Meer).

El Gráfico 19-1 muestra una comparación entre los métodos aplicados en la determinación del peso de la coraza de enrocamiento para el rompeolas de talud. De ahí se pueden identificar dos zonas con comportamiento muy distinto en el diseño:

- La zona de rompiente, donde el método de Van der Meer resulta en pesos inferiores al método de Hudson aún aplicando el diseño con oleaje significante y más aún, con oleaje 10%.

- La zona de oleaje sin rompiente, donde los resultados de Van der Meer se ubican entre las curvas de Hudson utilizando ambos oleajes (Hs, $H_{10\%}$).

Al analizar el gráfico se comprueba lo que expresa Van der Meer en sus análisis, acerca de la posible inexactitud de las fórmulas de Hudson para determinar los pesos de los elementos de la coraza, debido a que no se consideran una serie de variables adicionales, que modifican la forma en que el oleaje afecta la estructura. De ahí que los pesos resultantes, en la zona en rompiente, tienden a ser elevados comparados con el método de Van der Meer, a pesar de que los oleajes son menores que los que llegan al frente de la estructura y que los periodos de ola son menores a 11 segundos. Esto se da porque la fórmula de Hudson depende únicamente de la altura de ola.

Considerando lo anterior, se aceptan los resultados de Van der Meer para la Alternativa 1.

Alternativa 2. Rompeolas de cubos de concreto

El Gráfico 19-2 muestra la comparación de los diseños realizados para determinar el peso de la coraza en cubos de concreto.

El comportamiento de las curvas es similar al caso de rompeolas de enrocamiento.

Al igual que en la primera alternativa, el diseño de Van der Meer se acepta finalmente para definir la Alternativa 2.

Alternativa 3. Rompeolas vertical “Caisson”.

El método de diseño empleado por Goda es prácticamente de uso universal, únicamente con algunas pequeñas modificaciones, como la de Takahashi, que considera la necesidad de readecuar las formulaciones en el caso de que se detecte la posibilidad de que exista un oleaje con impacto continuo sobre la pared vertical.

Metodología y costos

Alternativa 1. Rompeolas de enrocamiento

La viabilidad de esta opción depende principalmente de dos condiciones, la disponibilidad de material en una o varias fuentes cercanas al proyecto -de no ser así, sería necesario prever un presupuesto elevado para traer material de canteras a varios kilómetros del sitio- y depende de la disponibilidad de los equipos para trasladar los materiales pesados de coraza desde la o las canteras al sitio de proyecto.

Considerando lo anterior y en virtud de la necesidad de contar con equipo especial, esta opción sería inviable debido a la necesidad de obtener material muy pesado (entre 5 y 30 toneladas) para la coraza en la mayoría de los tramos, tal como se resume a continuación.

Cantidad de materiales

Debido a que es inviable la implementación de esta alternativa, dado los pesos que se requieren en las unidades de roca de coraza, no se calcularán los materiales.

Brigada de trabajo

De contar con la cantidad suficiente de material de coraza, la siguiente sería la brigada de trabajo mínima que se requiere.

- Retroexcavadora
- Criba estática
- Cargador
- Vagoneta roquera
- Vagoneta sencilla
- Grúa
- Tractor

Proceso constructivo

Considerando que se cuente con los materiales suficientes para realizar la obra, el proceso de construcción sería en forma aproximada el que se describe a continuación.

El método utilizado para descargar el material de núcleo es por volteo. En tanto, la colocación de las capas de subcoraza y coraza se debe realizar con una grúa, a fin de definir de forma precisa y ordenada la posición de los elementos que conforman cada capa. De igual manera, se considera la utilización de una grúa en la conformación geométrica final de cada tramo de avance.

El material se debe colocar de acuerdo a avances establecidos. La longitud de avance depende de las condiciones de oleaje de la zona.

Para el caso del proyecto de Moín, se considera que se pueden establecer avances de 10 metros. No obstante, para iniciar es necesario colocar una longitud de material suficiente para obtener un área adecuada de trabajo –podría ser de unos 20 metros-. La cota de elevación del material para avanzar se debe fijar para que siempre se trabaje sobre la superficie en seco. Para el proyecto de Moín se considera que la cota +1 sobre el nivel de bajamares es suficiente, ya que la variación de marea extrema no supera los 0.4 metros.

Es importante indicar, que el material de subcoraza y coraza se colocará en cada avance, del lado del oleaje incidente. Por lo general, en el avance adelante irá el núcleo, posterior irá la subcoraza y finalmente la coraza. Todas se colocarán a un nivel de +1.

Debido a la existencia de posibles tormentas durante ciertos lapsos del proyecto, se deben tener las siguientes consideraciones:

- Mantener un material en stock, para proteger aquellos sectores que no se han protegido aún con la coraza principal – sector de avance principal de núcleo, subcoraza y calzada.

- Consideraciones de tipo constructivo, para extraer el material de protección temporal colocado y volver a conformar el material de núcleo y subcoraza luego de la tormenta, en caso de ser necesario.

Costos estimados

No se estimarán los costos de esta alternativa, ya que no se cuenta con material de roca de ese tamaño para ejecutar el proyecto.

Alternativa 2. Rompeolas de cubos de concreto

La implementación de esta alternativa depende del factor económico principalmente, ya que se requieren grandes cantidades de concreto en masa, por la magnitud de las unidades de coraza.

Cantidad de materiales

En el caso de la coraza, es conveniente utilizar la fórmula siguiente, que describe la densidad de colocación del material, en función del coeficiente de capa y del espacio que queda entre cada unidad de material de coraza -establecida como una relación de porosidad-:

$$\frac{Nr}{A} = nk_{\Delta}\left(1-\frac{P}{100}\right)\left(\frac{Wr}{W}\right)^{2/3}$$

Donde:

Nr: número de elementos de coraza

A: área expuesta de coraza (longitud del tramo x longitud transversal de la capa de coraza).

n = 2, capas de coraza en la sección transversal.

k_{Δ}: 1.15, coeficiente de capa (ANEXO N° 5)

P: 37%, porosidad en porcentaje (ANEXO N° 5)

W: peso de la unidad de coraza

Wr: 2.4 ton/m^3, peso específico de la unidad de coraza.

Para obtener las cantidades de materiales de subcoraza y núcleo, se calculó un área promedio de cada capa de material en la sección transversal media del tramo que se trate y luego se multiplicó por la longitud del tramo. Los resultados son los siguientes:

- Tramo 1, sección 1a:

  Núcleo: 24 039 m^3

  Subcoraza: 6 809 m^3

  Coraza: 2 929 un

- Tramo 1, sección 1b:

  Núcleo: 80 174 m^3

  Subcoraza: 9 185 m^3

  Coraza: 4 684 un

- Tramo 2, sección 2a:

  Núcleo: 140 292 m^3

  Subcoraza: 14 208 m^3

  Coraza: 4 715 un

- Tramo 2, sección 2b:

  Núcleo: 184 479 m^3

  Subcoraza: 19 396 m^3

  Coraza: 4 399 un

- Tramo 3:

  Núcleo: 312 619 m^3

  Subcoraza: 33 452 m^3

  Coraza: 6 713 un

- Tramo 4:

Núcleo:	475 533	m^3
Subcoraza:	48 284	m^3
Coraza:	9 391	un

- Tramo especial 1:

Núcleo:	242 962	m^3
Subcoraza:	25 955	m^3
Coraza:	5 772	un

- Tramo especial 2:

Núcleo:	250 073	m^3
Subcoraza:	27 359	m^3
Coraza:	3 878	un

En el APÉNDICE N° 26 se definieron los costos unitarios para los materiales de subcoraza y núcleo para todo el proyecto, considerando un núcleo de 1 a 500 kilogramos y una subcoraza desde 500 kilogramos hasta 3 toneladas. La cantidad total de materiales de núcleo y subcoraza para todo el proyecto, considerando un 5% de desperdicio, es la siguiente:

Núcleo = 1 710 171.00 (1.05) = 1 795 679.55 m^3

Subcoraza = 184 648.00 (1.05) = 193 880.40 m^3

En este caso, el núcleo para todo el proyecto varía entre 1.0 – 200.0 kilogramos y la subcoraza varía entre 0.4 – 3.0 toneladas.

Brigada de trabajo

La brigada de trabajo es similar a la de la Alternativa 1; no obstante se debe considerar equipo adicional necesario para la producción, traslado y manipulación del concreto. Asimismo, los cubos de concreto deben ser colocados con una grúa en su posición de diseño.

Proceso constructivo

El proceso constructivo es el mismo que para la Alternativa 1. No obstante, como se mencionó en el párrafo anterior, la colocación de la capa de coraza se realiza con una grúa capaz de manipular los cubos pesados de concreto.

Costos estimados

Lo siguientes son los costos unitarios estimados en función del material que se utilice. Los costos unitarios se estiman con base en costos y rendimientos estimados por el MOPT.

- Núcleo (1 – 200 kg) = US. \$52.5/m^3

  Total = 1 795 679 x US. \$52.5

  Total = US. \$ 94 273 148

- Subcoraza (0.4 – 3.0 ton) = US. \$82.5/m^3

  Total = 193 880 x US. \$82.5

  Total = US. \$ 15 995 100

- Coraza (8.5 – 40 ton) = US. \$395/m^3

El costo de la coraza en cubos de concreto se establece por conveniencia en unidades de metro cúbico, por lo que el total de unidades de cada tramo se debe convertir a unidades de metro cúbico, a través de la siguiente fórmula:

$$Volumen = Nr\left(\frac{W}{Wr}\right)$$

Donde:

Nr: es el número de unidades calculadas por tramo.

W: es el peso de cada unidad calculado por tramo.

Wr: 2.4 ton/m^3, peso específico del material de la coraza.

- Tramo 1, sección 1a

$$Volumen = 2929\left(\frac{8.5}{2.4}\right) = 10373\ m^3$$

Costo = 10 373 x US. $395 = US. $4 097 335

- Tramo 1, sección 1b

$$Volumen = 4\,684\left(\frac{8.5}{2.4}\right) = 16589\ m^3$$

Costo = 16 589 x US. $395 = US. $6 552 655

- Tramo 2, sección 2a

$$Volumen = 4715\left(\frac{13}{2.4}\right) = 25539\ m^3$$

Costo = 25 539 x US. $395 = US. $10 087 905

- Tramo 2, sección 2b

$$Volumen = 4399\left(\frac{22}{2.4}\right) = 40324\ m^3$$

Costo = 40 324 x US. $395 = US. $15 927 980

- Tramo 3

$$Volumen = 6713\left(\frac{26}{2.4}\right) = 72724\ m^3$$

Costo = 72 724 x US. $395 = US. $28 725 980

- Tramo 4

$$Volumen = 9391\left(\frac{26}{2.4}\right) = 101735\ m^3$$

Costo = 101 735 x US. $395 = US. $40 185 325

- Tramo especial 1

$$Volumen = 5772\left(\frac{22}{2.4}\right) = 52910\ m^3$$

Costo = 52 910 x US. $395 = US. $20 899 450

- Tramo especial 2

$$Volumen = 3878\left(\frac{40}{2.4}\right) = 64.633\ m^3$$

Costo = 64 633 x US. $395 = US. $25 530 035

Total metros cúbicos de concreto = 384 827 m^3

Costo total de la coraza = US. $152 006 665

Costo total de la Alternativa 2

Costo núcleo + costo subcoraza + costo coraza

US. $(94 273 148 + 15 995 100 + 152 006 665) =

Costo total = US. $262 274 912

Alternativa 3. Rompeolas de Caisson

La implementación de esta alternativa requiere de instalaciones flotantes y terrestres.

Cantidad de materiales

La Alternativa 3 propuesta, define 2 tramos de diseño distintos (propuesta combinada):

- El primer tramo se compone de un rompeolas de talud con cubos de concreto, que va desde la línea de costa hasta el sector del codo, a -10 m de profundidad.
- El siguiente tramo es toda la parte del rompeolas que es casi paralela a la playa, en aguas más profundas, y el sector final desde el segundo codo hasta

la posición del primer muelle (a 500 metros del codo).

Materiales por cajón “Caisson”:

Según el diseño, se requiere la construcción de cajones con un ancho de 10 metros.

Las dimensiones más comunes de los elementos que conforman el cajón son las siguientes:

- Espesor de la solera: 0,40 – 1,00 m
- Vuelo de los talones: 0,50 – 1,50 m
- Espesor de las zapatas: normalmente se mantiene al mismo espesor que en la solera.
- Separación entre paredes interiores: 3,50 – 4,50 m
- Espesor de las paredes exteriores: 0,40 – 0,60 m
- Espesor de las paredes interiores: 0,20 – 0,30 m

Considerando lo anterior, la estructura total se puede dimensionar de la siguiente manera, para una estructura de cajón con retícula interna:

- Superestructura

  Calzada

  Ancho = 10.00 m

  Espesor = 0.75

  Espaldón bota-olas

  Ancho = 2.50 m

  Espesor = 1.55 m

- Fuste (cuerpo) del cajón

  Ancho = 10.00 m

  Altura = 13.45 m

  Espesor paredes exteriores = 0.5 m (debe ser diseñado)

  Espesor paredes interiores = 0.25 m (debe ser diseñado).

- Solera o zapata + talón

  Ancho = 10 + 2 (1.5) = 13 m

  Espesor = 0.75 m

Considerando una separación de 4 m entre paredes internas que forman la retícula y una eslora (lado largo) del cajón de 25 m, la cantidad total de concreto armado es la siguiente:

- Paredes del fuste

Paredes interiores longitudinales = 2 x (0.25 x 25)

Paredes exteriores longitudinales = 2 x (0.5 x 25)

Paredes interiores transversales = 5 x (0.25 x 10)

Paredes exteriores transversales = 2 x (0.5 x 10)
Altura del fuste = 13.45 m

Total volumen de concreto paredes = 60 m^2 x 13.45 m = 807 m^3.

- Zapata

Total volumen zapata = 13 m x 0.75 m x 25 m = 243.75 m^3.

- Superestructura

Calzada = 10 x 0,75 x 25 = 187.5 m^3

Espaldón = 2.5 x 1.55 x 25 = 96.875 m^3

Volumen total de concreto / cajón = 1335.125 m^3

Volumen material de relleno / cajón = (250 m^2 - 60 ^{2}) x 13.45 m = 2555.5 m^3.

Total materiales del cajón “caisson” para el proyecto:

Se puede definir la longitud de rompeolas vertical compuesto por cajones como sigue:

La longitud total del rompeolas es de 2967 m y el tramo de rompeolas propuesto en talud con cubos es de 944.5 m.

Longitud de rompeolas vertical = 2967 - 944.5 = 2022.5 m

Cantidad total de cajones = $\frac{2022.5}{25} = 81$

Cantidad total de concreto para los cajones

81 x 1335.125 = 108145.125 m^3

Brigada de trabajo

Lo habitual es que se construyan en instalaciones flotantes tales como:

- Dique flotante.
- Pontona (barcaza) sumergible guiada desde estructuras fijas.
- Catamarán con plataforma sumergible.

Proceso constructivo[12]

El proceso constructivo del cajón consiste en realizar la colada de la zapata o solera para, a continuación, colar los tramos del fuste (cuerpo del cajón) deslizando la formaleta, normalmente de forma casi continua hacia arriba.

En la figura 25-1 del APÉNDICE N° 25 puede verse un ejemplo de la secuencia del proceso constructivo con un dique flotante. En el caso de cajones con esloras importantes, deberá prestarse especial atención al proceso de llenado de celdas.

Para la construcción de cajones con medios flotantes se requieren las siguientes instalaciones:

- Muelle o línea de atraque, y elementos de guía en el caso de pontona sumergible, y emplazamientos para pasarela de acceso y grúa torre, así como provisión de espacio, en tierra o en el fondo marino, para las amarras, en el caso de dique flotante o catamarán.
- El sistema con dique flotante es menos exigente que los de pontona o catamarán. Además debe tener calado suficiente para que pueda botarse el cajón, contando con el espesor de la base de la instalación flotante y un resguardo del orden de 1 m, aunque se deberá hacer un estudio específico en cada caso.
- Instalación de grúa torre próxima al cajonero, con alcance en toda la planta del cajón, y un acopio de la misma al alcance de la grúa torre e instalación de bombeo del concreto.

En la fase de construcción deben disponerse en el cajón los puntos oportunos de amarre para su transporte y fondeo. El transporte suele realizarse con un remolcador que tira en proa. Puede utilizarse un remolcador complementario en popa que hace las labores de timón. Una vez trasladado el cajón a su punto de fondeo, es necesario asegurar su correcto posicionamiento. El control de posición del cajón durante el fondeo puede realizarse de acuerdo con distintos procedimientos:

- Fijando de cajón a puntos fijos (cajones previamente fondeados, puntos de amarre en tierra o en otras estructuras, muertos de anclaje fondeados, o cualquier combinación de los anteriores), y empleando grúas para el posicionamiento. Un ejemplo de este procedimiento se representa en la Figura 25-2 del APÉNDICE N° 25.
- Empleando embarcaciones auxiliares, como remolcadores, gánguiles o pontonas (barcazas), que actúan mediante elementos de tiro (grúas) o abarloados (unidos) al cajón.
- Combinación de los anteriores.

El fondeo se realiza mediante inundación de las celdas hasta que el cajón toca fondo. Una vez verificada suposición final es habitual rellenar la

[12] Navas, M. et al. 2006. "**Manual diseño y ejecución de cajones flotantes"**. Puertos del Estado, España

totalidad de las celdas con agua, para evitar que lo ponga en flotación la marea llenante.

Finalmente, con el mínimo desfase temporal posible, con el fin de asegurar su estabilidad, se procede al llenado de celdas con material granular.

La potencia y capacidad de los medios de control del posicionamiento del cajón varían considerablemente en función de si se trata de aguas protegidas o de aguas exteriores, y del nivel de agitación en el que se va a realizar la maniobra. En el fondeo de cajones de dique, es determinante el estado del mar, tanto en lo que se refiere a la altura como al período del oleaje.

Las condiciones límite de agitación (altura y período de ola) que permiten la realización de la maniobra dependen del desplazamiento y dimensiones del cajón, pudiendo afirmarse con cierta generalidad que existen considerables dificultades para realizar la maniobra de fondeo con altura de ola significante superior a 0,80 m y períodos superiores a los 9 segundos.

En cuanto a consideraciones sobre el encofrado a emplear, como se ha establecido anteriormente, el procedimiento más utilizado para la ejecución de cajones portuarios es la técnica de los encofrados deslizantes. Esta técnica consiste en la disposición de encofrados de pequeña altura (entre 1,00 y 1,50 m), cuyo movimiento vertical ascendente se asegura mediante gatas hidráulicas.

El hormigón se vierte en el encofrado de forma más o menos continua y el encofrado se iza progresivamente a medida que el hormigón va endureciendo. La velocidad de elevación del encofrado es del orden de 10 a 30 cm/h (en función de varios factores tales como las condiciones climáticas, condiciones del hormigón, equipos establecidos para la colocación de la ferralla, etc.), en saltos comprendidos entre 1 a 4 cm ala vez. De esta forma el hormigón se separa del encofrado entre 4 y 12 horas después de su hormigonado. Este método, que da lugar a altos rendimientos y resulta particularmente apropiado para una estructura tan regular como un cajón portuario, implica la necesidad de no interrumpir el trabajo (deben disponerse 3 turnos de trabajo) y exige por otra parte unas condiciones muy específicas al hormigón.

Estimación de costos

Los costos unitarios se estimaron con base en rendimientos sugeridos por el MOPT.

Costo total concreto:

> El costo unitario estimado por metro cúbico de concreto, considerando un proceso constructivo muy complejo es: US $750.

108 145 m^3 x US $750 = US. $81 108 750

Costo total relleno del cajón:

> Costo unitario estimado del volumen del relleno del cajón = US. $45

2555.5 m^3 x 81 un x US $45 = US $9 314 798

Costo total cajones solo cajones

US $ (81 108 750 + 9 314 798)

= US $90 423 547.5

- Material de la banqueta de apoyo

Debido a que el material de la banqueta que se obtuvo del diseño fue de 28.92 toneladas en roca, y al considerar que posiblemente este material no exista en las cercanías del sitio, podría estimarse una cantidad equivalente en cubos de concreto. El método para transformar el peso de roca a cubos de concreto se puede realizar de forma similar al procedimiento que se utilizó con la formulación de Van der Meer.

Realizando este cambio, se estima una banqueta con cubos de concreto de 33.25 toneladas, con un volumen aproximado de 13.9 m^3 cada uno.

La cantidad total de cubos estimada es de 14 650 elementos.

Volumen total de concreto:

14 650 x 13.9 = 203 635 m^3.

Costo unitario estimado por metro cúbico, para los cubos de concreto = US. $550

Costo total del material de banqueta:

203 635 x 550 = US. $111 999 250

Para el cálculo del costo del tramo antes del primer codo en la zona en rompiente (de 0 a -10 m de profundidad), se usarán los datos de la Alternativa 2, con cubos de concreto para ese sector.

- Costo núcleo

511 840 m^3 x US. $52.5 = US. $26 861 600

- Costo subcoraza

58 964 m^3 x US. $82.5 = US. $4 864 530

- Costo de coraza (bloques de concreto) =

Nr = 18 101 unidades

Volumen de concreto = 105 411 m^3

105 411 m^3 x US. $395 = US. $41 637 345

Costo total tramo en talud = US. $73 373 475

Costo total Alternativa 3

Cajón = US. $90 423 547

Banqueta = US. $111 999 250

Tramo en talud = US. $73 373 475

Costo total = US. $275 796 272

Resultados

Dimensionamiento portuario

Según la configuración del puerto, a partir del desarrollo del dimensionamiento requerido, se requiere de una longitud de cerca de 2225 metros de rompeolas, para proteger 1500 metros de muelles, para 5 puestos de atraque (embarcaciones tipo Panamax).

Caracterización del medio

- Del análisis de la batimetría del sitio, se cuentan con playas muy tendidas y poco empinadas, con pendientes muy bajas y regulares, del orden de 1 en 100 metros en el sitio de proyecto.

- En general, las corrientes en la zona obtienen un máximo de 1 nudo (0.5 m/s), lo cual no representa problemas para la navegación y maniobra de las embarcaciones, de igual manera estas corrientes son muy débiles y se considera que no exista corriente suficiente como para general problemas a la estructura del rompeolas o por arrastre litoral.

- Se estima que los vientos de incidencia normal no superen los 15 m/s, lo cual representa una zona con condiciones de mucha calma.

- Las mareas ordinarias rondan los 25 cm, mientras que las mareas extraordinarias no superan los 40 cm en la zona. Esto implica que no se esperen condiciones de corrientes por mareas ya que hay muy poca incidencia de esta. De igual manera, al ser un sitio con mareas muy estables el oleaje incidente no presenta gran variabilidad en función de este parámetro.

- Del análisis realizado en cuanto a caracterización del oleaje, se estimó que los oleajes más críticos que llegan a la Bahía de Moín son los provenientes del primer cuadrante. El Cuadro 4 resume los oleajes estimados para 50 años de periodo de retorno por dirección de propagación y su periodo asociado, a partir del análisis de todas las fuentes consultadas.

  Estos oleajes fueron propagados al sitio de proyecto, con lo cual sus magnitudes aumentaron debido a los efectos del fondo, lo que produjo que ganaran energía de manera considerable. En el Cuadro 5 se observan los oleajes establecidos para los diferentes diseños de rompeolas de talud según los tramos de diseño propuestos. Estos se pueden consultar en el APÉNDICE N° 3.

CUADRO 4. OLEAJE DE AGUAS PROFUNDAS (m)

	Dirección de incidencia			
Altura de ola	Norte	N 30° E	N 60° E	Este
$H_{1/3}$	4.28	4.59	5.41	4.70
Periodo de ola				
$T_{1/3}$	10.74	10.22	10.40	9.10

CUADRO 5. OLEAJE DE DISEÑO -50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO- (m)				
Método de diseño	Hudson	Hudson-SPM	Van der Meer	
Tramo	$H_{1/3}$	$H_{1/10}$	$H_{1/3}$	$H_{2\%}$
1a	2.00	2.25	2.00	2.50
1b	4.25	4.75	4.25	4.75
2a	4.50	5.25	4.50	5.25
2b	5.00	6.25	5.25	
3	5.25	6.25	5.25	
4	5.25	6.25	5.25	

Los oleajes del Cuadro 5 son los de diseño de las Alternativas 1 y 2. Para la Alternativa 3 se definió el oleaje con periodo de retorno de 500 años, según se requiere en el método de diseño estructural, así como un oleaje con periodo de retorno de 5 años para el diseño funcional (coronación).

Diseños de alternativas

Alternativa 1. Rompeolas de enrocamiento

Método de Hudson

Los pesos de la coraza que resultaron de aplicar este método en los diferentes tramos de diseño son los siguientes:

- Tramo 1

  Sección 1a = 1.0 toneladas

  Sección 1b = 9.8 toneladas

- Tramo 2

  Sección 2a = 11.7 toneladas

  Sección 2b = 12.0 toneladas

- Tramo 3

  Sección única = 12.0 toneladas

- Tramo 4

  Sección única = 12 toneladas

Método de Hudson-SPM

Los pesos de la coraza que resultaron de aplicar este método en los diferentes tramos de diseño son los siguientes:

- Tramo 1

  Sección 1a = 1.5 toneladas

  Sección 1b = 14.3 toneladas

- Tramo 2

  Sección 2a = 19.2 toneladas

  Sección 2b = 20.3 toneladas

- Tramo 3

  Sección única = 20.3 toneladas

- Tramo 4

  Sección única = 20.3 toneladas

Método de Van der Meer

Los pesos de la coraza de roca que resultaron de aplicar este método en los diferentes tramos de diseño son los siguientes:

- Tramo 1

  Sección 1a = 0.9 toneladas

  Sección 1b = 6.2 toneladas
- Tramo 2

  Sección 2a = 10.0 toneladas

  Sección 2b = 16.7 toneladas
- Tramo 3

  Sección única = 19.1 toneladas
- Tramo 4

  Sección única = 19.8 toneladas

Costo estimado de implementación de la Alternativa 1

Sin estimar debido a los elevados pesos que se requieren las rocas de coraza.

Alternativa 2. Rompeolas de cubos de concreto

Método de Hudson

- Tramo 1

  Sección 1a = 1.3 toneladas

  Sección 1b = 12.7 toneladas
- Tramo 2

  Sección 2a = 15.1 toneladas

  Sección 2b = 15.6 toneladas
- Tramo 3

  Sección única = 15.6 toneladas
- Tramo 4

  Sección única = 15.6 toneladas

Método de Hudson-SPM

Los pesos de la coraza que resultaron de aplicar este método en los diferentes tramos de diseño son los siguientes:

- Tramo 1

  Sección 1a = 1.9 toneladas

  Sección 1b = 17.8 toneladas
- Tramo 2

  Sección 2a = 24.0 toneladas

  Sección 2b = 26.4 toneladas
- Tramo 3

  Sección única = 26.4 toneladas
- Tramo 4

  Sección única = 26.4 toneladas

Método de Van der Meer

Los pesos de la coraza que resultaron de aplicar este método en los diferentes tramos de diseño son los siguientes:

- Tramo 1

  Sección 1a = 1.2 toneladas

  Sección 1b = 8.1 toneladas
- Tramo 2

  Sección 2a = 13.0 toneladas

  Sección 2b = 21.7 toneladas
- Tramo 3

  Sección única = 24.8 toneladas
- Tramo 4

  Sección única = 25.8 toneladas

Método de diseño final seleccionado: Van der Meer

Los pesos de la coraza de roca ajustados para facilitar la construcción final y las dimensiones de la sección transversal de cada tramo son los siguientes:

- Tramo 1

  Sección 1a

  Coraza = 8.5 toneladas

  Espesor = 3.4 m

  Subcoraza = 0.9 toneladas

  Espesor = 1.6 m

  Cota de coronación h = +4.0 m

  Ancho de la corona B* = 5.1 m

  Sección 1b

  Coraza = 8.5 toneladas

  Espesor = 3.4 m

  Subcoraza = 0.9 toneladas

  Espesor = 1.6 toneladas

  Cota de coronación h = +6.5 m

  Ancho de la corona B* = 5.1 m

- Tramo 2

  Sección 2a

  Coraza = 13 toneladas

  Espesor = 4.0 m

  Subcoraza = 1.3 toneladas

  Espesor = 1.9 m

  Cota de coronación h = +7.0 m

  Ancho de la corona B* = 5.9 m

  Sección 2b

  Coraza = 22 toneladas

  Espesor = 4.7 m

  Subcoraza = 1.8 toneladas

  Espesor = 2.1 m

  Cota de coronación h = +7.15 m

  Ancho de la corona B* = 7.1 m

- Tramo 3

  Sección única

  Coraza = 26 toneladas

  Espesor = 5.0 m

  Subcoraza = 2.1 toneladas

  Espesor = 2.2 m

  Cota de coronación h = +7.5 m

  Ancho de la corona B* = 7.5 m

- Tramo 4

  Sección única

  Coraza = 26 toneladas

  Espesor = 5.0 m

  Subcoraza = 2.1 toneladas

  Espesor = 2.2 m

  Cota de coronación h = +7.5 m

  Ancho de la corona B* = 7.5 m

Los siguientes 2 tramos se definieron por requerimientos de resistencia extra al oleaje incidiendo en las esquinas o codos del rompeolas.

- Tramo especial 1

  Sección única

  Coraza = 22 toneladas

  Espesor = 4.7 m

  Subcoraza = 2.2 toneladas

  Espesor = 2.2 m

  Cota de coronación h = +7.15 m

  Ancho de la corona B* = 7.1 m

- Tramo especial 2

  Sección única

  Coraza = 40 toneladas

  Espesor = 5.7 m

  Subcoraza = 3.2 toneladas

  Espesor = 2.5 m

  Cota de coronación h = +7.5 m

  Ancho de la corona B* = 8.6 m

*El ancho B debe considerar adicionalmente el posible uso de la explanada sobre la corona durante la construcción; así como en la operación.

Costo estimado de implementación de la Alternativa 2

Costo total = US. $ 262.3 millones

Alternativa 3. Rompeolas de vertical de "caisson"

El oleaje para diseño estructural fue estimado de 500 años de periodo de retorno, con una altura de 7.1 m, asociado a un periodo de ola de 13.02 segundos.

Para el diseño funcional del rebase tolerable se utilizó un oleaje de 5 años de periodo de retorno, con el fin de reducir los costos del proyecto al disminuir la altura de coronación. La altura de ola estimada en este caso fue de 3.25 m.

Las dimensiones de la estructura diseñada son las siguientes:

Ancho del cajón = 10 m

Cota de coronación = +6.75 m

Espesor de la solera = 0.75 m

Ancho solera + talones = 10 + 2 (1.5) = 13 m

Cota de la superficie de rodamiento = 5.2 m

Espesor de la superficie de rodamiento = 0.75 m

Altura del fuste = 13.45 m

Ancho del espaldón bota-olas = 2.5 m

Altura del espaldón bota-olas = 1.55 m

Cota de coronación de berma (banqueta) = -8 m

Ancho de corona de la berma = 4 m

Profundidad del pie de la berma = -12 m

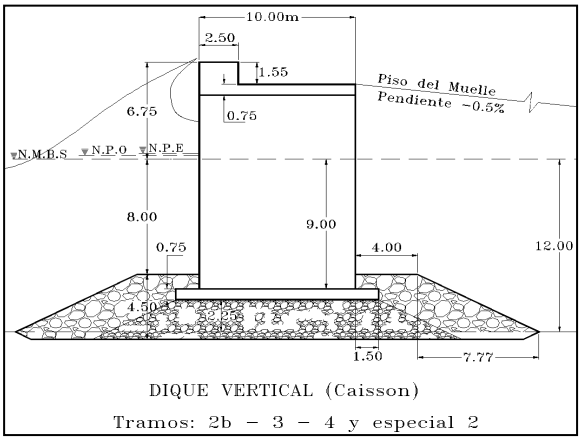


Figura 21. *Esquema del cajón "Caisson" diseñado.*

Costo estimado de implementación de la Alternativa 3

Costo total = US. $275.8 millones

Análisis de los resultados

Las condiciones naturales de la Bahía de Moín en general son óptimas para la navegación y operación portuaria, pues se encuentran dentro de los rangos aceptados para la maniobra de las embarcaciones que harán uso del puerto. Esto se puede comprobar al revisar las condiciones del sitio y compararlas con las condiciones límite de maniobrabilidad de carga y descarga de los buques (Ver ANEXO N° 2).

Al comparar todas las fuentes de oleaje representativo para Moín, se nota que existe una clara dispersión de resultados. Asimismo, existe cierta tendencia a utilizar datos de observación visual registrados por barcos –tal como propone Haskoning- para definir esos oleajes; no obstante, esto se debe a la incertidumbre que podría general la aplicación de un valor de oleaje muy bajo en el diseño y a que en realidad, para el caso de Moín, no se cuenta con registros de medición directa en aguas profundas, que permita comparar todas las fuentes consultadas. Considerando lo anterior, según se evaluó en el apartado de definición del oleaje, por medio de algunas relaciones empíricas que se han formulado, es posible definir una relación directa entre el oleaje definido visualmente y el oleaje significante representativo.

Conforme los diseños aplicados en la definición de las alternativas 1 y 2 (rompeolas de talud), valorando los resultados obtenidos para los tres métodos (Hudson, Hudson-SPM y Van der Meer), se confirma la necesidad de incluir características del oleaje irregular incidiendo en las estructuras, tal como lo hace la formulación de Van de Meer, al considerar una tormenta característica y un periodo asociado al oleaje, ya que esto permite optimizar los pesos necesarios, al considerar que las estructuras no fallan debido a una ola determinada, sino que la falla podría ser generada por un tren de olas insistente en una tormenta, asociado a periodos representativos.

El comportamiento de cada uno de los diseños se puede apreciar en el APENDICE N° 19, en los gráficos 19-1 y 19-2. Conforme los gráficos mencionados, en el caso de rompeolas de enrocamiento, se observa un comportamiento muy conservador en la zona de rompiente para las curvas de Hudson y Hudson-SPM, ya que se sobrestiman los pesos y luego se mantienen estables en la zona sin rotura; en tanto que la curva de Van der Meer es un poco más realista en la determinación de los pesos, ya que conforme aumenta la energía del oleaje de acuerdo a la altura de ola incidiendo y al periodo asociado, aumenta el peso de la coraza.

Por lo general, la fórmula de Hudson con oleaje significante subestima los resultados, ya que fue diseñada para oleajes regulares monocromáticos; por esta razón, el Shore Protection Manual definió que se debe usar un oleaje mayor, en virtud de la suma de una serie de investigaciones de laboratorio con diferentes elementos.

Considerando lo anterior, es posible que el diseño con la modificación del SPM de aumentar el oleaje de diseño (pasar de $H_{1/3}$ a $H_{1/10}$), genere un sobredimensionamiento de los elementos. Si se observa el Gráfico 19-2, se puede notar esta situación, con un diseño de Van der Meer ajustado dentro del rango establecido entre Hudson y Hudson-SPM y tendiendo a equipararse en las zonas más energéticas a la recomendación de usar $H_{10\%}$ con Hudson. Lo que significa que la fórmula que mejor representa el diseño necesario es la de Van der Meer.

El diseño de la alternativa 3, tal como se indicó atrás, es de utilidad casi universal, y por lo general se considera que genera resultados muy precisos y seguros, ya que considera oleajes con periodos de retorno del orden de 200 a 500 años. Asimismo, este método presenta la posibilidad de reducir costos, al considerar una reducción de la cota de coronación del cajón, incorporando una

superestructura que evite cierto rebase del oleaje (espaldón bota-olas).

Al evaluar los métodos de construcción de cada alternativa, se puede considerar que la más sencilla es la alternativa 2, ya que no requiere de equipo muy sofisticado para su implementación. Por lo general, los cubos se construyen con un sistema de izaje, que permite su fácil manipulación por medio de grúas; no obstante, por su peso es posible que se requieran equipos de gran envergadura para su movilización y colocación final.

La alternativa 3; por otro lado, podría ser una opción valedera, en el tanto exista disponibilidad de equipos para su ejecución, pues ésta si requiere de un alto grado de especialización en el proceso constructivo. En el APÉNDICE N° 25 se puede observar un ejemplo del proceso constructivo de fabricación de los cajones.

Considerando que la implementación de la alternativa de rompeolas de talud permite utilizar distintos elementos en la coraza, a continuación se presenta el Cuadro 6, el cual compara los resultados del tramo 4, que es el más crítico en el diseño, debido a que requiere aumentar esos pesos un 50% en virtud de que el oleaje puede incidir en varias direcciones en el codo.

Los resultados del cuadro obedecen a un nivel de daño S = 2.

La selección del diseño con cubos de concreto, a pesar de ser el elemento más pesado, se debe a que es el elemento más sencillo y rápido de construir, en comparación con las otras figuras mucho más complejas.

En el APÉNDICE N° 4 aparecen los esquemas de planos estimados para cada alternativa. La lámina de diseño final debe considerar el relleno del lado interno del rompeolas donde se construirá toda la infraestructura de operación portuaria. Adicionalmente se incluyeron los esquemas recomendados sin considerar dicho relleno, dado que es posible que el proyecto se desarrolle por etapas, donde es necesario construir el rompeolas con protección a ambos lados, tal como se recomiendan en dichos esquemas.

CUADRO 6. COMPARACIÓN DE DISEÑOS PARA DIFERENTES ELEMENTOS (m)

Elemento	K_D	P	Wr (ton/m^3)	W (ton)
Roca	4	0.37	2.65	19.8
Cubo	4.6	0.37	2.40	25.8
Tetrápodo	7	0.50	2.40	14.4
Acrópodo	9	0.50	2.40	11.2
Dolo	12	0.63	2.40	7.4

Conclusiones

1. Según la evaluación de la propuesta del Plan Maestro, se considera que el dimensionamiento portuario propuesto para albergar cinco puestos de atraque, para barcos de 250 metros de eslora, es óptimo.

2. Conforme las condiciones físicas de emplazamiento estudiadas, se considera que la Bahía de Moín es óptima para la navegación, pues presenta corrientes inferiores a 1 nudo. Asimismo, los vientos medios por lo general no superan los 15 m/s, lo que significa que no se esperan problemas considerables en la operación de carga y descarga del puerto.

3. Con la finalidad de proteger el recinto portuario, de condiciones de tormenta extrema, se determinó que se necesitan aproximadamente 3000 metros de longitud de rompeolas.

4. Los oleajes extremos que afectan preponderantemente la bahía, provienen del primer cuadrante, entre el norte y el oeste.

5. A partir de la información del oleaje evaluado para aguas profundas, se determinó que los estudios previos realizados para definir sus características, varían en forma abrupta de unos a otros. No obstante, aplicando algunas relaciones como la que define el oleaje significante a partir de un oleaje visual, es posible relacionar todas las fuentes consultadas y establecer un oleaje más representativo.

6. En la zona de proyecto, se dan dos tipos distintos de afectación del oleaje, una zona con oleaje rompiente incidiendo en la estructura propuesta (de 0 a -10 m), y otra en una zona más profunda, donde el oleaje no rompe; no obstante, contiene una cantidad considerable de energía de incidencia, debido al fenómeno de someramiento.

7. Considerando los tres diferentes métodos de diseño de rompeolas de talud (Hudson, Hudson-SPM y Van der Meer), se comprobó que la fórmula de Van der Meer es la que define con una mejor precisión los pesos de coraza necesarios, tal como se puede apreciar en los gráficos del APÉNDICE N° 19. Los resultados finales para las alternativas de rompeolas de talud, se dieron a partir de las fórmulas de Van der Meer.

8. Los resultados del diseño de rompeolas de enrocamiento (alternativa 1) indican la necesidad de obtener material de gran magnitud (entre 6.5 y 30 toneladas) para cumplir con la estabilidad del sistema a través del peso de la coraza.

9. El peso del material de coraza de roca, necesario en la alternativa 1, representa el principal inconveniente en su ejecución, ya que la disponibilidad de material posiblemente sea insuficiente o del todo no existe, lo que genera gran incertidumbre en sus posibilidades de implementación. Asimismo, extraer y trasladar roca de ese tamaño de una cantera, requiere de equipo con grandes capacidades, el cual posiblemente no está disponible en el país.

10. El rompeolas de cubos de concreto (alternativa 2) representa la opción más viable de implementar, ya que el material de coraza puede ser fácilmente construido en el sitio, por medio de una o varias plantas de concreto y equipo de transporte e izaje adecuado para manipular los elementos prefabricados. Todos estos equipos son de fácil acceso en el país.

11. El costo aproximado de implementación de la alternativa 2 con cubos de concreto, es de US. $ 262.3 millones.

12. El diseño de cajones, implementado en la alternativa 3, podría ser una opción importante para ser considerada, ya que su costo es muy cercano al de la alternativa 2; no obstante, los requerimientos en cuanto equipo especializado podrían dificultar su implementación, al no contar con ellos en el país.

13. El costo estimado de la alternativa 3, con cajones tipo “caisson” es de US. $ 275.8 millones.

14. Se recomienda implementar la alternativa 2 (ver lámina 2 del APÉNDICE N° 4), utilizando un rompeolas de talud 1:2, con una coraza de cubos de concreto, pesos de coraza definidos según los tramos y en las longitudes que se describen en el APÉNDICE N° 3.

15. Se pueden considerar otro tipo de elementos en el diseño, en vez de los cubos; no obstante, se debe tomar en cuenta la complejidad de fabricación de esas unidades.

Apéndices

La siguiente lista comprende los anexos complementarios a este trabajo:

APÉNDICE Nº 1.

Lámina A. Plano General de Proyecto. Se incorpora el rompeolas a diseñar y los terrenos ganados al mar para emplazar las facilidades portuarias.

APÉNDICE Nº 2.

Lámina B. Plano de batimetría de proyecto. Esta información es necesaria en la definición de las características físicas del sitio.

APÉNDICE Nº 3.

Lámina C. Plano que define los tramos del diseño del proyecto.

APÉNDICE Nº 4.

Lámina N° 1. Plano que define el diseño de la Alternativa 1, Rompeolas de enrocamiento. Sin considerar relleno del lado interno.

Lámina N° 2. Plano que define el diseño de la Alternativa 2, Rompeolas de cubos de concreto. Sin considerar relleno del lado interno.

Lámina N° 3. Plano que define el diseño de la Alternativa 3, Combinación de dos diseño: rompeolas de cubos de concreto en las secciones 1a, 1b y 2a del tramo 1 y 2 respectivamente. El resto del rompeolas – sección casi paralela a la línea de costa- diseño de cajones tipo “caisson” -de pared vertical-.

Lámina de diseño final recomendado. Plano que define el diseño de la Alternativa 2, rompeolas de cubos de concreto, considerando un relleno del lado interno.

APÉNDICE Nº 5.

Información general del oleaje del Estudio de SVASEK.
Cuadro 5-1. Información de oleaje significante obtenido visualmente. Fuente original: Estudio de SVASEK KNWI.

Cuadro 5-2. Información de SVASEK de oleaje visual corregido y extrapolado con el fin de obtener datos comparables entre todas las fuentes.

Gráfico. Proyección de información de oleaje del oleaje de SVASEK.

APÉNDICE Nº 6.

Información general del oleaje del Estudio de HAN PADRON.

Cuadro 6-1. Información de oleaje significante obtenido por procedimientos hindcasting de evaluación de vientos. Fuente original: Estudio de BURKHARDT.

Cuadro 6-2. Información de oleaje significante obtenido por medición de satélite. Fuente original: Estudio de HAN PADRON.

Cuadro 6-3. Información de HAN PADRON de oleaje medido por satélite inter-extrapolado con el fin de obtener datos comparables entre todas las fuentes.

Gráfico. Proyección de información de oleaje de HAN PADRON.

APÉNDICE Nº 7.

Información general del oleaje de varias fuentes.

Cuadro 7-1. Información de oleaje significante obtenido por procedimientos hindcasting de evaluación meteorológica (NOAA). Fuente original: Estudio de ANTEPROYECTO DE MARINA MOÍN.

Cuadro 7-2. Información de oleaje significante obtenido visualmente. Fuente original: Estudio de Haskoning.

Cuadro 7-3. Información de HASKONING de oleaje visual corregido con el fin de obtener datos comparables entre todas las fuentes.

APÉNDICE Nº 8.

Correlación de la información de todas las fuentes.

Cuadro 8-1. Análisis comparativo de todas las fuentes consultadas, sin realizar correcciones.

Gráfico. Comparación de proyecciones del oleaje de todas las fuentes sin realizar correcciones.

APÉNDICE Nº 9.

Correlación de la información de todas las fuentes.

Cuadro 9-1. Análisis comparativo de todas las fuentes consultadas, con correcciones al oleaje visual de algunas fuentes y extrapolaciones a fin de obtener datos comparables.

Gráfico. Comparación de proyecciones del oleaje de todas las fuentes una vez corregidas.

APÉNDICE Nº 10.

Correlación de la información de todas las fuentes. Análisis únicamente para 50 años de periodo de retorno.

Cuadro 10-1. Información de las diversas fuentes con correcciones para 50 años de periodo de retorno (oleaje omnidireccional y/o oleaje en las direcciones de incidencia predominantes.

Cuadro 10-2. Redefinición del oleaje omnidireccional de todas las fuentes para 50 años de periodo de retorno.

Cuadro 10-3. Redefinición del oleaje de las diversas fuentes en las direcciones predominantes (únicamente de fuentes con oleaje direccional establecido) para 50 años de periodo de retorno. Definición de oleaje de aguas profundas por dirección para el proyecto.

APÉNDICE Nº 11.

Propagación del oleaje direccional de aguas profundas definido para el proyecto.

APÉNDICE Nº 12.

Ejemplo de gráficos del modelo usado para realizar la propagación del oleaje de aguas profundas al sitio del proyecto.

Gráfico 12-1. Ejemplo de propagación del oleaje de aguas profundas: Hs = 4.28 m, Ts = 10.74 y dirección N 15° E. Periodo de retorno de tormenta de 50 años.

Gráfico 12-2. Ejemplo de propagación del oleaje de aguas profundas: H2% = 6.43 m, Ts = 10.20 y dirección N 30° E. Periodo de retorno de tormenta de 50 años.

Gráfico 12-3. Ejemplo de propagación del oleaje de aguas profundas: Hs = 3.5 m, Ts = 10.20 y dirección N 15° E. Periodo de retorno de tormenta de 5 años.

Gráfico 12-4. Ejemplo de propagación del oleaje de aguas profundas: Hs = 5.8 m, Ts = 13.02 y dirección N 15° E. Periodo de retorno de tormenta de 500 años.

Gráfico 12-5. Ejemplo de malla de propagación del oleaje de aguas profundas. Dirección de la malla = N y dirección del oleaje N 15° E.

Gráfico 12-6. Ejemplo de malla de propagación del oleaje de aguas profundas. Dirección de la malla = N 30° E y dirección del oleaje N 30° E (oleaje paralelo).

APÉNDICE Nº 13.

Resultados de la propagación de todos los oleajes, con 50 años de periodo de retorno de tormenta.

APÉNDICE Nº 14.

Oleajes de diseño definidos para Método de Hudson, Método Hudson-SPM y Método de Van der Meer.

APÉNDICE Nº 15.

Memoria de cálculo preparada en Excel para diseño por Hudson (funciona de igual manera para Hudson-SPM). Ejemplo de diseño de la sección 1b del tramo 1 en coraza de roca. Zona con oleaje en rompiente.

APÉNDICE Nº 16.

Resultados del diseño por Hudson y Hudson-SPM, para diseño de coraza en roca y en cubos de concreto.

APÉNDICE Nº 17.

Memoria de cálculo preparada en Excel para diseño por Van der Meer. Ejemplo de diseño de la sección 1b del tramo 1 en coraza de roca. Zona con oleaje en rompiente. Oleaje de diseño en rompiente H2% y en no rompiente Hs.

APÉNDICE Nº 18.

Resultados del diseño por Van der Meer, para diseño de coraza en roca y en cubos de concreto.

APÉNDICE Nº 19.

Comparación de los dos métodos de diseño para rompeolas de talud (aplicados a las alternativas de rompeolas de enrocamiento y en cubos de concreto).

Gráfico 19-1. Comparación de los resultados de rompeolas de roca.

Gráfico 19-2. Comparación de resultados de rompeolas de cubos de concreto.

APÉNDICE Nº 20.

Resultados del diseño por Van der Meer ajustados a números exactos, para diseño de coraza en roca y en cubos de concreto.

APÉNDICE Nº 21.

Definición de la altura de coronación de la estructura necesaria para evitar rebase “run up” de la ola, usando los resultados de Van der Meer. Se usaron dos métodos. El del SPM y el del OCDI.

APÉNDICE Nº 22.

Definición de los espesores de las capas, en función del peso del material de la coraza, usando los resultados de Van der Meer.

APÉNDICE Nº 23.

Definición del ancho de coronación de la estructura necesaria en función del rebase “run up” de la ola, usando los resultados de Van der Meer.

APÉNDICE Nº 24.

Resumen de las características físicas y dimensiones de la estructura diseñada por el método de Van der Meer, para enrocamiento y para cubos de concreto.

APÉNDICE Nº 25.

Información general de proceso constructivo de Cajones “Caisson”.

APÉNDICE Nº 26.

Información sobre análisis de costos unitarios para materiales de Núcleo y Subcoraza.

APÉNDICE N° 1

PLANO ESQUEMÁTICO PROPUESTA MEGAPUERTO MOÍN, LIMÓN Escala:1:10000

N

222500

222000

221500

Rompeolas

ISLA PAJAROS

MAR CARIBE

ROMPEOLAS NORTE

Duque de alba

MUELLE PETROLERO

MUELLE BANANERO

ROMPEOLAS SUR

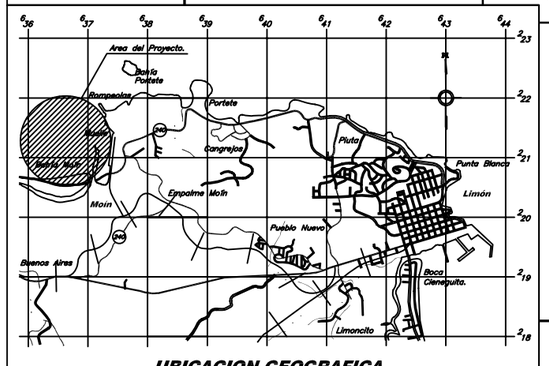
MUELLE TAIWANES

636000

636500

637000

637500



UBICACION GEOGRAFICA

H O J A M O I N 3546–II

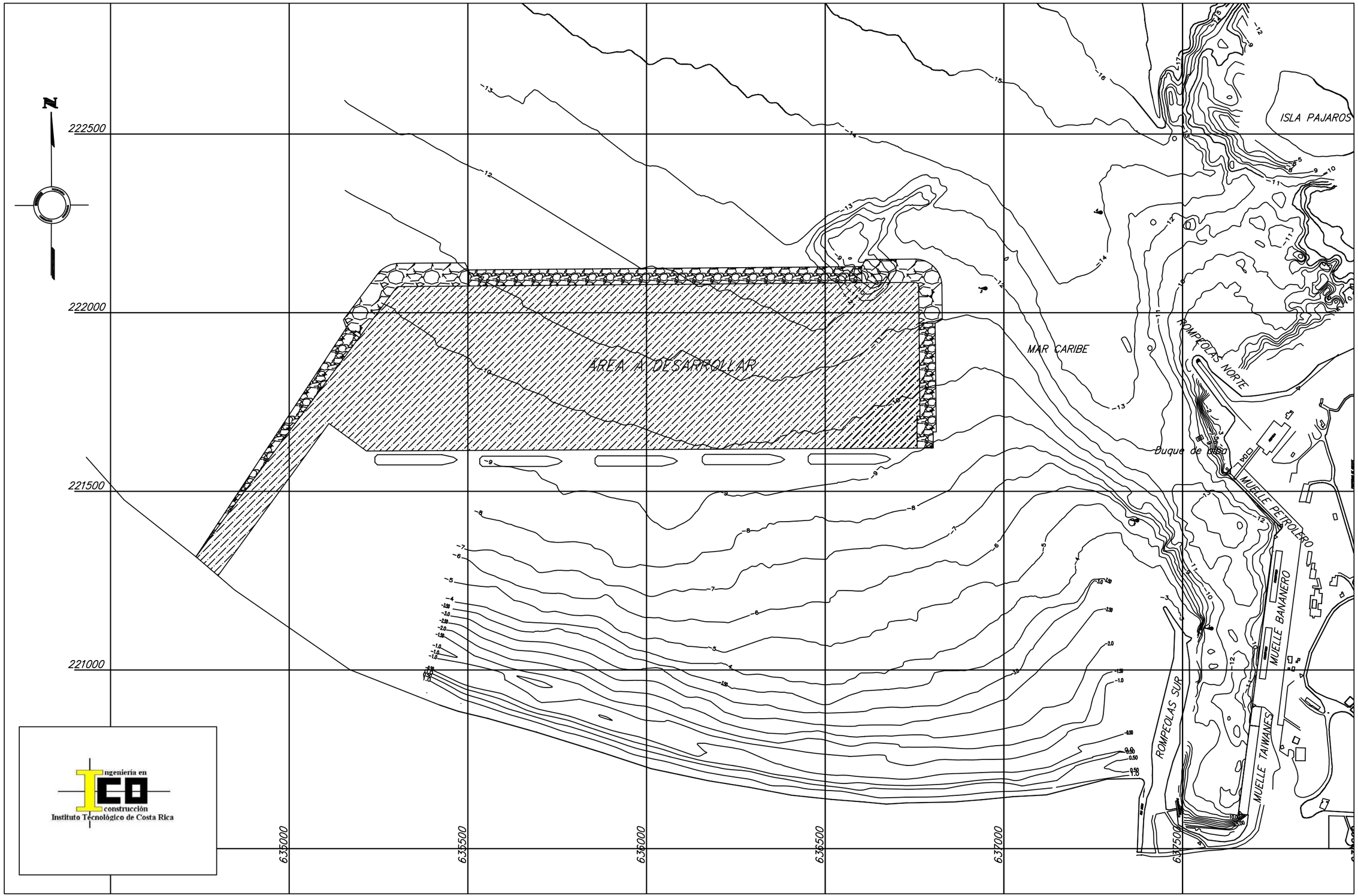
Escala: 1:100000

Ingeniería en construcción

Instituto Tecnológico de Costa Rica

APÉNDICE N° 2

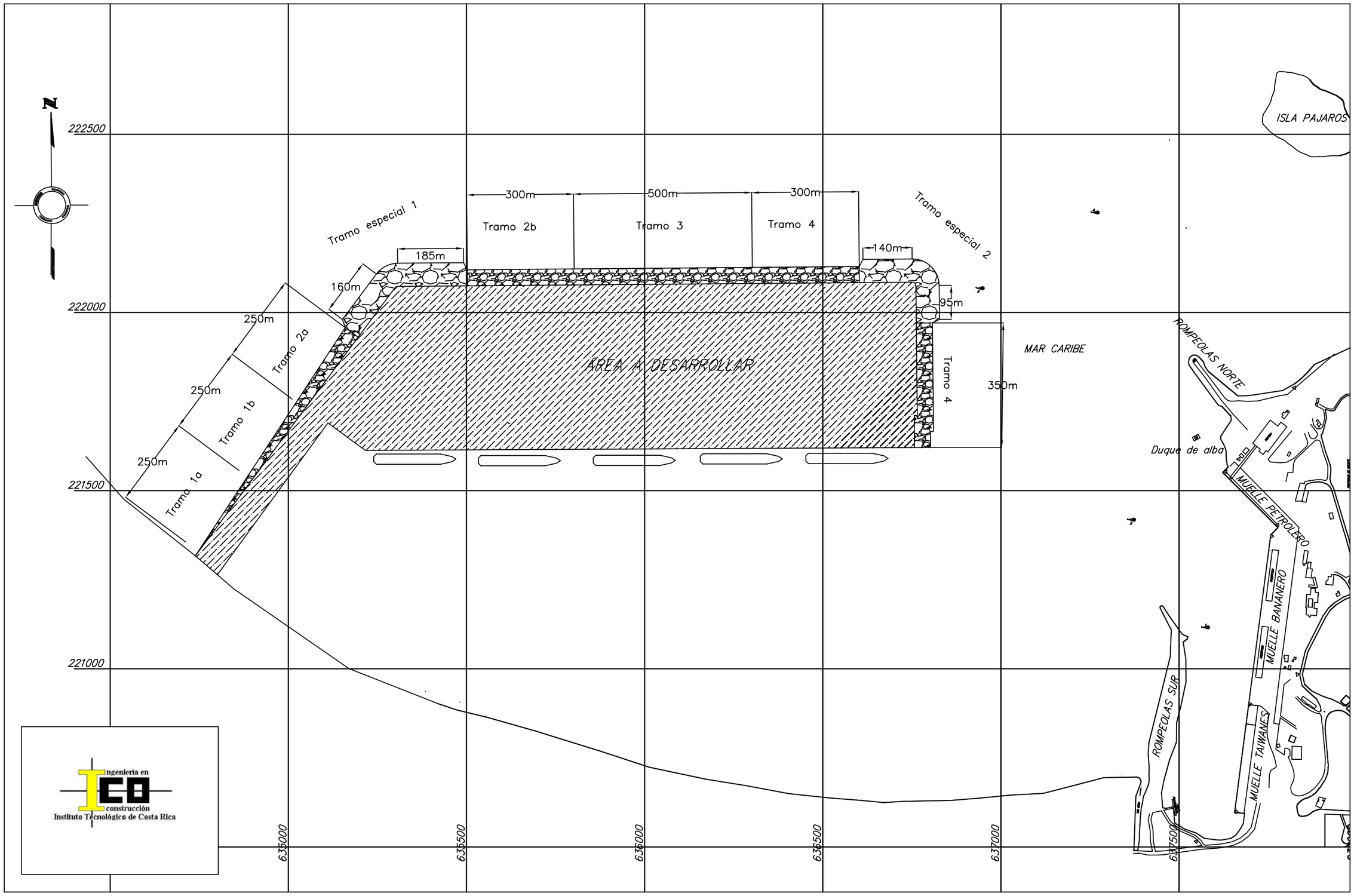
PLANO ESQUEMÁTICO PROPUESTA MEGAPUERTO MOÍN, LIMÓN Escala:1:10000



Ingeniería en construcción
Instituto Tecnológico de Costa Rica

APÉNDICE N° 3

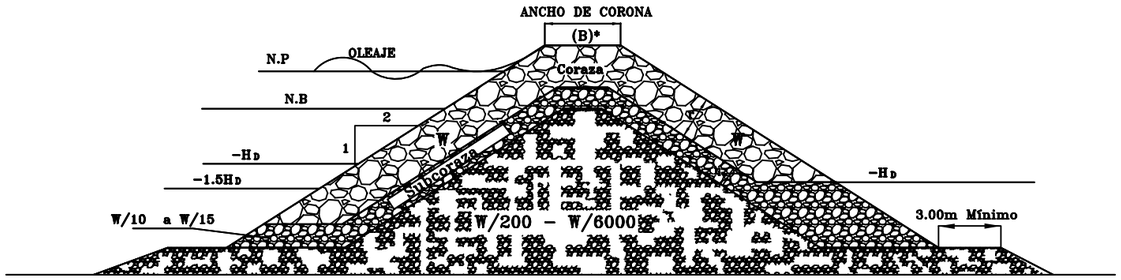
PLANO ESQUEMÁTICO PROPUESTA MEGAPUERTO MOÍN, LIMÓN Escala:1:10000



APÉNDICE N° 4

Tamaño de Piedra	CAPA	Tamaño de Piedra GRADUACION %
W	CORAZA	125 A 75
W/10 – W/15	SUBCORAZA	125 A 75
W/200 – W/6000	NUCLEO	130 A 70

H_D = ALTURA DE OLA DE DISEÑO
W = PESO ELEMENTOS DE LA CORAZA
r = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE CORAZA
r_1 = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE SUBCORAZA



SECCION TIPICA TRANSVERSAL
OLEAJE NO ROMPIENTE

ALTERNATIVA N°1
DISEÑO EN ENROCAMIENTO
DISEÑO DE VAN DER MEER

RESUMEN FINAL

DISEÑO EN ENRROCAMIENTO

	Sección	HD(m)	Condición	Coraza W (ton)	r (m)	Subcoraza (ton)	r1 (m)	h (m)	B (m)*
1	1a	2.50	Rompe	6.5	3.1	0.7	1.4	4.00	4.7
	1b	4.75	Rompe	6.5	3.1	0.7	1.4	6.50	4.7
2	2a	5.75	Rompe	10.0	3.6	1.0	1.7	7.00	5.4
	2b	5.00	No Rompe	20.0	4.5	1.6	1.9	7.15	6.8
3	3	5.25	No Rompe	20.0	4.5	1.6	1.9	7.50	6.8
4	4	5.25	No Rompe	20.0	4.5	1.6	1.9	7.50	6.8
Tramo Especial 1				15.0	4.1	1.5	1.9	7.15	6.1
Tramo Especial 2				30.0	5.2	2.4	2.2	7.50	7.7

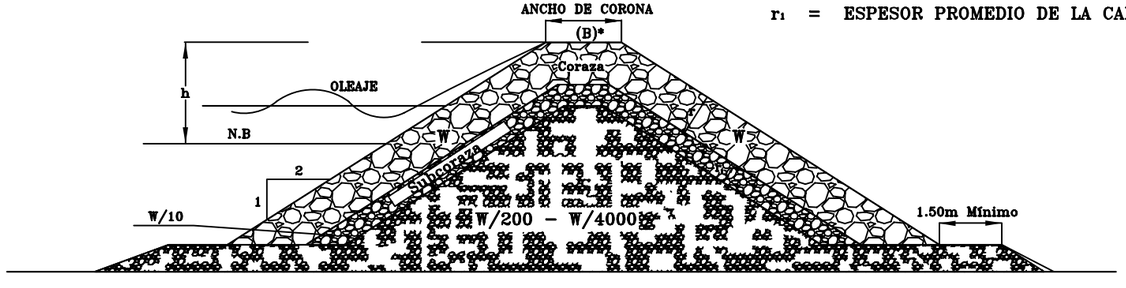
NOTAS:

*El ancho de la corona depende no solo de las formulaciones realizadas, sino que se deberán considerar las dimensiones del equipo y maquinaria que se movilizará sobre la estructura.

(B)* = usar 10.00m

Tamaño de Piedra	CAPA	Graduación de Tamaños %
W	*CORAZA*	*125 A 75*
W/10	*SUBCORAZA*	*125 A 75*
W/200 – W/4000	*NUCLEO*	*130 A 70*

H_D = ALTURA DE OLA DE DISEÑO
W = PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA
r = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE CORAZA
r_1 = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE SUBCORAZA



SECCION TIPICA TRANSVERSAL
OLEAJE EN ROMPIENTE

INSTITUTO TECNOLOGICO DE COSTA RICA

ESCUELA DE INGENIERIA DE CONSTRUCCION

NOMBRE: PROYECTO DE GRADO: COMPARACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE OBRAS DE ABRIGO PARA LA AMPLIACIÓN DE PUERTO MOÍN

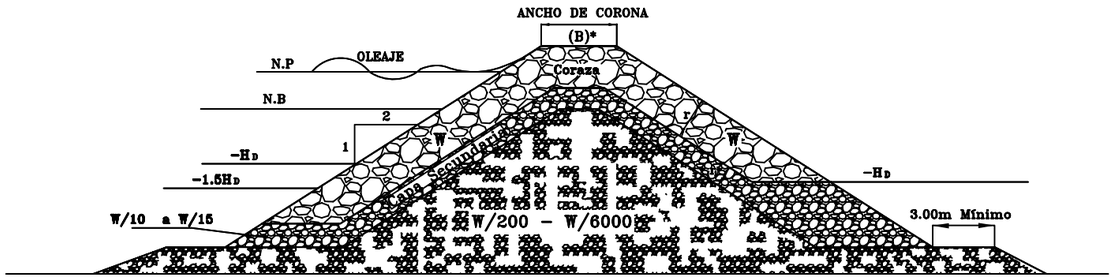
CONTENIDO: DISEÑO ROMPEOLAS ENROCAMIENTO EXPUESTO A OLEAJE A AMBOS LADOS

FECHA: NOVIEMBRE 2008	DIBUJO:	TOPOGRAFO:
LEVANTO:	CALCULO: FABRICIO MORA VARGAS	REVISO: ING. GILBERTO RODRIGUEZ
LAMINA N°1	ESCALA: Sin Esc.	ARCHIVO:

ALTERNATIVA N°2
DISEÑO EN CUBOS DE CONCRETO
METODO DE VAN DER MEER

Tamaño de Piedra	CAPA	Tamaño de Piedra GRADUACION %
W	CORAZA	125 A 75
W/10 – W/15	SUBCORAZA	125 A 75
W/200 – W/6000	NUCLEO	130 A 70

H_D = ALTURA DE OLA DE DISEÑO
W = PESO ELEMENTOS DE LA CORAZA
r = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE CORAZA
r_1 = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE SUBCORAZA



SECCION TIPICA TRANSVERSAL
OLEAJE NO ROMPIENTE

RESUMEN FINAL

DISEÑO EN CUBOS DE CONCRETO

Tramo	Sección	HD (m)	Condición	Coraza W (ton)	r (m)	Subcoraza (ton)	r1 (m)	h (m)	B (m)*
1	1a	2.50	Rompe	8.5	3.4	0.9	1.6	4.00	5.1
	1b	4.75	Rompe	8.5	3.4	0.9	1.6	6.50	5.1
2	2a	5.75	Rompe	13.0	4.0	1.3	1.9	7.00	5.9
	2b	5.00	No Rompe	22.0	4.7	1.8	2.1	7.15	7.1
3	3	5.25	No Rompe	26.0	5.0	2.1	2.2	7.50	7.5
4	4	5.25	No Rompe	26.0	5.0	2.1	2.2	7.50	7.5
Tramo Especial 1				22.0	4.7	2.2	2.2	7.15	7.1
Tramo Especial 2				40.0	5.7	3.2	2.5	7.50	8.6

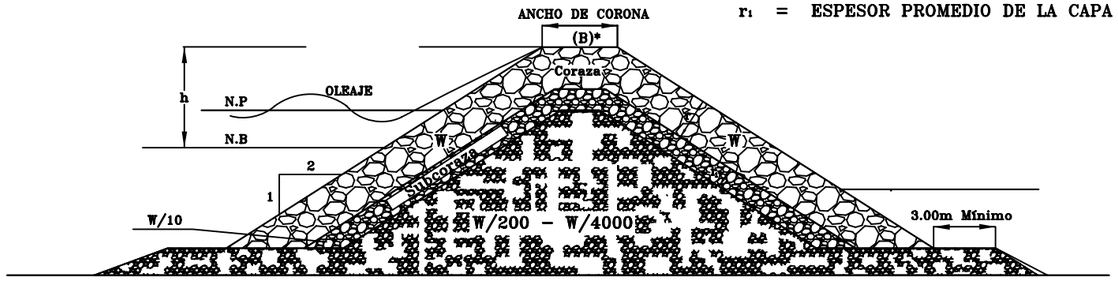
NOTAS:

*El ancho de la corona depende no solo de las formulaciones realizadas, sino que se deberán considerar las dimensiones del equipo y maquinaria que se movilizará sobre la estructura.

(B)* = usar 10.00m

Tamaño de Piedra	CAPA	Graduación de Tamaños %
W	*CORAZA*	*125 A 75*
W/10	*SUBCORAZA*	*125 A 75*
W/200 – W/4000	*NUCLEO*	*130 A 70*

H_b = ALTURA DE OLA DE DISEÑO
W = PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA
r = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE CORAZA
r_1 = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE SUBCORAZA



SECCION TIPICA TRANSVERSAL
OLEAJE EN ROMPIENTE

INSTITUTO TECNOLOGICO DE COSTA RICA

ESCUELA DE INGENIERIA DE CONSTRUCCION

NOMBRE: PROYECTO DE GRADO: COMPARACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE OBRAS DE ABRIGO PARA LA AMPLIACIÓN DE PUERTO MOÍN

CONTENIDO: DISEÑO ROMPEOLAS EN CUBOS DE CONCRETO EXPUESTO A OLEAJE A AMBOS LADOS

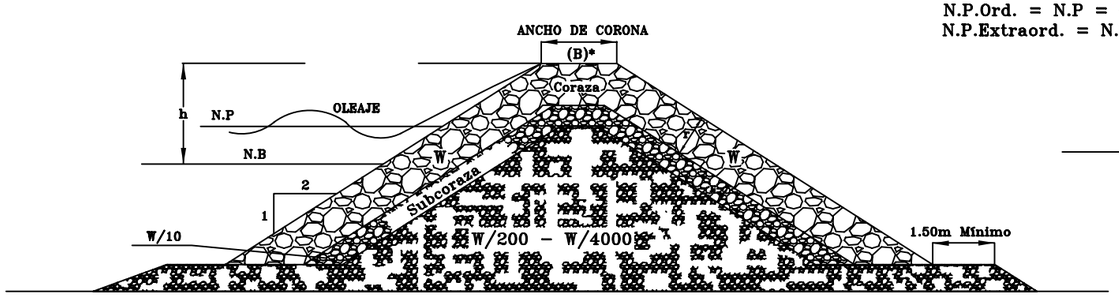
FECHA: NOVIEMBRE 2008	DIBUJO:	TOPOGRAFO:
LEVANTO:	CALCULO: FABRICIO MORA VARGAS	REVISO: ING. GILBERTO RODRIGUEZ
LAMINA N°2	ESCALA: Sin Esc.	ARCHIVO:

Ingeniería en construcción
Instituto Tecnológico de Costa Rica

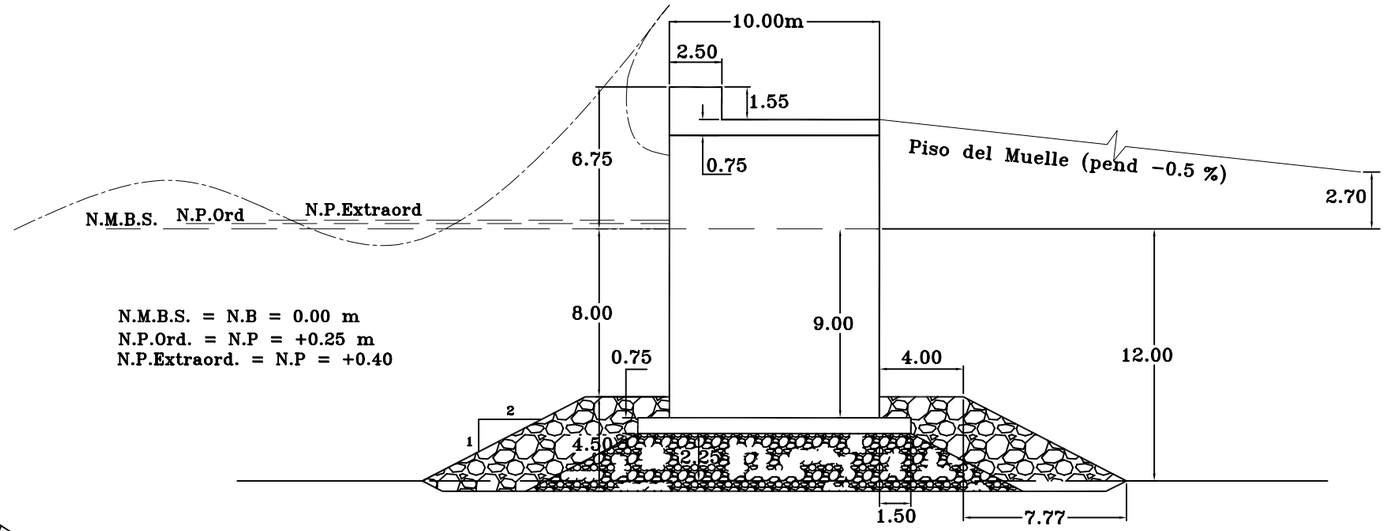
ALTERNATIVA N°3
DISEÑO COMBINADO
ROMPEOLAS VERTICAL – ROMPEOLAS EN TALUD

Tamaño de Piedra	CAPA	Graduación de Tamaños %
W	*CORAZA*	*125 A 75*
W/10	*SUBCORAZA*	*125 A 75*
W/200 – W/4000	*NUCLEO*	*130 A 70*

H_D = ALTURA DE OLA DE DISEÑO
W = PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA
r = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE CORAZA
r1 = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE SUBCORAZA



SECCION TIPICA TRANSVERSAL
OLEAJE EN ROMPIENTE



DIQUE VERTICAL (Caisson)
Tramos: 2b – 3 – 4 y especial 2

Tramo	Sección	H_D (m)	Condición	Coraza W (ton)	r (m)	Subcoraza (ton)	r_1 (m)	h (m)	B (m)*
1	1a	2.50	Rompe	8.5	3.4	0.9	1.6	4.00	5.1
	1b	4.75	Rompe	8.5	3.4	0.9	1.6	6.50	5.1
2	2a	5.75	Rompe	13.0	4.0	1.3	1.9	7.00	5.9
Tramo Especial 1				22.0	4.7	2.2	2.2	7.15	7.1

NOTAS:

*El ancho de la corona depende no solo de las formulaciones realizadas, sino que se deberán considerar las dimensiones del equipo y maquinaria que se movilizará sobre la estructura.

(B)* = usar 10.00m

INSTITUTO TECNOLOGICO DE COSTA RICA

ESCUELA DE INGENIERIA DE CONSTRUCCION

NOMBRE: PROYECTO DE GRADO: COMPARACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE OBRAS DE ABRIGO PARA LA AMPLIACIÓN DE PUERTO MOÍN

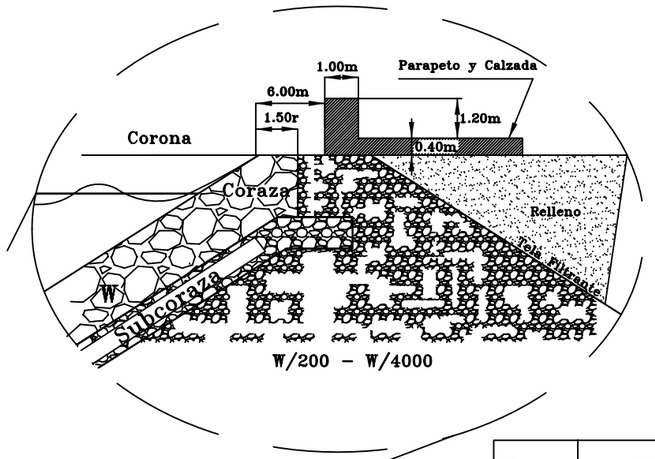
CONTENIDO: DISEÑO COMBINACIÓN ROMPEOLAS VERTICAL Y EN TALUD CON OLEAJE A AMBOS LADOS

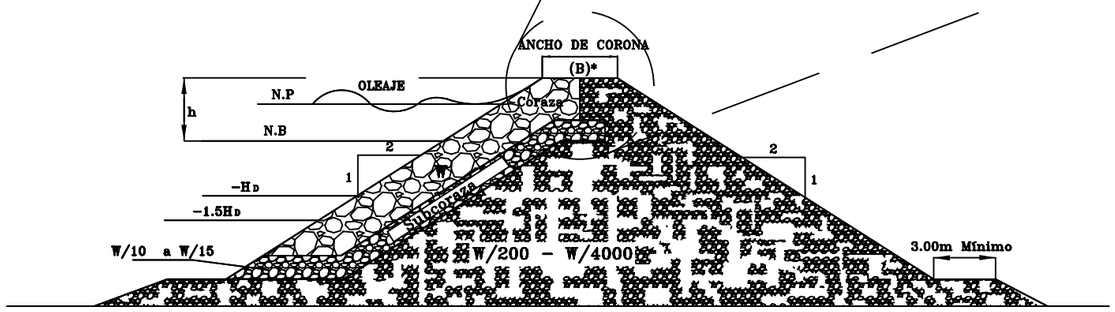
FECHA: NOVIEMBRE 2008	DIBUJO:	TOPOGRAFO:
LEVANTO:	CALCULO: FABRICIO MORA VARGAS	REVISO: ING. GILBERTO RODRIGUEZ
LAMINA N°3	ESCALA: Sin Esc.	ARCHIVO:

Ingeniería en Construcción
Instituto Tecnológico de Costa Rica

Tamaño de Piedra	CAPA	Tamaño de Piedra GRADUACION %
W	CORAZA	125 A 75
W/10 – W/15	SUBCORAZA	125 A 75
W/200 – W/6000	NUCLEO	130 A 70

H_D = ALTURA DE OLA DE DISEÑO
W = PESO ELEMENTOS DE LA CORAZA
r = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE CORAZA
r_1 = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE SUBCORAZA

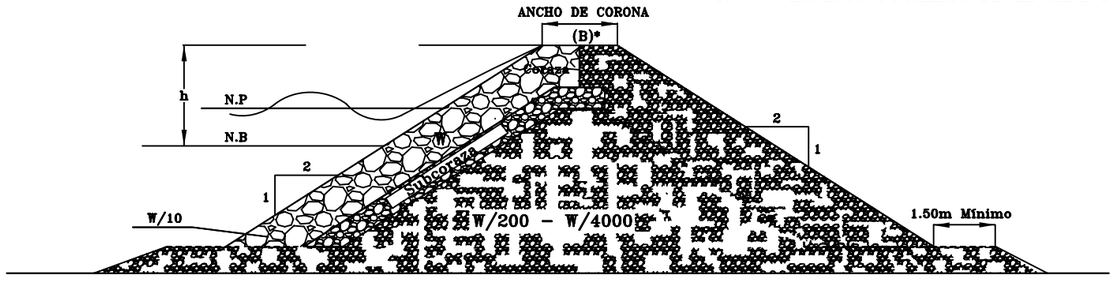




SECCION TIPICA TRANSVERSAL
OLEAJE NO ROMPIENTE

Tamaño de Piedra	CAPA	Graduación de Tamaños %
W	*CORAZA*	*125 A 75*
W/10	*SUBCORAZA*	*125 A 75*
W/200 – W/4000	*NUCLEO*	*130 A 70*

H_D = ALTURA DE OLA DE DISEÑO
W = PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA
r = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE CORAZA
r_1 = ESPESOR PROMEDIO DE LA CAPA DE SUBCORAZA



SECCION TIPICA TRANSVERSAL
OLEAJE EN ROMPIENTE

ALTERNATIVA SELECCIONADA
DISEÑO EN CUBOS DE CONCRETO
METODO DE VAN DER MEER
CON RELLENO DE RECUPERACIÓN INTERNO

RESUMEN FINAL
DISEÑO EN CUBOS DE CONCRETO

Tramo	Sección	H_D (m)	Condición	Coraza W (ton)	r (m)	Subcoraza (ton)	r_1 (m)	h (m)	B (m)*
1	1a	2.50	Rompe	8.5	3.4	0.9	1.6	4.00	5.1
	1b	4.75	Rompe	8.5	3.4	0.9	1.6	6.50	5.1
2	2a	5.75	Rompe	13.0	4.0	1.3	1.9	7.00	5.9
	2b	5.00	No Rompe	22.0	4.7	1.8	2.1	7.15	7.1
3	3	5.25	No Rompe	26.0	5.0	2.1	2.2	7.50	7.5
4	4	5.25	No Rompe	26.0	5.0	2.1	2.2	7.50	7.5
Tramo Especial 1				22.0	4.7	2.2	2.2	7.15	7.1
Tramo Especial 2				40.0	5.7	3.2	2.5	7.50	8.6

NOTAS:
*El ancho de la corona depende no solo de las formulaciones realizadas, sino que se deberán considerar las dimensiones del equipo y maquinaria que se movilizará sobre la estructura.
(B)* = usar 10.00m

INSTITUTO TECNOLOGICO DE COSTA RICA

ESCUELA DE INGENIERIA DE CONSTRUCCION

NOMBRE: PROYECTO DE GRADO: COMPARACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE OBRAS DE ABRIGO PARA LA AMPLIACIÓN DE PUERTO MOÍN

CONTENIDO: DISEÑO ROMPEOLAS EN CUBOS DE CONCRETO EXPUESTO A OLEAJE EXTERNO CON RELLENO DEL LADO INTERNO

FECHA: NOVIEMBRE 2008	DIBUJO:	TOPOGRAFO:
LEVANTO:	CALCULO: FABRICIO MORA VARGAS	REVISO: ING. GILBERTO RODRIGUEZ
LAMINA N°2 *	ESCALA: Sin Esc.	ARCHIVO:

APÉNDICE N° 5

FUENTES EXISTENTES DE INFORMACIÓN DE OLEAJE EN MOÍN Y CORRECCIÓN

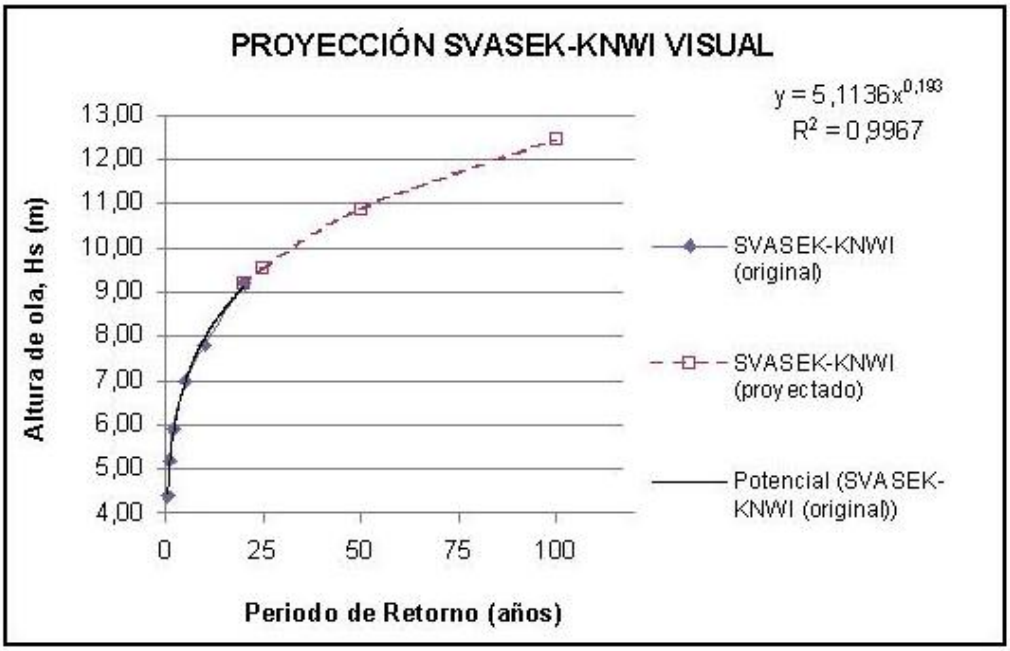
CUADRO 5-1. Fuente SVASEK-KNWI VISUAL

SVASEK-KNWI (original)	
P. Retorno	Oleaje Omnidir
0,5	4,40
1	5,20
2	5,90
5	7,00
10	7,80
20	9,20

CUADRO 5-2. SVASEK-KNWI (Corregido)

SVASEK-KNWI (proyectado)			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	Omnidir Corr	
0,5	4,40	3,14	
1	5,20	3,62	
2	5,90	4,04	
5	7,00	4,70	
10	7,80	5,18	
20	9,20	6,02	
25	9,52	6,21	Valor extrapolado
50	10,88	7,03	Valor extrapolado
100	12,44	7,96	Valor extrapolado

Corrección
Hv (visual) Cantabria
Atlántico: Hs =0,5+0,6 Hv



APÉNDICE N° 6

FUENTES EXISTENTES DE INFORMACIÓN DE OLEAJE EN MOÍN Y EXTRAPOLACIÓN

CUADRO 6-1. Fuente BURKHARDT HINDCASTING VIENTOS

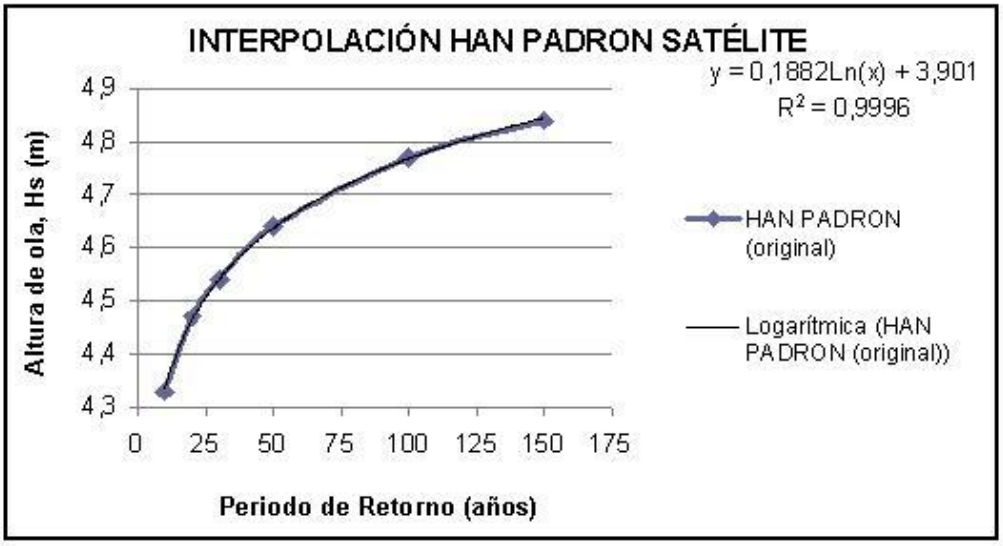
BURKHARDT		Oleaje por dirección			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	0°	30°	60°	90°
50	4,80	1,80	2,85	4,80	3,85
T1/3	10,2	6,0	8,0	10,2	9,1

CUADRO 6-2. Fuente HAN PADRON SATÉLITE

HAN PADRON (original)	
P. Retorno	Oleaje Omnidir
10	4,33
20	4,47
30	4,54
50	4,64
100	4,77
150	4,84

CUADRO 6-3. HAN PADRON (Modificado)

HAN PADRON (interpolado)		
P. Retorno	Oleaje Omnidir	
1	3,90	Valor extrapolado
10	4,33	
20	4,47	
25	4,51	Valor interpolado
30	4,54	
50	4,64	
100	4,77	
150	4,84	



APÉNDICE N° 7

FUENTES EXISTENTES DE INFORMACIÓN DE OLEAJE EN MOÍN

CUADRO 7-1. Fuente MARINA MOÍN NOAA

MARINA MOÍN (original)		Oleaje por dirección			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	-11.25°/11.25°	11.25°/33.75°	33.75°/56.25°	56.25°/78.75°
1	3,00	1,50	2,60	2,10	3,00
5	3,70	3,00	3,50	3,00	3,70
10	4,00	3,60	4,00	3,40	4,00
20	4,40	4,30	4,40	3,80	4,40
25	4,50	4,50	4,50	4,00	4,50
30	4,70	4,70	4,60	4,10	4,60
40	4,90	4,90	4,80	4,30	4,70
50	5,10	5,10	4,90	4,40	4,80
100	5,80	5,80	5,30	4,80	5,10
T1/3, 50 años		10,74	10,51	9,92	10,40

CUADRO 7-2. Fuente HASKONING VISUAL

HASKONING (original)		Oleaje por dirección			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	-15°/15°	15°/45°	45°/75°	75°/105°
1	6,38	4,97	5,87	6,20	5,25
5	7,51	6,49	7,19	7,42	6,45
10	7,99	7,15	7,76	7,95	6,96
25	8,63	8,01	8,51	8,64	7,65
50	9,11	8,66	9,08	9,17	8,16
100	9,60	9,32	9,65	9,69	8,68

CUADRO 7-3. HASKONING (Corregido)

HASKONING (corregido)		Oleaje por dirección			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	-15°/15°	15°/45°	45°/75°	75°/105°
1	4,33	3,48	4,02	4,22	3,65
5	5,01	4,39	4,81	4,95	4,37
10	5,29	4,79	5,16	5,27	4,68
25	5,68	5,31	5,61	5,68	5,09
50	5,97	5,70	5,95	6,00	5,40
100	6,26	6,09	6,29	6,31	5,71

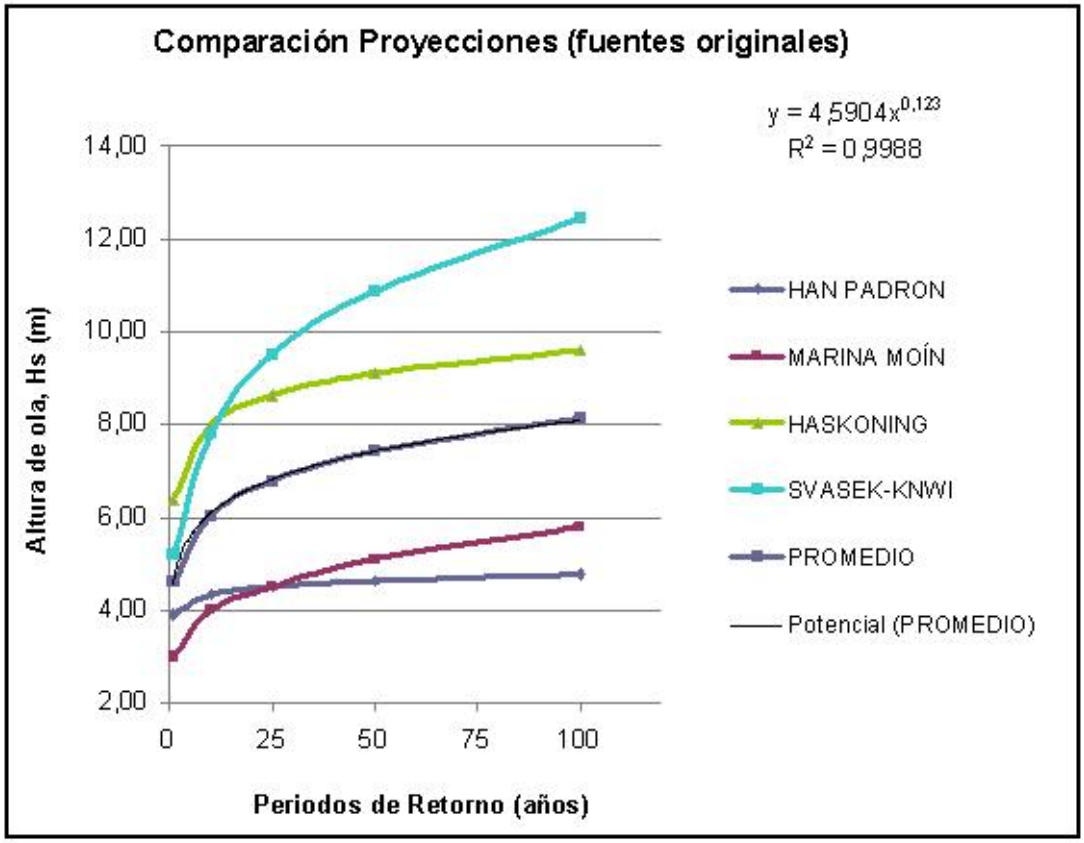
Corrección
Hv (visual) Cantabria
Atlántico: Hs =0,5+0,6 Hv

APÉNDICE N° 8

CORRELACIÓN DE INFORMACIÓN DE OLEAJE EN MOÍN

CUADRO 8-1. Análisis comparativo para diferentes Periodos de Retorno (fuente original)

COMPARACIÓN OLEAJE OMNIDIRECCIONAL, (P. Retorno = 1-10-25-50 y 100 años)					
TIPO	SATÉLITE	NOAA	VISUAL	VISUAL	
P. Retorno	HAN PADRON	MARINA MOÍN	HASKONING	SVASEK-KNWI	PROMEDIO
1	3,90	3,00	6,38	5,20	4,62
10	4,33	4,00	7,99	7,80	6,03
25	4,51	4,50	8,63	9,52	6,79
50	4,64	5,10	9,11	10,88	7,43
100	4,77	5,80	9,60	12,44	8,15

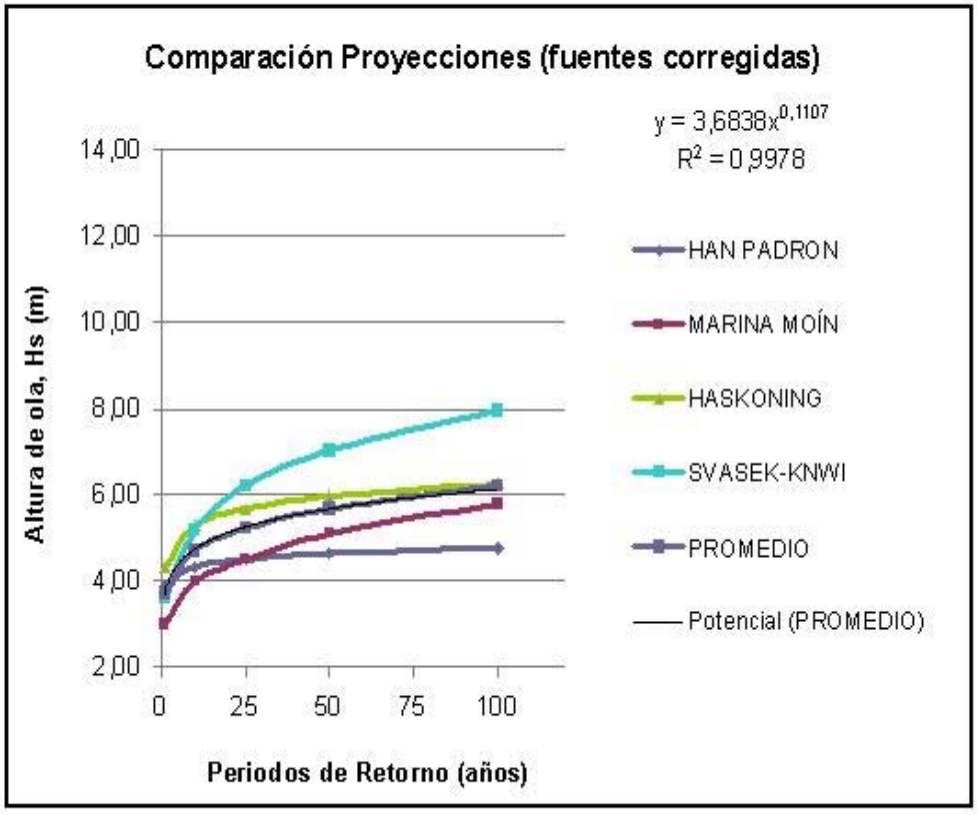


APÉNDICE N° 9

CORRELACIÓN DE INFORMACIÓN DE OLEAJE CORREGIDO EN MOÍN

CUADRO 9-1. Análisis comparativo para diferentes Periodos de Retorno (fuentes corregidas)

COMPARACIÓN OLEAJE OMNIDIRECCIONAL, "VISUAL CORREGIDO"					
TIPO	SATÉLITE	NOAA	VISUAL CORR	VISUAL CORR	
P. Retorno	HAN PADRON	MARINA MOÍN	HASKONING	SVASEK-KNWI	PROMEDIO
1	3,90	3,00	4,33	3,62	3,71
10	4,33	4,00	5,29	5,18	4,70
25	4,51	4,50	5,68	6,21	5,22
50	4,64	5,10	5,97	7,03	5,68
100	4,77	5,80	6,26	7,96	6,20



APÉNDICE N° 10

CORRELACIÓN DE TODAS LAS FUENTES PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO

CUADRO 10-1. Información original para 50 años de retorno (todas las fuentes)

SVASEK-KNWI VISUAL					
P. Retorno	Oleaje Omnidir				
50	7,03				
BURKHARDT VIENTOS		Oleaje por dirección			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	0°	30°	60°	90°
50	4,80	1,80	2,85	4,80	3,85
T1/3	10,2	6,0	8,0	10,2	9,1
HAN PADRON SATÉLITE					
P. Retorno	Oleaje Omnidir				
50	4,64				
MARINA MOÍN NOAA		Oleaje por dirección			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	-11.25°/11.25°	11.25°/33.75°	33.75°/56.25°	56.25°/78.75°
50	5,10	5,10	4,90	4,40	4,80
T1/3, 50 años	-	10,74	10,51	9,92	10,40
HASKONING VISUAL CORR		Oleaje por dirección			
P. Retorno	Oleaje Omnidir	-15°/15°	15°/45°	45°/75°	75°/105°
50	5,97	5,70	5,95	6,00	5,40

CUADRO 10-2. Determinación altura de ola "promedio" para 50 años de retorno

TIPO	HINDCAST	SATELITE	NOAA	VISUAL	VISUAL	
P. Retorno	BURKHARDT	HAN PADRON	MARINA MOÍN	HASKONING	SVASEK-KNWI	PROMEDIO
50	4,80	4,64	5,10	5,97	7,03	5,51
RAZÓN	0,871674289		0,926153932	1,083418501		

CUADRO 10-3. Altura de ola por dirección afectadas con el promedio (50 años)

HINDCAST	0°	30°	60°	90°
BURKHARD	2,06	3,27	5,51	4,42
NOAA MARINA MOÍN	0°	22,5°	45°	67,5°
	-11.25°/11.25°	11.25°/33.75°	33.75°/56.25°	56.25°/78.75°
	5,51	5,29	4,75	5,18
	0°	30°	60°	90°
	-11.25°/11.25°	11.25°/33.75°	33.75°/56.25°	56.25°/78.75°
	5,51	5,02	5,18	
VISUAL HASKONING	-15°/15°	15°/45°	45°/75°	75°/105°
	5,26	5,49	5,54	4,98

OLEAJE REPRESENTATIVO EN AGUAS PROFUNDAS
RECOMENDADO PARA DISEÑO EN ROMPEOLAS DE TALUD (PERIODO DE RETORNO = 50 AÑOS)

TRAMO 1

OLEAJE REPRESENTATIVO PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS

Dirección (°)	0°	30°	60°	90°
Hs	4,28	4,59	5,41	4,70
Ts	10,74	10,22	10,40	9,10

ANÁLISIS EXTREMAL DE PROPAGACIÓN					RESULTADO H's PROPAGADO			
CASOS	Hs	Ts	Dirección α	Variación α	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
1	4,28	10,74	N	0°-15° (345°)	4,00	3,50	3,00	2,00
2				(0°)	2,00	3,50	3,50	4,50
3				0°+15° (15°)	2,50	3,00	4,50	5,25
4	4,59	10,22	N 30° E	30°-15° (15°)	3,00	3,00	3,50	4,50
5				(30°)	3,00	4,50	5,00	4,00
6				30°+15° (45°)	3,00	3,00	3,50	4,00
7	5,41	10,40	N 60° E	60°-15° (45°)	3,00	4,50	4,50	4,50
8				(60°)	2,50	4,50	5,25	4,00
9				60°+15° (75)	2,00	4,00	3,00	3,50
10	4,70	9,10	E	90°-15° (75°)	1,25	3,00	2,00	3,50
11				(90°)	0,50	2,50	2,00	2,00
12				90°+15° (105°)	0,25	1,75	1,50	2,00
Hs (m)	Altura de oleaje significante				**4,28**	**4,59**	**5,41**	**4,28**
Ts (m)	Periodo de oleaje significante				**10,74**	**10,22**	**10,40**	**10,74**
H's (m)	Altura de ola significante propagada				**4,00**	**4,50**	**5,25**	**5,25**

APÉNDICE N° 12

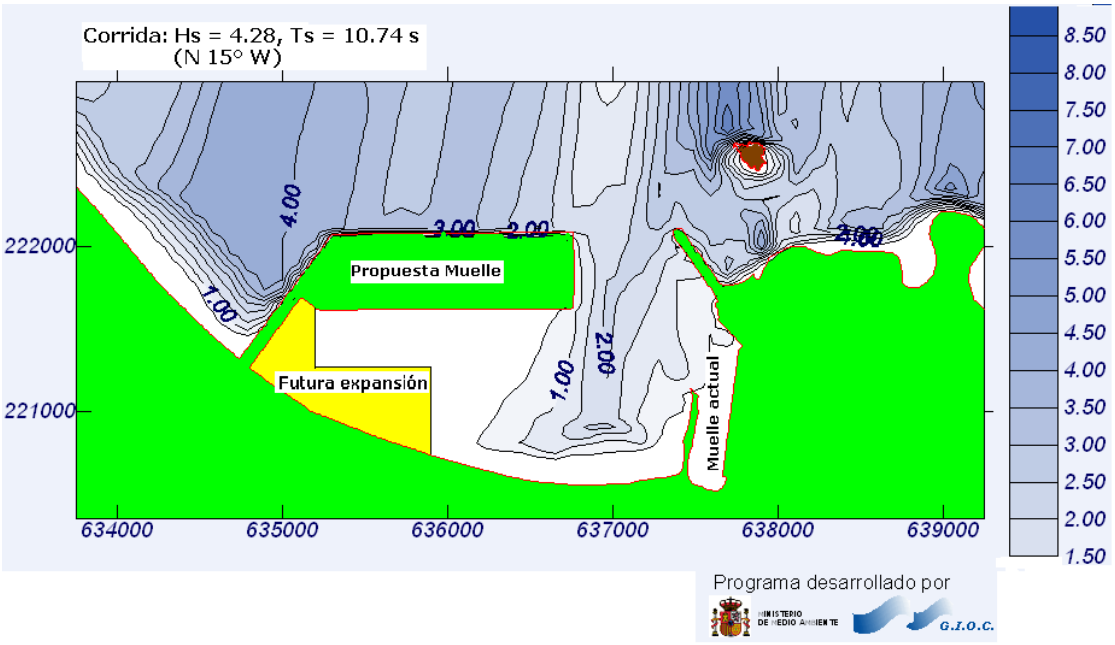


Gráfico N° 12-1. Simulación de oleaje significante en aguas profundas Hs = 4.28 m, propagado en una dirección rumbo N 50° O, con 50 años de periodo de retorno.

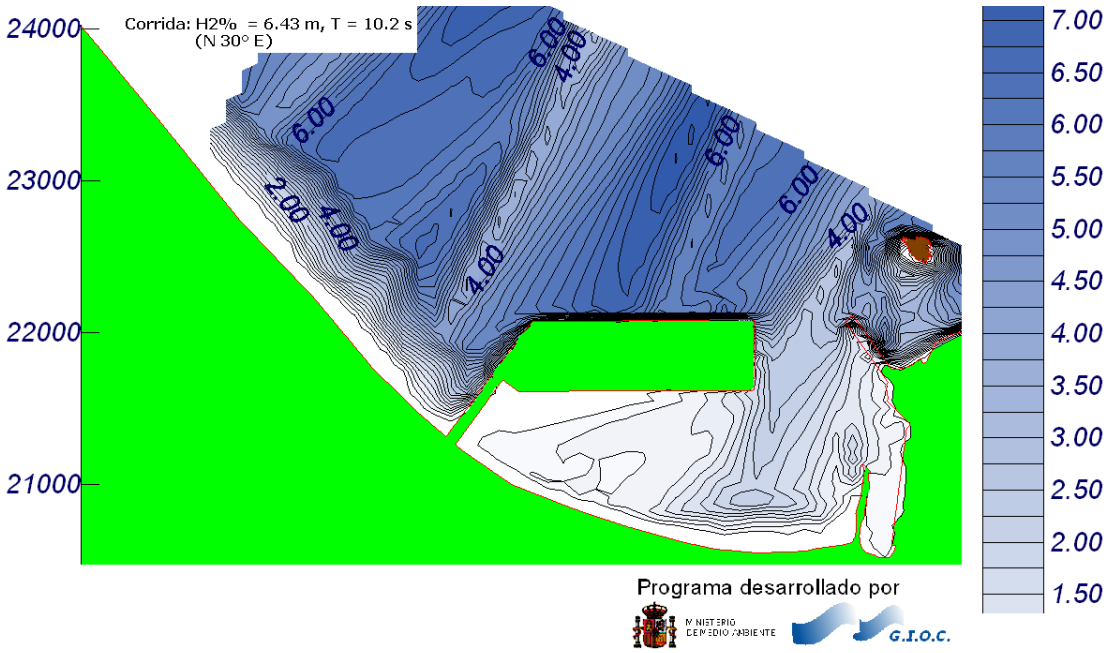


Gráfico N° 12-2. Simulación de oleaje con probabilidad de excedencia de 2% en aguas profundas $H_{2\%}$ = 6.43 m, propagado en una dirección rumbo N 30° E, con 50 años de periodo de retorno.

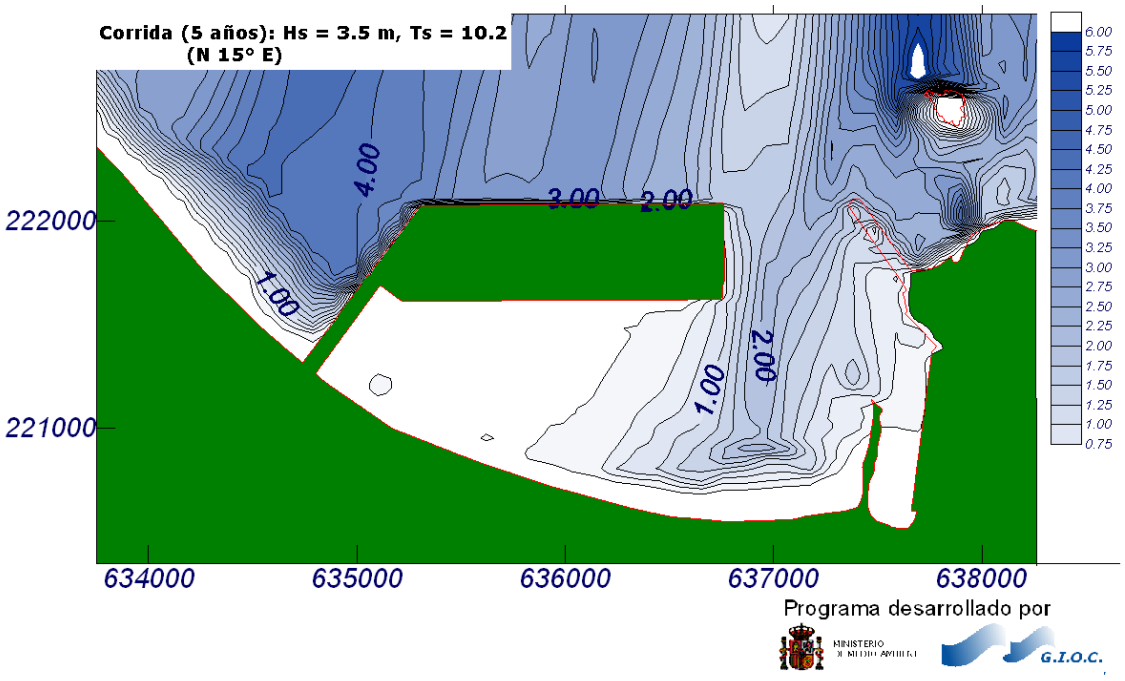


Gráfico N° 12-3. Simulación de oleaje significante en aguas profundas Hs = 3.5 m, propagado en una dirección rumbo N 30° E, con 5 años de periodo de retorno.

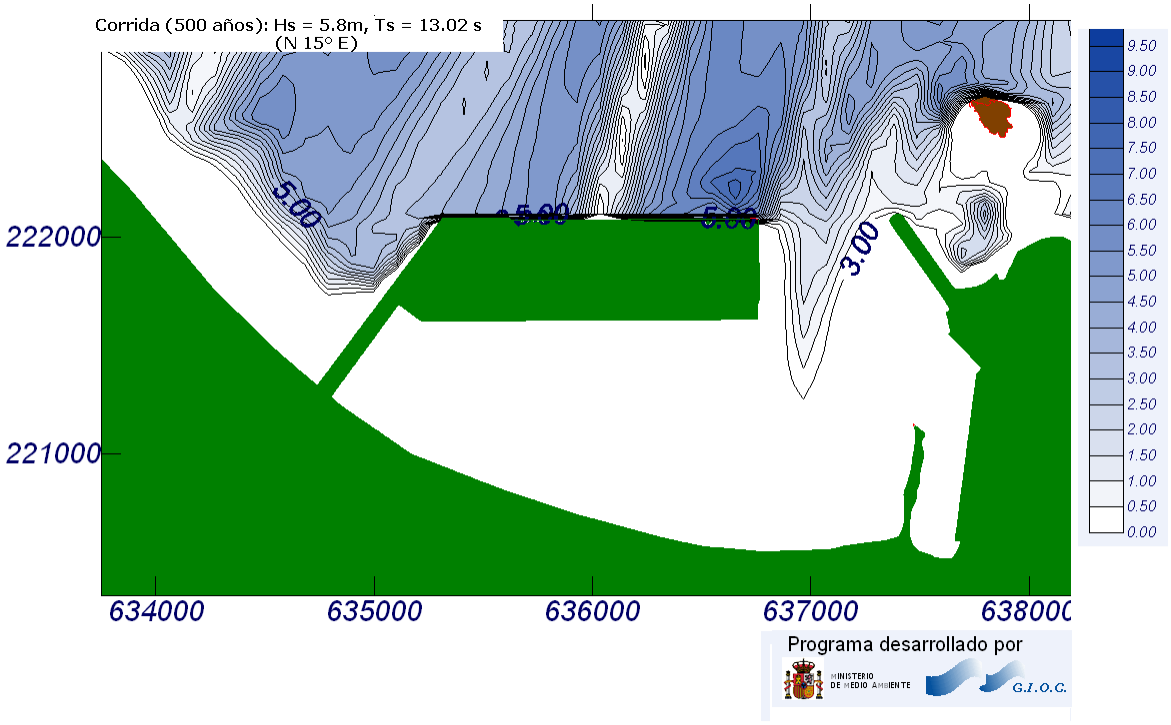


Gráfico N° 12-4. Simulación de oleaje significante en aguas profundas Hs = 5.8 m, propagado en una dirección rumbo N 15° E, con 500 años de periodo de retorno.

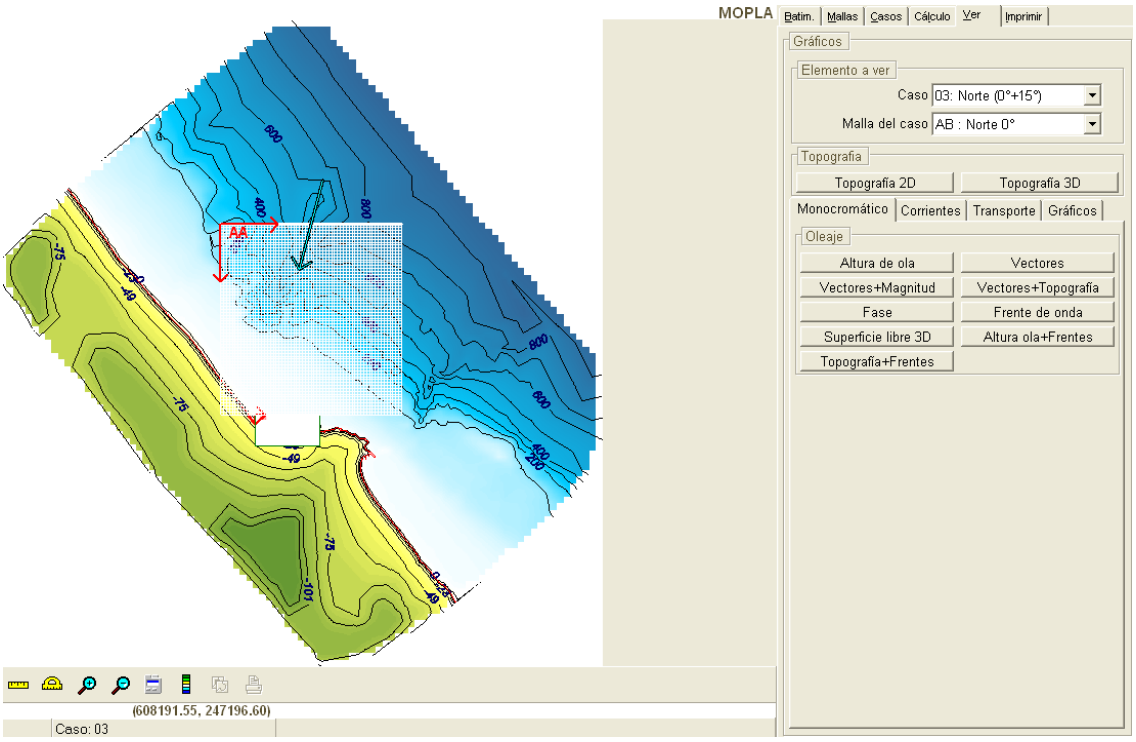


Gráfico N° 12-5. Malla general y malla de anidación para propagación de oleaje (Mallas en dirección norte, oleaje propagado en dirección N 15° E).

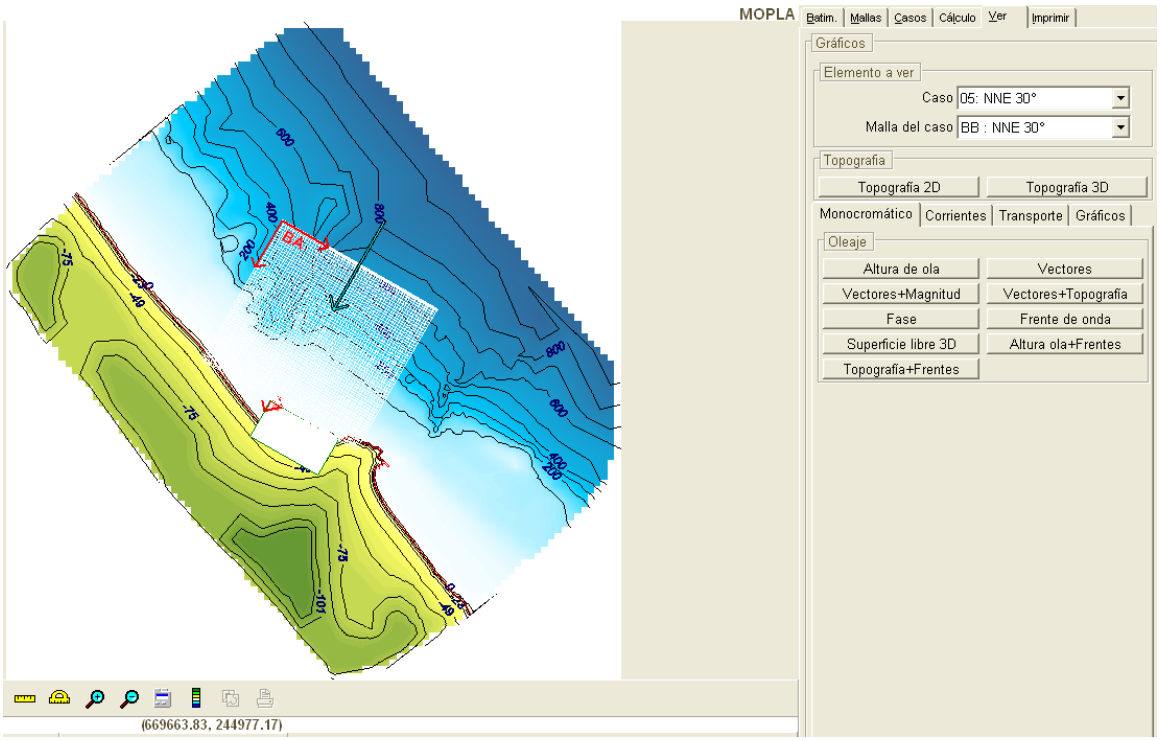


Gráfico N° 12-6. Malla general y malla de anidación para propagación de oleaje (Mallas en dirección N 30° E, oleaje propagado en dirección N 30° E).

Oleaje significante de aguas profundas Hs

Rompeolas	Hs entrada	Dirección (°)
Tramo 1	4,28	0-15
Tramo 2	4,59	30
Tramo 3	5,41	60
Tramo 4	4,28	0+15

Propagación H's (SMC)

Resualtado H's propagado (SMC)		
d_{min}	d	d_{max}
0,00	2,00	4,25
3,75	4,50	5,25
5,25	4,50	4,25
4,25	5,25	2,50

Oleaje un décimo de aguas profundas $H_{1/10}$

Rompeolas	$H_{1/10}$ entrada	Dirección (°)
Tramo 1	5,44	0-15
Tramo 2	5,83	30
Tramo 3	6,87	60
Tramo 4	5,44	0+15

Propagación $H'_{1/10}$ (SMC)

Resultado $H'_{1/10}$ propagado (SMC)		
d_{min}	d	d_{max}
0,00	2,25	4,75
4,25	5,25	6,25
6,25	5,75	5,25
5,75	6,25	2,75

Oleaje dos por ciento de aguas profundas $H_{2\%}$

Rompeolas	$H_{2\%}$ entrada	Dirección (°)
Tramo 1	5,99	0-15
Tramo 2	6,43	30
Tramo 3	7,57	60
Tramo 4	5,99	0+15

Propagación $H'_{2\%}$ (SMC)

Resultado $H'_{2\%}$ propagado (SMC)		
d_{min}	d	d_{max}
0,00	2,50	4,75
4,50	5,75	6,75
6,75	6,50	5,50
6,25	6,75	3,00

OLEAJE DEFINIDO PARA HUDSON (H_s)

TRAMO	SECCIÓN	ds (m)	Ho (m) Hs	T1/3 (s)	Hd (m) Hs Propagado	Análisis
1	1a	3,00	4,28	10,74	2,00	Rompiente
	1b	6,00	4,28	10,74	4,25	Rompiente
2	2a	10,00	4,59	10,22	4,50	Rompiente
	2b	11,00	4,59	10,22	5,25	No rompiente
3	3	11,00	5,41	10,40	5,25	No rompiente
4	4	12,50	4,28	10,74	5,25	No rompiente

OLEAJE DEFINIDO PARA HUDSON-SPM ($H_{1/10}$)

TRAMO	SECCIÓN	ds (m)	Ho (m) H1/10	T1/3 (s)	Hd (m) H1/10 Propagado	Análisis
1	1a	3,00	5,44	10,74	2,25	Rompiente
	1b	6,00	5,44	10,74	4,75	Rompiente
2	2a	10,00	5,83	10,22	5,25	Rompiente
	2b	11,00	5,83	10,22	6,25	No rompiente
3	3	11,00	6,87	10,40	6,25	No rompiente
4	4	12,50	5,44	10,74	6,25	No rompiente

OLEAJE PARA VAN DER MEER

Datos de entrada, oleaje en aguas profundas

TRAMO	SECCIÓN	Hs (m)	$T_{1/3}$
1	1a	4,28	10,74
	1b	4,28	10,74
2	2a	4,59	10,22
	2b	4,59	10,22
3	3	5,41	10,40
4	4	4,28	10,74

Longitud de ola en aguas profundas

Ts (s) = 10,74 Perido de oleaje significante en aguas profundas

g (m/s^2) = 9,81 Aceleración gravitacional de la tierra

π = 3,14 Parámetro adimensional

Lo (m) = $L_o = \frac{g\ T_{1/3}^2}{2\pi}$ **180,1** Longitud de oleaje significante en aguas profundas

OLEAJE DE DISEÑO EN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	d (m)	Ho (m) Hs	Ho (m) = $H_{2\%}$ Propagado	$T_{1/3}$ (s)	Lo (m)
1	1a	3,00	4,28	2,50	10,74	180,1
	1b	6,00	4,28	4,75	10,74	180,1
2	2a	10,00	4,59	5,75	10,22	163,1

OLEAJE DE DISEÑO SIN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	d (m)	Ho (m) Hs	Ho (m) = Hs Propagado	$T_{1/3}$ (s)	Lo (m)
2	2b	11,00	4,59	5,25	10,22	163,1
3	3	11,00	5,41	5,25	10,40	168,9
4	4	12,50	4,28	5,25	10,74	180,1

APÉNDICE N° 15

MEMORIA DE CÁLCULO DE DISEÑO POR HUDSON PREPARADA EN EXCEL
(EJEMPLO: TRAMO 2, PARA H'1/10 = 4.25 m, CON KD = 2.6, EN ROCA)

MÉTODO DE DISEÑO DE HUDSON

HD (m) =	4,25	Altura de oleaje de diseño
Wr (kg/m³) =	2650	Peso específico de la unidad de coraza en kg/m³
WH2O (kg/m³) =	1025	Peso específico del agua de mar
Sr =	2,59	Densidad relativa específica de la unidad de coraza
cot θ =	2,00	Cotangente del ángulo de la pendiente del talud con la horizontal
KD = (cuerpo)	2,6	Coeficiente de estabilidad que varía principalmente con la forma de las unidades de la coraza, rugosidad y grado de interconexión logrado durante la construcción (ver tabla de factores KD).

$$S_r = \left(\frac{W_r}{W_{H_2O}} \right)$$

RESULTADO CUERPO DEL ROMPEOLAS

W (kg) =	9818	Peso de la coraza en kilogramos
W (ton) =	9,8	Peso de la coraza en toneladas
Dn (m) =	1,55	Diámetro nominal medio calculado
Ns		Número de estabilidad adimensional
Ns =	1,73	$N_s = \dfrac{H}{(S_r - 1) Dn}$
Ns =	1,73	$N_s = \sqrt[3]{K_D \cot \theta}$

$$W = \frac{W_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \theta}$$

$$Dn = \sqrt[3]{\frac{W}{W_r}}$$

$$N_s = \frac{H}{(S_r - 1) Dn} = \sqrt[3]{K_D \cot \theta}$$

HUDSON, ENROCAMIENTO (H's)

ROMPIENTE				CORAZA (ton)			SUBCORAZA (ton) (W/10)			NÚCLEO (kg) (W/200 a W/4000)		
TRAMO	SECCIÓN	H's	Kd	MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
1	1a	2,00	2,6	1,0	0,8	1,3	0,1	0,1	0,1	5,0	1,5	8,5
	1b	4,25	2,6	9,8	7,4	12,3	1,0	0,7	1,3	49,0	14,7	83,3
2	2a	4,50	2,6	11,7	8,8	14,6	1,2	0,8	1,5	58,5	17,6	99,5

NO ROMPIENTE				W - CORAZA (ton)			Ws - SUBCORAZA (ton) (W/10 a W/15)			Wn - NÚCLEO (kg) (W/200 a W/6000)		
TRAMO	SECCIÓN	H's	Kd	MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
2	2b	5,25	4	12,0	9,0	15,0	1,0	0,7	1,2	60,0	18,0	102,0
3	3	5,25	4	12,0	9,0	15,0	1,0	0,7	1,2	60,0	18,0	102,0
4	4	5,25	4	12,0	9,0	15,0	1,0	0,7	1,2	60,0	18,0	102,0

HUDSON-SPM, ENROCAMIENTO ($H_{1/10}$)

ROMPIENTE				CORAZA (ton)			SUBCORAZA (ton) (W/10)			NÚCLEO (kg) (W/200 a W/4000)		
TRAMO	SECCIÓN	$H'_{1/10}$	Kd	MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
1	1a	2,25	2,6	1,5	1,1	1,9	0,2	0,1	0,2	7,5	2,3	12,8
	1b	4,75	2,6	14,3	10,7	17,9	1,4	1,0	1,9	71,5	21,5	121,6
2	2a	5,25	2,6	19,2	14,4	24,0	1,9	1,3	2,5	96,0	28,8	163,2

NO ROMPIENTE				W - CORAZA (ton)			Ws - SUBCORAZA (ton) (W/10)			Wn - NÚCLEO (kg) (W/200 a W/6000)		
TRAMO	SECCIÓN	$H'_{1/10}$	Kd	MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
2	2b	6,25	4	20,3	15,2	25,4	1,6	1,1	2,1	101,5	30,5	172,6
3	3	6,25	4	20,3	15,2	25,4	1,6	1,1	2,1	101,5	30,5	172,6
4	4	6,25	4	20,3	15,2	25,4	1,6	1,1	2,1	101,5	30,5	172,6

HUDSON, CUBOS DE CONCRETO (H's)

ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd (H's)	Kd	CORAZA (ton)			SUBCORAZA (ton) (W/10)			NÚCLEO (kg) (W/200 a W/4000)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
1	1a	2,00	3	1,3	1,0	1,6	0,1	0,1	0,2	6,50	2,0	11,1
	1b	4,25	3	12,7	9,5	15,9	1,3	0,9	1,7	63,50	19,1	108,0
2	2a	4,50	3	15,1	11,3	18,9	1,5	1,1	2,0	75,50	22,7	128,4

NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd (H's)	Kd	W - CORAZA (ton)			Ws - SUBCORAZA (ton) (W/10 A W/15)			Wn - NÚCLEO (kg) (W/200 a W/6000)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
2	2b	5,25	4,6	15,6	11,7	19,5	1,2	0,9	1,6	78,0	23,4	132,6
3	3	5,25	4,6	15,6	11,7	19,5	1,2	0,9	1,6	78,0	23,4	132,6
4	4	5,25	4,6	15,6	11,7	19,5	1,2	0,9	1,6	78,0	23,4	132,6

HUDSON-SPM, CUBOS DE CONCRETO (H'1/10)

ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd (H'1/10)	Kd	CORAZA (ton)			SUBCORAZA (ton) (W/10)			NÚCLEO (kg) (W/200 a W/4000)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	VARIACIÓN	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
1	1a	2,25	3	1,9	1,4	2,4	0,2	0,1	0,2	9,5	2,9	16,2
	1b	4,75	3	17,8	13,4	22,3	1,8	1,2	2,3	89,0	26,7	151,3
2	2a	5,25	3	24,0	18,0	30,0	2,4	1,7	3,1	120,0	36,0	204,0

NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd (H'1/10)	Kd	W - CORAZA (ton)			Ws - SUBCORAZA (ton) (W/10 A W/15)			Wn - NÚCLEO (kg) (W/200 a W/6000)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
2	2b	6,25	4,6	26,4	19,8	33,0	2,1	1,5	2,7	132,00	39,6	224,4
3	3	6,25	4,6	26,4	19,8	33,0	2,1	1,5	2,7	132,00	39,6	224,4
4	4	6,25	4,6	26,4	19,8	33,0	2,1	1,5	2,7	132,00	39,6	224,4

APÉNDICE N° 17

(Ver características del oleaje en APÉNDICE 14)

MÉTODO DE DISEÑO DE VAN DER MEER

Análisis para aguas profundas, Ns

Oleaje rompiendo tipo "rodante" (Ir< Irc)

$$N_s = \frac{H_s}{(S_r - 1)Dn} = 6.2P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} I_r^{-0.5}$$

Oleaje rompiendo tipo "ondulante" (Ir≥ Irc)

$$N_s = \frac{H_s}{(S_r - 1)Dn} = 1.0P^{-0.13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot\theta}\, I_r^{P}$$

Análisis para aguas someras, Ns

Oleaje rompiendo tipo "rodante" (Ir< Irc)

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{(S_r - 1)Dn} = 8.7P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} I_r^{-0.5}$$

Oleaje rompiendo tipo "ondulante" (Ir≥ Irc)

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{(S_r - 1)Dn} = 1.4P^{-0.13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot\theta}\, I_r^{P}$$

Parámetros de diseño

Análisis=	Somero	Tipo de análisis de oleaje
H_D (m) =	4,75	Altura de oleaje de diseño propagada al sitio
H_S (m) =	4,25	Altura de oleaje significante propagada al sitio
Lo (m) =	180,1	Longitud de oleaje de aguas profundas

Elemento:	Roca	Cubos	Tetrápodos	Acrópodo	Dolos
Wr (kg/m³) =	2650	2400	2400	2400	2400
	Peso volumétrico de cada elemento				

W_{H2O} (kg/m³) =	1025	Peso volumétrico del agua de mar

Sr =	2,59	2,34	2,34	2,34	2,34
	Peso específico de cada elemento				

cot θ =	2,00	Cotangente del ángulo de la pendiente del talud con la horizontal
tan θ=	0,5	Tangente del ángulo de la pendiente del talud con la horizontal

P =	0,37	0,37	0,50	0,50	0,63
	Coeficiente de permeabilidad de las capas conjuntas				

S =	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
	Nivel de daño adoptado				

t (horas) =	4	Duración de la tormenta en horas
t (s) =	14400	Duración de la tormenta en segundos
T (s) =	10,74	Periodo de cada ola en segundos
N =	1341	Número total de olas por tormenta

Evaluación de Iribarren

Irc: Número de Iribarren crítico (mínima estabilidad de las piezas del manto)

3,84

$$I_{rc} = \left(6.2\,P^{0.31}\sqrt{\tan\theta}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$$

Ir: Número de Iribarren adimensional

3,25

Ir < Irc $I_r = \dfrac{\tan\theta}{\sqrt{\frac{H_s}{L_o}}}$

Rompiendo = rodante!

RESULTADOS

	Roca	Cubos	Tetrápodos	Acrópodo	Dolos
Ns =	2,25	2,25	2,38	2,38	2,48
	Número de estabilidad por elemento, suponiendo peso equivalente en roca.				
Dn (m) =	1,33	1,57	1,49	1,49	1,43
	Lado del elemento en roca, suponiendo un prisma recto de lados iguales				
W_{roca} (kg) =	6222	9302	7906	7906	6978
	Peso equivalente en roca (kilogramos)				
W_{roca} (ton) =	6,2	9,3	7,9	7,9	7,0
	Peso equivalente en roca (toneladas)				
K_D, rompiente	2,6	3,0	6,0	8,0	10,0
K_D, no rompiente	4,0	4,6	7,0	9,0	12,0
	Factores de K_D recomendados por elemento				
W (ton) =	6,2	8,1	3,4	2,6	1,8
	Peso por elemento, considerando la relación entre los K_D's recomendados para cada elemento.				

$$D_n = \frac{H_D}{(S_r - 1)N_s}$$

$$W = Dn^3 * W_r$$

$$W = \frac{Dn^3 * W_r}{1000}$$

$$W = W_{roca}\left(\frac{K_D(roca)}{K_D(elemento)}\right)$$

ENROCAMIENTO

ZONA EN ROMPIENTE		W - CORAZA (ton)			SUBCORAZA Ws (W/10 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/4000 en kg)		
TRAMO	SECCIÓN	MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
		W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (ton)	0.30 W	1.70 W
1	1a	0,9	0,7	1,1	0,1	0,1	0,1	4,5	1,4	7,7
	1b	6,2	4,7	7,8	0,6	0,4	0,8	31,0	9,3	52,7
2	2a	10,0	7,5	12,5	1,0	0,7	1,3	50,0	15,0	85,0

ZONA NO ROMPIENTE		W - CORAZA (ton)			SUBCORAZA Ws (W/10 a W/15 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/6000 en kg)		
TRAMO	SECCIÓN	MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
		W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (ton)	0.30 W	1.70 W
2	2b	16,7	12,5	20,9	1,3	0,9	1,7	83,5	25,1	142,0
3	3	19,1	14,3	23,9	1,5	1,1	2,0	95,5	28,7	162,4
4	4	19,8	14,9	24,8	1,6	1,1	2,1	99,0	29,7	168,3

CUBOS DE CONCRETO

ZONA EN ROMPIENTE		CORAZA (ton)			SUBCORAZA Ws (W/10 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/4000 en kg)		
TRAMO	SECCIÓN	MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
		W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (ton)	0.30 W	1.70 W
1	1a	1,2	0,9	1,5	0,1	0,08	0,16	6,0	1,8	10,2
1	1b	8,1	6,1	10,1	0,8	0,57	1,05	40,5	12,2	68,9
2	2a	13,0	9,8	16,3	1,3	0,91	1,69	65,0	19,5	110,5

ZONA NO ROMPIENTE		W - CORAZA (ton)			SUBCORAZA Ws (W/10 a W/15 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/6000 en kg)		
TRAMO	SECCIÓN	MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
		W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (ton)	0.30 W	1.70 W
2	2b	21,7	16,3	27,1	1,7	1,2	2,3	108,5	32,6	184,5
3	3	24,8	18,6	31,0	2,0	1,4	2,6	124,0	37,2	210,8
4	4	25,8	19,4	32,3	2,1	1,4	2,7	129,0	38,7	219,3

APÉNDICE N° 19

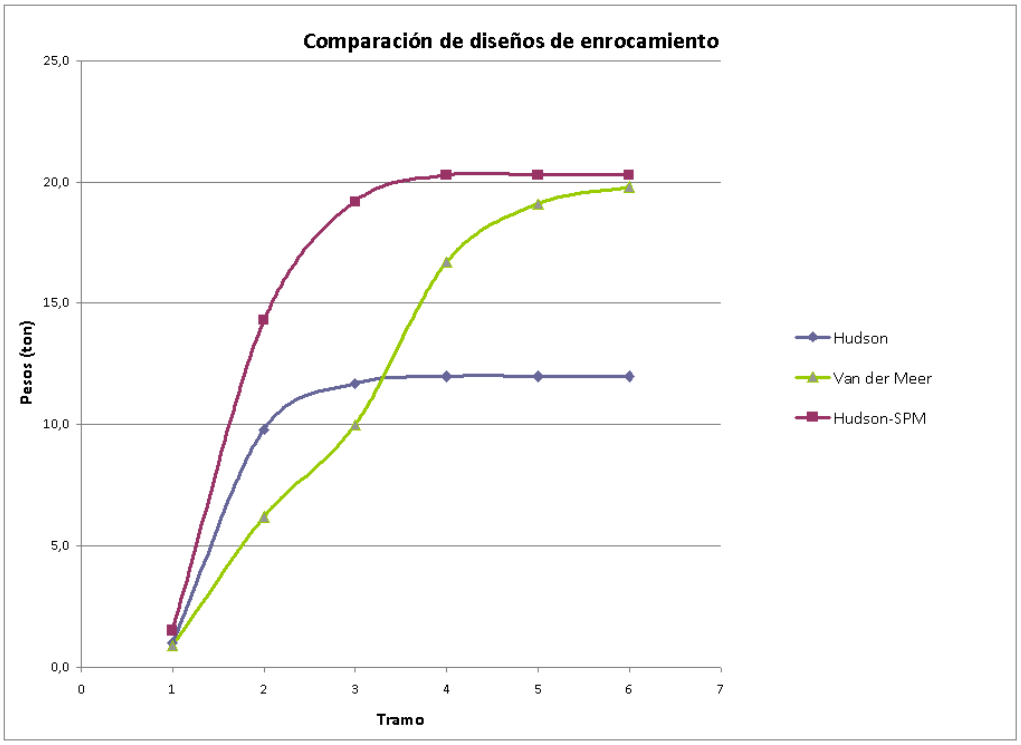


Gráfico 19-1. Comparación de los métodos de diseño de rompeolas en enrocamiento

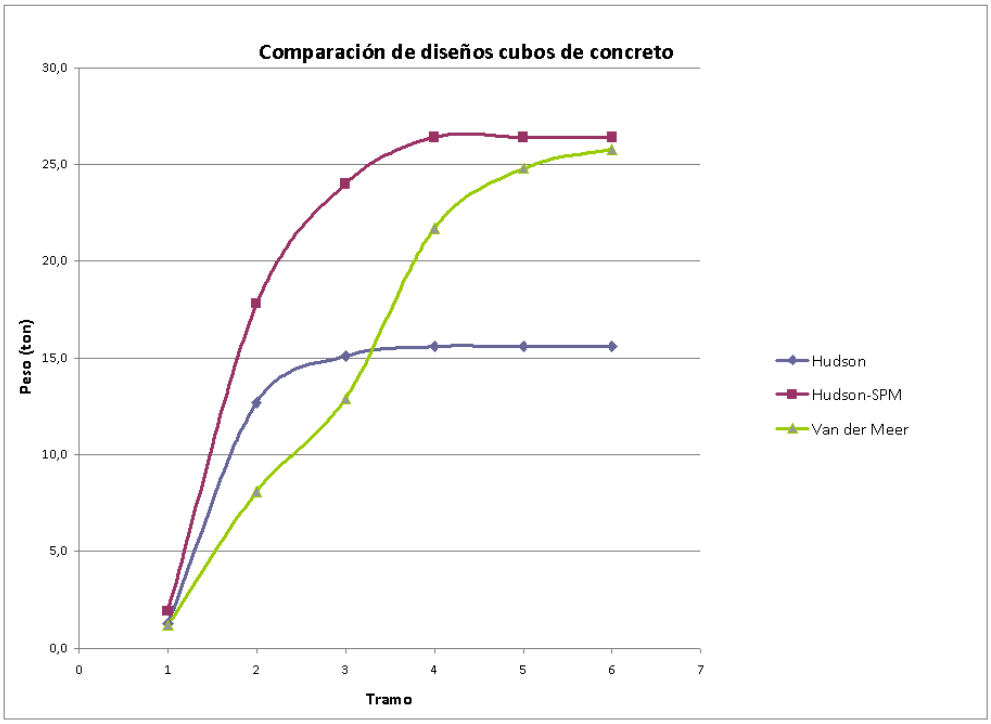


Gráfico 19-2. Comparación de los métodos de diseño de rompeolas en cubos de concreto

DISEÑO AJUSTADO POR VAN DEER MEER

ENROCAMIENTO

ZONA EN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd	CONDICIÓN	W - CORAZA (ton)			SUB CORAZA Ws (W/10 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/4000 en kg)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
1	1a	2,50	Rompe	6,5	4,9	8,1	0,7	0,5	0,8	32,5	9,8	55,3
	1b	4,75	Rompe	6,5	4,9	8,1	0,7	0,5	0,8	32,5	9,8	55,3
2	2a	5,75	Rompe	10,0	7,5	12,5	1,0	0,7	1,3	50,0	15,0	85,0
Tramo especial 1		5,75		15,0	11,3	18,8	1,5	1,1	2,0	75,0	22,5	127,5

ZONA NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd	CONDICIÓN	W - CORAZA (ton)			SUBCORAZA Ws (W/10 a W/15 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/6000 en kg)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
2	2b	5,00	No Rompe	20,0	15,0	25,0	1,6	1,1	2,1	100,0	30,0	170,0
3	3	5,25	No Rompe	20,0	15,0	25,0	1,6	1,1	2,1	100,0	30,0	170,0
4	4	5,25	No Rompe	20,0	15,0	25,0	1,6	1,1	2,1	100,0	30,0	170,0
Tramo especial 2		5,25		30,0	22,5	37,5	2,4	1,7	3,1	150,0	45,0	255,0

CUBOS DE CONCRETO

ZONA EN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd	CONDICIÓN	CORAZA (ton)			SUB CORAZA Ws (W/10 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/4000 en kg)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
1	1a	2,50	Rompe	8,5	6,4	10,6	0,9	0,6	1,1	42,5	12,8	72,3
1	1b	4,75	Rompe	8,5	6,4	10,6	0,9	0,6	1,1	42,5	12,8	72,3
2	2a	5,75	Rompe	13,0	9,8	16,3	1,3	0,9	1,7	65,0	19,5	110,5
Tramo especial 1		5,75		22,0	16,5	27,5	2,2	1,5	2,9	110,0	33,0	187,0

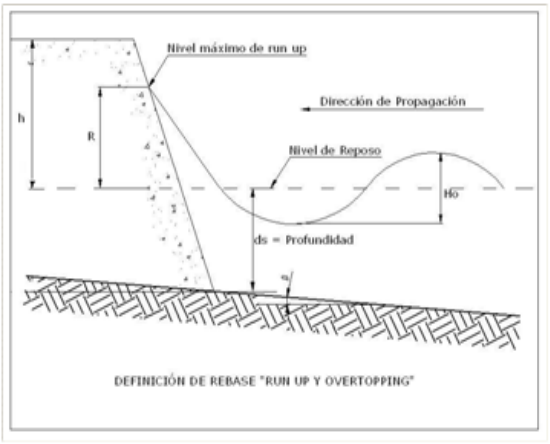
ZONA NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	Hd	CONDICIÓN	W - CORAZA (ton)			SUBCORAZA Ws (W/10 a W/15 en tons)			NÚCLEO Wn (W/200 a W/6000 en kg)		
				MEDIO	VARIACIÓN		MEDIO	TOLERANCIA		MEDIO	TOLERANCIA	
				W (ton)	0.75 W	1.25 W	W (ton)	0.70 W	1.30 W	W (kg)	0.30 W	1.70 W
2	2b	5,00	No Rompe	22,0	16,5	27,5	1,8	1,2	2,3	110,0	33,0	187,0
3	3	5,25	No Rompe	26,0	19,5	32,5	2,1	1,5	2,7	130,0	39,0	221,0
4	4	5,25	No Rompe	26,0	19,5	32,5	2,1	1,5	2,7	130,0	39,0	221,0
Tramo especial 2		5,25		40,0	30,0	50,0	3,2	2,2	4,2	200,0	60,0	340,0

APÉNDICE N° 21

ALTURA DE CORONACIÓN DEL DIQUE

g (m/s²) =	9,81	Aceleración gravitacional de la tierra
cot θ =	2	Contangente talud del dique con la horizontal
Sobre-elevación =	0,5	m
Marea =	0,4	m



OCDI: Japón

TRAMO	SECCIÓN	Hs	h1
1	1a	2,00	3,40
	1b	4,25	6,21
2	2a	4,25	6,21
	2b	5,00	7,15
3	3	5,25	7,46
4	4	5,25	7,46

Shore Protection Manual (SPM): USA

TRAMO	SECCIÓN	H	T	Ho	d = ds	d/Lo	Ho/H'o (ver tablas SPM)	H'o = Ho/(Ho/H'o)	H'o/gT²	ds/H'o
1	1a	2,80	10,74	2,25	3,00	0,017	1,2710	1,77	0,0016	1,69
	1b	5,95	10,74	4,75	6,00	0,033	1,1040	4,30	0,0038	1,39
2	2a	5,95	10,22	5,25	10,00	0,061	0,9907	5,30	0,0052	1,89
	2b	4,59	10,22	5,00	11,00	0,067	0,9772	5,12	0,0050	2,15
3	3	5,41	10,40	5,25	11,00	0,065	0,9815	5,35	0,0050	2,06
4	4	4,28	10,74	5,25	12,50	0,069	0,9732	5,39	0,0048	2,32

Continúa abajo

TRAMO	SECCIÓN	Interpolación talud liso (ver diagramas SPM)					R(liso) = H'o*(R(liso)/H'o)	Corrección por escala (k)	Talud rugoso "r"	R = r*R(liso)	h1
		Figura 1	R1/H'o	Figura 2	R2/H'o	R / H'o					
Continuación	1a	7 - 10	4,25	7 - 11	3,40	3,825	6,77	1	0,5	3,39	3,89
	1b	7 - 10	2,80	7 - 11	2,70	2,750	11,83	1		5,92	6,42
	2a	7 - 11	2,40	7 - 11	2,50	2,450	12,98	1		6,49	6,99
	2b	7 - 11	2,40	7 - 12	2,50	2,450	12,54	1		6,27	6,77
	3	7 - 11	2,40	7 - 11	2,50	2,450	13,10	1		6,55	7,05
	4	7 - 11	2,40	7 - 12	2,75	2,575	13,89	1		6,95	7,45

Altura de coronación final (el mayor: OCDI o SPM)

TRAMO	SECCIÓN	hmax (m)	h ajustado (m)
1	1a	3,89	4,00
	1b	6,42	6,50
2	2a	6,99	7,00
	2b	7,15	7,15
3	3	7,46	7,50
4	4	7,46	7,50

APÉNDICE N° 22

ESPESOR DE LAS CAPAS DEL DIQUE

r $r = nk_{\Delta}\left(\frac{W}{W_r}\right)^{\frac{1}{3}}$ Espesor de las capas del dique en metros

n = 2 Número de elementos que componen la capa de coraza

W (ton) Peso en toneladas de cada unidad en la capa de coraza

Wr 2,65 Peso específico de la PIEDRA en ton/m³

Wr 2,40 Peso específico del CONCRETO en ton/m³

kΔ Coeficiente de capa (ver hoja Coef kΔ, Capa, Porosidad y Daño)

ENROCAMIENTO

ZONA EN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	r (m)	SUBCORAZA W (ton)	kΔ	r1 (m)
1	1a	6,5	1,15	3,1	0,7	1,15	1,4
	1b	6,5		3,1	0,7		1,4
2	2a	10,0		3,6	1,0		1,7
Tramo especial 1		15,0		4,1	1,5		1,9

ZONA NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	r (m)	SUBCORAZA W (ton)	kΔ	r1 (m)
2	2b	20,0	1,15	4,5	1,6	1,15	1,9
3	3	20,0		4,5	1,6		1,9
4	4	20,0		4,5	1,6		1,9
Tramo especial 2		30,0		5,2	2,4		2,2

CUBOS DE CONCRETO

ZONA EN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	r (m)	SUBCORAZA W (ton)	kΔ	r1 (m)
1	1a	8,5	1,125	3,4	0,9	1,150	1,6
1	1b	8,5		3,4	0,9		1,6
2	2a	13,0		4,0	1,3		1,9
Tramo especial 1		22,0		4,7	2,2		2,2

ZONA NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	r (m)	SUBCORAZA W (ton)	kΔ	r1 (m)
2	2b	22,0	1,125	4,7	1,8	1,150	2,1
3	3	26,0		5,0	2,1		2,2
4	4	26,0		5,0	2,1		2,2
Tramo especial 2		40,0		5,7	3,2		2,5

APÉNDICE N° 23

ANCHO DE CORONACIÓN DEL DIQUE

B $$B = nk_\Delta \left(\frac{W}{W_r}\right)^{\frac{1}{3}}$$ Ancho de la corona en metros

n = 3 Número de piedras (se recomienda usar 3 como mínimo)

W (ton) Peso en toneladas de cada unidad en la capa de coraza

Wr 2,65 Peso específico de la PIEDRA en ton/m³

Wr 2,40 Peso específico del CONCRETO en ton/m³

kΔ Coeficiente de capa (ver hoja de cálculo Coef kΔ, Capa, Porosidad y Daño)

ENROCAMIENTO

ZONA EN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	B (m)
1	1a	6,5	1,15	4,7
	1b	6,5		4,7
2	2a	10,0		5,4
Tramo especial 1		15,0		6,1

ZONA NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	B (m)
2	2b	20,0	1,15	6,8
3	3	20,0		6,8
4	4	20,0		6,8
Tramo especial 2		30,0		7,7

CUBOS DE CONCRETO

ZONA EN ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	B (m)
1	1a	8,5	1,125	5,1
1	1b	8,5		5,1
2	2a	13,0		5,9
Tramo especial 1		22,0		7,1

ZONA NO ROMPIENTE

TRAMO	SECCIÓN	CORAZA W (ton)	kΔ	B (m)
2	2b	22,0	1,125	7,1
3	3	26,0		7,5
4	4	26,0		7,5
Tramo especial 2		40,0		8,6

El ancho de la corona depende no solo de las formulaciones realizadas, sino que se deben considerar las dimensiones del equipo y maquinaria quese movilizará sobre la estructura

RESUMEN DISEÑO FINAL

DISEÑO EN ENROCAMIENTO

TRAMO	SECCIÓN	Ho (m)	ds (m)	CONDICIÓN	CORAZA W (ton)	r (m)	SUBCORAZA W (ton)	r1 (m)	h (m)	B (m)*
1	1a	2,50	3,00	Rompe	6,5	3,1	0,7	1,4	4,00	4,7
	1b	4,75	6,00	Rompe	6,5	3,1	0,7	1,4	6,50	4,7
2	2a	5,75	10,00	Rompe	10,0	3,6	1,0	1,7	7,00	5,4
	2b	5,00	11,00	No rompe	20,0	4,5	1,6	1,9	7,15	6,8
3	3	5,25	11,00	No rompe	20,0	4,5	1,6	1,9	7,50	6,8
4	4	5,25	12,50	No rompe	20,0	4,5	1,6	1,9	7,50	6,8
Tramo especial 1			11,00		15,0	4,1	1,5	1,9	7,15	6,1
Tramo especial 2			12,50		30,0	5,2	2,4	2,2	7,50	7,7

NOTA

*El ancho de la cororona depende no solo de las formulaciones realizadas, sino que se deben considerar las dimensiones del equipo y maquinaria que se movilizará sobre la estructura (CONSIDERAR B = 10 m)

DISEÑO EN CUBOS DE CONCRETO

TRAMO	SECCIÓN	Ho (m)	ds (m)	CONDICIÓN	CORAZA W (ton)	r (m)	SUBCORAZA W (ton)	r1 (m)	h (m)	B (m)*
1	1a	2,50	3,00	Rompe	8,5	3,4	0,9	1,6	4,00	5,1
	1b	4,75	6,00	Rompe	8,5	3,4	0,9	1,6	6,50	5,1
2	2a	5,75	10,00	Rompe	13,0	4,0	1,3	1,9	7,00	5,9
	2b	5,00	11,00	No rompe	22,0	4,7	1,8	2,1	7,15	7,1
3	3	5,25	11,00	No rompe	26,0	5,0	2,1	2,2	7,50	7,5
4	4	5,25	12,50	No rompe	26,0	5,0	2,1	2,2	7,50	7,5
Tramo especial 1			10,50		22,0	4,7	2,2	2,2	7,15	7,1
Tramo especial 2			12,50		40,0	5,7	3,2	2,5	7,50	8,6

NOTA

*El ancho de la corona depende no solo de las formulaciones realizadas, sino que se deben considerar las dimensiones del equipo y maquinaria que se movilizará sobre la estructura (CONSIDERAR B = 10 m)

APÉNDICE N° 25

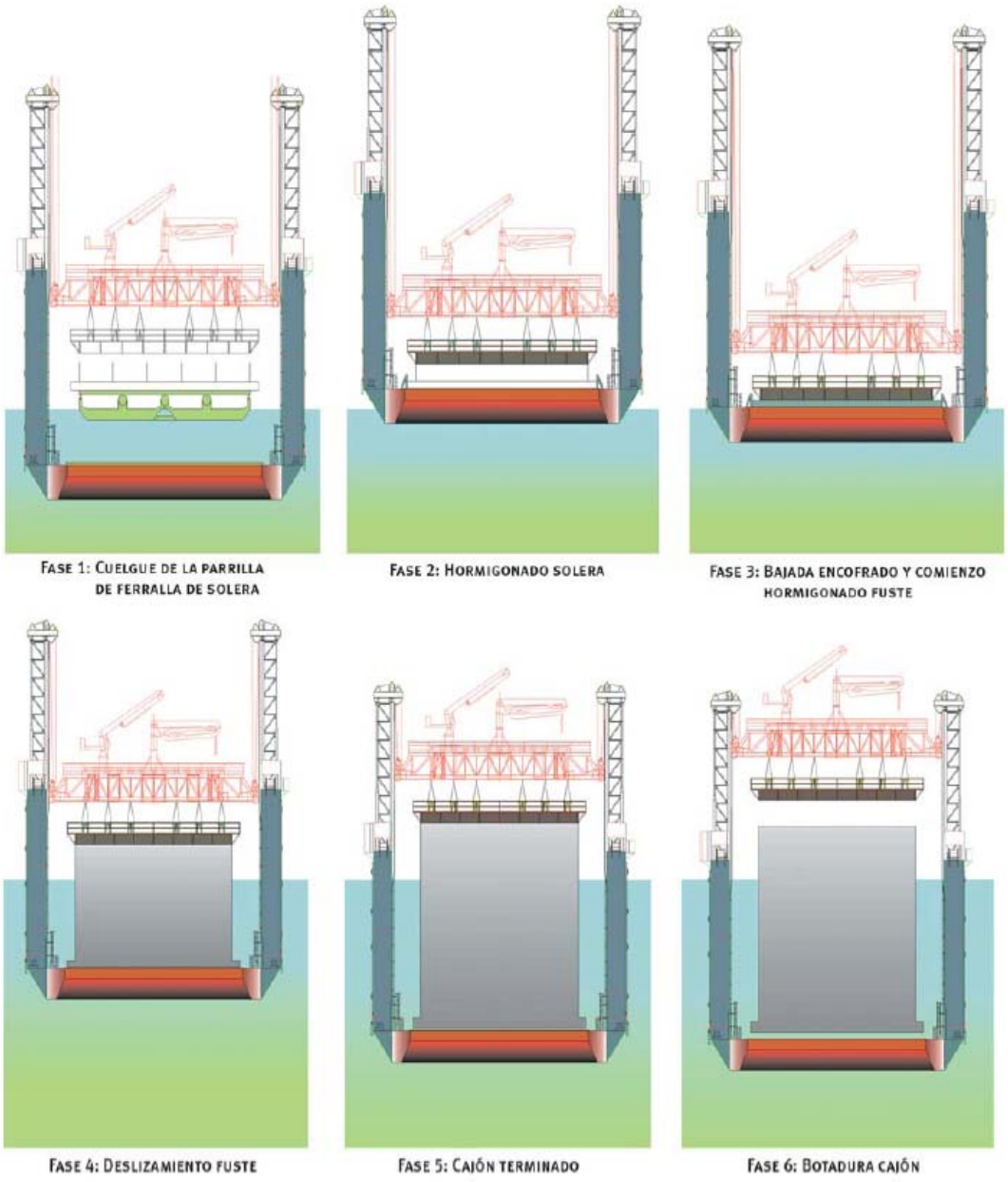


Figura 25-1 *Secuencias del proceso constructivo con un dique flotante.*

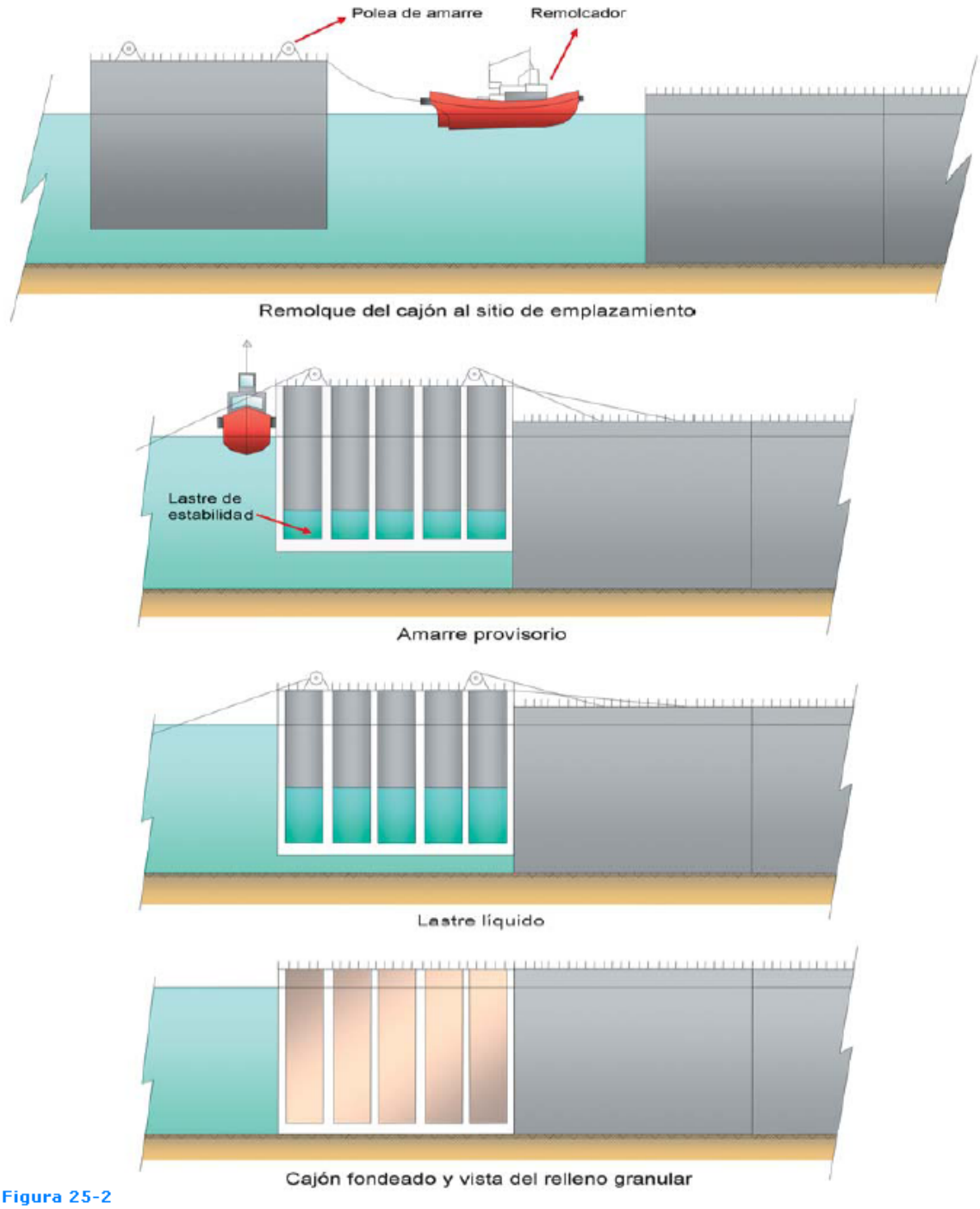


Figura 25-2

Figura 10.1.2 *Procedimientos de fondeo de un cajón.*

PRESUPUESTO ROMPEOLAS AMPLIACIÓN PUERTO MOÍN
ACTUALIZACIÓN COSTO UNITARIO
Suministro y Colocación de material de NÚCLEO (de 1 a 500 kg)

Cantidad =	4.500	ton
	3.214	m³

Tipo Cambio: $1,00 ₡550

1- MAQUINARIA

Descripción	Cant.	Rend.	% de Utilización	No. Hrs	Costos Fijos	Repuestos	Comb.	Lub.	Llantas	M. O Taller	Costo hora	Monto
Retroexcavadora KOMATSU PC 300	1	60	70%	53	₡584.828	₡285.578	₡748.014	₡161.003	₡0	₡73.266	₡35.289	₡1.852.690
Tractor CAT D8H (empujando bolones)	1	60	70%	53	₡830.687	₡490.813	₡1.235.863	₡208.503	₡0	₡123.302	₡55.032	₡2.889.168
Compresor 175 CFM (perf. bolones)	2	20	70%	158	₡359.659	₡209.879	₡1.951.350	₡192.463	₡35.854	₡75.057	₡8.966	₡2.824.262
Barrenadora neumática de mano	2	20	70%	158	₡115.019	₡313.180	₡0	₡25.910	₡0	₡32.169	₡1.544	₡486.278
Criba estática para selección	1	85	100%	53	₡1.442.135	₡0	₡0	₡0	₡0	₡18.019	₡27.581	₡1.460.154
Cargador CAT 966 E (desemb., alim.)	1	85	100%	53	₡552.921	₡353.563	₡951.076	₡153.650	₡189.389	₡61.269	₡42.724	₡2.261.869
Cargador CAT 966 E (carga final)	1	15	30%	90	₡939.966	₡601.062	₡1.616.833	₡261.203	₡321.960	₡104.157	₡42.724	₡3.845.181
Vagoneta 6 x 4 (12 m³)	4	15	100%	300	₡8.558.550	₡2.048.820	₡18.584.289	₡2.453.371	₡2.211.441	₡857.766	₡27.262	₡32.714.236
Grúa Link Belt 108 C (45 ton) con almeja	1	15	100%	300	₡4.082.576	₡1.961.371	₡2.601.800	₡895.339	₡0	₡439.094	₡33.267	₡9.980.180
Sub total Maquinaria					₡15.466.340	₡6.264.266	₡27.689.226	₡4.351.443	₡2.758.643	₡1.784.099	₡274.389	₡58.314.017
Costo Unitario por Elemento					₡3.437	₡1.392	₡6.153	₡967	₡613	₡396		₡12.959
% sobre costo directo					20,66%	8,37%	36,99%	5,81%	3,69%	2,38%		77,91%

2- PERSONAL DIRECTO

Descripción	Cant.	No. Hrs		Salario por hora	Viáticos por hora	Horas extras	52% C.S.			Total por Hora	Monto
Operador maquinaria 1	5	145		₡1.440	₡471	₡187	₡846			₡2.945	₡2.134.968
Operador maquinaria 2	2	220		₡995	₡471	₡129	₡585			₡2.180	₡959.311
Choferes	4	350		₡1.047	₡471	₡136	₡615			₡2.270	₡3.178.276
Ayudante	3	250		₡864		₡112	₡508			₡1.484	₡1.113.068
Peones	6	250		₡785		₡102	₡462			₡1.349	₡2.023.760
Buzo profesional (Contrato)	1	250		₡10.473						₡10.473	₡2.618.330
Sub-total Personal Directo											₡12.027.714
Costo Unitario por Elemento											₡2.673
% sobre costo directo											16,07%

3- MATERIALES, SUBCONTRATOS Y OTROS

Descripción	Cantidad	Unidad		Costo Unitario	Monto
Derecho de explotación de tajo	4.500	ton		₡681	₡3.064.128
Explosión a base de gel, diam 25 mm	363	kg		₡437	₡158.791
Fulminantes eléctricos	162	un		₡849	₡137.519
Cordón detonante	16.962	ml		₡68	₡1.146.622
Sub-total Materiales:					$4.507.060
Costo Unitario por elemento					₡1.002
% sobre costo directo					6,02%

4- RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS

MONTO TOTAL		₡74.848.790
COSTO UNITARIO		₡16.633
IMPREVISTOS	10%	₡1.663
COSTO UNITARIO + IMPREVISTOS		₡18.296

5- RESUMEN DE COSTOS INDIRECTOS

UTILIDAD (U)	9%	₡1.497
ADMINISTRACION (AD)	5%	₡832
COSTO UNITARIO FINAL EN ¢ POR TONELADA		₡20.625
COSTO TOTAL		**₡92.812.500**
COSTO UNITARIO FINAL EN $ POR TONELADA		$37,50 /ton
PESO ESPECIFICO MATERIAL		1,4 ton /m³
COSTO UNITARIO FINAL EN $ POR METRO CUBICO		**$52,50** /m³

6- COMENTARIOS Y OBSERVACIONES

1 m³ de material subproducto de explotación subcoraza = 1.4 ton (en estado suelto). Velocidad de acarreo = 35 KPH
Capacidad máxima de vagonetas transportando el material de núcleo = 14.5 ton = 11 m3 sueltos.
Fuente de material: Tajo o Cantera. Distancia de acarreo asumida: 32 km
Se asume que colocación se realiza 100% con grúa y balde tipo almeja

PRESUPUESTO ROMPEOLAS AMPLIACIÓN PUERTO MOÍN
ACTUALIZACIÓN COSTO UNITARIO
Suministro y Colocación de material de SUBCORAZA (0,5 - 3,0 ton)

Cantidad =	9.900	ton
	7.071	m³

Tipo Cambio: $1,00 ₡550

1- MAQUINARIA

Descripción	Cant.	Rend.	% de Utilización	No. Hrs	Costos Fijos	Repuestos	Comb.	Lub.	Llantas	M. O Taller	Costo hora	Monto
Retroexcavadora KOMATSU PC 300	1	60	100%	165	₡1.813.571	₡885.587	₡2.319.636	₡499.276	₡0	₡227.207	₡34.820	₡5.745.276
Tractor CAT D8H (empujando bolones)	1	60	100%	165	₡2.575.987	₡1.522.022	₡3.832.429	₡646.573	₡0	₡382.372	₡54.299	₡8.959.382
Compresor 175 CFM (perf. bolones)	2	20	100%	495	₡1.115.318	₡850.842	₡6.051.203	₡596.833	₡111.188	₡232.746	₡8.847	₡8.758.131
Barrenadora neumática de mano	2	20	100%	495	₡356.677	₡971.180	₡0	₡80.347	₡0	₡99.748	₡1.523	₡1.507.952
Cargador CAT 966 E (apil. y carga final)	1	9	50%	550	₡5.667.796	₡3.624.267	₡9.749.160	₡1.574.980	₡1.941.349	₡628.046	₡42.156	₡23.185.598
Camión plataforma 6 x 4	4	9	100%	1100	₡23.727.997	₡7.412.370	₡67.235.588	₡8.875.982	₡8.000.711	₡3.103.285	₡26.899	₡118.355.933
Grúa Link Belt 108 C (45 ton) con tenaza	1	9	100%	1100	₡14.770.238	₡7.095.989	₡9.412.982	₡3.239.223	₡0	₡1.588.586	₡32.825	₡36.107.018
Sub total Maquinaria					₡50.027.582	₡22.162.257	₡98.600.997	₡15.513.215	₡10.053.248	₡6.261.990	₡201.368	₡202.619.290
Costo Unitario por Elemento					₡5.053	₡2.239	₡9.960	₡1.567	₡1.015	₡633		₡20.467
% sobre costo directo					19,33%	8,56%	38,10%	6,00%	3,89%	2,42%		78,30%

2- PERSONAL DIRECTO

Descripción	Cant.	No. Hrs		Salario por hora	Viáticos por hora	Horas extras	52% C.S.			Total por Hora	Monto
Operador maquinaria 1	4	690		₡1.421	₡465	₡185	₡835			₡2.906	₡8.019.445
Operador maquinaria 2	2	690		₡982	₡465	₡128	₡577			₡2.151	₡2.968.709
Choferes	4	1430		₡1.033	₡465	₡134	₡607			₡2.240	₡12.812.723
Ayudante	3	975		₡853		₡111	₡501			₡1.464	₡4.283.198
Peones	6	975		₡775		₡101	₡455			₡1.331	₡7.787.632
Buzo profesional (Contrato)	1	1100		₡10.334						₡10.334	₡11.367.343
Sub-total Personal Directo											₡47.239.049
Costo Unitario por Elemento											₡4.772
% sobre costo directo											18,26%

3- MATERIALES, SUBCONTRATOS Y OTROS

Descripción	Cantidad	Unidad		Costo Unitario	Monto
Derecho de explotación de tajo	9.900	ton		₡872	₡8.651.374
Explosión a base de gel, diam 25 mm	521	kg		₡432	₡224.874
Fulminantes eléctricos	347	un		₡838	₡290.643
Cordón detonante	26.053	ml		₡67	₡1.737.731
Sub-total Materiales:					₡8.904.622
Costo Unitario por elemento					₡899
% sobre costo directo					3,44%

4- RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS

MONTO TOTAL		₡258.762.961
COSTO UNITARIO		₡26.138
IMPREVISTOS	10%	₡2.614
COSTO UNITARIO + IMPREVISTOS		₡28.751

5- RESUMEN DE COSTOS INDIRECTOS

UTILIDAD (U)	9%	₡2.352
ADMINISTRACION (AD)	5%	₡1.307
COSTO UNITARIO FINAL EN ¢ POR TONELADA		₡32.411
COSTO TOTAL		**₡320.866.071**
COSTO UNITARIO FINAL EN $ POR TONELADA		$58,93 /ton
PESO ESPECIFICO MATERIAL		1,4 ton /m³
COSTO UNITARIO FINAL EN $ POR METRO CUBICO		**$82,50** /m³

6- COMENTARIOS Y OBSERVACIONES

1 m³ de material para subcoraza = 1.4 ton (en estado suelto). Velocidad de acarreo = 35 KPH
Capacidad máxima de vagonetas transportando el material de núcleo = 14.5 ton = 11 m3 sueltos.
Fuente de material: Tajo o Cantera. Distancia de acarreo asumida: 32 km
Se asume que colocación se realiza 100% con grúa equipada con tenaza tipo "orange peel"

Anexos

La siguiente lista comprende los anexos complementarios a este trabajo:

ANEXO Nº 1.

Esquema descriptivo de los componentes principales de un puerto. Tomado del Manual de Dimensionamiento Portuario Mexicano.

ANEXO Nº 2.

Flujograma de actividades para obtener la operatividad de un puerto. Tomado del Manual de Dimensionamiento Portuario Mexicano.

ANEXO Nº 3.

Cuadro 3-1. Condiciones admisibles de operación de los buques en maniobras de carga y descarga. Tomado del Manual de Dimensionamiento Portuario Mexicano.

ANEXO Nº 4.

Cuadro 4-1. “Factores de ignorancia” KD, usados en el diseño de diques rompeolas de talud por medio de las formulaciones de Hudson. Tomado del Libro Ingeniería Marítima y Portuaria.

ANEXO Nº 5.

Cuadro 5-1. Coeficiente de Capa y Porosidad de Coraza. Tomado del Libro Ingeniería Marítima y Portuaria.

Cuadro 5-2. Niveles de daño de Iribarren. Tomado de la Tesis Acción del oleaje sobre estructuras marítimas no rebasables.

Cuadro 5-3. Valores de r de corrección del rebase máximo que alcanza la ola sobre el talud de una estructura. Tomado del Libro Ingeniería Marítima y Portuaria.

ANEXO Nº 6.

Tablas C-1. Relaciones características del oleaje actuando cerca de la costa. Para el cálculo de rebase sobre estructuras en talud impermeable. Tomado del Shore Protection Manual.

ANEXO Nº 7.

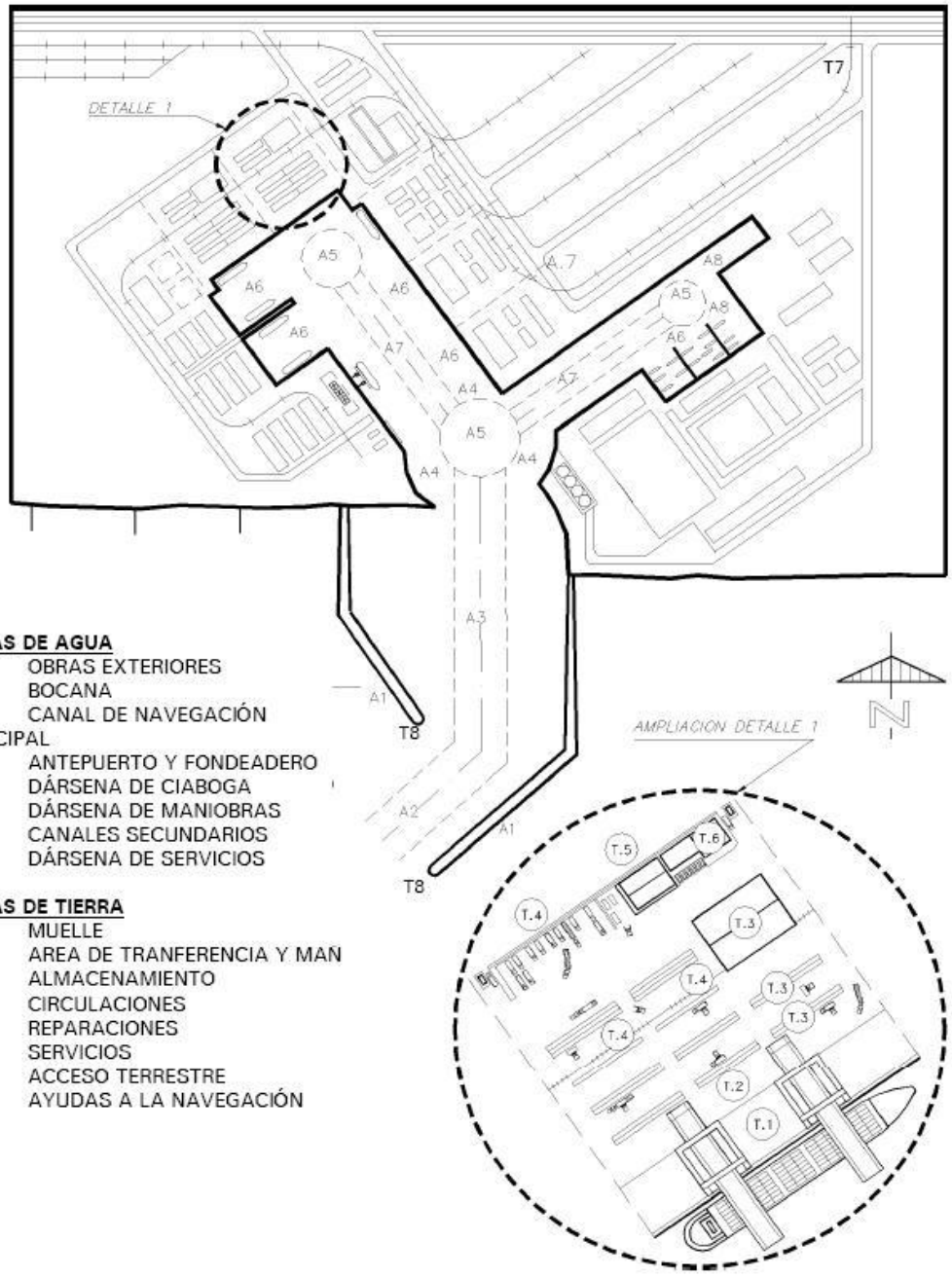
Diagramas de cálculo de rebase sobre estructuras en talud impermeable, para diferentes relaciones ds/H’o. Tomado del Shore Protection Manual.

ANEXO Nº 8.

Cuadro 8-1. Valores del coeficiente b característicos según la tipología de la estructura propuesta. Para el cálculo del caudal de rebase permitido en la determinación de la altura de coronación en diques de pared vertical. Tomado del estudio de Franco et. al (1994), para el texto Obras de Protección del Litoral.

Figura 8-1. Caudales de rebase tolerables. Tomado del estudio de Franco et. al (1994), para el texto Obras de Protección del Litoral.

ANEXO N° 1



AREAS DE AGUA

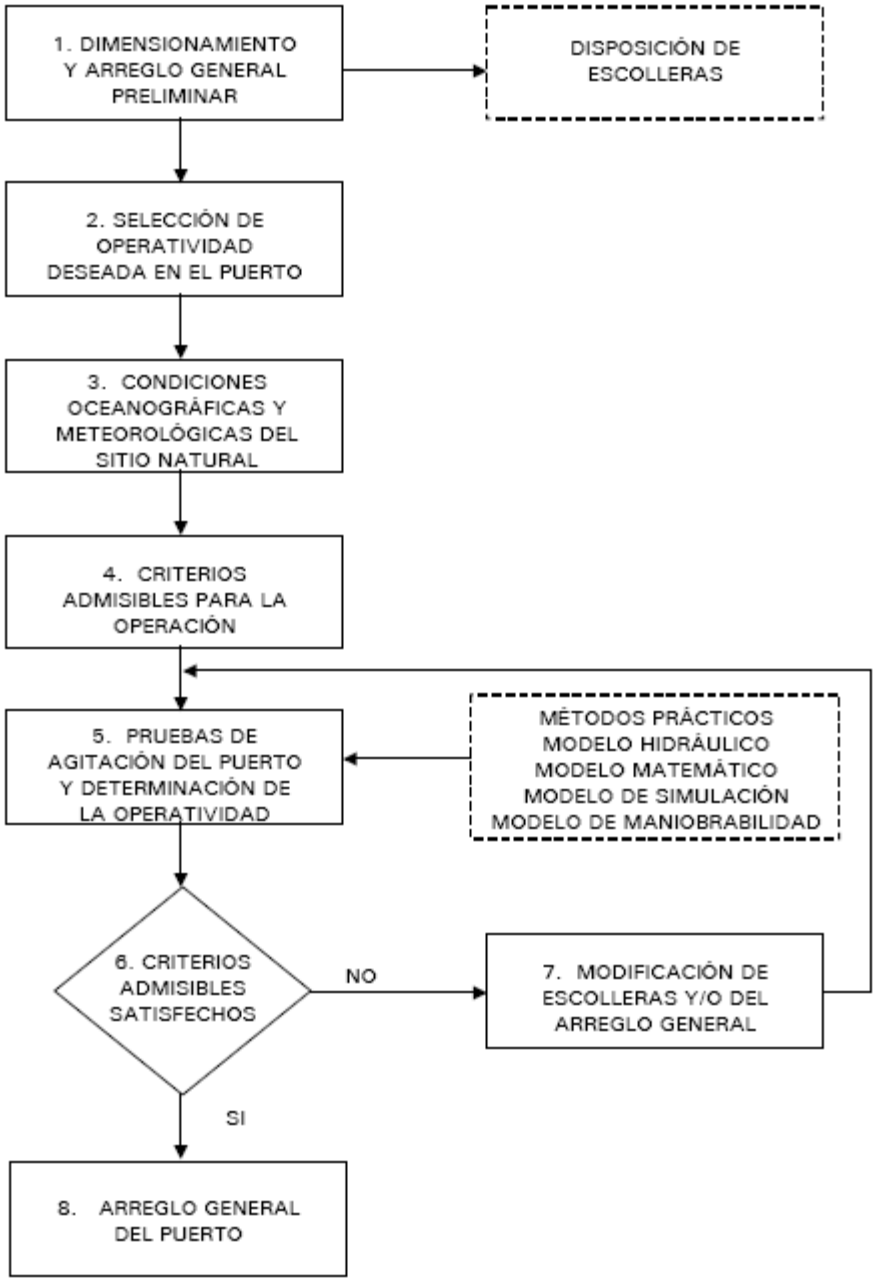
A1	OBRAS EXTERIORES
A2	BOCANA
A3	CANAL DE NAVEGACIÓN PRINCIPAL
A4	ANTEPUERTO Y FONDEADERO
A5	DÁRSENA DE CIABOGA
A6	DÁRSENA DE MANIOBRAS
A7	CANALES SECUNDARIOS
A8	DÁRSENA DE SERVICIOS

AREAS DE TIERRA

T1	MUELLE
T2	AREA DE TRANFERENCIA Y MAN
T3	ALMACENAMIENTO
T4	CIRCULACIONES
T5	REPARACIONES
T6	SERVICIOS
T7	ACCESO TERRESTRE
T8	AYUDAS A LA NAVEGACIÓN

Elementos Constitutivos de un Puerto

ANEXO N° 2



Flujograma de Actividades para la Operatividad de un Puerto

ANEXO N° 3

CONDICIONES ADMISIBLES DE OPERACIÓN PARA MANIOBRAS DE CARGA – DESCARGA EN LOS BARCOS

TIPO DE BARCO	TAMAÑO DEL BARCO (T.P.M.)	ALTURA Y PERÍODOS DE OLA MÁXIMA			
		CONDICIÓN DE OPERATIVIDAD		CONDICIÓN DE PERMANENCIA	
		ALTURA (m)	PERÍODO (seg)	ALTURA (m)	PERÍODO (seg)
Contenedores	< 20,000	0.3	< 6.0	0.75	< 7.0
Carga General	< 20,000	0.5	< 7.0	0.75	< 7.0
Roll on - Roll off	< 20,000	0.5	< 7.0	0.75	< 7.0
Granelero (descargando)	< 20,000	0.5	< 7.0	0.75	< 7.0
	20,000 – 60,000	0.75	< 8.0	1.0 – 1.5	< 8.0
	60,000 – 120,000	1.0	< 9.0	1.5 – 2.0	< 9.0
	> 120,000	1.25	< 9.0	2.0 – 2.5	< 10.0
Granelero (cargando)	< 20,000	0.50 – 0.75	< 7.0	0.50 – 0.75	< 7.0
	20,000 – 60,000	1.0 – 1.5	< 8.0	1.0 – 1.5	< 8.0
	60,000 – 120,000	1.5 – 2.0	< 9.0	1.5 – 2.0	< 9.0
	> 120,000	2.0 – 2.5	< 10.0	2.0 – 2.5	< 10.0
Granel Líquido (cargando y descargando)	< 20,000	0.50 – 0.75	< 7.0	0.50 – 0.75	< 7.0
	20,000 – 60,000	1.0 – 1.5	< 8.0	1.0 – 1.5	< 8.0
	60,000 – 120,000	1.5 – 2.0	< 9.0	1.5 – 2.0	< 9.0
	> 120,000	2.0 – 2.5	< 10.0	2.0 – 2.5	< 10.0
Petroquímico LNG	130,000 m³	1.7 – 2.5	< 8.5	1.7 – 2.5	< 8.5
		1.2 – 1.9	8.5 – 10.0	1.2 – 1.9	8.5 – 10.0
		0.6 – 1.2	10.0 – 12.0	0.7 – 1.2	10.0 – 12.0
		0.3 – 0.7	12.0 – 15.5	0.4 – 0.7	12.0 – 15.5
Pesqueros		0 – 0.30	< 6.0	0.5	< 7.0

CUADRO 4-1.VALORES DE K_D (HUDSON) SUGERIDOS PARA DISEÑO, SIN DAÑO, SPM

TIPO DE ELEMENTO EN LA CORAZA	N° DE ELEMENTOS EN LA CORAZA (n) [3]	COLOCACIÓN	CUERPO DE ESCOLLERA (K_D) [2]		MORRO DE ESCOLLERA (K_D)		TALUD (ctg θ)
			OLEAJE ROMPIENTE	OLEAJE NO ROMPIENTE	OLEAJE ROMPIENTE	OLEAJE NO ROMPIENTE	
ROCA							
Lisa redondeada	2	Azar	1,2	2,4	1,1	1,9	1,5 - 3,0
Lisa redondeada	> 3	Azar	1,6	3,2	1,4	2,3	[5]
Rugosa angular	1	Azar [4]	[4]	2,9	[4]	2,3	[5]
Rugosa angular	2	Azar	2	4	1,9	3,2	1,5
					1,6	2,8	2
					1,3	2,3	3
Rugosa angular	> 3	Azar	2,2	4,5	2,1	4,2	[5]
Rugosa angular	2	Especial [6]	5,8	7	5,3	6,4	[5]
Paralelepipedo [7]	2	Especial [1]	7-20	8,5-24	-	-	
ELEMENTOS ARTIF.							
Tetrápodo y Cuadrípodo	2	Azar	7	8	5	6	1,5
					4,5	5,5	2
					3,5	4	3
Tribarra	2	Azar	9	10	8,3	9	1,5
					7,8	8,5	2
					6	6,5	3
Dolos	2	Azar	15,8 [8]	31,8 [8]	8	16	2 [9]
					7	14	3
Cubo modificado	2	Azar	6,5	7,5	-	5	[5]
Hexápodo	2	Azar	8	9,5	5	7	[5]
Toskane	2	Azar	11	22	-	-	[5]
Tribarra	1	Uniforme	12	15	7,5	9,5	[5]
ROCA (K_{RR})							
Angular graduada	-	Azar	2,2	2,5	-	-	

[1] Precaución: esos valores de K_D no son resultado de pruebas, únicamente deben ser usados para propósitos de diseño preliminar.
[2] Aplicable a rangos de talud desde 1:1,5 a 1:5.
[3] n es el número de unidades comprimiendo el espesor de la capa armada
[4] El uso de capas simples de unidades de roca armada no es recomendado para estructuras sujetas a oleaje en rompiente y únicamente bajo condiciones especiales para estruturas sujetas a oleaje no rompiente. Cuando este es usado, la roca debe ser cuidadosamente
[5] Hasta mayor información es permitible sobre la variación de K_D con talud, el uso de K_D debe ser limitado a rangos de talud desde 1:1,5 a 1:3. Algunas unidades armadas probadas en morros indican una dependencia KD-Talud.
[6] Colocado especial con el eje largo de la roca colocado perpendicular a la cara de la estructura.
[7] Roca de forma paralelepípeda: roca tipo losa larga con la mayor dimensión igual a tres veces la dimensión más corta (Markle and Davidson, 1979).
[8] Se refiere a criterio sin daño (< 5%, desplazamiento, fractura, etc.); sin fractura (< 2%) es deseado, reducir K_D un 50% (Zuamborn and Niekerk, 1982).
[9] La estabilidad de los dolos sobre taludes más empinados que 1:2 debe ser sustentada por modelos hidráulicos específicos de prueba.

ANEXO N° 5

CUADRO 4-1. COEFICIENTES CAPA Y POROSIDAD PARA DIFERENTES CORAZAS				
Unidad	**Número de capas**	**Colocación en capa**	**Coeficiente de capa**	**Porosidad**
Piedra redondeada	2	Azar	1,02	0,38
Piedra angulosa	2	Azar	1,15	0,37
Piedra angulosa	>3	Azar	1,10	0,40
Cubo (modificado)	2	Azar	1,10	0,47
Tetrápodo	2	Azar	1,04	0,50
Cuadrípodo	2	Azar	0,95	0,49
Hexápodo	2	Azar	1,15	0,47
Tribarra	2	Azar	1,02	0,54
Dolos	2	Azar	1,00	0,63
Tribarra	1	Uniforme	1,13	0,47
Piedra	Graduada	Azar		0,37

CUADRO 4-2. NIVEL DE DAÑO "S"				
Cot θ	IA	AI	ID	D
1,5	1,5	2,5	6,5	12
2	2	3	8	14
3	2,5	3,5	9,5	16
4	3	4	11	18
5	3	4	11	18

CUADRO 4-3. VALORES DE "r"		
Características de la superficie	**Colocación**	**r**
Impermeable, lisa	-	1,00
Bloques de concreto	Colocados	0,90
Bloques de basalto	Colocados	0,85 - 0,90
Bloques tipo Gobi	Colocados	0,85 - 0,90
Pasto	-	0,85 - 0,90
1 Capa de piedra (apoyo impermeable)	Azar	0,80
Piedra	Colocados	0,75 - 0,80
Piedra redondeada	Azar	0,60 - 0,65
3 capas de piedra (apoyo impermeable)	Azar	0,60 - 0,65
Piedra	Azar	0,50 - 0,55
Unidades de concreto (50% vacíos)	Azar	0,45 - 0,50

ANEXO N° 6

Table C-1. Continued.

d/L_o	d/L	$2\pi d/L$	TANH $2\pi d/L$	SINH $2\pi d/L$	COSH $2\pi d/L$	H/H'_o	K	$4\pi d/L$	SINH $4\pi d/L$	COSH $4\pi d/L$	n	C_G/C_o	M
.006000	.03110	.1954	.1929	.1967	1.0192	1.620	.9812	.3908	.4008	1.077	.9875	.1905	133
.006100	.03136	.1970	.1945	.1983	1.0195	1.614	.9809	.3941	.4044	1.079	.9873	.1920	130
.006200	.03162	.1987	.1961	.2000	1.0198	1.607	.9806	.3973	.4079	1.080	.9871	.1935	128
.006300	.03188	.2003	.1976	.2016	1.0201	1.601	.9803	.4006	.4114	1.081	.9869	.1950	126
.006400	.03213	.2019	.1992	.2033	1.0205	1.595	.9799	.4038	.4148	1.083	.9867	.1965	124
.006500	.03238	.2035	.2007	.2049	1.0208	1.589	.9796	.4070	.4183	1.084	.9865	.1980	123
.006600	.03264	.2051	.2022	.2065	1.0211	1.583	.9793	.4101	.4217	1.085	.9863	.1994	121
.006700	.03289	.2066	.2037	.2081	1.0214	1.578	.9790	.4133	.4251	1.087	.9860	.2009	119
.006800	.03313	.2082	.2052	.2097	1.0217	1.572	.9787	.4164	.4285	1.088	.9858	.2023	117
.006900	.03338	.2097	.2067	.2113	1.0221	1.567	.9784	.4195	.4319	1.089	.9856	.2037	116
.007000	.03362	.2113	.2082	.2128	1.0224	1.561	.9781	.4225	.4352	1.091	.9854	.2051	114
.007100	.03387	.2128	.2096	.2144	1.0227	1.556	.9778	.4256	.4386	1.092	.9852	.2065	112
.007200	.03411	.2143	.2111	.2160	1.0231	1.551	.9774	.4286	.4419	1.093	.9850	.2079	111
.007300	.03435	.2158	.2125	.2175	1.0234	1.546	.9771	.4316	.4452	1.095	.9848	.2093	109
.007400	.03459	.2173	.2139	.2190	1.0237	1.541	.9768	.4346	.4484	1.096	.9846	.2106	108
.007500	.03482	.2188	.2154	.2205	1.0240	1.536	.9765	.4376	.4517	1.097	.9844	.2120	106
.007600	.03506	.2203	.2168	.2221	1.0244	1.531	.9762	.4406	.4549	1.099	.9842	.2134	105
.007700	.03529	.2218	.2182	.2236	1.0247	1.526	.9759	.4435	.4582	1.100	.9840	.2147	104
.007800	.03552	.2232	.2196	.2251	1.0250	1.521	.9756	.4464	.4614	1.101	.9838	.2160	102
.007900	.03576	.2247	.2209	.2265	1.0253	1.517	.9753	.4493	.4646	1.103	.9836	.2173	101
.008000	.03598	.2261	.2223	.2280	1.0257	1.512	.9750	.4522	.4678	1.104	.9834	.2186	100
.008100	.03621	.2275	.2237	.2295	1.0260	1.508	.9747	.4551	.4709	1.105	.9832	.2199	98.6
.008200	.03644	.2290	.2250	.2310	1.0263	1.503	.9744	.4579	.4741	1.107	.9830	.2212	97.5
.008300	.03666	.2304	.2264	.2324	1.0266	1.499	.9741	.4607	.4772	1.108	.9827	.2225	96.3
.008400	.03689	.2318	.2277	.2338	1.0270	1.495	.9737	.4636	.4803	1.109	.9825	.2237	95.2
.008500	.03711	.2332	.2290	.2353	1.0273	1.491	.9734	.4664	.4834	1.111	.9823	.2250	94.1
.008600	.03733	.2346	.2303	.2367	1.0276	1.487	.9731	.4691	.4865	1.112	.9821	.2262	93.0
.008700	.03755	.2360	.2317	.2381	1.0280	1.482	.9728	.4719	.4896	1.113	.9819	.2275	91.9
.008800	.03777	.2373	.2330	.2396	1.0283	1.478	.9725	.4747	.4927	1.115	.9817	.2287	90.9
.008900	.03799	.2387	.2343	.2410	1.0286	1.474	.9722	.4774	.4957	1.116	.9815	.2300	89.9
.009000	.03821	.2401	.2356	.2424	1.0290	1.471	.9718	.4801	.4988	1.118	.9813	.2312	88.9
.009100	.03842	.2414	.2368	.2438	1.0293	1.467	.9715	.4828	.5018	1.119	.9811	.2324	88.0
.009200	.03864	.2428	.2381	.2452	1.0296	1.463	.9712	.4855	.5049	1.120	.9809	.2336	87.1
.009300	.03885	.2441	.2394	.2465	1.0299	1.459	.9709	.4882	.5079	1.122	.9807	.2348	86.1
.009400	.03906	.2455	.2407	.2479	1.0303	1.456	.9706	.4909	.5109	1.123	.9805	.2360	85.2
.009500	.03928	.2468	.2419	.2493	1.0306	1.452	.9703	.4936	.5138	1.124	.9803	.2371	84.3
.009600	.03949	.2481	.2431	.2507	1.0309	1.448	.9700	.4962	.5168	1.126	.9801	.2383	83.5
.009700	.03970	.2494	.2443	.2520	1.0313	1.445	.9697	.4988	.5198	1.127	.9799	.2394	82.7
.009800	.03990	.2507	.2456	.2534	1.0316	1.442	.9694	.5014	.5227	1.128	.9797	.2406	81.8
.009900	.04011	.2520	.2468	.2547	1.0319	1.438	.9691	.5040	.5257	1.130	.9794	.2417	81.0
.01000	.04032	.2533	.2480	.2560	1.0322	1.435	.9688	.5066	.5286	1.131	.9792	.2429	80.2
.01100	.04233	.2660	.2598	.2691	1.0356	1.403	.9656	.5319	.5574	1.145	.9772	.2539	73.1
.01200	.04426	.2781	.2711	.2817	1.0389	1.375	.9625	.5562	.5853	1.159	.9751	.2643	67.1
.01300	.04612	.2898	.2820	.2938	1.0423	1.350	.9594	.5795	.6125	1.173	.9731	.2743	62.1
.01400	.04791	.3010	.2924	.3056	1.0456	1.327	.9564	.6020	.6391	1.187	.9710	.2838	57.8
.01500	.04964	.3119	.3022	.3170	1.0490	1.307	.9533	.6238	.6651	1.201	.9690	.2928	54.0
.01600	.05132	.3225	.3117	.3281	1.0524	1.288	.9502	.6450	.6906	1.215	.9670	.3014	50.8
.01700	.05296	.3328	.3209	.3389	1.0559	1.271	.9471	.6655	.7158	1.230	.9649	.3096	47.9
.01800	.05455	.3428	.3298	.3495	1.0593	1.255	.9440	.6856	.7405	1.244	.9629	.3176	45.3
.01900	.05611	.3525	.3386	.3599	1.0628	1.240	.9409	.7051	.7650	1.259	.9609	.3253	43.0
.02000	.05763	.3621	.3470	.3701	1.0663	1.226	.9378	.7242	.7891	1.274	.9588	.3327	41.0
.02100	.05912	.3714	.3552	.3800	1.0698	1.213	.9348	.7429	.8131	1.289	.9568	.3399	39.1
.02200	.06057	.3806	.3632	.3898	1.0733	1.201	.9317	.7612	.8368	1.304	.9548	.3468	37.4
.02300	.06200	.3896	.3710	.3995	1.0768	1.189	.9287	.7791	.8603	1.319	.9528	.3535	35.9
.02400	.06340	.3984	.3786	.4090	1.0804	1.178	.9256	.7967	.8837	1.335	.9508	.3600	34.4
.02500	.06478	.4070	.3860	.4184	1.0840	1.168	.9225	.8140	.9069	1.350	.9488	.3662	33.1
.02600	.06613	.4155	.3932	.4276	1.0876	1.159	.9195	.8310	.9310	1.366	.9468	.3722	31.9
.02700	.06747	.4239	.4002	.4367	1.0912	1.150	.9164	.8478	.9530	1.381	.9448	.3781	30.8
.02800	.06878	.4322	.4071	.4457	1.0949	1.141	.9133	.8643	.9760	1.397	.9428	.3838	29.8
.02900	.07007	.4403	.4138	.4546	1.0985	1.133	.9103	.8805	.9988	1.413	.9408	.3893	28.8

Table C-1. Continued.

d/L_o	d/L	$2\pi\, d/L$	TANH $2\pi\, d/L$	SINH $2\pi\, d/L$	COSH $2\pi\, d/L$	H/H'_o	K	$4\pi d/L$	SINH $4\pi\, d/L$	COSH $4\pi\, d/L$	n	C_G/C_o	M
.03000	.07135	.4483	.4205	.4634	1.1021	1.125	.9073	.8966	1.022	1.430	.9388	.3947	27.9
.03100	.07260	.4562	.4269	.4721	1.1059	1.118	.9042	.9124	1.044	1.446	.9369	.4000	27.1
.03200	.07385	.4640	.4333	.4808	1.1096	1.111	.9012	.9280	1.067	1.462	.9349	.4051	26.3
.03300	.07507	.4717	.4395	.4894	1.1133	1.104	.8982	.9434	1.090	1.479	.9329	.4100	25.6
.03400	.07630	.4794	.4457	.4980	1.1171	1.098	.8952	.9588	1.113	1.496	.9309	.4149	24.8
.03500	.07748	.4868	.4517	.5064	1.1209	1.092	.8921	.9737	1.135	1.513	.9289	.4196	24.19
.03600	.07867	.4943	.4577	.5147	1.1247	1.086	.8891	.9886	1.158	1.530	.9270	.4242	23.56
.03700	.07984	.5017	.4635	.5230	1.1285	1.080	.8861	1.003	1.180	1.547	.9250	.4287	22.97
.03800	.08100	.5090	.4691	.5312	1.1324	1.075	.8831	1.018	1.203	1.564	.9230	.4330	22.42
.03900	.08215	.5162	.4747	.5394	1.1362	1.069	.8801	1.032	1.226	1.582	.9211	.4372	21.90
.04000	.08329	.5233	.4802	.5475	1.1401	1.064	.8771	1.047	1.248	1.600	.9192	.4414	21.40
.04100	.08442	.5304	.4857	.5556	1.1440	1.059	.8741	1.061	1.271	1.617	.9172	.4455	20.92
.04200	.08553	.5374	.4911	.5637	1.1479	1.055	.8711	1.075	1.294	1.636	.9153	.4495	20.46
.04300	.08664	.5444	.4964	.5717	1.1518	1.050	.8688	1.089	1.317	1.654	.9133	.4534	20.03
.04400	.08774	.5513	.5015	.5796	1.1558	1.046	.8652	1.103	1.340	1.672	.9114	.4571	19.62
.04500	.08883	.5581	.5066	.5876	1.1599	1.042	.8621	1.116	1.363	1.691	.9095	.4607	19.23
.04600	.08991	.5649	.5116	.5954	1.1639	1.038	.8592	1.130	1.386	1.709	.9076	.4643	18.85
.04700	.09098	.5717	.5166	.6033	1.1679	1.034	.8562	1.143	1.409	1.728	.9057	.4679	18.49
.04800	.09205	.5784	.5215	.6111	1.1720	1.030	.8532	1.157	1.433	1.747	.9037	.4713	18.15
.04900	.09311	.5850	.5263	.6189	1.1760	1.026	.8503	1.170	1.456	1.766	.9018	.4746	17.82
.05000	.09416	.5916	.5310	.6267	1.1802	1.023	.8473	1.183	1.479	1.786	.8999	.4779	17.50
.05100	.09520	.5981	.5357	.6344	1.1843	1.019	.8444	1.196	1.503	1.805	.8980	.4811	17.19
.05200	.09623	.6046	.5403	.6421	1.1884	1.016	.8415	1.209	1.526	1.825	.8961	.4842	16.90
.05300	.09726	.6111	.5449	.6499	1.1926	1.013	.8385	1.222	1.550	1.845	.8943	.4873	16.62
.05400	.09829	.6176	.5494	.6575	1.1968	1.010	.8356	1.235	1.574	1.865	.8924	.4903	16.35
.05500	.09930	.6239	.5538	.6652	1.2011	1.007	.8326	1.248	1.598	1.885	.8905	.4932	16.09
.05600	.1003	.6303	.5582	.6729	1.2053	1.004	.8297	1.261	1.622	1.906	.8886	.4960	15.84
.05700	.1013	.6366	.5626	.6805	1.2096	1.001	.8267	1.273	1.646	1.926	.8867	.4988	15.60
.05800	.1023	.6428	.5668	.6880	1.2138	.9985	.8239	1.286	1.670	1.947	.8849	.5015	15.36
.05900	.1033	.6491	.5711	.6956	1.2181	.9958	.8209	1.298	1.695	1.968	.8830	.5042	15.13
.06000	.1043	.6553	.5753	.7033	1.2225	.9932	.8180	1.311	1.719	1.989	.8811	.5068	14.91
.06100	.1053	.6616	.5794	.7110	1.2270	.9907	.8150	1.323	1.744	2.011	.8792	.5094	14.70
.06200	.1063	.6678	.5834	.7187	1.2315	.9883	.8121	1.336	1.770	2.033	.8773	.5119	14.50
.06300	.1073	.6739	.5874	.7256	1.2355	.9860	.8093	1.348	1.795	2.055	.8755	.5143	14.30
.06400	.1082	.6799	.5914	.7335	1.2402	.9837	.8063	1.360	1.819	2.076	.8737	.5167	14.11
.06500	.1092	.6860	.5954	.7411	1.2447	.9815	.8035	1.372	1.845	2.098	.8719	.5191	13.92
.06600	.1101	.6920	.5993	.7486	1.2492	.9793	.8005	1.384	1.870	2.121	.8700	.5214	13.74
.06700	.1111	.6981	.6031	.7561	1.2537	.9772	.7977	1.396	1.896	2.144	.8682	.5236	13.57
.06800	.1120	.7037	.6069	.7633	1.2580	.9752	.7948	1.408	1.921	2.166	.8664	.5258	13.40
.06900	.1130	.7099	.6106	.7711	1.2628	.9732	.7919	1.420	1.948	2.189	.8646	.5279	13.24
.07000	.1139	.7157	.6144	.7783	1.2672	.9713	.7890	1.432	1.974	2.213	.8627	.5300	13.08
.07100	.1149	.7219	.6181	.7863	1.2721	.9694	.7861	1.444	2.000	2.236	.8609	.5321	12.92
.07200	.1158	.7277	.6217	.7937	1.2767	.9676	.7833	1.455	2.026	2.260	.8591	.5341	12.77
.07300	.1168	.7336	.6252	.8011	1.2813	.9658	.7804	1.467	2.053	2.284	.8572	.5360	12.62
.07400	.1177	.7395	.6289	.8088	1.2861	.9641	.7775	1.479	2.080	2.308	.8554	.5380	12.48
.07500	.1186	.7453	.6324	.8162	1.2908	.9624	.7747	1.490	2.107	2.332	.8537	.5399	12.34
.07600	.1195	.7511	.6359	.8237	1.2956	.9607	.7719	1.502	2.135	2.357	.8519	.5417	12.21
.07700	.1205	.7569	.6392	.8312	1.3004	.9591	.7690	1.514	2.162	2.382	.8501	.5435	12.08
.07800	.1214	.7625	.6427	.8386	1.3051	.9576	.7662	1.525	2.189	2.407	.8483	.5452	11.95
.07900	.1223	.7683	.6460	.8462	1.3100	.9562	.7634	1.537	2.217	2.432	.8465	.5469	11.83
.08000	.1232	.7741	.6493	.8538	1.3149	.9548	.7605	1.548	2.245	2.458	.8448	.5485	11.71
.08100	.1241	.7799	.6526	.8614	1.3198	.9534	.7577	1.560	2.274	2.484	.8430	.5501	11.59
.08200	.1251	.7854	.6558	.8687	1.3246	.9520	.7549	1.571	2.303	2.511	.8413	.5517	11.47
.08300	.1259	.7911	.6590	.8762	1.3295	.9506	.7522	1.583	2.331	2.537	.8395	.5533	11.36
.08400	.1268	.7967	.6622	.8837	1.3345	.9493	.7494	1.594	2.360	2.563	.8378	.5548	11.25
.08500	.1277	.8026	.6655	.8915	1.3397	.9481	.7464	1.605	2.389	2.590	.8360	.5563	11.14
.08600	.1286	.8080	.6685	.8989	1.3446	.9469	.7437	1.616	2.418	2.617	.8342	.5577	11.04
.08700	.1295	.8137	.6716	.9064	1.3497	.9457	.7409	1.628	2.448	2.644	.8325	.5591	10.94
.08800	.1304	.8193	.6747	.9141	1.3548	.9445	.7381	1.639	2.478	2.672	.8308	.5605	10.84
.08900	.1313	.8250	.6778	.9218	1.3600	.9433	.7353	1.650	2.508	2.700	.8290	.5619	10.74

ANEXO N° 7

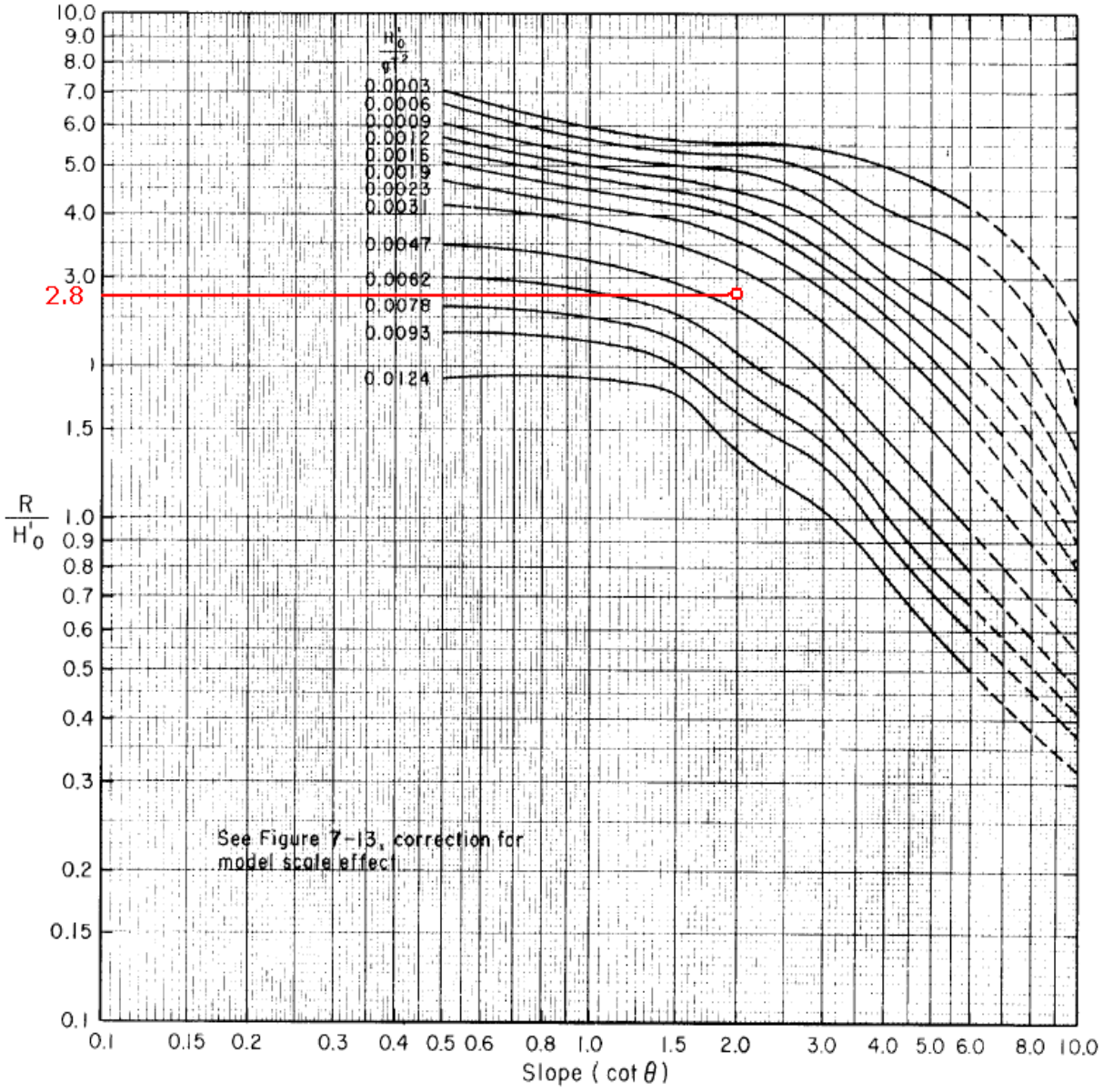


Figure 7-10. Wave runup on smooth, impermeable slopes when $d_s / H'_o \approx 0.80$ (structures fronted by a 1:10 slope).

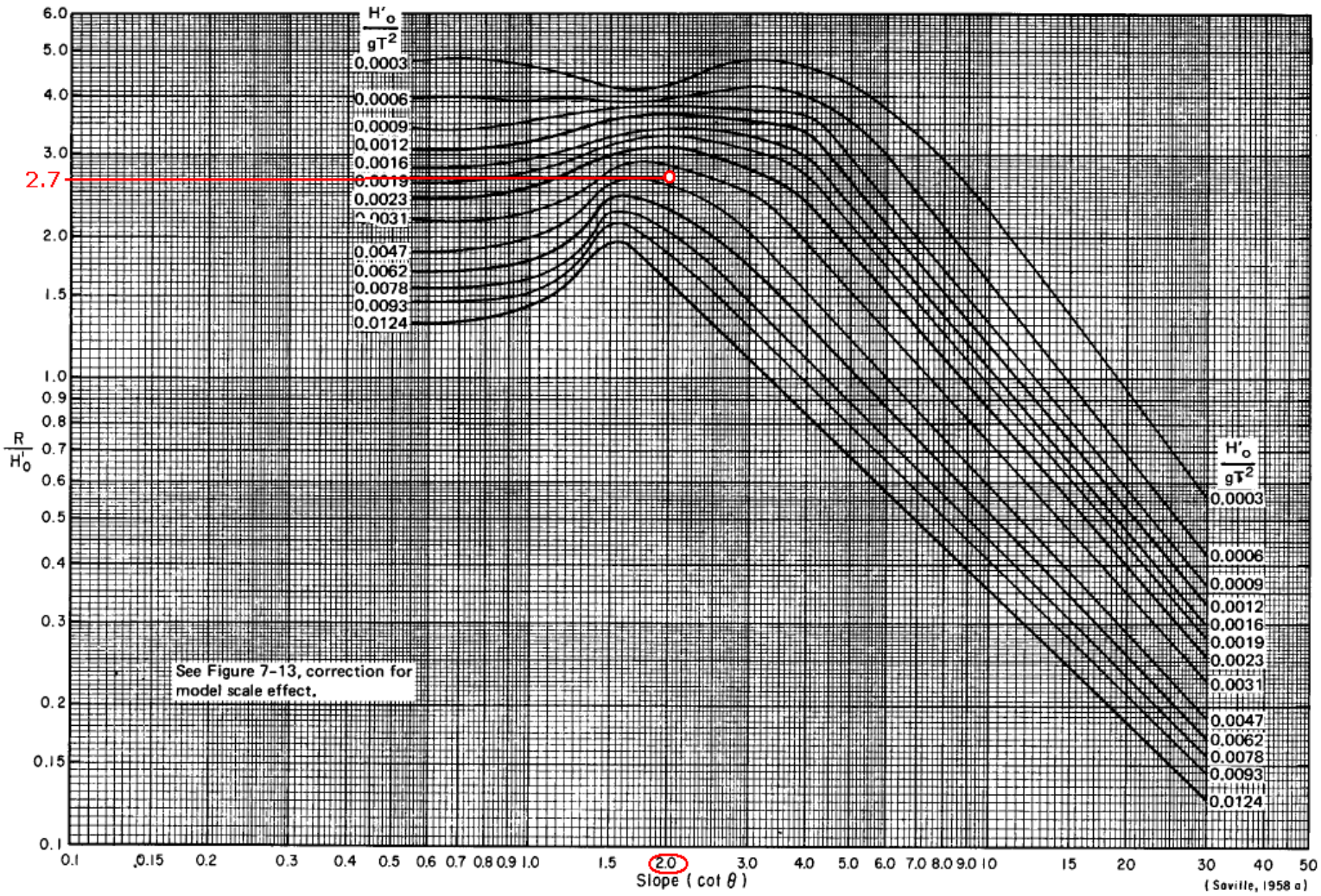


Figure 7-11. Wave runup on smooth, impermeable slopes when $d_s/H'_o \approx 2.0$.

ANEXO N° 8

Cuadro 8-1. Valores del coeficiente b de la ecuación de caudal de rebase Q permitido (Franco et al., 1994) en función de la tipología.

Tipología	b
Vertical impermeable, sin botaolas	4.3
Vertical impermeable, con botaolas	6.04
Vertical impermeable, con espaldón retranqueado sin botaolas	4.65
Vertical perforado, sin botaolas	4.54
Vertical perforado, con botaolas	6.59
Vertical impermeable sin botaolas, con protección en talud	4.26

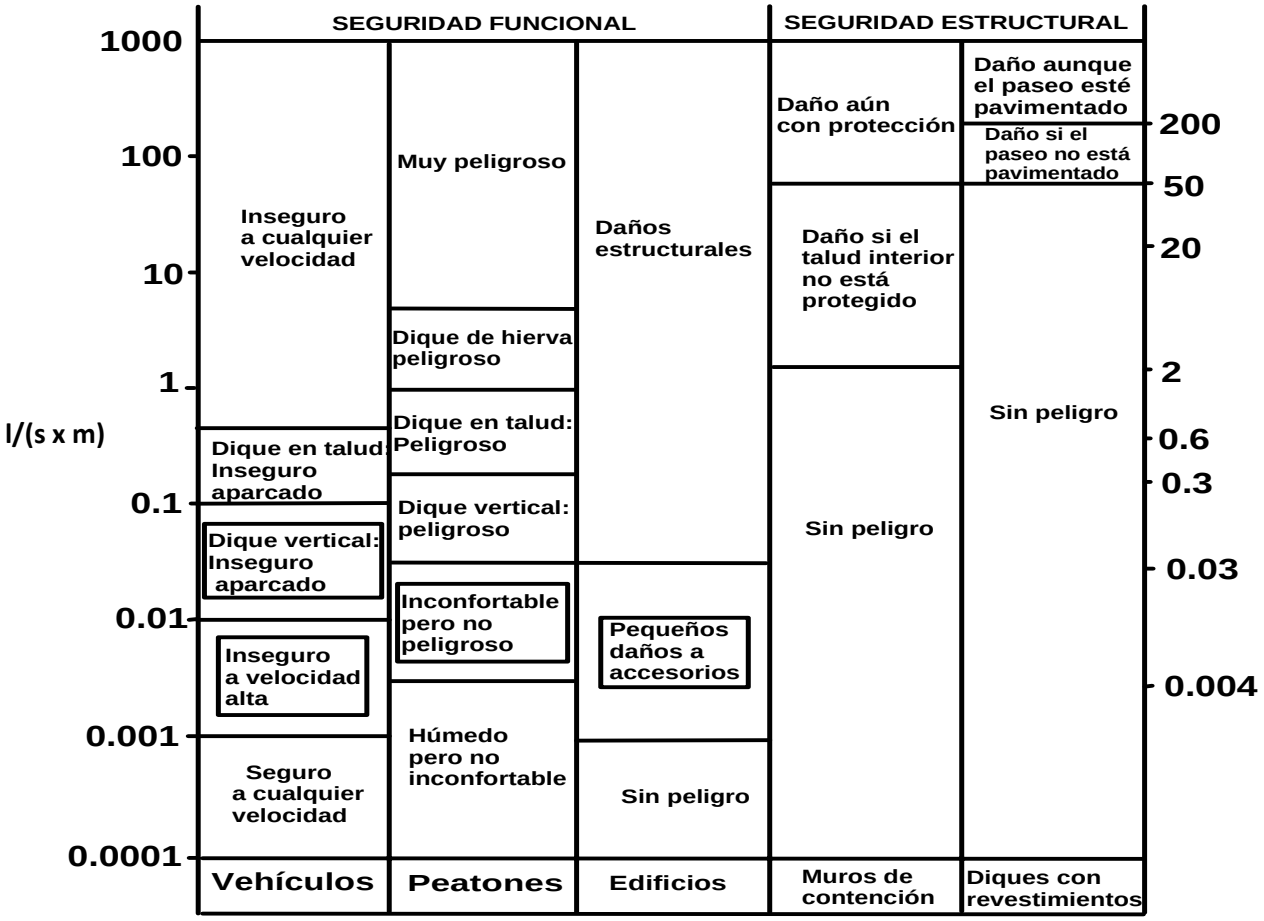


Figura 8-1. Caudales de rebase tolerables. (Tomada de Franco et al., 1994).

Referencias

Augustyns, Filip. 2008. **PLAN MAESTRO PARA EL COMPLEJO PORTUARIO LIMÓN-MOÍN**. Consultora Royal Haskoning, Holanda, 121p.

DGPE. et al. 2001. **MANUAL DE DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO**. Secretaría de Comunicaciones y Transporte. DF, México: Editorial de Puertos del Estado. 484p.

Franco, et al. 1994. *Cálculo funcional y último de diques verticales impermeables*. **OBRAS DE PROTECCIÓN DEL LITORAL**. Universidad de Cantabria, España, 54p.

Goda, Y. et al. 1985. **RANDOM SEAS AND DESIGN OF MARITIME STRUCTURES**. University of Tokyo, Japan, 135p.

Govaere, G. 1997. **ACCIÓN DEL OLEAJE SOBRE ESTRUCTURAS MARÍTIMAS NO REBASABLES**. Informe proyecto final de graduación para maestría. Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Postgrado. Universidad Nacional Autónoma de México. 135 p.

Kasumigaseki, Ch. Et. et al. 2002. **TECHNICAL STANDARDS AND COMMENTARIES FOR PORT AND HARBOUR FACILITIES IN JAPAN**. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan: Editorial DAIKOUSHA PRINTING CO. LTDA, 600p.

Macdonel, G. et al. 1999. **INGENIERÍA MARÍTIMA Y PORTUARIA**. DF, México: Editorial ALFAOMEGA S. A, 629p.

Navas, M. et al. 2006. **MANUAL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE CAJONES FLOTANTES**. Puertos del Estado, España, 108 p.

Puertos del Estado. et al. 1999. **RECOMENDACIONES DE OBRAS MARÍTIMAS**. Ministerio de Fomento. España. 450p.

Suárez. P. 2001. *Después de Iribarren, el Método Sistemático Multivariable*. **REVISTA DE OBRAS PÚBICAS, España**. N° 3406: 13-28 p.

U.S. Army Corps of Engineers. 1984. **SHORE PROTECTION MANUAL**. Department of the Army, USA. Editorial: Superintendent of Documents, U.S. Government. Vol. II, 469p.

Wesson, M. 2007. **ANTEPROYECTO MARINA MOÍN**. WATERMARK, Costa Rica, 56p.