



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO DE ROMPEOLAS BAJO UN CONCEPTO DE
RIESGO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

INGENIERIA CIVIL – INGENIERIA DE COSTAS Y RIOS

P R E S E N T A :

JESUS GERZAHIN HUIDOBRO GONZALEZ

TUTOR:

DR. EDGAR G. MENDOZA BALDWIN



2009

Con todo mi cariño...

A mi esposa Coral por ser la persona más especial en mi vida, gracias por tu incondicional y silencioso apoyo. Por tu fe, esperanza, estímulo constante y comprensión. Por estar allí en los momentos difíciles.

A mis hijas Itzel, Andrea y Ariadna, por permitirme robarles parte de su tiempo y sacarlas de su mundo para acompañarme en esta hermosa experiencia. Que este logro lo sientan como propio y les sirva de estímulo constante, para continuar con fuerza progresando y luchando por los valores recibidos cada día de su vida.

Gracias por todo su apoyo... Que Dios las bendiga.

A mis padres...

*Sr. Ramón Huidobro González
Sra. Alejandra González Bonilla*

*Que este humilde testimonio de amor
impreso en letras de molde, quede impreso en su
corazón.*

*Porque su sombra bienhechora siempre me
cubra con piedad y nunca me falte su presencia.*

*Por esto y por la sinceridad de mi amor,
Dios les dé paz interior, gozo en su vida y
reconocimiento a su labor.*

*Por todo son merecedores no sólo a este
testimonio de amor, sino a mi devoción por toda la
vida.*

Los quiero...

A Dios y a la Virgen María, por permitirme terminar mis estudios y por iluminar mi camino.

Gracias Mamá, por ser uno de los ángeles más grandes que Dios puso en mi camino y por ser mi motor para ser mejor cada día.

Gracias... por todo tu apoyo, confianza, consejos, anhelos, paciencia y alegría que has tenido conmigo desde que supiste mi deseo por alcanzar otra de mis metas.

Esto es el fruto de lo que siempre me has enseñado con hechos y no con palabras.

Mamá... con mucho amor, esto es para ti.

A mi asesor, Dr. Edgar G. Mendoza Baldwin, por su constante y paciente seguimiento y asistencia, compartiendo su tiempo de manera generosa durante el desarrollo del presente trabajo.

Gracias por su apoyo...

Al Dr. Rodolfo Silva Casarín, por su infinita paciencia y ayuda en este trabajo, por sus consejos y por confiar en mí, pero sobre todo por su amistad.

Gracias Profesor...

Un agradecimiento al personal de la Administración Portuaria Integral del Puerto de Veracruz, y en especial a:

Lic. Luis Felipe Corral Valenzuela

Ing. Soqaris de la Luz Aranda

Por su desinteresada colaboración y asistencia profesional al poner a disposición toda su información lo que facilitó el análisis con detalle del área de estudio, y por su sostenido apoyo moral.

A la Universidad Nacional Autónoma de México. Que fue la Institución que me abrió sus puertas para realizar mis estudios profesionales.

Mi respeto y agradecimiento por siempre.

A la Facultad de Ingeniería y en especial a la División de Estudios de Posgrado. Que me brindó la oportunidad de cursar la maestría en Ingeniería Civil.

Por tan noble función, muchas gracias

A todos mis amigos, que se interesaron en la terminación de este trabajo y que han vivido conmigo la realización del mismo, con sus altas y bajas, y que no necesito nombrar, porque tanto ellos como yo sabemos que desde los más profundo de mi corazón les agradezco el haberme brindado todo el apoyo, colaboración, ánimo y sobre todo cariño y amistad

A cada uno de ustedes Gracias...

ÍNDICE GENERAL

| | |
|---|-----------|
| RESUMEN..... | i |
| ABSTRACT..... | ii |
| ÍNDICE GENERAL..... | I |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | VII |
| ÍNDICE DE TABLAS..... | XI |
| LISTA DE SÍMBOLOS..... | XIII |
| INTRODUCCIÓN..... | 3 |
| OBJETIVOS..... | 5 |
| 1 CARACTERIZACIÓN DEL OLEAJE..... | 9 |
| 1.1 Introducción a la Mecánica de Ondas de Gravedad..... | 9 |
| 1.1.1 Magnitudes Características de las Ondas..... | 10 |
| 1.1.2 Definición de Parámetros Adimensionales..... | 15 |
| 1.2 Teorías de oleaje..... | 18 |
| 1.2.1 Teoría lineal o de Airy..... | 20 |
| 1.2.2 Olas de Viento y Grupos de Olas..... | 25 |
| 1.2.2.1 Definiciones Estadísticas de los Parámetros del Oleaje..... | 28 |
| 1.2.2.2 Descripción Espectral del Oleaje..... | 29 |
| 1.2.2.3 Fundamentos Teóricos del Análisis Espectral..... | 31 |
| 1.2.2.3.1 Eliminación de la tendencia..... | 31 |
| 1.2.2.3.2 Ventana de datos..... | 32 |
| 1.2.2.3.3 Transformada de Fourier..... | 33 |
| 1.2.2.3.4 Filtrado..... | 33 |
| 1.2.2.3.5 Estimación de la densidad de energía..... | 34 |
| 1.2.2.3.6 Corrección de la profundidad..... | 36 |
| 1.2.2.3.7 Parámetros espectrales..... | 36 |
| 1.2.2.4 Relación Entre Parámetros Estadísticos y Espectrales..... | 37 |
| 1.3 Olas en Aguas Someras..... | 38 |
| 1.3.1 Someramiento..... | 38 |
| 1.3.2 Refracción..... | 40 |
| 1.3.3 Difracción..... | 43 |
| 1.3.4 Reflexión..... | 44 |
| 1.3.5 Rotura..... | 46 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 1.3.5.1 | Parámetros Límites y Estimación del Punto de Rotura..... | 46 |
| 1.3.5.2 | Tipos de Rotura..... | 48 |
| 1.3.5.3 | Evolución Posterior a la Rotura..... | 49 |
| 2 | DISEÑO EN PLANTA..... | 53 |
| 2.1 | Introducción..... | 53 |
| 2.2 | Oscilaciones del Nivel del Mar..... | 53 |
| 2.3 | Las Áreas Portuarias..... | 56 |
| 2.3.1 | Condiciones Contrapuestas de un Área Portuaria..... | 57 |
| 2.4 | Etapas del Proyecto..... | 58 |
| 2.4.1 | Ubicación Espacial y Temporal de la Obra..... | 59 |
| 2.4.2 | Criterios Generales y Valores Admisibles de Proyecto..... | 59 |
| 2.5 | Etapas del Proyecto..... | 60 |
| 2.5.1 | Geometría en Planta de un Área Portuaria..... | 61 |
| 2.6 | Factores de Proyecto..... | 62 |
| 2.6.1 | Factores del Medio Físico..... | 63 |
| 2.6.2 | Factores del Terreno..... | 64 |
| 2.6.3 | Factores de los Materiales y Medios Constructivos..... | 65 |
| 2.7 | Altura Máxima de Ola..... | 65 |
| 2.7.1 | Fondo Horizontal o de Pendiente Suave..... | 66 |
| 2.7.1.1 | Altura Máxima de un Tren Monocromático Progresivo..... | 66 |
| 2.7.1.2 | Altura Máxima de un Tren Estacionario..... | 67 |
| 2.7.1.3 | Altura Máxima de un Tren Parcialmente Estacionario..... | 68 |
| 2.7.1.4 | Curva Índice de Rotura para Fondo Horizontal..... | 69 |
| 2.7.2 | Altura Máxima Sobre Fondo Inclinado..... | 69 |
| 2.8 | Disposición en Planta del Área..... | 72 |
| 2.8.1 | Ubicación y Orientación de las Obras de Abrigo..... | 72 |
| 2.8.2 | Requerimientos del Barco..... | 77 |
| 2.8.2.1 | Oscilaciones del Barco..... | 78 |
| 2.8.2.2 | Origen del Forzamiento Oscilatorio del Buque..... | 79 |
| 2.8.3 | Condiciones Límites de Operación..... | 80 |
| 2.8.4 | Longitud Óptima para Rompeolas..... | 81 |
| 2.8.4.1 | Operatividad de un Recinto Abrigado..... | 82 |
| 2.8.4.2 | Determinación de los Costos de Construcción vs. Costos Vinculados a la Inoperatividad Portuaria..... | 83 |
| 3 | OBRAS DE ABRIGO..... | 87 |
| 3.1 | Obras Marítimas Principales..... | 87 |
| 3.1.1 | Obras Marítimas Fijas..... | 87 |
| 3.1.1.1 | Obras Marítimas Fijas de Gravedad..... | 87 |
| 3.1.1.2 | Obras Marítimas Fijas Estructurales..... | 89 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 3.1.2 | Obras Marítimas Flotantes..... | 90 |
| 3.2 | Tipo de Obras de Protección..... | 91 |
| 3.2.1 | Rompeolas en Talud..... | 92 |
| 3.2.2 | Rompeolas de Paramento Vertical..... | 93 |
| 3.2.3 | Rompeolas de Tipología Especial..... | 95 |
| 3.3 | Elección del Tipo de Estructura..... | 95 |
| 4 | DISEÑO MECÁNICO..... | 105 |
| 4.1 | Introducción..... | 105 |
| 4.2 | Rompeolas en Talud No Rebasables..... | 106 |
| 4.2.1 | Reseña Histórica..... | 106 |
| 4.2.2 | Parámetros Utilizados en el Diseño de un Rompeolas en Talud..... | 111 |
| 4.2.2.1 | Parámetros Relacionados con el Oleaje..... | 112 |
| 4.2.2.2 | Parámetros Relacionados con los Materiales de Construcción..... | 113 |
| 4.2.2.3 | Parámetros Estructurales Relacionados con la Sección Transversal..... | 114 |
| 4.2.2.4 | Parámetros Relacionados con la Respuesta de la Estructura..... | 115 |
| 4.2.3 | Respuesta Hidráulica de un Rompeolas en Talud..... | 116 |
| 4.2.3.1 | Ascenso y Descenso en Taludes..... | 118 |
| 4.2.3.1.1 | <i>Ascenso y descenso del oleaje sobre taludes permeables.....</i> | <i>119</i> |
| 4.2.3.2 | Reflexión en Estructuras en Talud..... | 121 |
| 4.2.3.2.1 | <i>Reflexión sobre un talud impermeable y liso.....</i> | <i>122</i> |
| 4.2.3.2.2 | <i>Reflexión sobre un talud impermeable rugoso.....</i> | <i>122</i> |
| 4.2.3.2.3 | <i>Reflexión sobre un talud permeable rugoso.....</i> | <i>123</i> |
| 4.2.3.3 | Transmisión..... | 123 |
| 4.2.3.3.1 | <i>Transmisión por rebase.....</i> | <i>124</i> |
| 4.2.3.4 | Rebase..... | 126 |
| 4.2.3.4.1 | <i>Rebase sobre estructuras en talud.....</i> | <i>129</i> |
| 4.2.4 | Respuesta Estructural de un Dique en Talud..... | 131 |
| 4.2.4.1 | Modos de Fallo Hidráulico en un Rompeolas en Talud..... | 131 |
| 4.2.4.2 | Fallo de la Protección de Pie..... | 132 |
| 4.2.4.3 | Análisis de la Estabilidad de las Piezas de la Capa Principal de Rompeolas en Talud No Rebasables..... | 133 |
| 4.2.4.3.1 | <i>Evolución del daño con la altura de ola.....</i> | <i>133</i> |
| 4.2.4.3.2 | <i>Definición de la avería en el manto.....</i> | <i>134</i> |
| 4.2.4.3.3 | <i>Criterios de avería.....</i> | <i>136</i> |
| 4.2.5 | Diseño de Algunos Elementos del Rompeolas en Talud..... | 138 |
| 4.2.5.1 | Manto Principal..... | 138 |
| 4.2.5.2 | Coraza con Bloques de Concreto..... | 144 |
| 4.2.5.3 | Diseño del Morro..... | 146 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 4.2.5.4 | Anchos de la Corona y Berma, Espesores de Capa y Ángulos de taludes..... | 148 |
| 4.2.5.5 | Pesos de los Mantos Secundarios. Condición de Filtro..... | 150 |
| 4.3 | Diseño de Espaldones..... | 150 |
| 4.3.1 | Fuerzas Actuantes sobre el Espaldón..... | 151 |
| 4.3.1.1 | Parámetros de Diseño de un Espaldón..... | 153 |
| 4.3.1.2 | Modos de Fallo del Espaldón..... | 153 |
| 4.3.2 | Métodos de Cálculo de Espaldones..... | 154 |
| 4.3.2.1 | Método de Iribarren..... | 154 |
| 4.3.2.2 | Método de Günbak et al. (1984)..... | 155 |
| 4.3.2.3 | Método de Bradbury y Allsop (1988)..... | 156 |
| 4.3.2.4 | Método de Martín et al..... | 157 |
| 4.3.2.4.1 | <i>Determinación de los parámetros.....</i> | <i>161</i> |
| 4.3.3 | Criterio de Estabilidad..... | 164 |
| 5 | CONCEPTOS BÁSICOS DE UN ANALISIS DE RIESGO..... | 167 |
| 5.1 | Carácter de una Obra Marítima..... | 167 |
| 5.1.1 | Carácter General de la Obra..... | 167 |
| 5.1.1.1 | Índices para Determinar el Carácter General..... | 168 |
| 5.1.1.2 | Índice de Repercusión Económica, IRE..... | 168 |
| 5.1.1.3 | Índice de Repercusión Social y Ambiental, ISA..... | 168 |
| 5.1.1.4 | Criterios de Proyecto Dependientes del Carácter General..... | 168 |
| 5.1.2 | Carácter Operativo de la Obra..... | 169 |
| 5.1.2.1 | Índices para Determinar el Carácter Operativo..... | 169 |
| 5.1.2.2 | Índice de Repercusión Económica Operativa, IREO..... | 169 |
| 5.1.2.3 | Índice de Repercusión Social y Ambiental Operativo, ISAO..... | 169 |
| 5.1.2.4 | Criterios de Proyecto Dependientes del Carácter Operativo..... | 170 |
| 5.2 | Fases de Proyecto..... | 170 |
| 5.3 | Temporalidad y Vida de las Obras Marítimas..... | 170 |
| 5.4 | Método de Verificación..... | 171 |
| 5.4.1 | Agrupación de Modos de Fallo en Estados Límite..... | 171 |
| 5.4.1.1 | Agrupación de Modos de Parada en Estados Límite..... | 171 |
| 5.4.1.2 | Condiciones de Trabajo..... | 172 |
| 5.5 | Seguridad y Operatividad..... | 173 |
| 5.5.1 | Evaluación de la Seguridad..... | 173 |
| 5.5.1.1 | Tipos de Árbol de Fallo..... | 174 |
| 5.5.1.2 | Intervalo de Tiempo de Evaluación de la Seguridad del Tramo... .. | 174 |
| 5.5.1.3 | Seguridad y Estados Límite..... | 175 |
| 5.5.1.4 | Máxima Probabilidad de Fallo en los Estados Límite..... | 175 |
| 5.5.2 | Evaluación de la Operatividad..... | 175 |

| | | |
|------------|---|------------|
| 5.5.2.1 | Duración Media de una Parada Operativa..... | 176 |
| 5.5.2.2 | Duración Máxima Probable..... | 176 |
| 5.6 | Valores Admisibles..... | 176 |
| 5.6.1 | Vida Útil Mínima..... | 176 |
| 5.6.2 | Duración de la Fase de Construcción..... | 177 |
| 5.6.3 | Probabilidad de Fallo del Tramo..... | 177 |
| 5.6.4 | Operatividad Mínima..... | 177 |
| 5.7 | Estudio Económico de la Sección Tipo..... | 181 |
| 6 | APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA DE DISEÑO DE ROMPEOLAS EN TALUD..... | 185 |
| 6.1 | Caso de Aplicación: Diseño de la Obra de Protección para la Ampliación del Puerto de Puerto de Veracruz en Bahía de Vergara..... | 185 |
| 6.1.1 | Introducción..... | 185 |
| 6.1.2 | Generalidades..... | 186 |
| 6.1.2.1 | Ampliación del Puerto..... | 187 |
| 6.1.3 | Procesos Físicos..... | 190 |
| 6.1.3.1 | Corrientes..... | 190 |
| 6.1.3.2 | Vientos..... | 191 |
| 6.1.3.2.1 | <i>Vientos reinantes.....</i> | <i>192</i> |
| 6.1.3.2.2 | <i>Vientos dominantes.....</i> | <i>194</i> |
| 6.1.3.3 | Oleaje..... | 196 |
| 6.1.3.3.1 | <i>Oleaje normal.....</i> | <i>196</i> |
| 6.1.3.3.2 | <i>Oleaje ciclónico.....</i> | <i>199</i> |
| 6.1.3.4 | Marea Astronómica..... | 202 |
| 6.1.3.5 | Marea de Tormenta..... | 203 |
| 6.1.3.6 | Transporte de Sedimentos..... | 205 |
| 6.1.3.6.1 | <i>Identificación y análisis inicial de los sistemas naturales de transporte de sedimentos.....</i> | <i>206</i> |
| 6.1.4 | Análisis de Riesgo..... | 208 |
| 6.1.4.1 | Criterios Generales de Proyecto..... | 208 |
| 6.1.4.2 | Carácter General..... | 208 |
| 6.1.4.2.1 | <i>Índice de repercusión económica (IRE).....</i> | <i>208</i> |
| 6.1.4.2.2 | <i>Índice de repercusión social y ambiental (ISA).....</i> | <i>211</i> |
| 6.1.4.3 | Carácter Operativo..... | 212 |
| 6.1.4.3.1 | <i>Índice de repercusión económica operativo (IREO).....</i> | <i>212</i> |
| 6.1.4.3.2 | <i>Índice de repercusión social y ambiental operativo (ISAO).....</i> | <i>213</i> |
| 6.1.4.4 | Aplicación de los Criterios de Carácter General y Operativo..... | 213 |
| 6.1.4.4.1 | <i>Determinación de la vida útil o fase de proyecto servicio....</i> | <i>214</i> |

| | | |
|-----------|--|-----|
| 6.1.4.4.2 | <i>Evaluación de la máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los Estados Límite Últimos (EL_U)</i> | 214 |
| 6.1.4.4.3 | <i>Evaluación de la máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los Estados Límite de Servicio (EL_S)</i> | 214 |
| 6.1.4.4.4 | <i>Cálculo de la operatividad mínima</i> | 214 |
| 6.1.4.4.5 | <i>Cálculo del número medio de paradas operativas en el intervalo de tiempo</i> | 215 |
| 6.1.4.4.6 | <i>Determinación de la duración máxima del número de paradas</i> | 215 |
| 6.1.4.5 | Estados Límite de Proyecto..... | 216 |
| 6.1.4.6 | Dimensionamiento..... | 219 |
| 6.1.4.6.1 | <i>Distribución de la altura de ola de diseño</i> | 221 |
| 6.1.4.6.2 | <i>Propagación del oleaje</i> | 223 |
| 6.1.4.6.3 | <i>Diseño del rompeolas</i> | 228 |
| 6.1.4.6.4 | <i>Verificación de la sección del rompeolas</i> | 239 |
| 6.1.5 | Estudio Económico de la Sección Tipo..... | 243 |
| 6.1.5.1 | Costo de Construcción..... | 243 |
| 6.1.5.2 | Evaluación de Averías..... | 245 |
| 6.1.5.3 | Evolución de las Pérdidas en Bienes Defendidos..... | 246 |
| 6.1.5.4 | Vida Útil de la Obra | 247 |
| 7 | CONCLUSIONES | 255 |
| 7.1 | Futuras Líneas de Investigación | 258 |
| | BIBLIOGRAFÍA | 259 |
| | ANEXO A “Secciones de un Rompeolas en Talud” | A-1 |
| | ANEXO B “Desarrollo Histórico de los Elementos Prefabricados para Coraza” | B-1 |
| | ANEXO C “Daños en un Rompeolas” | C-1 |
| | ANEXO D “Diagramas de Propagación de Oleaje” | D-1 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | | |
|--------------------|--|----|
| Figura I.1 | Obras de Protección del Puerto de Veracruz (1903-2008)..... | 3 |
| Figura 1.1 | Distribución Energética de las Ondas de Superficie..... | 9 |
| Figura 1.2 | Definición de Parámetros Asociados a la Onda..... | 11 |
| Figura 1.3 | Parámetros Asociados a la Onda..... | 11 |
| Figura 1.4 | Ondas de Crestas Largas Parámetros..... | 13 |
| Figura 1.5 | Definición de Ejes y Parámetros - Incidencia Oblicua..... | 14 |
| Figura 1.6 | Estructura del Oleaje Aleatorio..... | 18 |
| Figura 1.7 | Clasificación del Oleaje..... | 19 |
| Figura 1.8 | Características del Oleaje..... | 20 |
| Figura 1.9 | Desplazamiento de las Partículas en Aguas Profundas..... | 22 |
| Figura 1.10 | Comparación entre los Perfiles de Ondas de Airy, Stokes y Onda Solitaria..... | 25 |
| Figura 1.11 | Ilustración del Desarrollo del Oleaje..... | 26 |
| Figura 1.12 | Ilustración de Grupos de Onda | 27 |
| Figura 1.13 | Dos Trenes de Olas Monocromáticas con Longitudes de Onda Distintos Viajando en la Misma Dirección..... | 27 |
| Figura 1.14 | Refracción Producida por la Diferencia en las Velocidades de Propagación para Una Misma Cresta (Komar, 1998)..... | 41 |
| Figura 1.15 | Conservación del Flujo de Energía E_{cn} entre Dos Rayos Ortogonales a las Crestas del Oleaje..... | 41 |
| Figura 1.16 | Difracción del Oleaje en una Zona Protegida por un Rompeolas.... | 43 |
| Figura 1.17 | Reflexión del Oleaje..... | 44 |
| Figura 1.18 | Coefficiente de Reflexión para Pendientes de Playas y Rompeolas de Roca en Función del Parámetro de Iribarren ξ | 45 |
| Figura 1.19 | Coefficiente de Reflexión para Varias Playas en Función del Parámetro de Iribarren ξ | 46 |
| Figura 2.1 | Oscilaciones de la Superficie del Mar..... | 55 |
| Figura 2.2 | Infraestructura Portuaria, Puerto de Veracruz..... | 57 |
| Figura 2.3 | Dimensiones Básicas de una Embarcación..... | 60 |
| Figura 2.4 | Canal Acceso y Obras de Protección del Puerto de Coatzacoalcos... | 61 |
| Figura 2.5 | Factores de Proyecto..... | 63 |
| Figura 2.6 | Altura Máxima de una Onda..... | 70 |
| Figura 2.7 | Esquema de Trabajo para el Diseño de la Disposición en Planta.... | 73 |
| Figura 2.8 | Buque Mercante cruzando la Bocana del Puerto de Ceuta, España.. | 76 |
| Figura 2.9 | Maniobra de Ciaboga de Buque Portacontenedores Asistido por Remolcadores..... | 77 |
| Figura 2.10 | Grados de Movimiento de una Embarcación..... | 78 |
| Figura 2.11 | Maniobra de Atraque de un Buquetanque..... | 81 |

| | | |
|--------------------|---|-----|
| Figura 2.12 | Longitud Optima de un Rompeolas..... | 83 |
| Figura 3.1 | Obras Marítimas Principales..... | 88 |
| Figura 3.2 | Obras de Protección..... | 91 |
| Figura 3.3 | Rompeolas en Talud..... | 92 |
| Figura 3.4 | Rompeolas de Paramento Vertical..... | 93 |
| Figura 3.5 | Rompeolas de Tipo Vertical con Talud de Bloques..... | 93 |
| Figura 3.6 | Rompeolas Compuestos..... | 94 |
| Figura 3.7 | Rompeolas Especiales..... | 95 |
| Figura 3.8 | Rompeolas en Talud y Rompeolas de Paramento Vertical..... | 96 |
| Figura 3.9 | Remolque de la Sección de un Rompeolas de Paramento Vertical... | 97 |
| Figura 3.10 | Colocación y Relleno de Cajones en el Puerto de Las Palmas..... | 98 |
| Figura 3.11 | Construcción de un Rompeolas en Talud..... | 100 |
| Figura 3.12 | Equipo de Construcción Utilizado en un Rompeolas en Talud..... | 102 |
| Figura 4.1 | Esquema Básico de la Valoración de la Respuesta de un Rompeolas de Abrigo..... | 105 |
| Figura 4.2 | Tipos de Ola Rompiente | 113 |
| Figura 4.3 | Parámetros más Importantes de una Sección Transversal de un Rompeolas en Talud..... | 114 |
| Figura 4.4 | Factor de Permeabilidad Teórico para Varias Secciones Transversales..... | 115 |
| Figura 4.5 | Parámetros Relacionados con el Remonte (R_u) y Descenso (R_d)..... | 117 |
| Figura 4.7 | Valores de a Para una Capa de Escollera Sobre Talud Impermeable..... | 123 |
| Figura 4.8 | Transmisión del Oleaje Sobre Estructuras en Talud Rebasables en Función de F/H_i | 125 |
| Figura 4.9 | Transmisión del Oleaje Sobre Estructuras en Talud en Función del Parámetro $(F-R_u)/H_i$ | 126 |
| Figura 4.10 | Limitación de la Operación en Puerto por Rebase | 127 |
| Figura 4.11 | Valores Críticos de Descargas Medias de Rebases, (Tomada de Franco et al., 1994)..... | 128 |
| Figura 4.12 | Caudal Medio de Rebase Sobre Diques en Talud en Función del Ascenso Potencial y del Francobordo. El eje vertical el \log_{10} | 130 |
| Figura 4.13 | Modos de Fallo de un Rompeolas en Talud..... | 131 |
| Figura 4.14 | Secuencia de Daño en la Coraza de un Rompeolas en Talud..... | 133 |
| Figura 4.15 | Definiciones de Daño en Sección y Planta..... | 135 |
| Figura 4.16 | Formulas de Van der Meer para Diferentes Niveles de Daño..... | 143 |
| Figura 4.17 | Fórmulas de Estabilidad de Van der Meer para Diferentes Permeabilidades..... | 144 |
| Figura 4.18 | Tipología de Bloques Prefabricados de Concreto..... | 145 |
| Figura 4.19 | Estabilidad de un Morro del Rompeolas Protegido con Tetrápodos..... | 147 |

| | | |
|--------------------|---|-----|
| Figura 4.20 | Dique en Talud con Espaldón..... | 151 |
| Figura 4.21 | Acciones Sobre un Espaldón..... | 152 |
| Figura 4.22 | Distribución de Presiones Verticales de una Ola Rota (Martín et al. (1995))..... | 153 |
| Figura 4.23 | Parámetros de Diseño de un Espaldón..... | 154 |
| Figura 4.24 | Modos de Falla de un Espaldón (<i>Günbak et al. (1984)</i>)..... | 154 |
| Figura 4.25 | Diagrama de Presiones de la Ola Rota Según Iribarren..... | 155 |
| Figura 4.26 | Diagrama de Presiones Según el Método de <i>Günbak et al. (1984)</i> | 156 |
| Figura 4.27 | Secciones con los Coeficientes a y b para las Fuerzas Horizontales..... | 158 |
| Figura 4.28 | Definición de la Zona de Aplicación (No Impacto Sobre el Espaldón)..... | 159 |
| Figura 4.29 | Distribución de Presiones Propuestas por <i>L. Martín et al. (1995)</i> | 159 |
| Figura 4.30 | Presión Pulsátil en el Tacón del Espaldón Según Losada, 1993..... | 161 |
| Figura 4.31 | Valores Propuestos para el Parámetro C_{w2} | 163 |
| Figura 4.32 | Valores Propuestos por L. Martín para el Parámetro C_{w3} | 163 |
| Figura 5.1 | Criterios Generales del Proyecto..... | 179 |
| Figura 5.2 | Relación de Costo del Rompeolas – Altura de Ola Significante..... | 181 |
| Figura 6.1 | Localización de la Ampliación del Puerto de Veracruz..... | 186 |
| Figura 6.2 | Planta General de la Ampliación del Puerto de Veracruz..... | 188 |
| Figura 6.3 | Modelización de la Planta General de la Ampliación del Puerto de Veracruz..... | 189 |
| Figura 6.4 | Localización del Equipo Oceanográfico Utilizado para las Mediciones de Oleaje y Corrientes en la Zona Norte del Puerto de Veracruz..... | 190 |
| Figura 6.5 | Incidencia anual de corrientes en Bahía de Vergara..... | 191 |
| Figura 6.6 | Rosa de Vientos Reinante..... | 193 |
| Figura 6.7 | Rosa de Vientos Dominantes..... | 195 |
| Figura 6.8 | Localización de las Estaciones WIS en el Golfo de México..... | 198 |
| Figura 6.9 | Ciclones Tropicales que han Penetrado al Territorio Nacional (1980-2008)..... | 200 |
| Figura 6.10 | Frecuencia de Huracanes en el Golfo de México que han Tenido Influencia en la Zona de Estudio..... | 201 |
| Figura 6.11 | Ajuste de Altura de Ola-Período de Retorno..... | 202 |
| Figura 6.12 | Sistema Natural Identificado de Movimiento de Sedimentos en la Zona de Estudio..... | 207 |
| Figura 6.13 | Resumen de Criterios Generales de Proyecto..... | 216 |
| Figura 6.14 | Estados Límite Últimos y Operativos Asociados a Modos de Fallo en una Estructura en Talud..... | 218 |
| Figura 6.15 | Probabilidad de Excedencia de la Altura de Ola Distribución de Tayfun..... | 222 |

| | | |
|--------------------|---|-----|
| Figura 6.16 | Límites de la Malla Reticular del Modelo de Propagación de Oleaje..... | 226 |
| Figura 6.17 | Diagrama de Propagación de Oleaje Extremal Proveniente del Norte..... | 227 |
| Figura 6.18 | Distribución de Probabilidad del Ascenso Máximo Sobre la Estructura..... | 235 |
| Figura 6.19 | Sección del Rompeolas de Proyecto..... | 242 |
| Figura 6.20 | Curvas de Costo de Construcción – Daños Previsibles – Costos Totales [Estimación I]..... | 247 |
| Figura 6.21 | Curvas de Costo de Construcción – Daños Previsibles – Costos Totales [Estimación II]..... | 248 |

INDICE DE TABLAS

| | | |
|-------------------|---|-----|
| Tabla 1.1 | Tipos de Onda con sus Mecanismos Generadores..... | 10 |
| Tabla 1.2 | Parámetro de Iribarren para Oleaje Rompiente..... | 49 |
| Tabla 2.1 | Condiciones Límites de Operación de Buques en Muelles..... | 74 |
| Tabla 4.1 | Principales Fórmulas Generales para el Diseño de Rompeolas..... | 108 |
| Tabla 4.2 | Graduación Convencional de la Roca y su Aplicación..... | 114 |
| Tabla 4.3 | Correspondencia Entre los Distintos Parámetros que Definen el Daño..... | 116 |
| Tabla 4.4 | Coefficientes de Ajuste para el Modelo Exponencial de Ascenso y Descenso de las Ecuaciones [4-10] y [4-11]..... | 119 |
| Tabla 4.5 | Valores de los Coeficientes de las Expresiones [4-12], [4-13] y [4-14]..... | 120 |
| Tabla 4.6 | Coefficientes de Reflexión Típicos de Estructuras Costeras..... | 122 |
| Tabla 4.7 | Tipos de Rotura y Coeficiente de Reflexión para Oleaje Regular Sobre un Talud Impermeable, Liso e Indefinido..... | 122 |
| Tabla 4.8 | Factores que hay que Aplicar al Parámetro 'a' Obtenido en la Figura 4.7, en Función del Número de Capas del Recubrimiento.... | 123 |
| Tabla 4.9 | Umbral del Parámetro de Daño, S, para Diferentes Niveles de Avería. Rompeolas no Rebasables de Talud, con Dos Capas de Piezas en la Capa de Coraza..... | 138 |
| Tabla 4.10 | Valores de K_d para la Formulación de Hudson [Shore Protection Manual (1984)]..... | 140 |
| Tabla 4.11 | Valores de $H/H_{D=0}$ en Función del Daño Sobre la Coraza y el Tipo de Elementos Utilizados..... | 141 |
| Tabla 4.12 | Valores del Coeficiente de Capa y de la Porosidad..... | 149 |
| Tabla 5.1 | Condiciones de Trabajo en las Obras Marítimas..... | 172 |
| Tabla 5.2 | Vida Útil Mínima..... | 175 |
| Tabla 5.3 | Máxima Probabilidad de Fallo en EL_U | 175 |
| Tabla 5.4 | Probabilidad de fallo en los EL_5 | 177 |
| Tabla 5.5 | Operatividad Mínima..... | 178 |
| Tabla 5.6 | Número medio de paradas operativas, N_m | 178 |
| Tabla 5.7 | Duración máxima admisible de la parada operativa (horas)..... | 178 |
| Tabla 6.1 | Direcciones del Viento Reinante más Significantes - Período Anual..... | 194 |
| Tabla 6.2 | Alturas de Ola Representativas en el Régimen Anual para la Dirección Norte..... | 196 |
| Tabla 6.3 | Alturas de Ola Asociadas al Período de Retorno Para Oleaje Normal..... | 197 |
| Tabla 6.4 | Condiciones de Clima Marítimo..... | 199 |

| | | |
|-------------------|--|-----|
| Tabla 6.5 | Niveles Principales de Marea en el Puerto de Veracruz..... | 203 |
| Tabla 6.6 | Sobre-elevación del Nivel del Mar por Marea de Tormenta en la Zona de Estudio, para a Altura de Ola en Aguas Profundas de 9.60 m Relacionada con el Período de 50 años..... | 204 |
| Tabla 6.7 | Sobre-elevación del Nivel del Mar por Marea de Tormenta en la Zona de Estudio, para a Altura de Ola en Aguas Profundas de 12.00 m Relacionada con el Período de 50 años..... | 204 |
| Tabla 6.8 | Costo de los Rompeolas..... | 209 |
| Tabla 6.9 | Resumen de Índices..... | 215 |
| Tabla 6.10 | Delimitación de las Profundidades y Longitud de Onda..... | 221 |
| Tabla 6.11 | Parámetros de Ajuste del Modelo Exponencial para la Función de Estabilidad..... | 230 |
| Tabla 6.12 | Estimación de Costos por Alternativas de Estructuración [en miles de pesos]..... | 244 |
| Tabla 6.13 | Resultado del Análisis Económico..... | 248 |
| Tabla 6.14 | Resultado del Análisis de Riesgo..... | 249 |

RESUMEN

El cálculo del diseño de un rompeolas se realiza tradicionalmente mediante un método determinista. Es decir, las variables consideradas en el cálculo (excepto la altura de ola, siendo esta la única incertidumbre) se consideran como un valor concreto y no como una variable aleatoria.

Actualmente la verificación de los modos de fallo se aborda de una manera probabilista. Esto significa que todas las variables que intervienen en el proceso son aleatorias y, por tanto representables por una función de distribución.

En el presente trabajo se describen los métodos de cálculo probabilístico para la verificación de los modos de fallo y de parada operativa adscritos a unos estados límite y sometidos a unas condiciones de trabajo que pueden ocurrir durante un intervalo de tiempo. El resultado de la aplicación de este método es un número y la probabilidad asociada a ese número es una medida del nivel de seguridad que el tramo de obra tiene frente al modo de fallo en el intervalo de tiempo.

ABSTRACT

The breakwater design analysis is traditionally carried out through semi-empirical approaches, following a deterministic method. That means, the variables were considered in the calculation (except the wave height, only uncertainty) are taken as a fixed values and not as a random variable.

Actually the verification of failure methods is approached in a probabilistic way. This means that all variables used in the process are random and that, therefore, they must be represented by a distribution process.

In this thesis, I described the calculation probabilistic methods for the verification of failure ways and operating stop ascribed to some extreme conditions and subjected to working conditions that may occur during an interval of time. The outcome application of this method is a number and the probability associated to such number is a safety level measure that the work's section has the failure method in the interval of time.

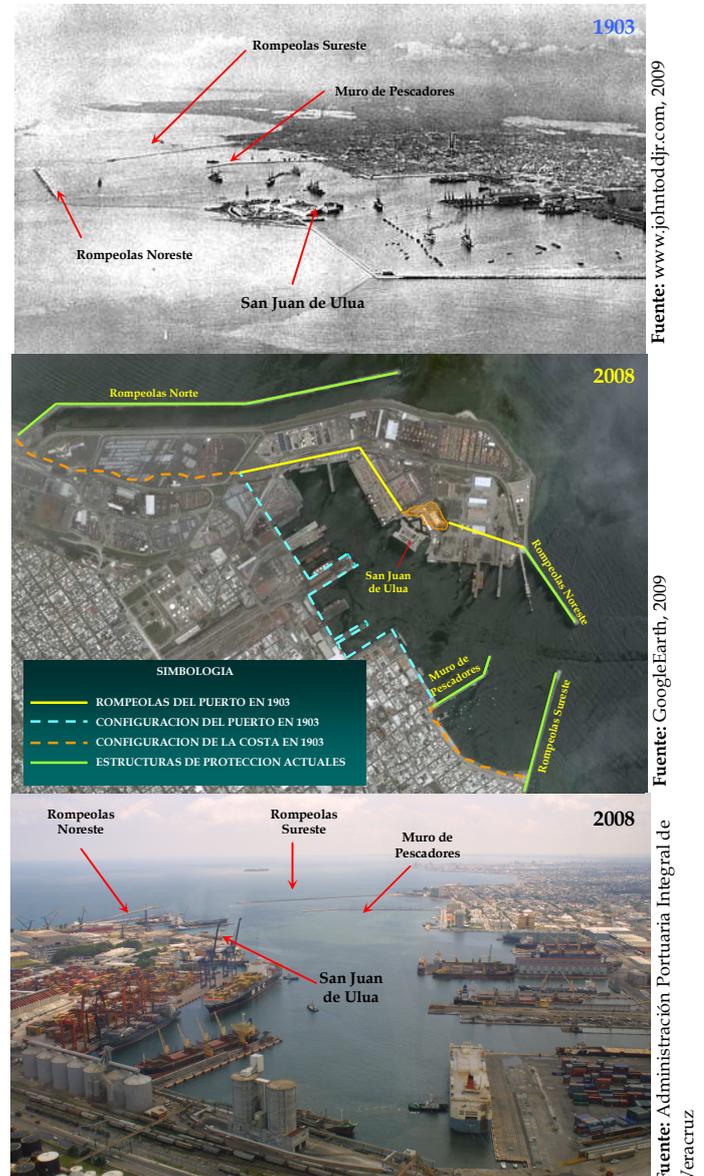
INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

La función principal de una obra de abrigo es la de crear un área de agua protegida ante los oleajes reinantes y extremos de forma que en ella se puedan desarrollar una serie de actividades de forma segura. En el caso específico del interior de un puerto, la obra debe garantizar que las acciones de fondeo, atraque, carga y descarga cuenten con las condiciones de seguridad necesarias tanto para el barco, principal usuario del puerto, como para los diferentes medios, instalaciones y personal que intervienen en la actividad portuaria (Figura I.1).

En los últimos años, el aumento sostenido del tráfico marítimo, principalmente de contenedores, ha hecho que algunos puertos tengan que ampliar sus instalaciones con la consiguiente necesidad de construir nuevos rompeolas o ampliar los ya existentes alcanzando profundidades cada vez mayores para adecuar éstos a los también mayores calados necesarios para los grandes barcos que actualmente existen. Estas mayores profundidades hacen que el oleaje sobre el rompeolas sea más severo que el que soportaría en aguas más reducidas, puesto que la estructura se halla expuesta a oleaje, no limitado por rotura de fondo.

Figura I.1 Obras de Protección del Puerto de Veracruz (1903-2008)



A lo largo de las últimas décadas ha habido un número considerable de fallas de rompeolas, los más importantes se produjeron en los años treinta con el colapso de varios rompeolas monolíticos de paramento vertical (Mustapha en Argelia, Catania en Italia, entre otros). Más recientemente, en la década de los setenta, fallaron diversos rompeolas en talud (Sines en Portugal y Bilbao y San Ciprián en España). La mayoría de

las estructuras falladas fue debido a un mal planteamiento de las propias condiciones de diseño. Las consecuencias económicas de las fallas son sustanciales, no sólo debido a los costos relativos a las reparaciones, sino también a causa de las pérdidas económicas consecuencia del paro o disminución de las operaciones portuarias.

Por lo anterior, parece estar justificada la fuerte necesidad de investigar métodos ingenieriles más seguros respecto al diseño de los rompeolas. En este sentido, hoy en día se cuenta con un mejor conocimiento de la interacción estructura-oleaje, gracias a los importantes avances experimentados en los últimos tiempos, como son:

- Disponibilidad de un mayor número de datos de oleaje registrados por boyas escalares y direccionales, más datos meteorológicos, sofisticadas técnicas de predicción de oleaje y modelos matemáticos de propagación.
- El desarrollo experimentado en la modelación hidráulica reducida mediante el uso de oleaje irregular y multidireccional. Sofisticados sistemas para medir la respuesta de la estructura.
- La disponibilidad, en algunos laboratorios, de instalaciones para realizar ensayos a gran escala (supertanques de oleaje) en los que se pueden investigar simultáneamente aspectos dinámicos, hidráulicos y geotécnicos de los rompeolas con un alto grado de fiabilidad por la casi ausencia de los llamados efectos de escala.

En este sentido, este trabajo presenta el estado del arte en lo que a diseño de obras de abrigo y protección se refiere. Adicionalmente, buscando fungir como herramienta útil para la ingeniería de campo, se presenta también un caso de ejemplo en el que se utilizan las técnicas y metodologías de más reciente desarrollo.

Para el desarrollo del presente trabajo, se estructura en los capítulos siguientes:

- Capítulo 1 “Caracterización del oleaje”. Se analiza el estado del arte en temas relacionados con el análisis y procesamientos del oleaje.
- Capítulo 2 “Diseño en planta”. Es una introducción al proyecto de áreas abrigadas frente a la acción predominante de las oscilaciones del mar.
- Capítulo 3 “Obras marítimas”. En esta sección se ordenan y clasifican las obras de abrigo y se describe cómo interactúan con las oscilaciones del mar.

- Capítulo 4 “Diseño mecánico”. Se describen las metodologías para definir las características geométricas y mecánicas de un rompeolas ante la acción del oleaje.
- Capítulo 5 “Conceptos básicos de análisis de riesgo”. En este apartado se definen los niveles de diseño probabilista y se presentan los criterios generales de proyecto que permiten establecer un procedimiento de verificación de las obras marítimas, entendido como la revisión de que un determinado diseño cumpla con los parámetros de seguridad y operatividad que, en función de sus usos e importancia se han establecido
- Capítulo 6 “Aplicación de la Metodología de Diseño de Rompeolas en Talud”. En este capítulo, se desarrollarán las metodologías expuestas en este trabajo en lo relacionado con el diseño mecánico y la revisión bajo un análisis de riesgo. Lo anterior tiene como objeto verificar los estados para los cuales la obra deja de cumplir los requisitos operativos y de seguridad especificados y evaluar la probabilidad de que ocurran fallos en la vida útil de la obra
- Capítulo 7 “Conclusiones”. Se presentan los comentarios finales sobre los resultados obtenidos.

OBJETIVOS

Analizar las metodologías más difundidas sobre el diseño mecánico de rompeolas de materiales sueltos.

Aplicar el método probabilista bajo el enfoque de riesgo para encontrar la probabilidad de fallo de un rompeolas en talud en fase de proyecto y obtener la validación de la sección de la estructura

CAPÍTULO

1

CARACTERIZACIÓN DEL OLEAJE

1 CARACTERIZACIÓN DEL OLEAJE

1.1 Introducción a la Mecánica de Ondas de Gravedad

En el océano siempre existe algún tipo de onda que pone de manifiesto la propagación de energía a lo largo de la interfase agua-atmósfera que constituye la superficie del mar. Los mecanismos que aportan esta energía son de diferente naturaleza: viento, perturbaciones meteorológicas, terremotos, atracción planetaria, etc. Como consecuencia de la variabilidad en las características de los distintos forzamientos mencionados, las propiedades de las ondas generadas difieren tanto en su período y longitud como en sus mecanismos de control.

La Figura 1.1, muestra de forma esquemática, la energía de las ondas de superficie asociada a cada frecuencia. Como puede observarse en la figura, las ondas superficiales abarcan desde ondas capilares con períodos inferiores a un segundo, hasta oscilaciones inducidas por la marea con períodos del orden de horas e incluso días.

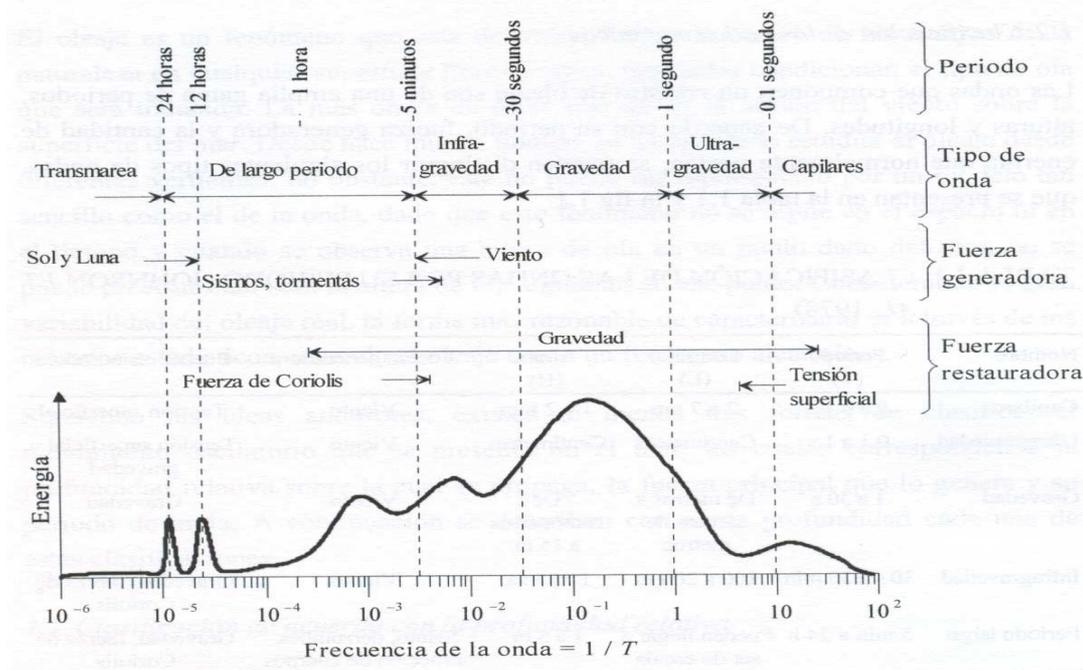


Figura 1.1 Distribución Energética de las Ondas de Superficie

En la Tabla 1.1, se muestran los diferentes tipos de onda con sus mecanismos generadores, períodos y longitudes características, así como fuerzas de control.

Tabla 1.1 Tipos de Onda con sus Mecanismos Generadores

| Movimiento | Período o Long. | Fuerzas Generadoras | Fuerzas de Control | Ejemplos |
|------------------------------|--|---------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| Corrientes oceánicas | 10^6 m | Gradiente de densidad; viento | Fricción; Coriolis; gravedad | Corriente del Golfo |
| Corrientes costeras | 10^5 m | Viento y corrientes oceánicos | Fricción; Coriolis; gravedad | Afloramientos |
| Corrientes de rotura | 10^2 m | Ondas gravitatorias | Fricción; gravedad | corrientes de retorno |
| Corrientes de marea | 10^3 m | Marea astronómica | Marea astronómica | Bahías y estuarios |
| Ondas capilares | $0.1 \text{ s}/10^{-2} \text{ m}$ | Viento | Tensión superficial; gravedad | Rizado del viento |
| Ondas ultragravitatorias | $0.1\text{-}1 \text{ s}/100 \text{ m}$ | Viento | Gravedad | Ondas de viento en una charca |
| Ondas gravitatorias | $1\text{-}30 \text{ s}/1\text{-}10^3 \text{ m}$ | Viento y oleaje de viento | Gravedad; fricción | Oleaje |
| Ondas infragravitatorias | $30 \text{ s}\text{-}5 \text{ min}/10^3 \text{ - }10^5 \text{ m}$ | Viento y ondas gravitatorias | Gravedad; Coriolis; fricción | Surf-beat, ondas de borde |
| Ondas largas | $5 \text{ min}/10^5 \text{ - }10^6 \text{ m}$ | Borrascas y terremotos | Gravedad; Coriolis; fricción | Tsunamis |
| Ondas de mareas astronómicas | $12\text{-}24 \text{ h}/10^7 \text{ m}$ | Rotación Tierra/ atracción, Luna, Sol | Gravedad; Coriolis; fricción | Marea astronómica |
| Ondas transmareales | $24 \text{ h}/10^7 \text{ m}$ | Órbita solar /gravitatorias. | Gravedad; Coriolis; fricción | Marea meteorológica |
| Ondas internas | $4 \text{ min} \text{ - } 25 \text{ h}/10\text{-}10^5 \text{ min}$ | Borrascas, ondas de gravedad | Gravedad; Coriolis; fricción | Ondas de densidad en la pycnoclina |

Para los problemas de interés en ingeniería litoral, las ondas más importantes son fundamentalmente las ondas de viento con períodos entre 3 y 30 s y, por ello, de ahora en adelante todo se refiere especialmente a ellas.

1.1.1 Magnitudes Características de las Ondas

En general, la descripción matemática de las ondas considera que éstas son oscilaciones uniformes y periódicas de la superficie del agua. Es decir, se asume que las ondas se repiten una y otra vez distinguiendo entre dos tipos de oscilaciones: las ondas progresivas y las ondas estacionarias.

Las ondas progresivas se propagan en una profundidad constante manteniendo su forma, mientras que las ondas que no se propagan se denominan estacionarias. Al desplazamiento vertical de la superficie del fluido con respecto a un nivel medio de referencia NM (NWL) del fluido, se le denomina *desplazamiento de la superficie libre*, η , ver Figura 1.2.

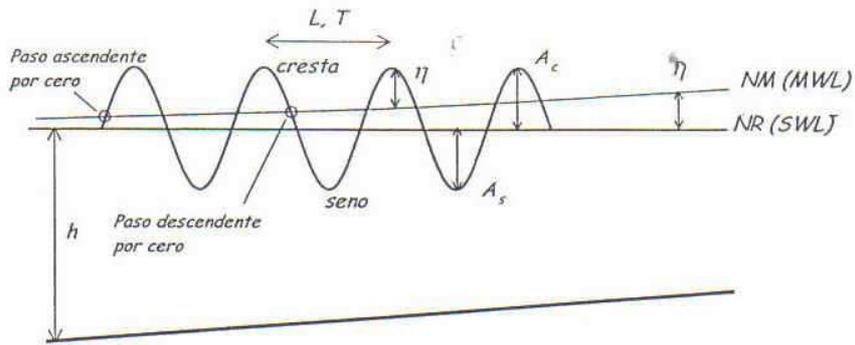


Figura 1.2 Definición de parámetros asociados a la onda.

Si se observa el paso de una onda por una referencia fija a lo largo del tiempo, se puede definir como *período de onda*, T , al tiempo que transcurre hasta que se observa un punto idéntico de la superficie libre. Si se toma una imagen de la superficie libre en un instante determinado, se puede definir *la longitud de onda*, L , como la distancia horizontal más corta entre dos puntos idénticos sucesivos de la superficie libre. Es conveniente aplicar estas definiciones utilizando puntos significativos de la superficie libre tales como el punto en el que la superficie libre alcanza un máximo, llamado *cresta*, el punto donde alcanza un mínimo, llamado *valle* o *seno*, o los puntos de *paso por cero* que son aquellos en los que la superficie libre cruza al nivel medio de referencia, ver Figura 1.3.

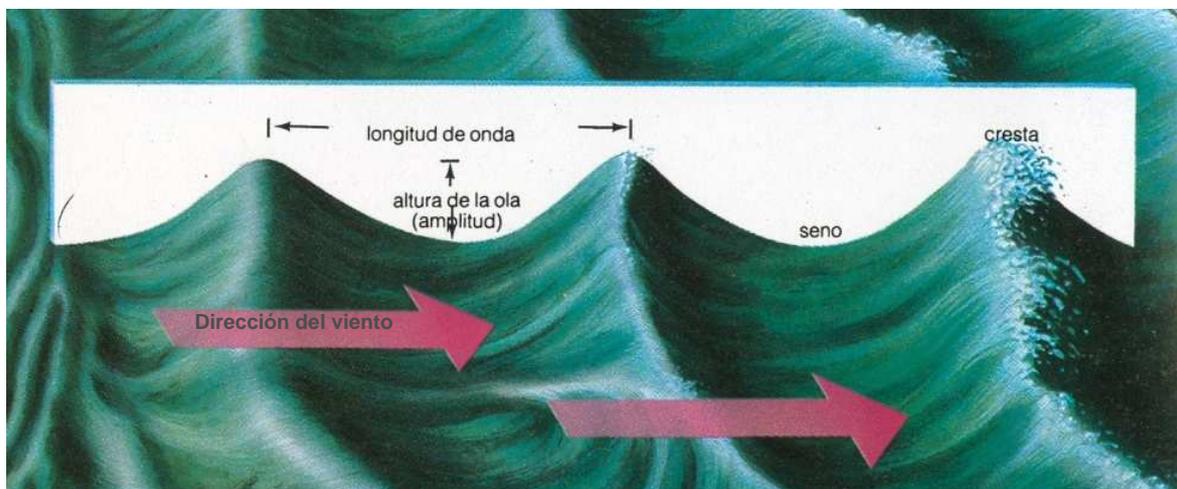


Figura 1.3 Parámetros Asociados a la Onda.

La distancia vertical total entre la cresta y el seno de la onda se denomina *altura de la onda*, H . La *amplitud de la cresta*, A_c es la distancia vertical máxima entre el nivel en

reposo y la cresta. Análogamente, se puede definir una *amplitud del seno*, A_s . De modo que:

$$H = A_c + A_s \quad [1-1]$$

Dada la periodicidad temporal y espacial de las ondas, el movimiento oscilatorio es, en general, simétrico respecto a un eje vertical. Sin embargo, el movimiento oscilatorio no suele ser simétrico respecto al nivel en reposo, y entonces, $A_c \neq A_s$. Solamente para una teoría de ondas determinada; la teoría lineal que se presentará más adelante, existe un eje horizontal de simetría que es el nivel del agua en reposo. Para esta teoría, entonces, $A_s = A_c = A$ y se cumple que $H = 2A$. La magnitud A se denomina simplemente amplitud. Obsérvese que η , A_s , A_c y A se definen siempre respecto a un cierto nivel de referencia que se denomina *nivel de reposo* NR (SWL) y corresponde al nivel del fluido en ausencia de ondas. A la distancia entre el fondo y el NR se le llama *profundidad*, h . Por consiguiente, en presencia de ondas o una corriente, la referencia es el *nivel medio del mar*¹ NMM (MWL) que, generalmente, no coincide con el nivel en reposo. La altura de la onda, H presenta la ventaja de ser una distancia definida sin necesidad de un nivel de referencia.

Asimismo, y dada su aplicación posterior, es necesario introducir algunas otras definiciones como el *número de onda*, k

$$k = \frac{2\pi}{L} \text{ (1/m)} \quad [1-2]$$

Y la *frecuencia angular*, ω

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \text{ (1/s)} \quad [1-3]$$

En algunas ocasiones, especialmente en la descripción espectral del oleaje, es necesario utilizar la *frecuencia cíclica*, f .

$$f = \frac{1}{T} \text{ (ciclos por segundo = Hz (Hertz))} \quad [1-4]$$

En general, se suele hacer uso de un sistema de referencia cartesiano (x, y, z) , tal que el eje x define la dirección de propagación, el eje z tiene su origen en el nivel en reposo y se considera positivo por encima de dicho nivel y el eje y es ortogonal a los ejes

¹ El datum vertical de mareas utilizado para cada puerto Mexicano, está referido al Nivel de Bajamar Media (NBM); para cada puerto en el Golfo de México; Nivel de Bajamar Media Inferior (NBMI) para los puertos en el Mar Caribe y Océano Pacífico.

x y z . La onda de la Figura 1.4, se propaga en el sentido positivo del eje x y por tanto las crestas se extienden en la dirección del eje y sin variación hasta el infinito. Este tipo de ondas suele denominarse ondas de cresta larga. De una forma más precisa, este tipo de movimiento puede definirse como aquel en el que las variaciones en la dirección del eje y son despreciables en comparación con las que se producen en la dirección del eje x .

La velocidad a la que se propagan las ondas en el fluido es fácil de establecer si se conocen la longitud y período de la onda. Esta velocidad de propagación llamada generalmente *celeridad* o *velocidad de fase* se define como:

$$C = \frac{L}{T} \text{ (m/s)} \quad [1-5]$$

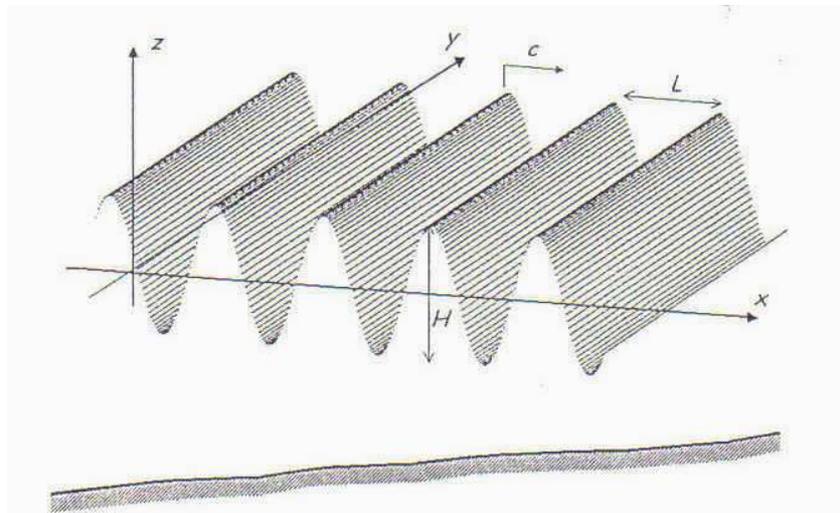


Figura 1.4 Ondas de Crestas Largas Parámetros

O teniendo en cuenta las definiciones en las ecuaciones [1-2] y [1-3], se define como:

$$C = \frac{\omega}{k} \text{ (m/s)} \quad [1-6]$$

Uno de los primeros objetivos de cualquier teoría de ondas es determinar C cuando las magnitudes H , L y h , son conocidas. Una vez conocida la celeridad, la descripción de la cinemática de las partículas (velocidades, aceleraciones y desplazamientos), así como el campo de presiones bajo el paso de las ondas es el objetivo siguiente.

Si las ondas se propagan formando un ángulo α respecto al eje x , será necesario introducir algunas modificaciones que tengan en cuenta la oblicuidad en la incidencia de las ondas. Dado que la longitud de onda, L , se había definido como la distancia más corta entre dos crestas sucesivas, las proyecciones de dicha distancia sobre los ejes coordenados será, ver Figura 1.5:

$$L_x = \frac{L}{\cos \alpha} \quad L_y = \frac{L}{\sin \alpha} \quad [1-7]$$

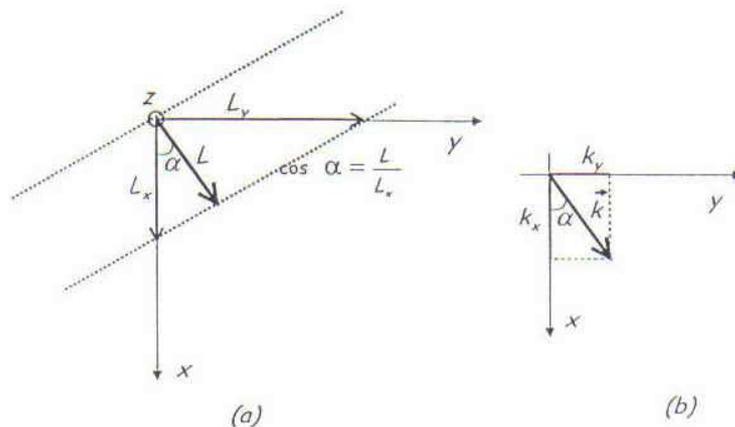


Figura 1.5 Definición de Ejes y Parámetros. Incidencia Oblicua

Definiéndose asimismo:

$$k_x = \frac{2\pi}{L_x} \quad [1-8]$$

$$k_y = \frac{2\pi}{L_y} \quad [1-9]$$

donde:

$$k_x = k \cos \alpha \quad [1-10]$$

$$k_y = k \sin \alpha \quad [1-11]$$

Por tanto, se puede definir un vector número de onda, \vec{k} , cuya dirección coincide con la dirección de propagación de las ondas y de componentes k_x y k_y , tales que:

$$\vec{k} = k_x \vec{i} + k_y \vec{j} \quad [1-12]$$

$$|\vec{k}| = \sqrt{k_x^2 + k_y^2} \quad [1-13]$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{k_y}{k_x} \right) \quad [1-14]$$

A partir de estos parámetros se pueden definir dos tipos de ondas características. Las ondas estacionarias cuya superficie libre se expresa como:

$$\eta(x, t) = A \cos kx \cos wt \quad [1-15]$$

Estas ondas se caracterizan por tener su evolución espacial y temporal desacoplada. Como se verá más adelante, este tipo de ondas no progresa en el espacio oscilando verticalmente entre puntos fijos llamados nodos. A diferencia de las ondas estacionarias, las progresivas tienen su movimiento espacial y temporal acoplado, siendo su superficie libre definida por:

$$\eta(x, t) = A \cos(kx - wt) \quad [1-16]$$

Las cuales se propagan manteniendo su forma en la dirección positiva del eje x a una velocidad C .

1.1.2 Definición de Parámetros Adimensionales

Como ya se ha dicho, el objetivo fundamental de cualquier teoría de ondas es determinar la celeridad de la onda C cuando las magnitudes H , L , h y T son conocidas. Por tanto, cualquier teoría de ondas puede ser caracterizada por medio de parámetros adimensionales obtenidos como los cocientes de estas magnitudes representativas de las ondas. Estos parámetros son:

$$\begin{aligned} \varepsilon &= kA \text{ o } H/L \text{ o } kH \\ \delta &= A/h \text{ o } H/h \\ \mu &= kh \text{ o } h/L \end{aligned} \quad [1-17]$$

El primer parámetro, ε se conoce como *peralte de la onda* y da la variación del movimiento vertical de la onda en una longitud de onda. El parámetro δ es la amplitud o *altura relativa de la onda* y da una indicación de la importancia de la oscilación vertical

de la onda respecto a la profundidad. El parámetro μ , es conocido como la *profundidad relativa* y muestra la penetración del movimiento de la onda con la profundidad. Asimismo, este parámetro sirve como medida de la dispersión de las ondas pues, como se verá, indica si la celeridad está afectada o no por el período de las ondas.

Obsérvese que solo dos de estos parámetros son independientes y que, por tanto, cualquiera de ellos puede ser expresado en función de los otros dos. Por ello, suelen emplearse también los parámetros.

$$\frac{H}{gT^2} \text{ y } \frac{h}{gT^2} \quad [1-18]$$

Estos parámetros adimensionales son utilizados para caracterizar el movimiento de las ondas. Además, y como se verá más adelante, para algunos de los valores de estos parámetros las ecuaciones del movimiento se pueden simplificar notablemente hasta llegar a expresiones que pueden ser resueltas analíticamente, lo cual facilita un mejor entendimiento de los fenómenos asociados a las ondas.

Si la altura de la onda H es pequeña con respecto a L o h , es decir $H/L \ll 1$ o $H/h \ll 1$, al movimiento resultante se le denomina de pequeña amplitud, de amplitud infinitesimal o lineal. Cuando el valor de estos parámetros es grande las ondas se denominan de amplitud finita o no lineales. Obsérvese que para que una onda sea considerada de amplitud finita, no es necesario que la altura de la misma sea excepcionalmente grande, sino que su altura sea grande respecto a L o h .

Dependiendo de su profundidad relativa, h/L las ondas se clasifican de acuerdo con su propagación en:

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{2} \quad \text{profundidades indefinidas}$$

$$\frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{2} \quad \text{profundidades intermedias} \quad [1-19]$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{20} \quad \text{profundidades reducidas (onda larga)}$$

En profundidades indefinidas la onda no es capaz de sentir la presencia del fondo.

Dado que la profundidad relativa puede ser expresada igualmente en función del número de onda, k , esta clasificación puede hacerse también en función de kh .

$$kh > \pi \quad \text{profundidades indefinidas} \quad [1-20]$$

$$\frac{\pi}{10} < kh < \pi \quad \text{profundidades intermedias} \quad [1-21]$$

$$kh < \frac{\pi}{10} \quad \text{profundidades reducidas} \quad [1-22]$$

Esta clasificación es importante pues se verá que a partir de la misma, pueden encontrarse expresiones aproximadas de las magnitudes asociadas a las ondas que simplifican notablemente los cálculos.

Dado que el movimiento de las ondas se caracteriza con H , L y h , y que hasta ahora solo se han presentado parámetros adimensionales que toman dos de estas magnitudes, parece lógico pensar que estas tres variables se puedan utilizar para definir un parámetro adimensional único que puede ser utilizado para clasificar los diferentes tipos de movimientos. Este parámetro es conocido como el número de Ursell, U_r , y se define como:

$$U_r = H \frac{L^2}{h^3} = \frac{\delta}{\mu^2} \quad [1-23]$$

Como se puede apreciar, este número resulta del cociente entre un parámetro que define la no linealidad de la onda considerada, δ (también podría ser ϵ) y otro que tiene información relativa a la dispersión de la onda en cuestión, μ .

Es necesario hacer constar, dependiendo de los autores, que el número de Ursell se define en función de la amplitud de la onda o del número de onda en lugar de la altura y longitud respectivamente. Por ello, y aunque conceptualmente el significado de este parámetro es siempre el mismo, sus valores numéricos varían de forma importante, por lo cual es preciso tener clara la definición empleada antes de realizar cualquier interpretación.

El número de Ursell es un parámetro importante pues sirve para definir el régimen al que corresponden las ondas y, por tanto, ayuda a seleccionar la teoría más adecuada en cada caso.

1.2 Teorías de Oleaje

El principal mecanismo de generación (fuente de energía) para la formación de ondas superficiales con periodos que van de 2 segundos hasta 5 minutos (grupo en el que se encuentra el oleaje) es el viento y la gravedad es la fuerza restauradora.

Desde el punto de vista de la ingeniería costera, las ondas de interés son las de corto período (2 a 30 segundos). Pero a pesar de la gran simplificación que esto parecería, el panorama sigue siendo muy complejo (ver Figura 1.6). El viento genera simultáneamente olas con alturas y períodos muy diferentes, los cuales definen un espectro de oleaje, adicionalmente, el oleaje en un sitio específico incluye las olas generadas en campos de viento vecinos, lo que genera patrones muy complejos en la forma de la superficie libre del océano debido a la interacción de las olas individuales (oleaje tipo sea, ver Figura 1.7).



Figura 1.6 Estructura del Oleaje Aleatorio

En la zona de generación, donde la superficie es muy caótica, algunas olas chocan unas con otras y se transforman en turbulencia o spray. A la vez, parte de la energía del oleaje se disipa internamente en el seno del fluido, debido a la interacción con la atmósfera, por turbulencia o rotura (debida a la celeridad).

Por otra parte, en su camino hacia la costa las olas más rápidas rebasan a las olas más pequeñas, el resultado es que en ocasiones se suman o anulan por efectos de esta interacción (filtrado y soldadura). Una vez que las olas han abandonado el área de generación, adquieren un estado más ordenado (oleaje tipo swell, ver Figura 1.7) y son capaces de viajar grandes distancias. Ahora la energía se disipa por procesos como la fricción con el fondo y la rotura (debida al fondo).

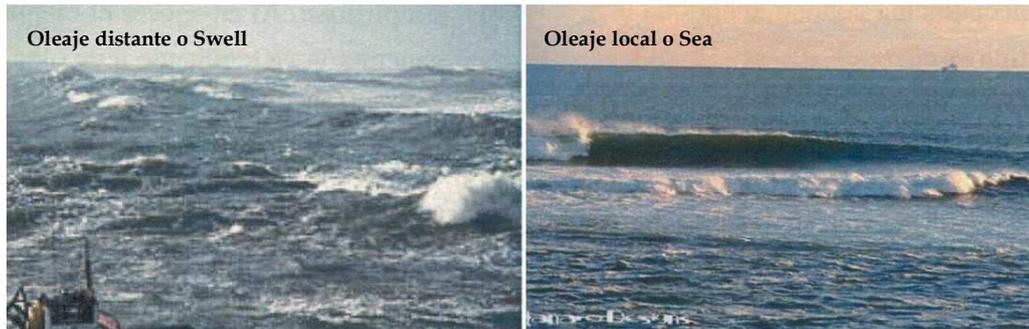


Figura 1.7 Clasificación del Oleaje

De las distintas teorías de oleaje, atendiendo a sus condiciones y limitantes de aplicación, se pueden obtener modelos analíticos y descripciones de las características para la mayoría de los tipos de ondas mencionados anteriormente, pero aún hay muchos aspectos teóricos que necesitan ser estudiados a fondo. Debido a que la naturaleza del movimiento ondulatorio es no lineal, es imposible obtener soluciones analíticas completas, por lo tanto, se han derivado soluciones lineales que simplifican el problema. No obstante, durante los últimos años se han logrado avances importantes en el desarrollo computacional de soluciones numéricas para las ecuaciones diferenciales que gobiernan las teorías de oleaje. Estas soluciones ayudan a investigar la propagación del oleaje y sus repercusiones al llegar a la costa.

Aún así, no todas las incógnitas presentes en el estudio del oleaje pueden ser resueltas analíticamente o en estudios de laboratorio, por lo que es necesario la adquisición de datos de campo.

El oleaje habitualmente se estudia en tres dominios diferentes:

- › Oleaje en aguas profundas.
- › Oleaje en aguas intermedias.
- › Oleaje en aguas someras.

El primer dominio se caracteriza por un efecto nulo del fondo sobre el oleaje. El segundo, por una transformación gradual en la forma del perfil superficial por la acción del fondo, donde el flujo oscilatorio (definido por su altura y periodo) es capaz de

generar movimientos medios de régimen permanente y la formación de una capa límite en el fondo. Finalmente, el tercero se caracteriza por la transformación brusca de la ola, su rotura y la generación de distintos tipos de sistemas de corrientes costeras y la disipación de la energía, principalmente a través de la producción de energía turbulenta.

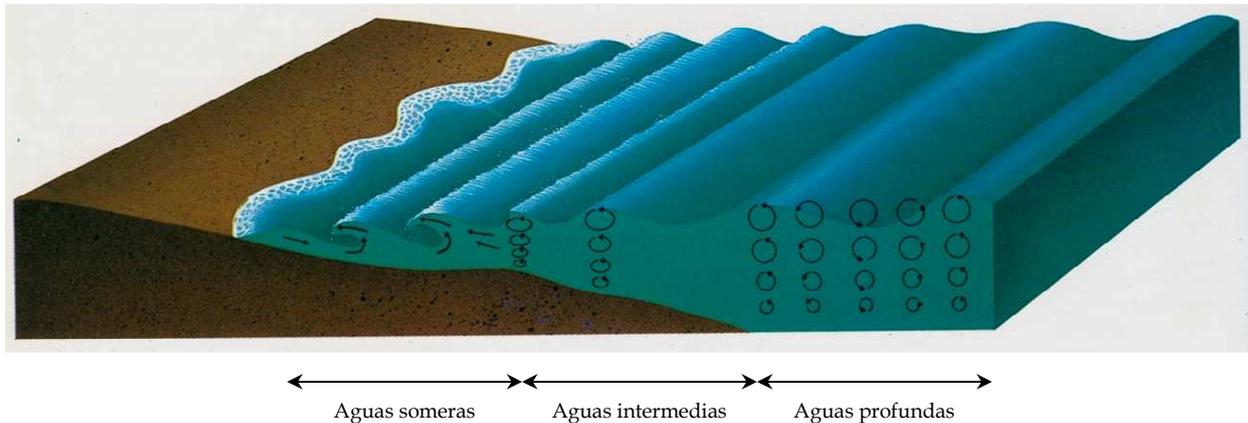


Figura 1.8 Características del Oleaje

1.2.1 Teoría Lineal o de Airy

Cualquier descripción física del oleaje debe de incluir expresiones que describan la forma de la superficie y el movimiento del fluido bajo la ola. La forma más simple para describir una ola es considerándola una onda sinusoidal para que su perfil pueda ser descrito por una función progresiva seno o coseno, con una amplitud a igual a la mitad de la altura de ola H .

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t) \quad [1-24]$$

Donde H es la altura de la ola, x es el eje de propagación del oleaje, t es el tiempo, $k = 2\pi/L$ es el número de onda, L es la longitud de la ola, $\omega = 2\pi/T$ es la frecuencia angular en radianes y T es el periodo de la ola.

La más simple de las teorías de oleaje es la teoría lineal (Airy, 1845), también conocida como teoría de Stokes de primer orden. La relativa simplicidad de esta teoría ha dado lugar a su uso generalizado. Esta teoría postula que el movimiento del oleaje comienza en la superficie de un fluido incompresible (por lo tanto su densidad ρ es constante), no viscoso e irrotacional, dicho movimiento es generado por una fuerza externa que actúa solo como fuerza perturbadora y que deja de actuar cuando el oleaje se ha formado. El movimiento queda entonces gobernado solo por la fuerza de gravedad.

La principal variable dependiente de esta teoría es el potencial de velocidades ϕ (x, z, t). Para determinarla, considérense las componentes horizontales y verticales de la velocidad de las partículas del agua en un punto (x, z) cualquiera, que pueden ser escritas como:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \text{y} \quad w = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad [1-25a, b]$$

Así, a partir del potencial de velocidad, la ecuación de Laplace, la ecuación dinámica de Bernoulli y las condiciones de contorno adecuadas, se obtiene la información necesaria para derivar las ecuaciones que gobiernan la teoría de Airy. Las olas resultantes son bidimensionales, sinusoidales y de muy pequeña amplitud. Esta teoría considera que el flujo es oscilatorio, por lo que las órbitas de las partículas de agua son cerradas. El movimiento del oleaje puede ser descrito por su relación de dispersión:

$$\omega^2 = g k \tanh kh \quad [1-26]$$

donde h es la profundidad. De la relación de dispersión (ya que la distancia cubierta por la ola durante un periodo es igual a su longitud de onda) se deduce que la velocidad de propagación de la ola (también llamada velocidad de fase) puede relacionarse con su periodo y longitud y está dada por

$$c = \frac{\omega}{k} = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh kh} = \frac{gT}{2\pi} \tanh(kh) \quad [1-27]$$

Esta expresión puede simplificarse para aguas profundas y someras.

En el estudio de los procesos costeros, frecuentemente es deseable conocer los movimientos, velocidades y aceleraciones locales en el fluido durante el paso de la ola. Linealizando las condiciones de contorno en la superficie y los requerimientos de conservación de energía, a partir de la función potencial de velocidad, se deducen expresiones para las componentes u y w del vector velocidad. La componente horizontal y vertical están dadas respectivamente por:

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh[k(h+z)]}{\sinh kh} \cos(kx - \omega t) \quad [1-28]$$

$$w = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh[k(h+z)]}{\sinh kh} \sin(kx - \omega t) \quad [1-29]$$

donde k es el número de onda y ω la fase, H es la altura de ola, T el período, L la longitud de onda y h la profundidad. El sistema de referencia tiene su origen en el nivel del agua en reposo, con el eje z aumentando verticalmente hacia arriba, por lo que estas ecuaciones expresan las componentes de velocidades locales en un fluido a cualquier distancia $(z + h)$ entre el fondo y la superficie libre. Las velocidades son armónicas en x y t .

De acuerdo con las ecuaciones generales, las partículas de agua siguen trayectorias circulares en aguas profundas (ver Figura 1.9), que se van haciendo elípticas conforme la ola se propaga en aguas intermedias o someras al sentir el fondo. Además, ya que se supone que la altura de ola es pequeña con respecto de la longitud de onda, el desplazamiento de cualquier partícula del fluido a partir de su posición media es pequeño.

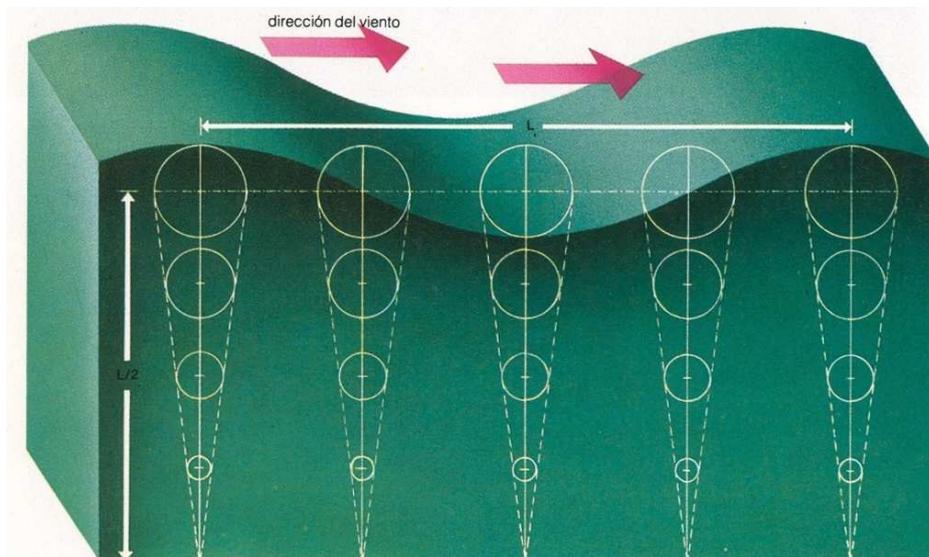


Figura 1.9 Desplazamiento de las Partículas en Aguas Profundas

Integrando las ecuaciones de las velocidades orbitales se obtiene el desplazamiento horizontal y vertical de las partículas de agua a partir de su posición media. El resultado de esta integración es la ecuación de una elipse, cuyos semiejes horizontal y vertical (A_x y A_z) son las ecuaciones [1-30 a, b]. El tamaño del diámetro orbital disminuye exponencialmente con la profundidad.

$$A_x = \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \text{ y } A_z = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \quad [1-30a, b]$$

En aguas profundas, las órbitas son circulares y cerradas y en aguas intermedias a someras, las trayectorias de las partículas se van haciendo cada vez más elípticas, hasta

hacerse prácticamente planas ya que el fondo actúa como frontera y no existe movimiento vertical a través de este. Por tanto, u y w son conocidas como velocidades orbitales. En el fondo ($z = h$) la velocidad orbital y el diámetro verticales son nulos. Las velocidades horizontales máximas ocurren bajo la cresta y el seno de la onda, en la dirección y sentido de la propagación de la ola y en sentido contrario, respectivamente.

La teoría de Airy considera que los movimientos de las partículas de agua son órbitas cerradas, por lo que no hay un transporte neto de masa de agua. Sin embargo, el movimiento de agua por sí mismo constituye un flujo o transferencia de energía. La energía potencial queda de manifiesto con el desplazamiento de la superficie del agua a partir del nivel medio en reposo. Al mismo tiempo, el movimiento de las partículas de agua constituye la energía cinética. La energía potencial y cinética en la teoría de Airy son iguales, y por lo tanto, la energía total es la suma de ambas. Si se produce una disminución de la altura de la ola, entonces habrá una reducción de la energía del oleaje. Integrando las energías cinética y potencial sobre el periodo del oleaje, para cubrir toda la longitud de onda, se obtiene por resultado la densidad de energía total:

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad [1-31]$$

Esta expresión da la densidad de energía ha sido integrada sobre una longitud de onda, por lo que representa la energía de la ola por unidad longitudinal de cresta. Conforme la ola se va propagando sobre aguas más someras, la altura de ola se va modificando, generalmente creciendo hasta que alcanza la zona cercana a la costa y su rotura. Esto significa que la energía asociada también varía a lo largo de la propagación de la ola, es decir que no se conserva, en cambio el flujo de energía es aproximadamente constante, siendo este la tasa de densidad de energía contenida en el oleaje. Esta energía puede ser descrita a través de la velocidad de grupo c_g . En aguas profundas, c_g es la mitad de la velocidad de fase, mientras que en aguas someras, la velocidad de grupo y la de fase es la misma. El flujo de energía, entonces, es:

$$P = \left(\frac{1}{8} \rho g H^2 \right) c \left[\frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right] \right] = E c n = E c_g \quad [1-32]$$

donde C es la velocidad de olas individuales (celeridad o velocidad de fase); ρ es la densidad del agua. La velocidad $c_g = c n$ es la velocidad a la que viaja la energía, también llamada velocidad de grupo y es la velocidad a la que viajan los grupos de ondas. El término $n = n_o = 1/2$ en aguas profundas y $n = 1$ en aguas someras.

Al propagarse el oleaje, aunque mayor parte de la energía asociada se conserva, una porción se pierde. En aguas profundas, la energía del oleaje es disipada por la

viscosidad y para olas rompiendo; por la turbulencia generada y por la viscosidad (aunque ésta, en relación con la turbulencia es muy pequeña y puede ser despreciada). En aguas someras, la fricción con el fondo también disipará energía en adición a la rotura. En fondos con material muy permeable, algo de la energía será consumida en la percolación².

Los mecanismos detallados de pérdida de energía potencial (disminución de la altura de la ola) durante la propagación, entre los que se encuentra la viscosidad, la fricción del fondo con las velocidades orbitales del oleaje, saturación espectral de olas irregulares (que pueden provocar que las olas rompan incluso en aguas profundas), vientos contrarios al sentido de propagación e interacciones ola-ola, etc., no serán discutidos en este capítulo.

En la naturaleza, un mar de fondo (oleaje tipo swell) de pequeña amplitud, se puede considerar un oleaje lineal o de Airy. La mayor limitación de la teoría lineal del oleaje es que no permite un transporte neto de agua en la dirección de propagación del oleaje. Adicionalmente, en la naturaleza, las partículas de agua no recorren una trayectoria cerrada exacta, es decir, no llegan al punto de partida sino un poco más adelante en la dirección de propagación del oleaje, esto, promediado en el periodo de las ondas, lleva a un transporte neto de masa en la dirección de propagación del oleaje. Cuando este transporte alcanza la línea de la costa, se manifiesta como un aumento en el nivel medio del agua.

Cuando el oleaje generado en mar abierto se propaga hacia la costa con una dirección dominante y llega a aguas más someras, la ola sufre una deformación, dejando de ser sinusoidal, para hacerse asimétrica. El pico de las crestas se vuelve más agudo y los senos se vuelven más planos y más prolongados (descrito por la teoría de ondas de Stokes de orden superior). Al entrar en profundidades muy reducidas, la asimetría de la onda es muy pronunciada con escaso seno llegando eventualmente a ser toda la onda sólo cresta y desapareciendo el seno.

Al alcanzar la playa, el fenómeno más característico es la deformación que da lugar a la rotura. Si la costa en cuestión no es una playa sino un acantilado, la ola puede no alcanzar un punto crítico de deformación y rotura por lo que será reflejada casi en su totalidad hacia el mar, donde tendrá una compleja interacción con otras ondas incidentes. Frecuentemente durante su propagación, la onda puede encontrarse con obstáculos, tales como bajos, obras marítimas o islotes que provocan una fuerte perturbación de la onda incidente y se presentan fenómenos tales como someramiento, rotura, refracción, difracción y reflexión, los cuales se describirán más adelante.

² La percolación es el flujo de un líquido a través de un medio poroso no saturado, por ejemplo de agua en el suelo, bajo la acción de la gravedad.

Esta teoría fue complementada por Stokes para olas de amplitud finita, dando como resultado un perfil con crestas más altas y puntiagudas y senos más aplanados, como se puede ver en la Figura 1.10.

Para fines prácticos, las velocidades de grupo y de fase son las mismas en la teoría lineal, aunque las velocidades para las olas más grandes en aguas profundas pueden ser hasta 10% mayores que aquellas calculadas con la teoría lineal.

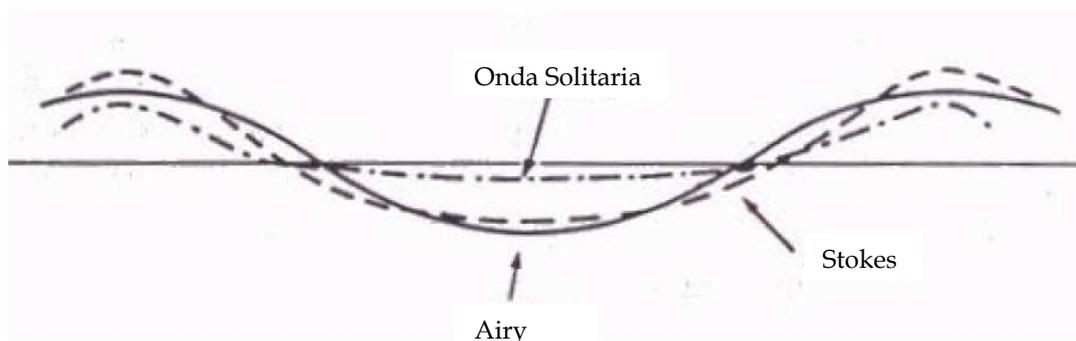


Figura 1.10 Comparación entre los Perfiles de Ondas de Airy, Stokes y Onda Solitaria

1.2.2 Olas de Viento y Grupos de Olas

El viento genera un oleaje (Figura 1.11) con un espectro de energía amplio en alturas de ola y longitudes (frecuencias). La altura de ola representativa (por ejemplo H_s o H_{rms}) producida, es función de la velocidad y duración del viento, así como de la extensión del área de generación o *fetch*. Cuando el viento cesa, el oleaje se propaga fuera del área de generación a una velocidad que está en función de la longitud de la onda y es conocido como oleaje *swell* o mar de fondo. Nótese como a medida que aumenta la distancia al área de generación, el espectro se hace más estrecho.

Cuando en las crestas de las olas aparecen rápidamente pequeños mantos blancos de espuma, la ola está rompiendo debido a que la velocidad del agua en la cresta u es mayor que la celeridad de la ola c y parte de la energía de la ola se disipa. Si la ola recibe más energía, habrá más disipación, es decir, la presencia o ausencia de esos pequeños mantos blancos significa la saturación o estado de equilibrio para la frecuencia dada. Esta condición primero se alcanza en las altas frecuencias del espectro, pero la energía está siendo también transferida a las frecuencias más bajas, es decir, las olas más grandes continúan creciendo. Así, va ocurriendo un proceso de saturación gradual y cuando todas las frecuencias alcanzan un estado de saturación, se tiene lo que se conoce como estado de mar completamente desarrollado (*fully arisen sea*). Esto no siempre sucede, ya que requiere que el viento sople en la misma dirección durante periodos prolongados de tiempo y que el *fetch* sea lo suficientemente largo.

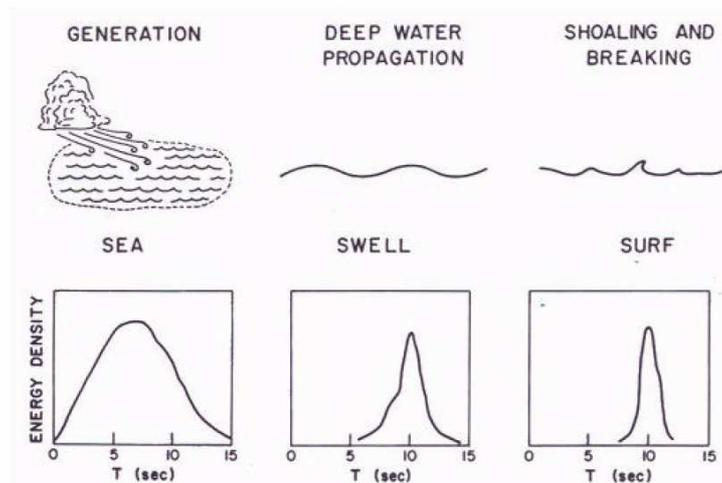


Figura 1.11 Ilustración del Desarrollo del Oleaje

Una vez generado el oleaje, este se propagará a través del océano, transformándose conforme disminuye la profundidad, hasta llegar a la costa, donde tiene un papel primordial en los procesos que ahí ocurren. Una vez que el oleaje ha salido de la zona de influencia del viento que lo generó, comenzará a reagruparse, adquiriendo patrones más regulares. La tasa a la que se propaga la energía y la velocidad de grupo como un todo está dada por la velocidad de grupo.

Si se considera la interacción entre n trenes de ondas sinusoidales, moviéndose en la misma dirección pero con periodos y longitudes de onda ligeramente distintos y de altura infinitesimal, es decir, con distintos valores para los números de onda k y frecuencia angular ω y aceptando como válida la teoría lineal, los trenes se pueden superponer y formar un número infinito de patrones de oleaje. Esto puede expresarse como:

$$\eta(x, t) = \sum_{n=1}^r a_{2n+1} \cos(\omega_{2n+1} t - k_{2n+1} x + \zeta_{2n+1}) \quad [1-39]$$

donde el número de onda k es función de la frecuencia asociada ω y de la profundidad local (es decir, se trata de la relación de dispersión) y ζ es el ángulo de fase de cada uno de los trenes de ondas. La superposición de dos trenes de olas monocromáticas, con la misma altura y que se propagan en el mismo sentido (con k y ω ligeramente distintos) lleva a grupos de ondas dentro de los que las amplitudes varían, como puede verse en la Figura 1.12. Ahora, al tener longitudes de onda ligeramente distintas, en estos trenes de onda habrá puntos donde las olas estén en fase y la altura de ola se duplique. Igualmente habrá puntos donde las olas estén completamente fuera de fase y la altura sea nula. La velocidad de los grupos de ondas representa la velocidad de grupo (ecuación [1-40]).

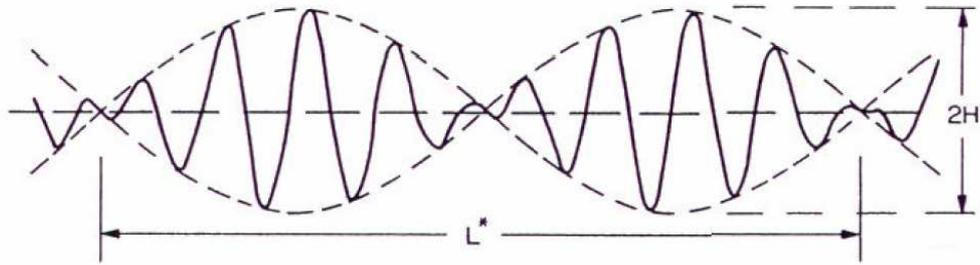


Figura 1.12 Ilustración de Grupos de Onda

$$c_g = c \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right] = c_n \quad [1-40]$$

El término $\left[1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right]$ en la ecuación [1.40] tiende a 1 en aguas profundas y a 2 en aguas someras. Por lo tanto, en aguas profundas, el grupo de olas se propaga a la mitad de la velocidad de las olas individuales y en aguas someras, las velocidades de grupo y de fase se igualan.

Debido a su naturaleza, cada periodo contenido en el espectro del oleaje tiene su propia velocidad de propagación. Así, en aguas profundas, donde la celeridad del oleaje depende de la longitud de onda, las olas grandes viajarán más rápidamente que las pequeñas, produciendo grupos de ondas. Visto de otro modo, las olas viajan a través del grupo (Figura 1.13).

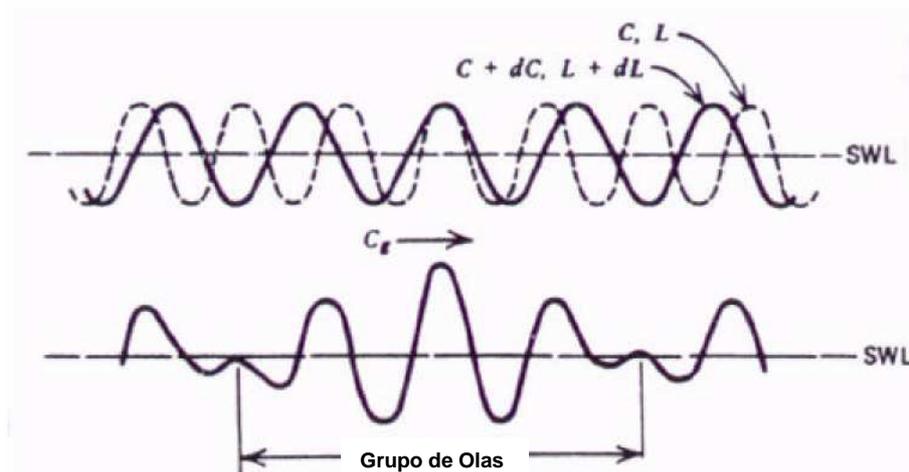


Figura 1.13 Dos Trenes de Olas Monocromáticas con Longitudes de Onda Distintos Viajando en la Misma Dirección.

En cambio, cuando el oleaje ha entrado en aguas someras, la velocidad está totalmente limitada por la profundidad, por lo que todas las olas componentes del tren de oleaje viajarán a la misma velocidad, evitando la alternancia H a $2H$ o a 0 . Así, fuera de aguas someras, la velocidad de fase del oleaje es mayor que la velocidad de grupo.

En principio, los patrones complejos de oleaje, como los creados por el viento, pueden ser descompuestos en componentes individuales por medio de un análisis de Fourier. Así, los campos de oleaje pueden ser descritos por la suma de sus términos sinusoidales:

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^n a_i \cos(k_i x - \omega t) \quad [1-41]$$

Donde a es la amplitud de las olas ($H/2$). Dado el número de términos y la complejidad que puede llegar a presentar una señal real de oleaje en el tiempo, existen principalmente dos técnicas para su descripción: una basada en el análisis estadístico temporal y otra en el análisis energético en el dominio de la frecuencia (espectral), los cuales se describen a continuación.

1.2.2.1 Definiciones Estadísticas de los Parámetros del Oleaje

Al tener a la vista un registro de oleaje, se intuye la necesidad de reducir los datos a una forma más compacta y comprensible que prescindiera de la estructura detallada de toda la serie de tiempo y que a la vez retenga su información. El tratamiento estadístico del oleaje puede hacerse a corto y largo término. El planteamiento del estudio del oleaje a corto término, se basa en las suposiciones de que el oleaje es aleatorio, gaussiano y estacionario, es decir, que las fuerzas generadoras y restauradoras que intervienen en su generación permanecen constantes durante un cierto periodo de tiempo llamado estado de mar. Por lo tanto, el registro de oleaje tiene que ser lo suficientemente corto como para considerarlo homogéneo (que no haya eventos de distinta naturaleza en el registro) y estacionario (en sentido energético y estadístico). Por otra parte, han de ser lo suficientemente largos como para obtener parámetros representativos.

Desde el punto de vista estadístico, los parámetros representativos de un registro de oleaje son obtenidos a partir de los desplazamientos verticales de la superficie del agua en un punto:

- › H_{rms} es la altura media cuadrática

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2} \quad [1-42]$$

- › H_s o $H_{1/3}$ es la altura de ola significativa y es el promedio del tercio mayor de las alturas de ola en una secuencia de N olas.
- › H_{\max} es la altura de ola máxima del registro y viene dada por el valor mayor de las H_i .
- › T_z es el periodo de paso por cero ascendente y es el intervalo de tiempo medio entre los cruces de tiempo consecutivos en el registro de oleaje.
- › T_s es el periodo significativo que se define como la media aritmética de los periodos asociados al tercio de olas más altas del registro.
- › r es el parámetro de irregularidad del registro y viene dado por el cociente entre el periodo medio de crestas y el periodo medio por paso cero ascendente, es decir:

$$r = \frac{\overline{T_c}}{T_z} \quad [1-43]$$

Donde r varía entre 0 y 1 según se trate de procesos muy irregulares o regulares, respectivamente.

1.2.2.2 Descripción Espectral del Oleaje

De un registro del oleaje, puede obtenerse su espectro o función de densidad espectral $S(\omega)$ (donde ω es la frecuencia angular o $2\pi/T$) aplicando una transformada rápida de Fourier. De aquí puede obtenerse la energía media por unidad de superficie contenida en cada una de las frecuencias presentes en el registro. Dicho de otra forma, el espectro indica cómo se reparte la energía entre las distintas frecuencias que componen el registro.

La función de densidad espectral $S(\omega)$, se caracteriza por estar definida en el intervalo $(0, \infty)$, de modo que:

- › $S(\omega) \geq 0 \quad \forall \omega$
- › $S(\omega) \rightarrow 0 \quad \text{si } \omega \rightarrow 0$
- › $S(\omega) \rightarrow 0 \quad \text{si } \omega \rightarrow \infty$

Cuando el periodo de las olas tiende a cero, es decir, es infinitamente pequeño, o cuando tiende al infinito, es decir, es infinitamente grande, la energía asociada a ella

tiende a cero, es decir, no existen tales ondas. Por lo tanto la integral $\int_0^{\infty} S(\omega) d\omega$ está acotada.

Se pueden distinguir dos casos extremos de espectro: el espectro de banda estrecha y el espectro de banda ancha. La diferencia entre ambos es que el rango de las frecuencias es limitado e indicativo de un proceso regular (*swell*) en el primero y que el rango de frecuencias es mayor, es decir, hay un mayor número de frecuencias componentes y es indicativo de un proceso bastante irregular (*sea*) en el segundo (ver Figura 1.7). Casos intermedios de estados de mar, o con particularidades distintas (por ejemplo espectros bimodales con dos picos bien diferenciados) también son frecuentes.

De aquí se definen los momentos espectrales de orden n :

$$m_n = \int_0^{\infty} \omega^n S(\omega) d\omega \quad [1-44]$$

entre los que destaca el momento espectral de orden cero, dado por:

$$m_0 = \int_0^{\infty} S(\omega) d\omega \quad [1-45]$$

Que es igual a la varianza σ^2 del registro. Físicamente la varianza (la media de los cuadrados de las desviaciones respecto al nivel medio) representa la energía necesaria para perturbar la superficie libre en equilibrio (el plano $z = 0$) y llevarla hasta el perfil considerado. Por lo tanto, m_0 es una medida del contenido energético de un estado del mar, que tendrá valores altos para estados de temporal y valores bajos para mares en calma.

Otro parámetro importante que se deduce del análisis espectral es el periodo de pico T_p , que es el periodo para el cual, la densidad espectral alcanza su máximo. Por lo tanto, es el periodo que más energía asociada tiene. Por último, otro parámetro importante a tener en cuenta, es el parámetro de anchura espectral ε que es indicativo de la regularidad o irregularidad del proceso. Este parámetro tiene que ver con el parámetro de irregularidad del registro r y se define como:

$$\varepsilon^2 = 1 - r^2 \quad [1-46]$$

y por consiguiente varía entre 0 y 1. Valores próximos a cero son indicativos de un proceso de banda estrecha (regular) y valores próximos a uno son indicativos de procesos de banda ancha (irregulares).

1.2.2.3 Fundamentos Teóricos del Análisis Espectral

El análisis espectral es aplicable a cualquier fenómeno variable en el tiempo. De los varios métodos de análisis que existen, los más conocidos son los llamados métodos clásicos de estimación espectral (periodogramas) que se basan fundamentalmente en analizar en el dominio de las frecuencias una señal temporal. Sin embargo, con sólo hacer la transformada de Fourier se obtiene un espectro de energía muy poco fiable y que posiblemente no tenga nada o casi nada que ver con la verdadera información encerrada en la señal estudiada.

Es necesario hacer una preparación previa de las medidas y unos cálculos posteriores para obtener una estimación espectral fiable y son precisamente estos procedimientos los que pocas veces se aplican en este contexto aunque individualmente sean muy conocidos (eliminación de la tendencia, filtrado, etc.). En este apartado se describen los diferentes pasos necesarios para realizar un completo análisis espectral.

En resumen se siguen estos pasos:

- i. Eliminación de la tendencia mediante el cálculo de la recta de regresión
- ii. Aplicación de una ventana para suavizar los efectos de recoger una serie finita de datos.
- iii. Transformada rápida de Fourier de los datos (FFT).
- iv. Filtrado pasa-bajo para eliminar las ondas de largo periodo (p.e. marea) y pasa-alto para no salirse del rango de frecuencias que es capaz de medir el instrumento.
- v. Aplicación de un método clásico de estimación espectral: periodograma de Daniell, Bartlett o Welch.
- vi. Corrección de la profundidad si se han registrado valores de presión en vez de alturas de agua.
- vii. Cálculo de los parámetros espectrales.

1.2.2.3.1 Eliminación de la tendencia

Es una corrección aplicada a los valores de la elevación que permite mejorar la relación señal/ruido de la estimación espectral cuando los datos de entrada contienen

componentes de frecuencia cuyos períodos son más largos que la longitud del registro, la cual se determina como $N \cdot \Delta t$ (Δt : intervalo de tiempo entre dos datos, supuesto constante y N : número total de datos). Para eliminar la tendencia se obtiene una recta de regresión por mínimos cuadrados:

$$\eta = at + b \quad [1-47]$$

donde η es la elevación de la superficie libre, t es el tiempo y los coeficientes a y b son:

$$a = \frac{\sum_{n=0}^{N-1} ny_n - 6(N-1) \sum_{n=0}^{N-1} y_n}{N\Delta t(N-1)(N+1)} \quad [1-48]$$

$$b = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} y - a \left[t_0 + \frac{\Delta t}{2}(N-1) \right] \quad [1-49]$$

donde t_0 = tiempo inicial en que empezamos a obtener la serie (usualmente $t_0 = 0$)

En función de la forma de la tendencia de una señal particular, también es posible aplicar correcciones de tipo parabólico, lo cual puede ser consultado en Silva (2006).

1.2.2.3.2 Ventana de datos

Al tomar cualquier muestra de datos de una magnitud física durante un tiempo limitado, en realidad se está multiplicando la serie infinita de la magnitud por una función tipo caja que es 1 durante el muestreo y 0 fuera de él. Esto tiene el grave inconveniente de que aparece el fenómeno de filtrado a frecuencias vecinas, es decir, la energía espectral de una frecuencia se ve alterada por la energía de frecuencias próximas. Esto se ve claro cuando se hace la transformada de la función caja, ya que es una función con unos lóbulos grandes para frecuencias fuera del intervalo de muestreo. Este efecto se puede eliminar de dos formas:

- i. Haciendo el intervalo de muestreo todo lo amplio que se pueda, ya que la transformada de un rectángulo se aproxima más a la δ de Dirac cuanto mayor es su base.
- ii. Aplicando una ventana a los datos que suavice la función caja (Hanning, Parzen, Welch, etc.). En este caso la densidad de energía obtenida deberá multiplicarse por un factor de normalización

1.2.2.3.3 Transformada de Fourier

La serie de N datos $x[n]$ ($n= 0, \dots, N-1$) es transformada mediante una FFT:

$$X[n] = \sum_{i=0}^{N-1} x[i] \exp\left(-j \frac{2\pi ni}{N}\right) \quad [1-50]$$

como la señal x es real, la transformada tiene la propiedad:

$$X[n] = X^*[N-n] \quad [1-51]$$

Por lo que numéricamente es posible tener $N/2$ números complejos X almacenados en la misma cantidad de memoria que los valores de entrada x . Es altamente recomendable utilizar un número de puntos potencia de 2. Si no es así, lo mejor es rellenar con ceros hasta la siguiente potencia de 2. Esta práctica permite también reducir la confusión con una señal de mayor periodo.

El espectro discreto de energía viene dado por:

$$P_{xx}[n] = |X[n]|^2 \quad 0 \leq n < N \quad [1-52]$$

y la frecuencia $F = 1/NT$ es la llamada frecuencia resolución de P_{xx} .

1.2.2.3.4 Filtrado

El muestreo mínimo para medir correctamente una señal es de 2 muestras por ciclo. Es más, si una función tiene una frecuencia máxima f_{\max} muestreando con un intervalo $\Delta = (f_{\max}/2)$ es posible conocer exactamente esa función (teorema del muestreo). A esta frecuencia máxima se le llama frecuencia de Nyquist:

$$f_c = \frac{1}{2\Delta} \quad [1-53]$$

Y la función es:

$$h(t) = \Delta \sum_{n=-\infty}^{+\infty} h_n \frac{\text{sen}[2\pi f_c (t - n\Delta)]}{\pi(t - n\Delta)} \quad [1-54]$$

Para filtrar o eliminar las ondas de periodo largo existen las siguientes posibilidades:

- i. Conocer la f_{\max} ($\equiv f_c$) y muestrear con un intervalo $\Delta=(f_c/2)$.
- ii. Aplicar un filtro pasa-bajo con la frecuencia de corte f_c .

Por otra parte, cuando se obtiene una serie de muestras con instrumentos, es bastante común que éstos no respondan bien a variaciones lentas de la magnitud que miden, es decir, tienen una frecuencia mínima (período máximo) por debajo de la cual no son capaces de obtener medidas. Esto provoca que para frecuencias entre 0 y esta f_{\min} no se obtenga el valor de la magnitud deseada, sino cualquier otra cosa como fluctuaciones en los sensores del instrumento debido a cambios de temperatura, presión, etc. Por lo tanto, se debe aplicar un filtro pasa-alto.

Ambos filtros conviene aplicarlos en el dominio de las frecuencias, ya que es mucho más sencillo y en la estimación espectral de energía hay que hacer de todas maneras la transformada de Fourier que es el paso más lento. En el dominio de las frecuencias se puede aplicar un filtro tipo caja sin tener que soportar los efectos de traspase de energía a frecuencias vecinas que se obtienen al aplicarlo en el dominio del tiempo.

1.2.2.3.5 Estimación de la densidad de energía

Para obtener la densidad espectral de energía se utilizan los llamados métodos clásicos de estimación espectral. Esta se obtiene fácilmente a partir de P_{xx} mediante la expresión:

$$G_{xx}[n]=\frac{1}{N^2}(P_{xx}[N-n])=\frac{2}{N^2 P_{xx}[n]} \quad [1-55]$$

donde $1/N^2$ es el factor de normalización

El problema de utilizar esta expresión sin más, es que la varianza de esta estimación para una frecuencia f_k es igual al cuadrado del valor esperado a esta frecuencia, o sea, la desviación estándar es del 100% del valor. Para reducirla se puede aplicar un peridograma:

- i. Peridograma de Daniell. Consiste en agrupar los coeficientes X_n en grupos de L elementos. De esta forma la desviación estándar se reduce en un factor $L^{-1/2}$. El valor de L depende del número de puntos N y de la resolución en frecuencia que se quiera en el espectro. Si se quiere tener $M+1$ intervalos de frecuencia entre 0 y f_c , se debe cumplir que $N = 2ML$, o bien $L = N/(2M)$. Por ejemplo, teniendo $N = 1,024$ puntos con un intervalo de

muestreo de $\Delta = 0.5$ s, por tanto $f_c = 1/(2\Delta) = 1 \text{ s}^{-1}$. Si lo que se quiere es una resolución de 0.01 s^{-1} en el espectro de frecuencias, se tendrá que $M = f_c/0.01 = 100$. Por tanto, $L = N / (2M) = 5.12$. Como debe ser entero, se escoge $L = 5$ y entonces $M = 102.4$. Así, la resolución exacta del espectro es $f_c / 102.4 = 0.0098 \text{ s}^{-1}$. La desviación estándar es de $100/51/2 = 45\%$.

- ii. Peridograma de Batlett. Consiste en dividir los N datos en L grupos. De esta forma la desviación estándar también se reduce en un factor $1/\sqrt{L}$. Se parten los N datos en L grupos de $2M$ elementos cada uno, se realiza la FFT para cada grupo por separado y se hace la media para cada frecuencia con los L periodogramas calculados. Las ventajas de ésta técnica sobre la anterior, es que es computacionalmente más rápida puesto que se tarda menos en hacer varias FFT's de pocos elementos que una de todos los elementos juntos, ya que el número de multiplicaciones es proporcional a $\log_2 N$. También tiene menor coste computacional (se necesita menos memoria en un ordenador): un vector de $2M$ puntos (con $M = N / (2L)$) más otro auxiliar para hacer el promedio de N/L puntos. Por tanto se necesitan $2N/L$ valores y para $L > 2$ se ahorra memoria y, lo más importante, se puede hacer el análisis espectral en ordenadores con poca capacidad de memoria. Este periodograma es el más apropiado cuando se puede decidir el número de datos a recoger en base a la desviación estándar (y resolución espectral) que se requiere, ya que si se desea una reducción \sqrt{L} en σ es necesario tener L grupos de $2M$ elementos y por tanto se deben recoger $N = 2ML$ puntos.
- iii. Peridograma de Welch. Este método requiere una mayor cantidad de cálculo pero es el más adecuado cuando los datos ya han sido recogidos (N fijo) y se quiere obtener un espectro lo más preciso posible (σ reducido). Es básicamente igual al anterior. Consiste en dividir los N datos en L grupos pero de manera que cada grupo se superpone un 50% con el anterior. De esta forma si cada grupo tiene $2M$ elementos $L = N/M-1$ y la desviación estándar se reduce en un factor $\sqrt{(9L/11)}$.

Al aplicar una ventana de datos, como se ha mencionado anteriormente, es necesario obtener un factor de normalización. Aplicado a cualquiera de estos dos últimos periodogramas el factor es:

$$4M \sum_j^L \sum_j^{2M} [\text{Window}(j)]^2 \quad [1-56]$$

1.2.2.3.6 Corrección de la profundidad

Cuando se usa la presión para obtener la elevación de la ola se deben multiplicar la densidad espectral de energía por el factor:

$$p^2 [m] G_{ee} [m] \quad [1-57]$$

Donde p es el factor de respuesta a la presión:

$$p(f) = \mu \frac{\cosh[k(h-z)]}{\cosh(kh)} \quad [1-58]$$

Donde k es el número de onda $2\pi/L$, z la profundidad del sensor desde la superficie, h la profundidad del agua y μ factor empírico ($1 < \mu < 1.35$).

1.2.2.3.7 Parámetros espectrales

Se calculan los momentos M_k definidos como:

$$M_k = \sum_{m=0}^{N-1} m^k G_{ee} [m] \quad [1-59]$$

Los principales parámetros espectrales son:

- Periodo medio:

$$T_z = \sqrt{\frac{M_0}{M_2}} \quad [1-60]$$

- Período de pico:

$$T_p = \frac{M_{-2} M_1}{M_0^2} \quad [1-61]$$

- Período medio entre dos crestas:

$$T_c = \sqrt{\frac{M_2}{M_4}} \quad [1-62]$$

- Altura de ola significativa:

$$H_s = 4.004 \sqrt{M_0} \quad [1-63]$$

- Ancho Espectral:

$$\varepsilon = \sqrt{1 - \left(\frac{M_{22}}{M_0 M_4} \right)} \quad [1-64]$$

1.2.2.4 Relación entre Parámetros Estadísticos y Espectrales

Finalmente, al haber establecido las descripciones de los estados de mar en el dominio del tiempo y de la frecuencia, se describirán las relaciones existentes entre los parámetros estadísticos y espectrales.

El periodo medio por paso cero ascendente es función de los momentos espectrales de orden cero y segundo orden:

$$T_z = 2\pi \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \quad [1-65]$$

También puede demostrarse que:

$$\bar{T}_c = 2\pi \sqrt{\frac{m_2}{m_4}} \quad [1-66]$$

por lo que, al sustituir [1-65] y [1-66] en las definiciones de los parámetros de irregularidad del registro r y de anchura espectral E , se obtienen las definiciones con base en los momentos espectrales:

$$r = \sqrt{\frac{m_2^2}{m_0 m_4}} \quad [1-67]$$

$$\varepsilon^2 = 1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \quad [1-68]$$

Teóricamente para un estado de mar tipo *swell* puro ($\varepsilon = 0$), las olas del registro se distribuyen según una función de densidad tipo Rayleigh, por lo que la probabilidad de que se presente una altura de ola determinada viene dada por:

$$p(H) = \frac{H}{4m_0} e^{-\frac{H^2}{8m_0}} \quad [1-69]$$

de modo que la altura de ola media cuadrática H_{rms} puede calcularse como:

$$H_{rms}^2 = \int_0^{\infty} H^2 p(H) dH = 8m_0 \quad [1-70]$$

y puede demostrarse que:

$$H_s \cong \sqrt{2} H_{rms} \quad [1-71]$$

por lo que para un *swell* puro, la altura de ola significativa es función del momento espectral de orden cero (varianza del registro):

$$H_s \cong \sqrt{2} \sqrt{8m_0} = 4\sqrt{m_0} \quad [1-72]$$

Por lo que, para $\epsilon = 0$, H_s espectral = H_s estadística. Esta demostración tiene la restricción importante de partir de un estado de mar totalmente teórico, por lo que cuanto mayor sea el parámetro de anchura espectral ϵ , mayor será la diferencia entre los cálculos estadísticos y espectrales. No obstante esta expresión es ampliamente utilizada, aunque no se trate de un proceso de banda estrecha.

1.3 Olas en Aguas Someras

Durante su propagación desde aguas profundas, las olas sufren una serie de modificaciones al aproximarse a la costa. Las más importantes se describen a continuación.

1.3.1 Someramiento

Una consecuencia fundamental de la reducción de la profundidad del agua es que la velocidad del oleaje y la longitud de onda disminuyen progresivamente mientras que la altura de la ola aumenta (por lo que el peralte también aumenta); el periodo se supone que permanece constante. Ya cerca de la zona de rompientes, el aumento en la altura de la ola trae consigo un peraltamiento de la ola y el perfil se vuelve significativamente asimétrico, con crestas muy pronunciadas y separadas por valles relativamente planos. Finalmente, la pendiente de las crestas se vuelve inestable y la ola rompe. Por lo tanto, la altura de una ola en rotura puede ser bastante mayor que en aguas profundas.

Usando la teoría lineal se tiene que la variación de la longitud de onda L y la velocidad de fase con respecto a los cambios en la profundidad h es:

$$\frac{L}{L_0} = \frac{c}{c_0} = \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad [1-73]$$

Esto quiere decir que la longitud de la onda y la velocidad de fase guardan una relación directamente proporcional con la profundidad. Las variaciones en las alturas de ola en aguas someras pueden calcularse a partir de la consideración del flujo de energía. Aceptando que la pérdida de energía por fricción de fondo y la reflexión son despreciables (sin duda, una consideración bastante razonable para olas fuera de la zona cercana a la costa) el flujo de energía permanece constante (método del flujo de energía):

$$P = Ecn = \left(\frac{1}{8} \rho g H^2 \right) c \left[\frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right] \right] = (Ecn)_0 = \text{cte} \quad [1-74]$$

donde el subíndice 0 denota el valor en aguas profundas. Sin pérdida de energía, el flujo de la misma en aguas someras es el mismo que en aguas profundas. A partir de la expresión de la densidad de energía del oleaje (ecuación [1-37]), se obtiene la razón de altura de ola H en aguas con profundidad h con respecto de la altura de ola en aguas profundas H_0 :

$$\frac{H}{H_0} = \left(\frac{1}{2n} \frac{c_0}{c} \right)^{\frac{1}{2}} = K_s = \sqrt{\frac{c_g}{c_{g0}}} \quad [1-75]$$

donde el término dentro del paréntesis de la ecuación es conocido como el coeficiente de someramiento. Este mismo coeficiente puede utilizarse para determinar la variación de la altura de ola debida al fondo en toda la zona cercana a la costa.

El incremento en la altura de la ola esta limitado por las condiciones de rotura (inestabilidad) que será discutida más adelante. Como se mencionó antes, al variar la profundidad del agua, también variará la altura del oleaje y la longitud de la onda. Sin embargo, hay que considerar que el periodo de la ola permanece constante, ya que el número de olas se conserva.

Además, pueden hacerse además las simplificaciones más comunes en Hidrodinámica, como que la viscosidad del fluido es despreciable, la presión atmosférica es constante y así el balance energético se conserva (se aplica la ley de conservación de energía), es decir, no hay producción ni disipación de la energía del oleaje en el dominio de estudio.

El peralte de la ola (H/L) también varía con el someramiento. Este valor cae temporalmente a un valor ligeramente menor que su valor en aguas profundas conforme el oleaje se propaga por aguas intermedias, para incrementarse bruscamente cuando llega a aguas someras, pues H aumenta y L se reduce. El repentino incremento del peralte, junto con el incremento de la altura de la ola, son las características más notables del oleaje al entrar en la zona cercana a la costa, hasta un punto tal en que la ola se hace inestable y rompe.

Todo este análisis de la transformación que sufre el oleaje cuando de propaga a aguas intermedias y someras ha sido derivado totalmente de la teoría lineal, la cual se basa en el argumento de que la altura de ola es pequeña comparada con su longitud. Es de notar que a pesar de su sencillez, las tendencias descritas son razonablemente acertadas para la práctica de la ingeniería, sin embargo, para fines académicos y estudios detallados suelen buscarse resultados más precisos.

Estudios llevados a cabo por Flick, Guza e Inman (1981) en los que comparan el uso de la teoría de Stokes (2º y 3º orden) y *cnoidal* con medidas realizadas de alturas y velocidades orbitales, concluyen que la teoría de Stokes de 3º orden predice razonablemente bien los cambios en la altura de la ola y las velocidades orbitales en la zona offshore a profundidades tales que el número de Ursell $Ur = [(H/h)/(kh)^2]$ es menor a la unidad. Más cerca de la línea de costa, es la teoría *cnoidal* la que da las mejores aproximaciones.

1.3.2 Refracción

Una vez que el oleaje ha entrado a aguas intermedias y someras, se ve sometido a un proceso en el que la dirección de propagación cambia de manera que las crestas tienden a ponerse paralelas a las isóbatas. Si el período de ola es constante, la celeridad de la ola depende principalmente de la profundidad local de agua (de la relación h/L), por lo que cuando el oleaje tiene una aproximación oblicua a la costa, la parte de la cresta de la ola que se desplaza por la zona donde hay mayor profundidad se moverá a mayor velocidad que la parte de la cresta que es encuentra a menor profundidad (es decir, hay un gradiente en la celeridad de la ola a lo largo de la línea de cresta). Con esta tendencia, las crestas tienden a rotar y a alinearse con las isóbatas (Figura 1.14).

Es importante señalar que la refracción puede ser producida no sólo por la batimetría sino por cualquier fenómeno que produzca que una parte de la cresta de la ola se propague a distinta velocidad (interacción con corrientes por ejemplo).

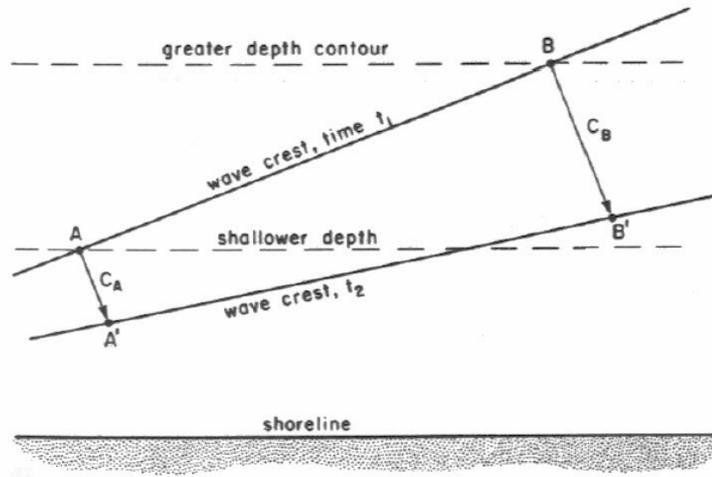


Figura 1.14 Refracción Producida por la Diferencia en las Velocidades de Propagación para Una Misma Cresta (Komar, 1998)

Asumiendo que no hay transferencia lateral de energía a lo largo de las crestas del oleaje, la cantidad de energía entre dos ortogonales debe permanecer constante (Figura 1.15).

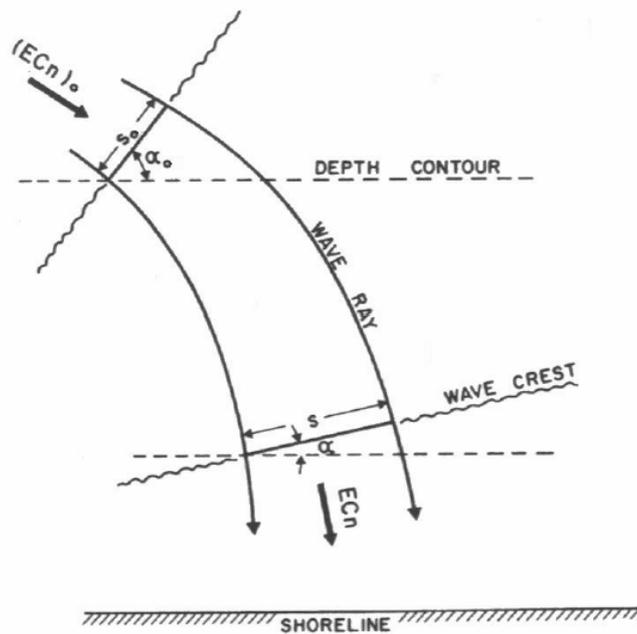


Figura 1.15 Conservación del Flujo de Energía E_{cn} entre Dos Rayos Ortogonales a las Crestas del Oleaje.

Si S_0 es la distancia entre los rayos en aguas profundas y s es la distancia posterior al someramiento, entonces:

$$P = Ecns = (Ecns)_0 = \text{constante} \quad [1-76]$$

Análogamente a la obtención del coeficiente de someramiento (en ausencia de refracción), se obtiene la expresión siguiente:

$$\frac{H}{H_0} = \left(\frac{1}{2n} \frac{c_0}{c} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{s_0}{s} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [1-77]$$

Esta ecuación permite determinar las alturas de ola en aguas intermedias o someras conocida la altura de ola correspondiente en aguas profundas, cuando la distancia relativa entre dos ortogonales pueda ser determinada. La raíz cuadrada de esta distancia relativa s_0/s es conocida como el coeficiente de refracción K_r :

$$K_r = \left(\frac{s_0}{s} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [1-78]$$

La cual, para un caso idealizado de una playa recta con isóbatas paralelas es:

$$\frac{s_0}{s} = \frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha} \quad [1-79]$$

donde el cambio en la dirección está relacionado con la variación de la celeridad de fase a través de la ley de Snell, dada por:

$$\frac{\sin \alpha_1}{\sin \alpha_2} = \frac{L_1}{L_2}; \therefore \frac{\sin \alpha_1}{c_1} = \frac{\sin \alpha_2}{c_2} = \text{constante} \quad [1-80]$$

donde α_1 y α_2 son los ángulos entre dos crestas adyacentes y los contornos del fondo, c_1 y c_2 , son las velocidades de fase a las dos profundidades. Para un fondo con topografía suave con una línea de costa rectilínea y cuyos contornos del fondo sean paralelos, el ángulo a cualquier profundidad puede relacionarse con el ángulo de aproximación en aguas profundas α_0 :

$$\sin \alpha = \frac{c}{c_0} \sin \alpha_0 \quad [1-81]$$

Conforme la velocidad de fase c decrece en relación con su valor en aguas

profundas al acercarse a la costa, el ángulo correspondiente, también decrecerá con respecto a su valor en aguas profundas.

1.3.3 Difracción

Las olas que se propagan en un medio sin obstáculos, mantienen una cierta uniformidad en la altura de ola en todo el frente. Sin embargo, ante la presencia de un obstáculo cualquiera en el dominio de propagación del oleaje, se genera una zona de "sombra" provocando fuertes gradientes de altura de ola en el frente de onda, lo que induce una transferencia lateral de energía. Este fenómeno de difusión o flujo lateral de la energía del oleaje se denomina difracción del oleaje.

Puede verse muy bien en el caso de que el oleaje se encuentre con alguna estructura que lo interrumpa, como una isla o un dique. En ese caso, la estructura corta la energía del oleaje, creando una zona de sombra, protegida de la acción del oleaje (Figura 1.16). Sin embargo, el proceso de difracción puede provocar que haya una transferencia de la energía del oleaje que no ha encontrado interferencia, penetrando en la zona protegida.

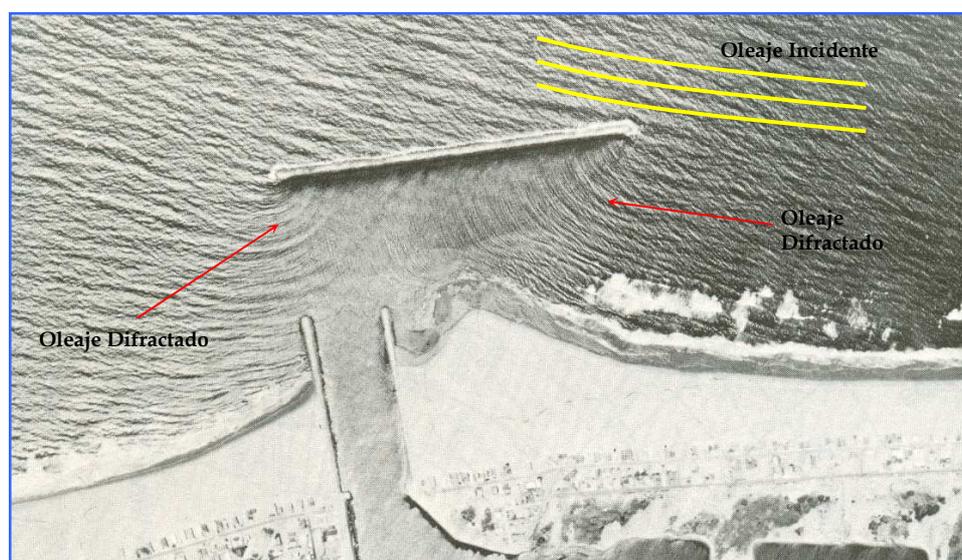


Figura 1.16 Difracción del Oleaje en una Zona Protegida por un Rompeolas.

El cálculo de la difracción es importante porque puede determinar la distribución de alturas de ola una zona protegida, como un puerto o una bahía, por lo que debe tenerse en cuenta en el diseño de las estructuras marítimas. Además, en algunos casos, la difracción es fundamental en la configuración de una playa, como cuando se

construyen estructuras rígidas de protección costera, que en algunos casos inducen la formación de tómbolos.

1.3.4 Reflexión

Cualquier barrera en el camino de propagación de una ola puede reflejar energía, pero la cantidad de energía reflejada depende de la pendiente de la barrera. Por ejemplo, una playa muy plana reflejará poca energía, pues la mayor parte de la energía del oleaje se disipará en la rotura y por fricción. Estructuras más verticales pueden reflejar una mayor cantidad de energía y si el oleaje se aproxima normalmente, dar lugar a ondas estacionarias que pueden tener hasta el doble de altura que las olas incidentes.

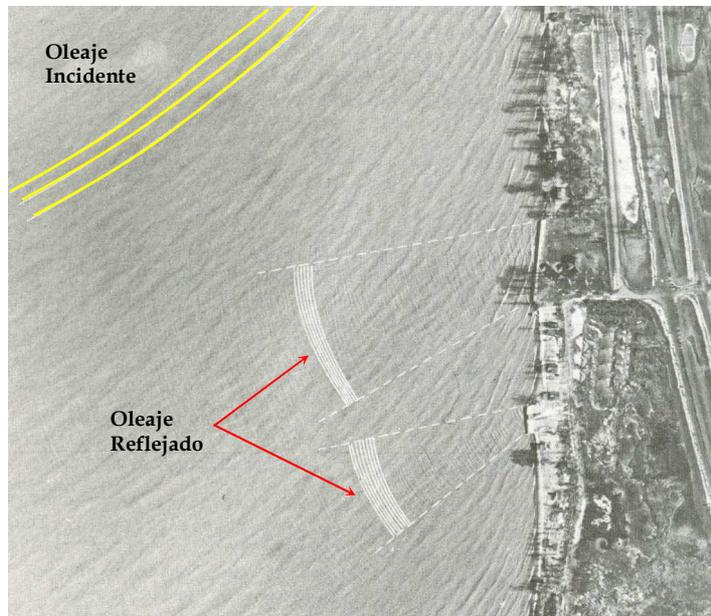


Figura 1.17 Reflexión del Oleaje

Si la reflexión se produce con un ángulo, puede dar lugar a un patrón tridimensional de la superficie del agua y una gran producción de turbulencia en el fondo, donde los flujos orbitales se cruzan.

El coeficiente de reflexión se define como la tasa de la altura de ola reflejada sobre la altura de ola incidente:

$$r = \frac{H_r}{H_i} \quad [1-84]$$

Este coeficiente depende de la pendiente, la rugosidad y permeabilidad de la superficie reflejante, peralte del oleaje (ya que si el oleaje rompe, la cantidad de energía reflejada se reduce drásticamente) y del ángulo de aproximación del oleaje. Miche (1944) derivó una expresión para el peralte crítico que indica la condición crítica de rotura del oleaje:

$$\left(\frac{H_0}{L_0} \right)_{\max} = \sqrt{\frac{2\beta}{\pi}} \frac{\sin^2 \beta}{\pi} \quad [1-85]$$

Donde β es el ángulo (en radianes) con respecto a la horizontal. A valores bajos

de la pendiente del fondo (más plano), la ola tenderá a romper, mientras que para pendientes altas, la ola se reflejará.

Iribarren y Nogales (1949) propusieron el llamado parámetro de Iribarren, que más tarde, Battjes (1974) renombró como parámetro de similaridad o de surf:

$$\xi = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H/L_0}} = \frac{1}{2\pi} \frac{\tan \beta}{\sqrt{H/gT^2}} \quad [1-86]$$

Asignando un valor de $\xi_c \cong 2.3$ como el punto crítico entre las condiciones de rompiente y reflexión del oleaje; cuando $\xi < \xi_c$, sobreviene la rotura.

En la Figura 1.18 se muestra el coeficiente de reflexión como una función del parámetro de Iribarren y en la Figura 1.19 se muestra el coeficiente de reflexión de varias playas en función del parámetro de Iribarren (Battjes, 1974) contra datos medidos por Moraes (1970).

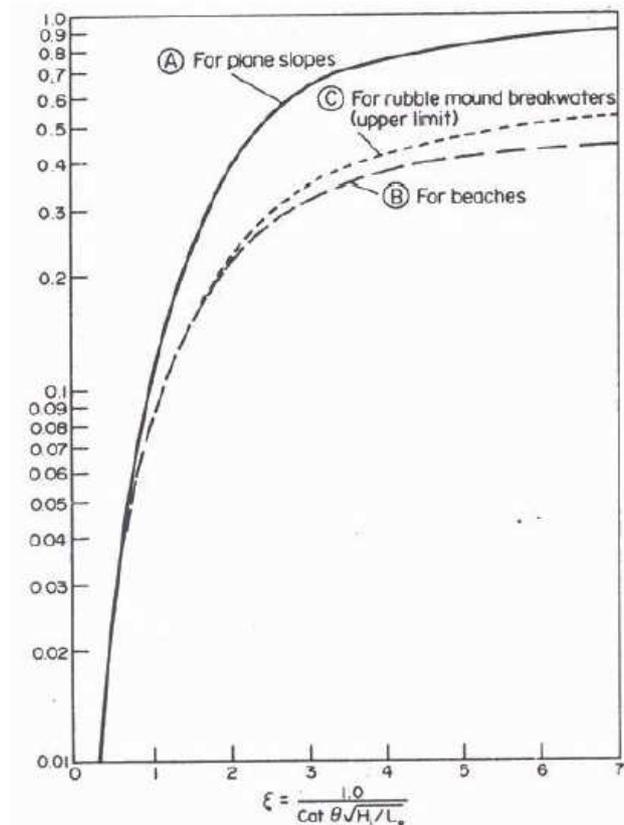


Figura 1.18 Coeficiente de Reflexión para Pendientes de Playas y Rompeolas de Roca en Función del Parámetro de Iribarren ξ

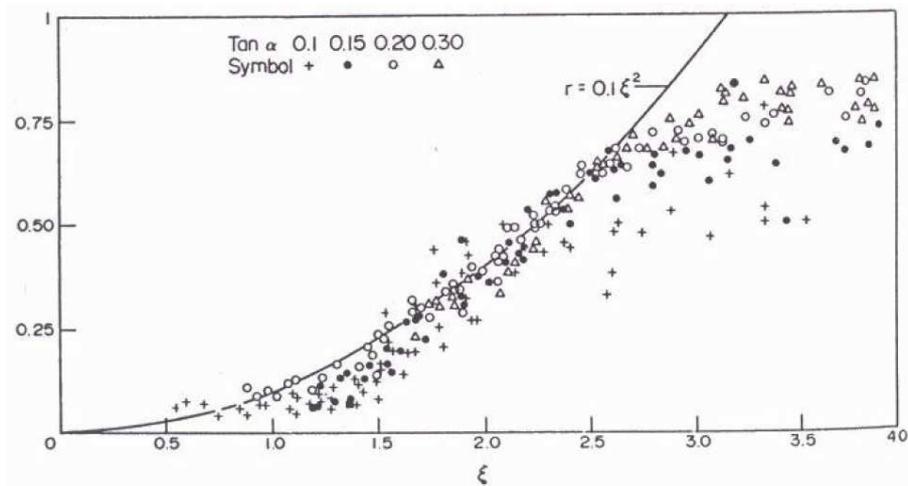


Figura 1.19 Coeficiente de Reflexión para Varias Playas en Función del Parámetro de Iribarren ξ

1.3.5 Rotura

La rotura de las olas es el fenómeno asociado al oleaje más importante desde el punto de vista de la ingeniería de costas y dinámica de playas. La rotura del oleaje implica una importante disipación de la energía asociada al oleaje, a la vez que da lugar a un sistema de corrientes de playa paralelas y perpendiculares a la costa que son las responsables del transporte de sedimentos y de la consiguiente evolución de las playas.

En el diseño de obras marítimas, debe considerarse si los oleajes extremos obtenidos en el correspondiente análisis de clima se encontrarán limitados por la rotura en el emplazamiento de las obras o no, ya que los esfuerzos a que estarán sometidas en cada caso son muy distintos.

Hay varios aspectos a considerar en el estudio de la rotura del oleaje, muchos de ellos aún abiertos a discusión. El primer aspecto cuantitativo es la estimación de las condiciones en el punto de rotura. Un segundo aspecto cualitativo es el tipo de rompiente que se producirá. Finalmente la evolución posterior a la rotura que puede dar lugar, en función de la configuración de los fondos, a su reformación y posterior propagación.

1.3.5.1 Parámetros Límites y Estimación del Punto de Rotura

De acuerdo con el análisis señalado para el fenómeno de someramiento, la velocidad de propagación de la energía las olas se va reduciendo al acercarse a la costa y

avanzar en fondos más someros, con lo que debido a la conservación del flujo de energía su altura crece progresivamente y llegaría a ser infinita en la orilla, lo que no es físicamente posible. El fenómeno de la rotura limita este crecimiento, pues ocurre cuando se alcanzan las condiciones de estabilidad máximas que puede soportar la estructura de la ola.

Una condición límite usual es el peralte del oleaje. Para olas en aguas profundas, un valor de 0.142 (1/7), es frecuentemente citado como la máxima relación estable entre la altura de ola y su longitud. Teniendo en cuenta el efecto del fondo, Miche (1944) propuso el siguiente criterio:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\text{máx}} = 0.142 \tanh(kd) \quad [1-87]$$

Otra condición límite frecuentemente utilizada es la relación entre la altura de ola y el calado en el punto de rotura. Este valor fue inicialmente establecido por McCowan (1894) en 0.78 y diversos autores han presentado diferentes estimaciones, desde 0.72 hasta 1, haciéndolo también depender de la pendiente del fondo.

El criterio de rotura de Wegel está basado en resultados de diversos autores y tiene en cuenta el efecto de la pendiente del fondo. Su expresión es:

$$\begin{aligned} \frac{H}{h} &= b - a \frac{H}{gT^2} \\ a &= 43.8(1 - e^{-19m}) \\ b &= \frac{1.56}{1 + e^{-19.5m}} \end{aligned} \quad [1.88]$$

donde m es la pendiente (en tanto por uno) del fondo.

Cualquiera de las condiciones anteriores puede ser aplicada en el marco de un modelo de evolución del oleaje o, más simplemente, con la ley de Snell (asumiendo batimetría rectilínea y paralela) y la conservación del flujo de energía para la estimación del punto de rotura del oleaje y sus características en este punto.

Si se considera oleaje irregular no existe un único punto de rotura, sino que las olas individuales romperán en función de sus propias características, más alejadas de la costa las más altas y más próximas las menores. Sin embargo, se puede definir una serie de puntos característicos en función de los correspondientes a la rotura de algunas de las alturas tipificadas del espectro (altura media cuadrática, altura significativa).

1.3.5.2 Tipos de Rotura

La forma en que el oleaje rompe depende principalmente de la pendiente del fondo y del peralte de las olas. En función de sus valores se pueden definir cuatro tipos diferentes de rompientes:

- › *Descrestamiento*. Se produce en general en pendientes suaves o en aguas profundas; aparece espuma en la parte superior de la cresta de la ola, que sigue propagándose con pequeños cambios de forma y reduciendo progresivamente su altura.
- › *Voluta*. Ocurre en pendientes más fuertes que el caso anterior. El frente de la cresta va avanzando sobre el seno que le precede, hasta caer sobre éste en forma de chorro, formándose una bolsa de aire atrapada bajo la cresta.
- › *Colapso*. El frente anterior de la cresta se hace vertical y colapsa sin producir una bolsa de aire.
- › *Oscilación*. La ola asciende y se retira de la pendiente de la orilla sin producir apenas espuma.

Cada uno de estos casos implica diferentes formas de disipación y producen distintos fenómenos asociados de generación de corrientes, transporte de sedimentos y reflexión del oleaje en la playa. La rotura en descrestamiento implica que la disipación es suave y progresiva, generándose una amplia zona de rompientes entre el punto de rotura y la playa. La reflexión producida es mínima y máxima la elevación del nivel medio en la playa.

En contraste, la rotura en voluta o volteo de la cresta provoca una disipación intensa localizada; el impacto del chorro sobre el seno puede generar ondas secundarias que radian en ambas direcciones, hacia la costa y hacia el mar (produciendo cierta reflexión). La intensa disipación produce una reducción drástica de la altura de ola residual, por lo que, tras avanzar una distancia de eliminación de los vórtices turbulentos, puede seguir avanzando hacia la playa una ola reformada sin signos de rotura.

En estados intermedios entre el descrestamiento y el volteo puede aparecer en el frente de la ola un vórtice que va creciendo en dimensión y que es empujado por la cresta y alimentado por su rotura sucesiva. Este vórtice constituye un transporte eficaz de masa (casi nulo en el movimiento oscilatorio de las olas), desde el límite de la zona de rotura hacia la orilla, transporte de masa que deberá ser compensado con corrientes de

retorno desde la orilla, ya sea en el plano vertical (resacas) o en el horizontal (corrientes rip).

En los casos de colapso y oscilación, la reflexión del oleaje incidente es muy notable.

La predicción del tipo de rotura es posible mediante el número de Iribarren:

$$\xi = \frac{m}{\sqrt{H/L}} \quad [1-89]$$

Siendo m la pendiente en el punto de rotura. Es posible referir este parámetro a las condiciones de aguas profundas o al propio punto de rotura, en función de los valores correspondientes de H y L. Los tipos de rompiente se corresponden con los siguientes intervalos del parámetro:

Tabla 1.2 Parámetro de Iribarren para Oleaje Rompiente

| Tipo de Rompiente | Parámetro de Iribarren en Aguas Profundas |
|-------------------|---|
| Descrestamiento | < 0.5 |
| Voluta | 0.5 - 3 |
| Colapso | 3 - 3.5 |
| Oscilación | > 3.5 |

1.3.5.3 Evolución Posterior a la Rotura

El análisis de la evolución posterior a la rotura del oleaje es de especial importancia para los estudios de dinámica de playas y para el dimensionamiento de obras en aguas poco profundas. Aunque se han realizado notables avances, un análisis hidrodinámico completo y satisfactorio está posiblemente fuera del estado actual de conocimiento. Algunos modelos sencillos permiten sin embargo, analizar la evolución de parámetros significativos de interés en ingeniería como la altura de ola.

El modelo de Dally et al, postula que el flujo de energía varía tras la rotura de forma que el grado de disipación es proporcional al exceso de flujo de energía sobre un valor máximo estable. Esto es:

$$\nabla(Ec_g) = \frac{K}{h} \left((Ec_g) - (Ec_g)_s \right) \quad [1-90]$$

donde el subíndice s indica el valor máximo estable, K es un coeficiente en función de la pendiente y h es la profundidad en el punto.

La ecuación anterior tiene una solución analítica sencilla para el caso de un fondo de pendiente uniforme β :

$$\frac{H}{H_b} = \left[\left(\frac{h}{h_b} \right)^r (1 + \alpha) - \alpha \left(\frac{h}{h_b} \right)^2 \right]^{1/2} \quad [1-91]$$

Siendo:

$$\alpha = \frac{KT}{\beta \left(\frac{5-K}{2} - \beta \right)} \left(\frac{h}{h_b} \right)^2, \quad r = \frac{K}{\beta} - \frac{1}{2} \quad [1-92]$$

donde los coeficientes toman los siguientes valores en función de la pendiente:

| Pendiente | Γ | K |
|-----------|----------|-------|
| 1:80 | 0.350 | 0.100 |
| 1:65 | 0.355 | 0.115 |
| 1:30 | 0.475 | 0.275 |

Este modelo permite reproducir de forma cualitativamente correcta la variación de altura de ola tras la rotura, más rápida cuando la pendiente es fuerte (rotura con volteo), que cuando es reducida (descrestamiento).

CAPÍTULO

2

DISEÑO EN
PLANTA

2 DISEÑO EN PLANTA

2.1 Introducción

El presente capítulo es una introducción al proyecto de diseño de áreas abrigadas frente a la acción predominante de las oscilaciones del mar. En general, un área abrigada es una superficie de agua resguardada de las acciones de los agentes marinos y atmosféricos. El nivel de protección y las instalaciones construidas a resguardo de ellos dependen de diversos factores, entre ellos, la modalidad del área abrigada. Las principales modalidades incluyen a las áreas portuarias y las áreas litorales. El objetivo del proyecto de un área, denominada genéricamente, área abrigada es la optimización funcional, económica y ambiental de la operatividad y de la seguridad de sus instalaciones fijas y flotantes.

Para lograr el control de las oscilaciones del mar, en particular del oleaje, puede ser necesario construir obras de abrigo, las cuales modifican las oscilaciones de la superficie libre del mar dando lugar a nuevas oscilaciones tanto en la banda incidente como en otras bandas de periodos. Las oscilaciones incidente y las generadas por la presencia de las obras condicionan la "calidad o nivel de operatividad y de seguridad" del área abrigada. La calidad, se utiliza en este contexto ingenieril como la aptitud para el propósito de dar un servicio.

En este capítulo, se plantea el problema de las áreas abrigadas y se presenta un ejemplo de metodología a seguir para:

- 1) Especificar los datos necesarios
- 2) Diseñar el área abrigada
- 3) Verificar la forma en planta y las secciones de las obras marítimas

Previamente se analizan las bandas frecuenciales de las oscilaciones del mar.

2.2 Oscilaciones del Nivel del Mar

En función del periodo principal de la energía oscilatoria es posible definir cuatro bandas oscilatorias que son de interés en el proyecto de obras marítimas y, en particular, de las obras de abrigo:

- › *Ondas cortas*, $[3 < T(s) < 30]$
- › *Ondas Largas intermedias*. $[30 < T(s) < 10^4]$

- Ondas Largas geofísicas, [$160 < T(\text{min}) < 10^4$]
- Nivel medio eustático e isostático [$1 < T(\text{años}) < 1000$]

La primera banda es la de mayor contenido de energía y, en general, produce la acción predominante en las obras de abrigo. Las restantes, aunque de menor contenido energético, localmente pueden llegar a ser más peligrosas que el oleaje para el uso y explotación del área abrigada.

En la segunda banda se incluyen las ondas vinculadas a los grupos de olas y los modos libres, que son modos liberados durante la transformación del grupo de ondas, las ondas de borde y las ondas de cizalla, cuya generación está relacionada con la oblicuidad y peralte del oleaje. En esta banda se incluyen, asimismo, los tsunamis u oscilaciones generadas por sismos con epicentro en el fondo del mar, las ondas denominadas de plataforma que son ondas generadas en la plataforma y talud continental y las ondas atmosféricas, debidas a la propagación de pulsaciones de presión atmosférica.

En la banda denominada “*ondas largas geofísicas*”, se incluye la llamada marea meteorológica generada por dos causas relacionadas con la propagación de ciclones, una debida a la acción tangencial del viento sobre la superficie del agua y la otra debida a la variación de presión atmosférica producida por el paso de la borrasca o ciclón, y cuya duración es de uno a tres días, aproximadamente. En esta banda de periodos también se incluyen la marea astronómica que dependiendo de su carácter puede tener periodo *cuarto-diurno, semidiurno o diurno*.

Finalmente, está la banda de las oscilaciones del nivel medio del mar dependientes de las variaciones climáticas, cuyas variaciones son del orden de 5 a 10 años y que todavía no son bien conocidas y otras variaciones de periodo mucho mayor, superior a los 100 años, que dependen del contenido de agua en los océanos, llamadas movimientos eustáticos, y de los fenómenos isostáticos de la corteza terrestre, llamados movimientos u oscilaciones isostáticas.

En la Figura 2.1 se representan las oscilaciones de la superficie libre del mar y su posible influencia en la agitación en un área abrigada (p.e. un puerto).

En el intervalo de tiempo considerado, la solución adoptada debe garantizar la operatividad del sistema abrigado frente a:

- 1) La agitación de corto periodo
- 2) Los movimientos de largo periodo resonantes o forzados
- 3) La profundidad



Figura 2.1 Oscilaciones de la Superficie del Mar

Además, durante su vida útil la solución debe ser segura frente a las tres bandas de oscilaciones.

Si bien la finalidad principal de la construcción de una obra de abrigo es el control del oleaje, en el proyecto de un área portuaria o de una playa se deben tener en cuenta todas las bandas oscilatorias descritas en el apartado anterior. En el primer caso, la banda del oleaje puede provocar oscilaciones del buque que pueden impedir su operación e incluso poner en peligro su seguridad. La banda de ondas largas intermedias puede forzar la oscilación del cuerpo de agua confinado en el puerto o en una dársena, o del buque atracado, diciéndose que la oscilación es resonante, si ambos movimientos tienen el mismo periodo. Dado el carácter de onda larga, toda la columna de agua tiene la misma cinemática, dando una "imagen" hidrodinámica similar a la de una corriente.

En ausencia de oleaje y de las ondas largas intermedias, las ondas largas geofísicas, tales como las mareas meteorológica y astronómica determinan la evolución temporal del calado. Finalmente, en proyectos marítimos de muy larga vida útil, es necesario considerar la evolución del nivel medio del mar debida a los movimientos eustáticos e isostáticos. No obstante, salvo proyectos concretos, por ejemplo de gestión y protección del litoral en zonas de pendiente suave, su importancia en el ámbito portuario es pequeña.

En el proyecto de una playa, los movimientos de la superficie libre del mar debidos a las ondas largas tienen notable importancia en los procesos de las zonas de rompientes y de swash, gobernando los flujos de retorno y el sistema circulatorio. Además participan en las formas rítmicas y en los procesos erosivos en condiciones de temporal. Análogamente al caso de proyectos de áreas portuarias, el proyecto de una playa debe considerar el espectro completo de movimientos oscilatorios de la superficie libre del mar.

2.3 Las Áreas Portuarias

Dado que el mayor contenido energético de las oscilaciones del mar se encuentra en la banda del oleaje, el diseño de un puerto o área portuaria se plantea, inicialmente, para el abrigo frente al oleaje. Con este fin, se proyectan unas obras de protección o control de la acción de las oscilaciones del mar, las cuales deben permitir y facilitar el acceso de embarcaciones al área abrigada. Por tanto, además de las obras de abrigo, es necesario considerar otros elementos y áreas destinadas al servicio portuario, entre ellos: vía de navegación, bocana, zona de maniobra y fondeo y zona de operatividad portuaria (ver Figura 2.2).



Fuente: Google Herat, 2008

Figura 2.2 Infraestructura Portuaria, Puerto de Veracruz

Las dimensiones y los requerimientos de seguridad y operatividad de estas instalaciones dependen de las características de los barcos a los que se vaya a dar servicio. A partir de ellos, se definen las dimensiones de las diferentes áreas y las condiciones de operatividad admisibles, p. e. la amplitud de la oscilación admisible (de la superficie libre del mar o del buque) para cada una de las bandas oscilatorias que, presumiblemente, pueden ocurrir en el área.

2.3.1 Condiciones Contrapuestas de un Área Portuaria

Para cumplir las funciones previstas, un puerto debe satisfacer una serie de condiciones contrapuestas. El ancho, la profundidad y la orientación del canal de navegación y de la bocana, permiten y orientan el acceso del barco al área abrigada, pero además, por la misma bocana se propagan y transmiten al interior del área abrigada el oleaje y otras oscilaciones de la superficie libre del mar, actuando aquella como un foco emisor de ondas cuyas características dependen de las características geométricas del puerto. La maniobrabilidad del barco demanda dimensiones generosas para la entrada, mientras que el control y limitación del flujo de energía del oleaje se consigue con dimensiones pequeñas de bocana.

Por otra parte, las oscilaciones de largo periodo que pueden provocar oscilaciones de la masa de agua confinada tras las obras de abrigo o en las dársenas, se propagan por

la bocana o a través de la estructura de abrigo o se generan en el interior del área abrigada. Luego, bocanas de ancho relativamente pequeño³ favorecen la oscilación por ondas largas, mientras que bocanas amplias permiten la radiación hacia el mar de las oscilaciones naturales del cuerpo de agua, reduciendo la amplitud.

En resumen, bocanas amplias facilitan la entrada del barco y reducen, en general, el riesgo de oscilaciones de largo periodo, pero no permiten un buen control y limitación del oleaje. Por otra parte, bocanas pequeñas permiten el control del flujo de energía del oleaje, pero condicionan la navegación y el acceso al área abrigada. La solución al problema no es única y en cualquier caso es un compromiso entre las condiciones que se deben satisfacer.

Este antagonismo es aún más evidente si se analiza el área abrigada en las condiciones de trabajo:

- 1) Normales o de operatividad del sistema portuario
- 2) Extremas

En el primer caso, las condiciones de operatividad están definidas por el carácter operativo de la obra y, en general, coinciden con manifestaciones medias de la dinámica marina y atmosférica y la utilización intensiva del área abrigada por lo que la bocana puede ser amplia. Por el contrario, en condiciones extremas no suele haber operatividad, y la manifestación de las dinámicas marina y atmosférica es extraordinaria, por lo que la bocana debe ser pequeña.

2.4 Etapas del Proyecto

Con el fin de alcanzar un proyecto, funcional, seguro y fiable, económicamente justificable y ambientalmente respetuoso, se proponen las etapas siguientes:

- Definición de la obra de abrigo de acuerdo con lo dispuesto en el apartado siguiente
- Prediseño del área abrigada mediante la definición geométrica de la planta y de la sección o secciones y de los elementos estructurales que la componen, especificando los principales materiales a emplear y analizando los procesos constructivos
- Verificación de los requerimientos de operatividad y de seguridad del prediseño

³ Se denomina ancho relativo al cociente entre el ancho de la bocana y la longitud de la onda característica.

- Proyecto y construcción
- Definición de los criterios de explotación y mantenimiento del área portuaria
- Desmantelamiento de la estructura de protección.

2.4.1 Ubicación Espacial y Temporal de la Obra

El diseñador de la obra debe definirla especificando su ubicación espacial, el intervalo de tiempo en el cual se debe analizar el comportamiento, la funcionalidad y la operatividad de la obra o de sus tramos en función de los estudios del rendimiento económico y funcional de la obra, que en general, es un año.

2.4.2 Criterios Generales y Valores Admisibles de Proyecto

Además de lo anterior, se deberán definir:

- 1) La temporalidad de la obra y la previsión de entrada en servicio de los diferentes elementos que la componen.
- 2) El carácter operativo y el criterio general de la obra.

Y los siguientes criterios generales:

- 1) La vida útil.
- 2) La probabilidad de fallo frente a estados límite últimos y de servicio en la vida útil.
- 3) El nivel de operatividad, el número medio de paradas operativas y la duración máxima de una parada operativa en el intervalo de tiempo.

Asimismo, será necesario identificar las necesidades funcionales y operativas del área abrigada. Para lo cual se especificarán los datos y criterios necesarios para el proyecto, entre ellas, la flota a servir y los servicios requeridos en el área portuaria.

- a) **Flota.** Se definirá la flota por el calado, en condiciones de máxima y mínima carga compatible con el uso especificado, la eslora, la manga (ver Figura 2.3), la superficie expuesta al viento, las condiciones de maniobrabilidad y las toneladas de peso muerto (TPM), arqueo bruto (GT) o toneladas de registro bruto (TRB).

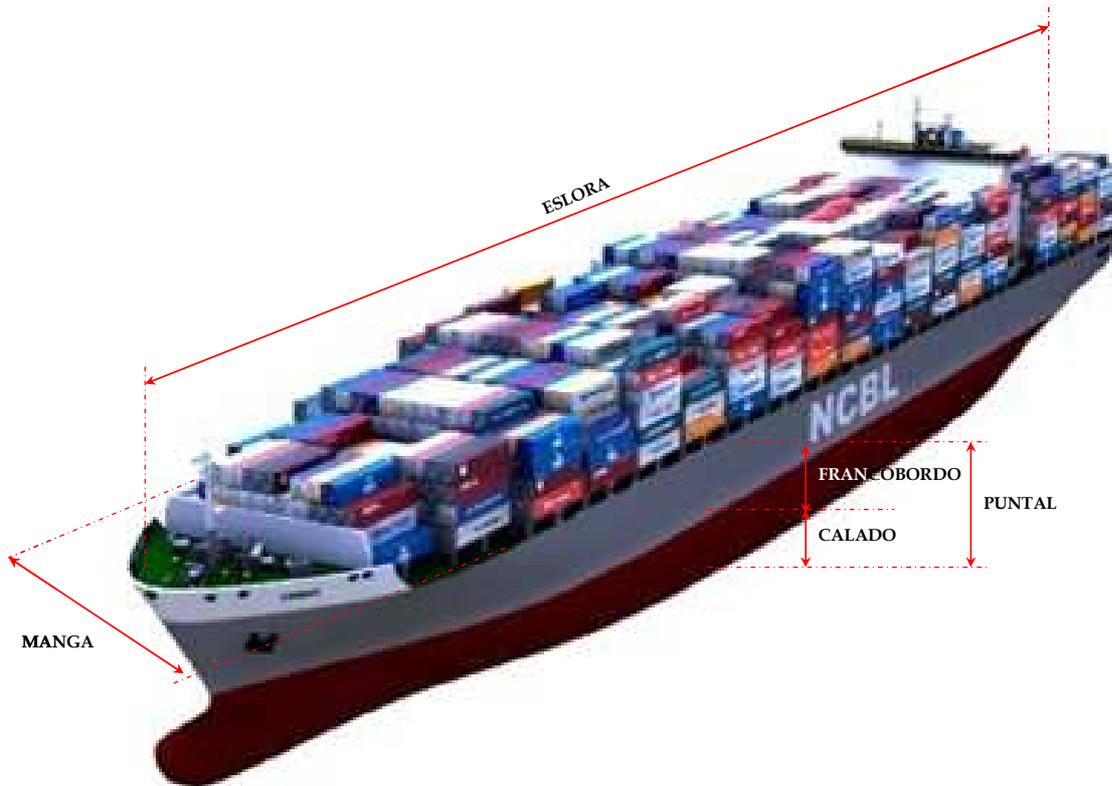


Figura 2.3 Dimensiones Básicas de una Embarcación

b) **Elementos Funcionales y Operativos del Área Portuaria.** Los servicios requeridos en el puerto se definirán especificando todos o algunos de los siguientes elementos:

- › Elementos relacionados con la operatividad y la seguridad del buque: superficie de agua abrigada mínima requerida, metros lineales de atraque y, en su caso, área de fondeo y otras áreas particulares (p. e. varaderos).
- › Elementos relacionados con el servicio y la funcionalidad terrestre de la obra: superficie de tierra mínima, especificando superficies de estacionamiento y almacenamiento y los movimientos de tráfico y mercancías previstas, incluyendo los sistemas de manipulación.

2.5 Etapas del Proyecto

Teniendo en cuenta lo anterior, una situación de proyecto de un área abrigada se define por:

- La ubicación espacial (emplazamiento) y la escala temporal (intervalo de tiempo).
- La geometría de la obra y del terreno.
- Las propiedades del medio físico y de los materiales.
- Los agentes y acciones que pueden interferir con la obra y su entorno.

2.5.1 Geometría en Planta de un Área Portuaria

Se proyectará la geometría en planta del área portuaria definiendo algunas o todas las áreas siguientes:

- 1) **Área de Navegación y Aproximación.** Está formada por la vía de navegación exterior y la bocana de entrada al área abrigada, ver Figura 2.4.



Fuente: Administración Portuaria de Coatzacoalcos, S.A. de C.V., 2008

Figura 2.4 Canal Acceso y Obras de Protección del Puerto de Coatzacoalcos

- 2) **Área de Maniobra y Fondeo.** Es el espacio en el cual se realizan las maniobras de aproximación, arranque y reviro del buque. El área de fondeo, en el caso de existir, deberá permitir que la flota prevista pueda mantener su posición mediante el uso de anclas.

- 3) **Área de Operatividad del Buque.** Está formada por algunos de los siguientes elementos: dársenas operativas, muelles, pantalanes y amarraderos. Además, en su caso, podrán existir zonas dedicadas a la construcción, reparación y desguace de buques y otros flotadores.
- 4) **Condiciones de Trabajo Normales y Extremas en el Área.** Éstas se definen en función del comportamiento oscilatorio del barco, de las instalaciones y los medios disponibles: p. e. remolcadores y defensas, agentes climáticos, marinos y atmosféricos y de los caracteres operativo y general del área o de la obra, en el caso en el que aquellos no existieran.
- 5) **Umbrales Admisibles en el Área.** Se recomienda especificar los estados admisibles de operatividad en cada una de las áreas portuarias por medio de un valor umbral determinista o por una variable aleatoria mediante su correspondiente función de distribución o alguno de sus parámetros estadísticos representativos. Este umbral, determinista o aleatorio, es uno de los términos de la ecuación de verificación, definida ésta en la forma de margen de seguridad.

El umbral admisible, operativo o extremo, del área se puede fijar en términos de la amplitud de oscilación del barco para cada uno de sus seis movimientos o grados de libertad, considerada como variable determinista o aleatoria y teniendo en cuenta la respuesta de cada barco para todos las posibles forzamientos exteriores. Esta respuesta se puede obtener por métodos analíticos, numéricos o experimentales.

En algunos casos, para estudios previos o prediseño, se podrá especificar el umbral admisible del área mediante un análisis estadístico de las oscilaciones de la superficie libre del mar, en particular, del oleaje, p. e. la altura de ola máxima y el periodo medio de paso por cero. A este respecto, es necesario advertir que este método, tradicional y extendido en la ingeniería práctica, puede dar lugar a situaciones insatisfactorias ya que las oscilaciones del buque dependen del periodo del tren oscilatorio y del ángulo de incidencia y porque este método ignora las oscilaciones posibles en otras bandas oscilatorias, en particular, las de largo periodo.

2.6 Factores de Proyecto

Sirven para definir las propiedades del medio físico, del terreno y de los materiales por medio de los parámetros de proyecto y el conjunto de agentes y de sus acciones sobre la obra marítima, ver Figura 2.5.

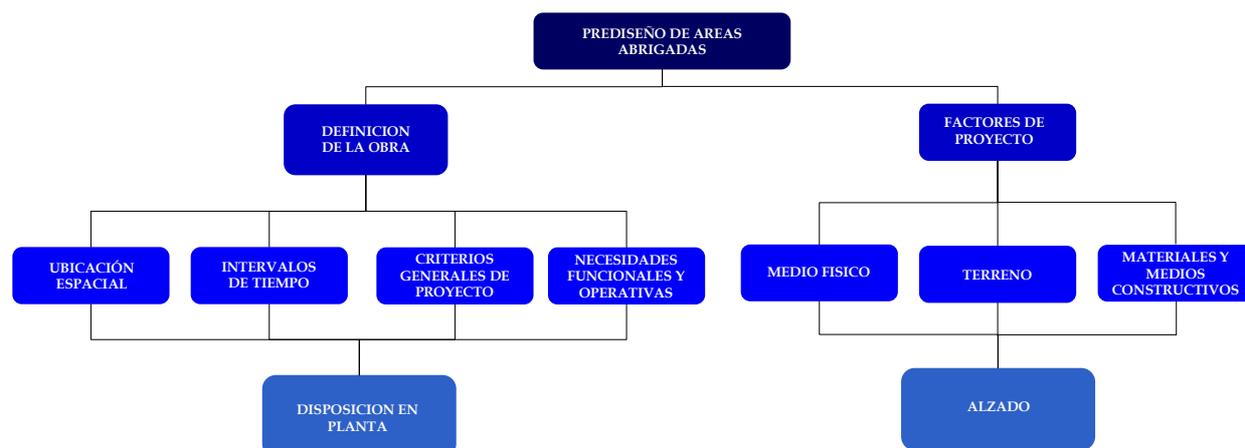


Figura 2.5 Factores de Proyecto

2.6.1 Factores del Medio Físico

En el prediseño de la obra marítima los factores del medio físico caracterizan dicho medio y suelen ser las predominantes en su seguridad y su operatividad. Estos factores de proyecto son:

- › Parámetros del aire y del agua
- › Agentes climáticos y sísmicos

En los estudios de implantación del área portuaria se deben considerar los agentes del medio físico predominantes que, en general, serán el viento y la presión atmosférica, las oscilaciones del mar y los sísmicos. Las condiciones de trabajo normales se pueden analizar utilizando los regímenes direccionales medios en el intervalo de tiempo de análisis (el año), en una localización representativa de las condiciones en la bocana del área abrigada. Para el análisis de las condiciones de trabajo extremas, se deben considerar los regímenes direccionales extrémale.

Fuentes de datos. Estos regímenes se podrán obtener mediante diferentes técnicas, tales como estudios de propagación de los estados de mar o correlación espacial y utilizando información suministrada por dependencias tanto públicas como privadas (tales como los regímenes medio y extremal de las oscilaciones del mar y los regímenes de viento).

- a) **Valores Característicos.** En una primera aproximación, en los estudios de operatividad y seguridad para determinar el nivel de operatividad global y

la máxima probabilidad de fallo, se podrán aplicar los valores característicos de los agentes del medio físico a partir de la caracterización estadística de los regímenes. En la determinación de valores característicos de otros agentes, es necesario tener en cuenta la dependencia funcional entre los diferentes agentes y por tanto la compatibilidad de los valores de los agentes en función de su origen y su probabilidad de ocurrencia.

- b) **Agente Sísmico.** En el caso en el que la obra se vaya a construir en una zona sísmicamente activa, se debe determinar la magnitud del sismo característico para el análisis de la operatividad y de la seguridad de la obra siguiendo los mismos criterios que para las oscilaciones del mar y los agentes atmosféricos.

Además en estas zonas sísmicas se debe tener la capacidad para determinar la magnitud del tsunami característico, siguiendo los mismos criterios de determinación que para los otros agentes del medio físico. En cualquier caso es necesario analizar la simultaneidad y la compatibilidad del agente sísmico y del agente tsunami con otros agentes del medio físico.

La definición de zonas sísmicas en las costas mexicanas se puede encontrar, por ejemplo, en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

2.6.2 Factores del Terreno

En el estudio previo se deben considerar los factores de proyecto del terreno relacionados con su capacidad de carga, deformación, erosión y dragado.

Para el establecimiento de los valores representativos de los parámetros del terreno, además del conocimiento geológico del terreno y de la geometría y composición de las diferentes capas de terreno, se podrán emplear técnicas estadísticas de correlación espacial.

Se considerarán aquellos parámetros que permitan identificar el terreno, especificar el estado en el que se encuentran, evaluar su comportamiento frente a cambios en los esfuerzos ejercidos sobre él y aquellos otros que describan situaciones específicas. En su caso, se considerará la capacidad de dragado del terreno, considerando los medios necesarios y su rendimiento y las propiedades, físicas, mecánicas y biológicas del producto de dragado.

2.6.3 Factores de los Materiales y Medios Constructivos

Se considerarán aquellos parámetros que permitan la identificación de los principales materiales de construcción y evaluar su estado y la respuesta mecánica frente a las acciones de los agentes del medio físico. Para los materiales para los que exista normativa específica, tales como el concreto y el acero, para su descripción se debe seguir lo obligado en ellas. Especial atención debe prestarse a los parámetros descriptivos de las rocas que conforman parte del cuerpo de las obras de abrigo de un puerto, en particular los relacionados con la calidad físico-químico, y la cantidad por tamaños disponibles de acuerdo con el régimen de explotación de la cantera y su capacidad de suministro.

Durante el proceso de diseño de una obra marítima se deben analizar los medios y los procedimientos constructivos disponibles y necesarios, así como su incidencia en los plazos para su ejecución.

2.7 Altura Máxima de Ola

La disposición en planta del área portuaria y las dimensiones de sus elementos dependen también de la dinámica en la zona de rompientes del oleaje. Consecuentemente es necesario definir dicha zona para condiciones medias y condiciones extremas tanto para el análisis de la operatividad de las diferentes áreas portuarias como para la determinación de la magnitud de los agentes asociados a las oscilaciones del mar.

La mayoría de los criterios de rotura se han establecido para ondas progresivas incidiendo normalmente a la costa, cuya inestabilidad se alcanza mediante un proceso de peraltamiento gradual provocado por un fondo de pendiente suave y la ola rompiendo en descrestamiento. En estas condiciones, la reflexión es despreciable y el comportamiento de la onda es "idéntico" al de un tren de ondas propagándose por un fondo horizontal. Estas condiciones ideales, raramente se dan en la naturaleza. Frente a una obra de abrigo, construida sobre un fondo inclinado, la superficie libre oscila según la interacción de los trenes incidente y reflejado en la estructura y las posibles contribuciones de trenes reflejados en el talud del fondo, difractados desde morros, cambios de alineación del dique, bocana, interior del puerto, etc. El estado del arte no está suficientemente desarrollado para considerar todos estos aspectos en el establecimiento de los criterios de rotura. Por ello, se suelen aplicar los criterios de rotura de movimientos oscilatorios progresivos en geometrías de fondo simples. Su uso en situaciones más complejas como las que se pueden dar en la realidad deben ser objeto de juicio ponderado y de experiencia.

En las secciones que siguen se presentan los criterios de rotura para fondo horizontal y trenes monocromáticos; a continuación se discute el caso de fondo inclinado con reflexión no despreciable. Finalmente, se analiza el caso de oleaje irregular.

2.7.1 Fondo Horizontal o de Pendiente Suave

Los criterios de rotura sobre fondo horizontal se pueden aplicar a fondos de pendiente suave tal que la reflexión en ella sea despreciable. Esta condición se cumple para valores del parámetro de pendiente $S_r < 0.1$. S_r se define por el cociente entre la pendiente local del talud, $\tan\beta$ y el número de onda adimensional,

$$kh = \frac{2\pi h}{L}, \quad S_r = \frac{\tan\beta}{kh}$$

Obsérvese que en profundidades reducidas $kh < 0.32$, por lo que para satisfacer la condición reflexión despreciable, la pendiente del fondo debe ser $\tan\beta < \frac{1}{32}$.

2.7.1.1 Altura Máxima de un Tren Monocromático Progresivo

En este apartado se resumen las condiciones requeridas para que un tren de ondas propagándose sobre un fondo horizontal sea inestable y rompa. Estas condiciones se pueden aplicar a fondos con pendiente suave de tal forma que la reflexión producida desde el fondo sea despreciable y que el tren, al propagarse, adecue sus características, celeridad y longitud de onda, de forma instantánea a la nueva profundidad. Recuérdese que en los estudios de propagación por fondos con pendiente se asume que el periodo del tren no se modifica durante la propagación.

a) Profundidades indefinidas, $\frac{h}{L} > \frac{1}{2}$

Un tren de ondas propagándose sobre un fondo con profundidad suficiente para garantizar las condiciones de propagación en profundidades indefinidas tiene un peralte límite, $\left(\frac{H}{L}\right)_{\text{lim}}$, el cual no se puede superar. Alcanzado éste, el perfil comienza a romper desde la cresta. Este valor límite es aproximadamente

$$\left[\left(\frac{H}{L}\right)_{\text{lim}} \approx 0.14 \approx \frac{1}{7}\right].$$

b) **Profundidades intermedias**, $\frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{2}$

Si el tren de ondas se propaga en profundidades intermedias, la presencia del fondo altera el peralte límite máximo, reduciéndolo en función de la profundidad relativa, $\frac{h}{L}$, de modo que $\left(\frac{H}{L}\right)_{\text{lim}} = 0.14 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$

c) **Profundidades reducidas**, $\frac{h}{L} < \frac{1}{20}$

En profundidades reducidas la ecuación anterior puede simplificarse sustituyendo el valor de la función de la tangente hiperbólica por el valor de su argumento, obteniéndose una relación entre la altura de ola máxima y la profundidad. Este cociente se conoce con el nombre de índice de rotura y se suele representar por, $\gamma_b = \left(\frac{H}{h}\right)_{\text{lim}} = 0.88$. Un valor próximo a éste se obtiene para una onda solitaria, onda con solo cresta; la altura límite de esta onda en profundidades reducidas propagándose por un fondo horizontal es 0.83.

2.7.1.2 Altura Máxima de un Tren Estacionario

En un tren oscilatorio estacionario, el movimiento está formado por la interferencia de dos trenes de onda del mismo periodo y la misma altura viajando en sentidos opuestos. La altura del tren estacionario, H_e , es el doble de la altura del tren incidente, H_i , es decir, $H_i = 2H_e$, pero el periodo es el mismo. En teoría lineal, la longitud de la onda estacionaria es la misma que la del tren progresivo. En estas condiciones, las ecuaciones límite correspondientes a un tren progresivo no se pueden aplicar. A partir de resultados experimentales se ha obtenido la siguiente expresión del peralte máximo de un tren estacionario:

$$\left(\frac{H_e}{L}\right)_{\text{lim}} = 0.22 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

Si se expresa H_e en función de la onda progresiva se obtiene:

$$\left(\frac{H_i}{L}\right)_{\text{lim}} = 0.11 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

La presencia de un tren progresivo viajando en sentido contrario al incidente produce una reducción del peralte límite del tren incidente. El tren viajando en sentido opuesto puede estar producido por la reflexión perfecta (coeficiente de reflexión $C_R = 1$) del tren incidente en una sección de un dique de abrigo, p. e. un dique de paramento vertical liso. El peralte límite se produce en la posición de los antinodos, los cuales se forman en la pared del dique vertical y a distancias, $x = \frac{nL}{2}, n=1,2,3,\dots$, de la pared. Para que esto ocurra es necesario que los trenes incidentes y reflejado estén en fase o desfasados en π .

En profundidades reducidas y sustituyendo el valor de la función por el valor del argumento, se obtiene un índice de rotura para un tren estacionario, $\gamma_{\text{lim,e}} = \frac{H_e}{h} = 1.38$, expresado en términos de la altura estacionaria, H_e , y $\gamma_{\text{lim,i}} = \frac{H_i}{h} = 0.69$. Este valor es aproximadamente un 25% menor que el índice de rotura correspondiente a un tren progresivo aislado.

2.7.1.3 Altura Máxima de un Tren Parcialmente Estacionario

Cuando la reflexión no es perfecta, $C_R < 1$, y el desfase, ϕ , entre los trenes incidente y reflejado es tal que [$\phi \neq 0$ ó π], el movimiento resultante se denomina parcialmente estacionario. La interferencia de los trenes incidente y reflejado produce una modulación del tren resultante en función de la distancia al reflector, la altura de ola varía con la distancia y los nodos y antinodos del movimiento no quedan bien definidos. Los mínimos y máximos de la envolvente de altura de ola se denominan cuasi-nodos y cuasi-antinodos respectivamente. En estas condiciones no se conoce con detalle el peralte límite, sin embargo, una aproximación se obtiene incluyendo en la fórmula anterior un término a la función del coeficiente de reflexión para tener en cuenta la amplitud del tren reflejado, $\left(\frac{H_i}{L}\right)_{\text{lim}} = \left[0.11 + 0.03 \left(\frac{1-C_R}{1+C_R}\right)\right] \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$ expresada en términos de altura de ola incidente. En profundidades reducidas, el índice de rotura de un tren parcialmente estacionario se encuentra en el intervalo $\left[0.69 < \gamma_{\text{lim}} = \left(\frac{H_i}{h}\right)_{\text{lim}} < 0.88\right]$ dependiendo del coeficiente de reflexión.

Obsérvese que la formulación propuesta para evaluar la altura de ola máxima de un tren parcialmente estacionario incluye el módulo del coeficiente de reflexión pero no la fase. Consecuentemente, no es posible predecir en qué posición del perfil ocurre la rotura de la onda, aunque presumiblemente es en las posiciones donde se encuentran

los antinodos. El valor del índice de rotura es menor que el valor correspondiente de un tren progresivo que se propaga aisladamente. En otras palabras, la presencia de un tren reflejado provoca que la altura de ola máxima del tren incidente sea menor que la altura de ola máxima de un tren propagándose aisladamente. Este hecho puede utilizarse para limitar la altura de ola que puede alcanzar la sección de un dique de abrigo. Para ello, es necesario poder evaluar adecuadamente el coeficiente de reflexión, módulo y fase, en función de la geometría y características hidráulicas de la sección y las características del tren incidente, especialmente el periodo.

2.7.1.4 Curva Índice de Rotura para Fondo Horizontal

El diagrama de la Figura 2.6 recoge los resultados sobre las condiciones de inestabilidad y rotura de trenes progresivo, estacionario ($C_R = 1$) y parcialmente estacionario ($C_R < 1$), sobre fondo horizontal o ligeramente inclinado, en función de la profundidad relativa. En todos los casos el tipo de rotura es en descrestamiento, es decir, inestabilidad de la parte superior de la cresta de la onda.

La curva de índice de rotura de onda para fondo horizontal se presenta en función de la profundidad relativa, que es el único parámetro del cual depende el peralte límite. Se observa que, cuando la profundidad relativa decrece, la curva tiende hacia la horizontal, es decir, el índice toma un valor constante y se hace independiente de la profundidad.

Cuando el fondo no es horizontal o el parámetro de pendiente, S_r , excede el valor para el cual la hipótesis de Rayleigh deja de cumplirse, los datos experimentales muestran una dispersión creciente con S_r , y el valor del índice de rotura crece considerablemente hasta superar, para taludes del orden de 1/10, el valor de 1.5. Aparentemente, no hay una profundidad relativa para la cual el índice toma un valor constante. En esta situación, parece conveniente incluir la pendiente del talud para delimitar la altura de onda máxima sobre un talud de una estructura.

2.7.2 Altura Máxima Sobre Fondo Inclinado

Cuando el tren de ondas se propaga por un talud de pendiente fuerte y la reflexión del tren no es despreciable (parámetro $S_r > 0.1$), no se puede aplicar la curva de índice de rotura de fondo horizontal. En general, estas son las condiciones que ocurren en el talud de un rompeolas, en los cuales los procesos de reflexión y rotura ocurren simultáneamente. Existen tres criterios para establecer la altura de onda máxima; la aplicación de uno u otro depende el valor del número de Iribarren.

El primero de ellos considera que la forma y el índice de rotura se pueden establecer en función de un único parámetro, el número de Iribarren, que se define como el cociente de dos pendientes: la pendiente del talud y el peralte de la ola. Dependiendo del valor del número de Iribarren, I_r , el tipo o forma de rotura de la ola puede ser en descrestamiento, voluta, colapso o en oscilación. Cuando el número de Iribarren es, $I_r < 1.0$, y talud impermeable (aunque también es aplicable a taludes permeables, sin gran error), el índice de rotura se puede expresar en función del número de Iribarren, $\gamma_{lim} = aI_r^b$ y donde a y b son constantes que dependen de la permeabilidad del talud, ver Figura 3.3. En general, estas condiciones se presentan en playas disipativas o intermedias.

Cuando $1.0 < I_r < 2.0$, el coeficiente de reflexión $0.1 < C_R < 0.3$ y las formas de rotura son en voluta, colapso y oscilación; el índice de rotura puede alcanzar valores superiores a 1.1. En estas circunstancias el número de Iribarren no parece suficiente para describir adecuadamente el proceso de rotura, aunque existe abundante información que representa el índice de rotura en función de I_r .

Para este rango de valores de I_r es recomendable utilizar el segundo criterio de rotura, en el que se expresa el peralte máximo (o del índice de rotura) como función de la profundidad relativa y de la pendiente del talud, es decir,

$$\left(\frac{H}{L_0}\right)_{\max} = a_1 \left\{ 1 - \exp \left[-a_2 k_0 h \left(1 + a_3 (\tan \beta)^{\frac{4}{3}} \right) \right] \right\}$$

donde los coeficientes a_1 , a_2 y a_3 se determinan a partir de mediciones experimentales y k_0 y L_0 son el número y la longitud de onda en profundidades indefinidas respectivamente. Esta ecuación puede ser utilizada cuando el coeficiente de reflexión en el talud se encuentra en el rango $0.1 < C_R < 0.3$.

Cuando el coeficiente de reflexión es $C_R > 0.3$, la fórmula anterior no es representativa de lo que acontece en el talud ya que en esas condiciones el proceso de rotura comienza a perder importancia frente al proceso de reflexión; en otras palabras, el flujo de energía reflejado en el talud es igual o superior al flujo de energía disipado en el proceso de rotura. En la Figura 2.6 se representan los valores experimentales del índice de rotura para diferentes taludes impermeables, en ella se puede observar la variabilidad del índice de rotura en función del número de Iribarren. A falta de información más precisa, los valores de γ_{lim} para taludes permeables, se pueden aplicar, así mismo a taludes porosos.

Cuando $I_r > 2.0$, y $C_R > 0.3$, una expresión válida para taludes permeables e impermeables del índice de rotura es la siguiente,

$$\gamma_{\text{lim,t}} = \gamma_{\text{lim,i}} \left[1 + |C_R|^2 + 2|C_R| \cos(2kx + \phi) \right]^{\frac{1}{2}}$$

donde $\gamma_{\text{lim,i}}$ es el índice de rotura de un tren progresivo e igual a 0.83. Obsérvese que el índice de rotura depende del módulo y de la fase del coeficiente de reflexión, correspondiente al periodo del tren. Esta expresa el punto en el cual se produce "ficticiamente" la reflexión. En el caso de un talud poroso la reflexión se produce en el interior del mismo, mientras que en un talud impermeable ésta se produce en un punto relativamente fijo del talud. Dado que la reflexión depende, entre otros factores, de la geometría del dique, de los taludes frontal y dorsal y anchura, la determinación de $\gamma_{\text{lim,i}}$ debe hacerse, específicamente para cada sección tipo de obra de abrigo.

2.8 Disposición en Planta del Área

Conocida la dinámica marina en las proximidades de la zona de interés, se trasladará dicha información a la localización de los diferentes elementos del área, obteniéndose así una primera aproximación de las condiciones de trabajo medias y extraordinarias debidas a los agentes ambientales climáticos a las que estarán sometidas las áreas portuarias y sus instalaciones. En el caso que no se satisfagan los requerimientos de seguridad y operatividad, se procederá a proyectar obras de abrigo frente a las acciones predominantes de las oscilaciones del mar, definiendo su disposición en planta, ubicación, orientación en planta y sus dimensiones en alzado. En la Figura 2.7 se resume el esquema de trabajo para el diseño de la disposición en planta.

2.8.1 Ubicación y Orientación de las Obras de Abrigo

Para ubicar las obras de abrigo se estudiará la propagación de las oscilaciones del mar en el área portuaria: corto periodo (oleaje), largo periodo (grupos de olas, oscilaciones de la dársena, tsunamis y marea meteorológica) y muy largo periodo (marea astronómica y valuaciones del fondo por procesos de sedimentación y erosión). Estas oscilaciones no deben superar una cierta magnitud umbral por razones de seguridad y de operatividad de las obras, las instalaciones y el buque, (ver Tabla 2.1).

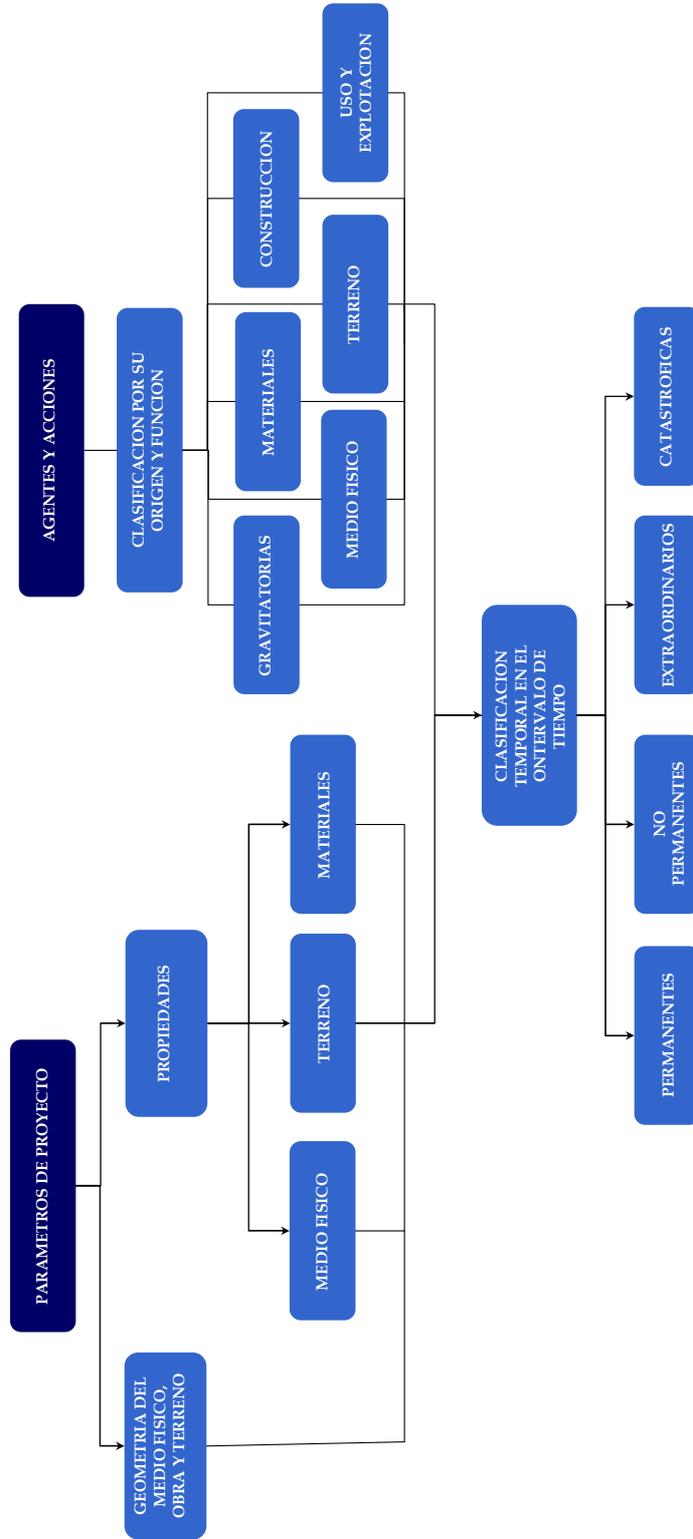


Figura 2.7 Esquema de Trabajo para el Diseño de la Disposición en Planta

Tabla 2.1. Condiciones Límites de Operación de Buques en Muelles

| Operación | Velocidad absoluta del viento $V_{10.1 \text{ min}}$ | Velocidad absoluta de la corriente $V_{c.1 \text{ min.}}$ | Altura de ola H_s |
|--|--|--|------------------------|
| 1. Atraque de buques | | | |
| • Acciones en sentido longitudinal al muelle | 17.0 m/s | 1.0 m/s | 2.0 m |
| • Acciones en sentido transversal al muelle | 10.0 m/s | 0.1 m/s | 1.5 m |
| 2. Paralización operaciones carga y descarga | | | |
| • Acciones en sentido longitudinal al muelle | | | |
| - Petroleros | | | |
| < 30,000 TPM | 22 m/s | 1.5 m/s | 1.5 m |
| 30,000 – 200,000 TPM | 22 m/s | 1.5 m/s | 2.0 m |
| > 200,000 TPM | 22 m/s | 1.5 m/s | 2.5 m |
| - Graneleros | | | |
| Cargando | 22 m/s | 1.5 m/s | 1.5 m |
| Descargando | 22 m/s | 1.5 m/s | 1.0 m |
| - Transportadores de Gases Licuados | | | |
| < 60,000 m ³ | 22 m/s | 1.5 m/s | 1.2 m |
| > 60,000 m ³ | 22 m/s | 1.5 m/s | 1.5 m |
| - Mercantes de carga general, Pesqueros de altura y congeladores | 22 m/s | 1.5 m/s | 1.0 m |
| - Porta contenedores, Ro-Ros y Feries | 22 m/s | 1.5 m/s | 0.5 m |
| - Transatlánticos y Cruceros ⁽¹⁾ | 22 m/s | 1.5 m/s | 0.5 m |
| - Pesqueros de pesca fresca | 22 m/s | 1.5 m/s | 0.6 m |
| • Acciones en sentido transversal al muelle | | | |
| - Petroleros | | | |
| < 30,000 TPM | 20 m/s | 0.7 m/s | 1.0 m |
| 30,000 – 200,000 TPM | 20 m/s | 0.7 m/s | 1.2 m |
| > 200,000 TPM | 20 m/s | 0.7 m/s | 1.5 m |
| - Graneleros | | | |
| Cargando | 22 m/s | 0.7 m/s | 1.0 m |
| Descargando | 22 m/s | 0.7 m/s | 0.8 m |
| - Transportadores de Gases Licuados | | | |
| < 60,000 m ³ | 16 m/s | 0.5 m/s | 0.8 m |
| > 60,000 m ³ | 16 m/s | 0.5 m/s | 1.0 m |
| - Mercantes de carga general, Pesqueros de altura y congeladores | 22 m/s | 0.7 m/s | 0.8 m |
| - Portacontenedores, Ro-Ros y Feries | 22 m/s | 0.5 m/s | 0.3 m |
| - Transatlánticos y Cruceros ⁽¹⁾ | 22 m/s | 0.5 m/s | 0.3 m |
| - Pesqueros de pesca fresca | 22 m/s | 0.7 m/s | 0.4 m |
| 3. Permanencia de buques en muelle | | | |
| - Petroleros y Transportadores de Gases Licuados | | | |
| > Acciones en sentido longitudinal al muelle | 30 m/s | 2.0 m/s | 3.0 m |
| > Acciones en sentido transversal al muelle | 25 m/s | 1.0 m/s | 2.0 m |
| - Transatlánticos y Cruceros ⁽²⁾ | | | |
| > Acciones en sentido longitudinal al muelle | 22 m/s | 1.5 m/s | 1.0 m |
| > Acciones en sentido transversal al muelle | 22 m/s | 0.7 m/s | 0.7 m |
| - Embarcaciones deportivas ⁽²⁾ | | | |
| > Acciones en sentido longitudinal al muelle | 22 m/s | 1.5 m/s | 0.4 m |
| > Acciones en sentido transversal al muelle | 22 m/s | 0.7 m/s | 0.2 m |
| - Otro tipo de buques | Limitaciones impuestas por las cargas de diseño de los muelles | | |
| Notas: | | | |
| $V_{10.1 \text{ min}}$ | = Velocidad media del viento, correspondiente a 10 m de altura y ráfaga de 1 minuto | | |
| $V_{c.1 \text{ min}}$ | = Velocidad media de la corriente correspondiente a una profundidad del 50% del calado del buque, en un intervalo de 1 minuto | | |
| H_s | = Altura de la ola significativa del oleaje (para estudios de mayor precisión se considerará la influencia del periodo) | | |
| Longitudinal | = Se entenderá que el viento, la corriente o el oleaje actúan longitudinalmente, cuando su dirección está comprendida en el sector de $\pm 45^\circ$ con el eje longitudinal del buque | | |
| Transversal | = Se entenderá que el viento, la corriente o el oleaje actúa longitudinalmente cuando su dirección está comprendida en el sector de $\pm 45^\circ$ con el eje transversal del buque. | | |
| ⁽¹⁾ | = Las condiciones se refieren al embarque y desembarque del pasaje | | |
| ⁽²⁾ | = Las condiciones se refieren a los límites para mantener una habilidad aceptable con el pasaje a bordo. | | |

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas "Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación", ROM 3.1-99.

a) Oscilaciones del mar de corto periodo.

En general, las condiciones de trabajo normales y extremas, vienen impuestas por las oscilaciones del mar de corto período y, en consecuencia, el agente predominante de las obras es el estado de mar característico, definido por la altura de ola significativa, H_s , el período de pico, T_p , y la dirección media θ_m , seleccionado de los correspondiente regímenes. Estas oscilaciones interfieren con las obras y se propagan al interior del área abrigada. El estudio de la propagación deberá realizarse teniendo en cuenta la profundidad a la que finalmente se construirá el área abrigada. Salvo secciones muy rebasables, cuyo francobordo relativo $\frac{F_c}{H_s}$, sea pequeño (< 0.4), donde F_c es el francobordo de la sección medido desde el nivel del mar y H_s la altura de ola significativa del estado de mar de cálculo, la agitación en el interior del área portuaria se realizará admitiendo que el flujo de energía solamente se produce por la bocana. En otro caso, se deberá considerar el flujo de energía transmitido por la sección.

b) Oscilaciones de Largo Período.

Las oscilaciones de largo período interfieren con las obras y se propagan hacia su interior. El cálculo de la propagación se puede realizar siguiendo los mismos métodos que para las ondas cortas. Algunas de estas oscilaciones a causa de su transformación durante la propagación, pueden inducir o forzar oscilaciones del cuerpo de agua confinado en el área portuaria.

c) Oscilaciones de muy Largo Período.

La marea astronómica representa una variación periódica del calado en el área portuaria que afecta la propagación de las oscilaciones de menor periodo y la navegabilidad del barco. Las obras de abrigo no interfieren con la onda de marea astronómica, no obstante, su propagación temporal y espacial se relaciona de manera directa con la operatividad y la seguridad del buque y con los procesos de transporte de sedimentos y contaminantes.

En el proyecto se debe determinar la magnitud de la carrera de marea y la distribución temporal en el intervalo de tiempo de análisis de la operatividad de la columna de agua disponible en el área portuaria. A efectos de diseño, se podrá tomar como carrera de marea la correspondiente a la marea media viva equinoccial.

d) Orientación de las Obras de Abrigo.

Para orientar las obras de abrigo se deberán tener en cuenta las condiciones de trabajo extremas, mismas que están asociadas por los flujos de energía dominantes y las condiciones de trabajo normales operativas, que dependen de los flujos de energía reinantes. Se procurará que la alineación de las obras de abrigo exteriores sea perpendicular al flujo de energía dominante. En general, este flujo de energía corresponde a la banda del oleaje. Cuando haya dos o más direcciones dominantes, deberá seleccionarse el escenario más desfavorable para la alineación del dique principal, proyectando un contradique que sirva de control para las otras direcciones dominantes. En estos casos, dique y contradique definen una entrada al puerto o bocana, que debe cumplir ciertos requisitos de seguridad y operatividad. A efectos de diseño, es suficiente considerar el flujo de energía dividido en sectores de 22.5° .

Una primera estimación de la alineación de las obras a efectos operativos se puede obtener evaluando la resultante anual del flujo medio de energía. Las estructuras deberían orientarse aproximadamente perpendicular a este flujo medio. No obstante, puede ocurrir que los flujos de energía tengan dos direcciones reinantes, p. e. poniente y levante; en estas casos la alineación de las obras de abrigo exteriores responde a un compromiso funcional que en el caso de no poder encontrarse, obligará a disponer de obras interiores. Esta situación también se puede dar cuando las direcciones de los flujos de energía reinante y dominante sean muy diferentes.

e) Anchura de la bocana.

Si para alcanzar la operatividad admisible es necesario construir un contradique y, por tanto, definir una bocana de acceso, ésta deberá satisfacer los requerimientos funcionales y de seguridad para las embarcaciones que harán uso de las instalaciones portuarias, ver Figura 2.8.



Figura 2.8 Buque Mercante cruzando la Bocana del Puerto de Ceuta, España

2.8.2 Requerimientos del Barco

Dado que el mayor contenido energético de las oscilaciones del mar se encuentra en la banda del oleaje, tradicionalmente el prediseño de un área abrigada se plantea, inicialmente, para abrigo frente al oleaje.

Desde el punto de vista del barco, es necesario considerar los siguientes elementos:

- a) canal de acceso
- b) bocana
- c) zona de maniobra y fondeo en su caso
- d) zona de operatividad portuaria (muelles)

Las dimensiones de estas instalaciones dependen de las características de los barcos a los que se vaya a dar servicio y del carácter general y operativo del área abrigada u obra marítima. A partir de ellos, se definen las dimensiones de las diferentes áreas de servicio y las condiciones de agitación tolerables (de la superficie libre del mar o del buque) para cada una de las bandas oscilatorias que presumiblemente afectan el área.



Fuente: Administración Portuaria Integral de Lázaro Cárdenas, APILAC

Figura 2.9 Maniobra de Ciaboga de Buque Portacontenedores Asistido por Remolcadores

2.8.2.1 Oscilaciones del Barco

Para dimensionar las áreas de servicio se deben considerar las oscilaciones del barco como un sistema flotante respondiendo ante cualquier acción exterior, oscilando en alguno o todos los seis grados de libertad posibles, cabeceo (pitching), guiñada (yaw), balanceo (roll), vaivén (surge), deriva (sway) y alteada (heave), ver Figura 2.10. Estas oscilaciones pueden ser forzadas por agentes externos, procedentes de las oscilaciones del mar. No obstante, la acción del viento sobre la subestructura del buque asociada a la emisión de vórtices, puede también forzar oscilaciones indeseables.

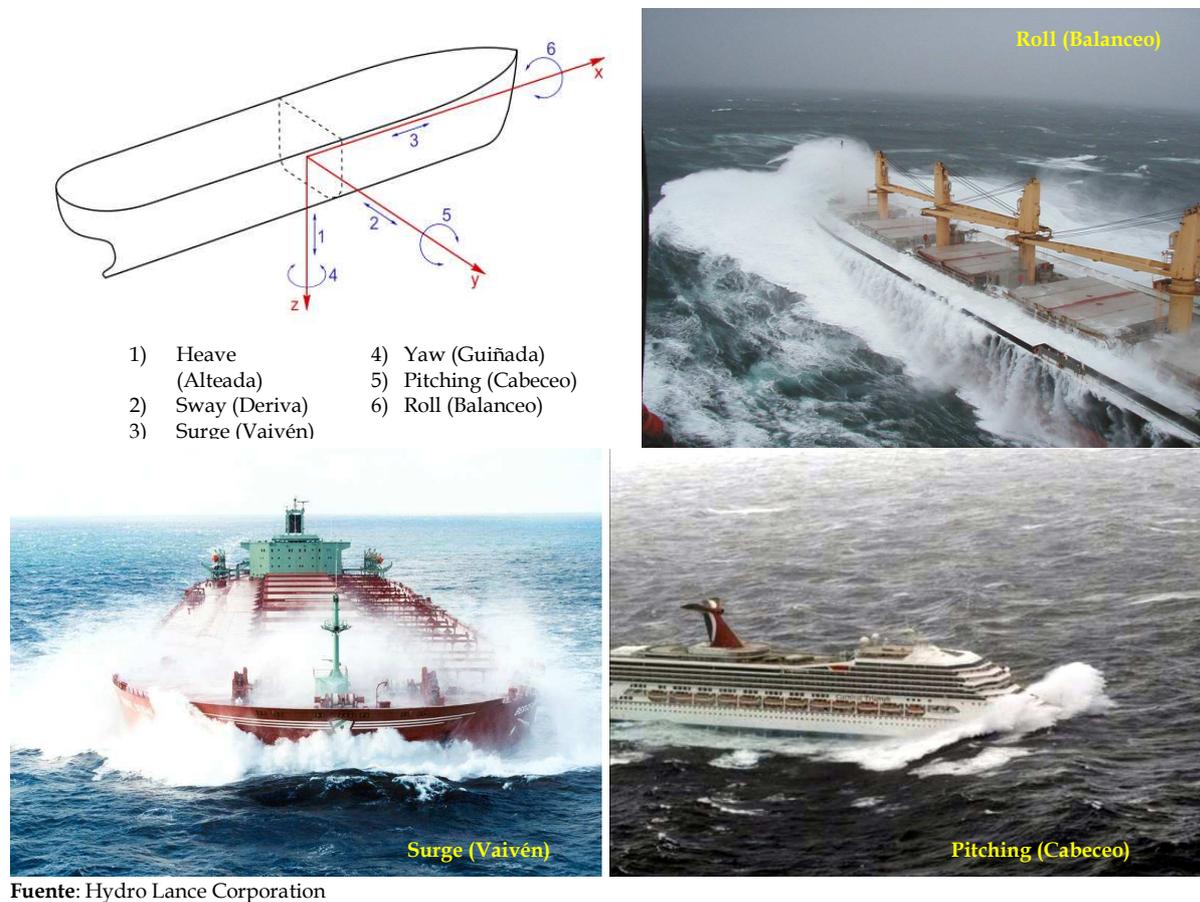


Figura 2.10 Grados de Movimiento de una Embarcación

Se debe tener en cuenta que el período propio o natural de los modos de vaivén y deriva está en el rango de 1 a 2 minutos dependiendo poco del desplazamiento del

barco. Debido a este periodo tan largo prácticamente no hay radiación de ondas y el amortiguamiento debido a la producción de ondas durante la oscilación es despreciable; pequeños forzamientos pueden producir movimientos de deriva y vaivén del barco de gran amplitud y difícilmente controlables. Por ello, se procurará evitar la ocurrencia de oscilaciones en el área portuaria que provoquen los movimientos oscilatorios de largo período del barco.

Las oscilaciones en los modos de cabeceo, alteada y balanceo son pequeños, alejados de la banda de las ondas largas y próximos a la banda del oleaje. Estas oscilaciones se pueden mantener por debajo de un cierto umbral controlando el flujo de energía de los estados de mar.

Para poder operar un barco con la seguridad y la eficiencia requeridas, sus seis movimientos o grados de libertad deben estar controlados, con amplitud de oscilación inferior a un cierto límite o umbral. Este umbral depende:

- 1) Del movimiento considerado
- 2) Del tipo de barco
- 3) Del tipo de operación o estado operativo
- 4) De las instalaciones

Es necesario, entonces, definir los valores umbrales relacionados con la ubicación del buque en las diferentes áreas portuarias:

- › Buque en marcha o maniobra, acceso, fondeo, atraque y desatraque
- › Buque detenido, fondeado o amarrado con o sin operaciones de carga y descarga

2.8.2.2 Origen del Forzamiento Oscilatorio del Buque

Los forzamientos del barco en la banda de corto y largo período pueden tener, al menos, cuatro orígenes:

- Acción de tren irregular sobre barco atracado con coeficientes de amarras y defensas diferentes.
- Acción del oleaje con estructura de grupo con período entre 1 y 2 minutos sobre barco atracado.

- Oscilaciones resonantes de largo período en el área portuaria
- Transitorios por entrada en carga o descarga de fuerzas exteriores permanentes.

Los dos primeros forzamientos se deben a la presencia del oleaje en el amarre. Las oscilaciones resonantes de la dársena pueden estar forzadas por el oleaje o por otros movimientos en la banda de largo período. Finalmente las ráfagas de viento y la salida asimétrica de vórtices pueden generar acciones de carácter periódico produciendo movimientos transitorios de amortiguamiento del buque, especialmente si la ráfaga tiene un período medio de ocurrencia en el intervalo de 1 a 2 minutos.

2.8.3 Condiciones Límites de Operación

Las condiciones límites de operación que se adoptan habitualmente para la navegación y maniobras de buques, cuando se efectúen dentro de las dársenas, son las mismas que las que se establecen para estas maniobras cuando se desarrollan en otras áreas de flotación con independencia de que la situación más protegida de las dársenas ocasionará normalmente un porcentaje menor de inoperatividad de estas áreas frente a estas condiciones climáticas adversas.

Como condiciones específicas de los muelles, es necesario contemplar tres supuestos:

- Atraque de los buques
- Paralización de las operaciones de carga y descarga
- Permanencia de los buques en los muelles

Las condiciones límites que se establezcan para estos tres supuestos dependen de otros factores además del propio barco, así, el atraque de los buques vendrá condicionado por los remolcadores disponibles y los sistemas de defensa de los muelles. La paralización de las operaciones de carga y descarga dependerá fundamentalmente de las características de los equipos que se utilicen para esta función y la permanencia de los buques en los muelles de los criterios de diseño de las estructuras, de la disponibilidad de medios de remolque para poder sacar los buques de los puestos de atraque en estas condiciones y de la posibilidad de que el buque pueda navegar controladamente hacia otros muelles, fondeaderos o áreas de navegación exterior.



Fuente: Harbour & Marine Engineering, 2008

Figura 2.11 Maniobra de Atraque de un Buquetanque

En algunos casos particulares, intervendrán otros factores por ejemplo, los límites de habitabilidad de una embarcación deportiva sometida a la acción del oleaje.

En el supuesto de que se realicen estudios de mayor detalle, deberán considerarse los movimientos aceptables en los buques en función de las características específicas de los equipos utilizados en las diferentes operaciones.

2.8.4 Longitud Óptima para Rompeolas

El proceso de determinar la longitud óptima de un rompeolas es complicado, dado que involucra variables complejas de verificar como son la operatividad.

Esencialmente los rompeolas se construyen bajo la premisa de que disiparán la energía del oleaje, generando una zona de abrigo en la cual es preciso mantener condiciones de agitación por debajo de ciertos límites permisibles y una profundidad mínima requerida. En ese sentido el arreglo en planta cobra vital trascendencia pues de él depende que en el complejo portuario las actividades de operación y permanencia de buques se desarrollen con una eficiencia aceptable.

Debido a una mala configuración o insuficiente longitud de los rompeolas, crece la probabilidad de que en algunas áreas del recinto se presenten niveles de agitación superiores a los admisibles, en tal caso se tendrá un periodo sin operación en la zona asociado a la frecuencia del oleaje que produce la oscilación. Esto se traduce en tiempo de espera de buques asociado a un costo de inoperatividad, en consecuencia se puede afirmar que a menor inversión en obras de protección el costo vinculado con la inoperatividad del puerto aumenta. Así pues, ante una situación como la anterior, se hace necesario evaluar la posibilidad de modificar o prolongar la longitud de los rompeolas.

2.8.4.1 Operatividad de un Recinto Abrigado

Como todo proyecto de infraestructura, la construcción de un puerto requiere grandes inversiones que pretenden ser recuperadas en cierto lapso de tiempo. Por la magnitud de los costos y la importancia de las estructuras de protección, en la fase de diseño deben explorarse todas las posibilidades relativas a su estructuración y disposición en planta, la calidad del diseño se ve reflejada en los índices de operación del puerto.

Un recinto con alta operatividad trae consigo una gran derrama económica pues los buques pueden realizar sus maniobras bajo condiciones seguras, sin embargo, cuando la inoperatividad crece surge el riesgo de que algunas líneas navieras consideren la posibilidad de no ingresar al puerto por la falta de garantías, o porque permanecen mucho tiempo en espera sus buques, lo que obviamente se convierte en pérdida de recursos económicos. Incluso aumenta el riesgo operativo y se califica al puerto como de riesgo, incrementando los seguros a la navegación y operación, impactando negativamente en el aspecto económico.

La inoperatividad de un puerto vinculada a las obras de protección puede tener su origen en la:

- Presencia de un evento extremal.
- Deficiencias en la construcción de las estructuras.
- Mala configuración o longitud escasa de los rompeolas.
- Falta de profundidad a causa del transporte litoral.

- Presencia de oleaje y/o viento (bajo condiciones normales) que provocan gran agitación.

2.8.4.2 Determinación de los Costos de Construcción vs. Costos Vinculados a la Inoperatividad Portuaria

El impacto de las modificaciones a proyectos existentes se mide al evaluar el aumento en los ingresos anuales o en el periodo de análisis, por concepto de los incrementos en la operatividad y en el movimiento portuario. Así pues, la evaluación debe ser más bien tendencial tomando como base las proyecciones de comportamiento del sistema, analizado bajo el contexto de que el proyecto resulte económica y financieramente factible.

Los costos de construcción estarán regidos por el tipo de elemento de coraza seleccionado, de la longitud de los rompeolas y de la tecnología disponible para su construcción.

El resultado de cotejar los costos de construcción con los costos asociados da la inoperatividad portuaria generan la curva de costos totales, según se ilustra en la Figura 2.12.

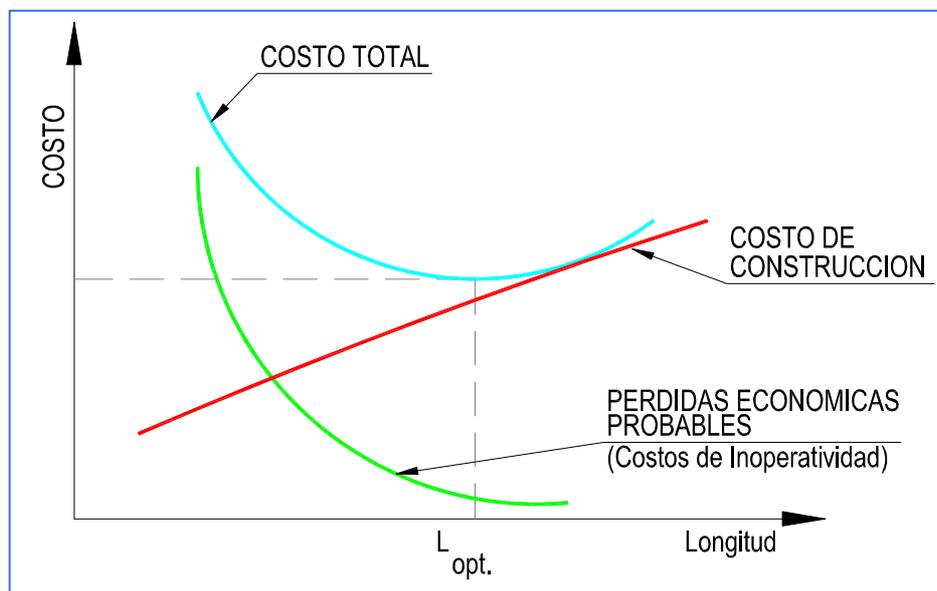


Figura 2.12 Longitud Óptima de un Rompeolas

CAPÍTULO

3

OBRAS DE ABRIGO

3 OBRAS DE ABRIGO

Como se ha mencionado en los capítulos anteriores, la finalidad principal de una obra marítima de abrigo es el control de las oscilaciones del mar de forma que se creen áreas protegidas en las cuales la realización de las actividades previstas cuente con el nivel de operatividad especificado y con la seguridad requerida. Las oscilaciones de superficie libre del mar que pueden afectar las actividades costeras varían en un rango de períodos muy amplio que se extiende desde unos cuantos segundos, hasta casi un día. Todas ellas afectan de alguna manera las actividades a realizar en el área abrigada y, por lo tanto, deben ser consideradas en el diseño de las obras de abrigo. En general, las dimensiones de las estructuras de abrigo son función del agente predominante que, como ya se sabe, en el caso de las obras cerca de la costa es el oleaje.

3.1. Obras Marítimas Principales

En esta sección se ordenan y clasifican las obras de abrigo y se describe cómo interactúan con las oscilaciones del mar. Las obras marítimas se pueden clasificar en función de su respuesta a las oscilaciones del cuerpo de agua como fijas o flotantes. (ver Figura 3.1)

3.1.1 Obras Marítimas Fijas

Son aquellas que mantienen su posición fija con respecto al terreno y su forma, salvo avería o deformación, no cambia con el tiempo. Si el agente principal en la estabilidad de la obra es la gravedad, adquieren el nombre de dicha fuerza. Si la obra está construida por elementos que se pueden deformar para resistir y transmitir las cargas al terreno, reciben el nombre de estructurales. En algunas circunstancias, es posible proyectar obras que comparten la tipología gravitatoria y la estructural. Estas obras se denominan obras marítimas fijas mixtas.

3.1.1.1 Obras Marítimas Fijas de Gravedad

Son aquellas cuya estabilidad depende principalmente del peso propio. Pueden pertenecer a este tipo las obras siguientes:

a) Diques de Abrigo

- Diques rompeolas de roca o piezas prefabricadas.
- Diques verticales mediante cajones flotantes, bloques y concreto en masa.
- Diques mixtos de roca y cajones flotantes.
- Diques mixtos especiales.

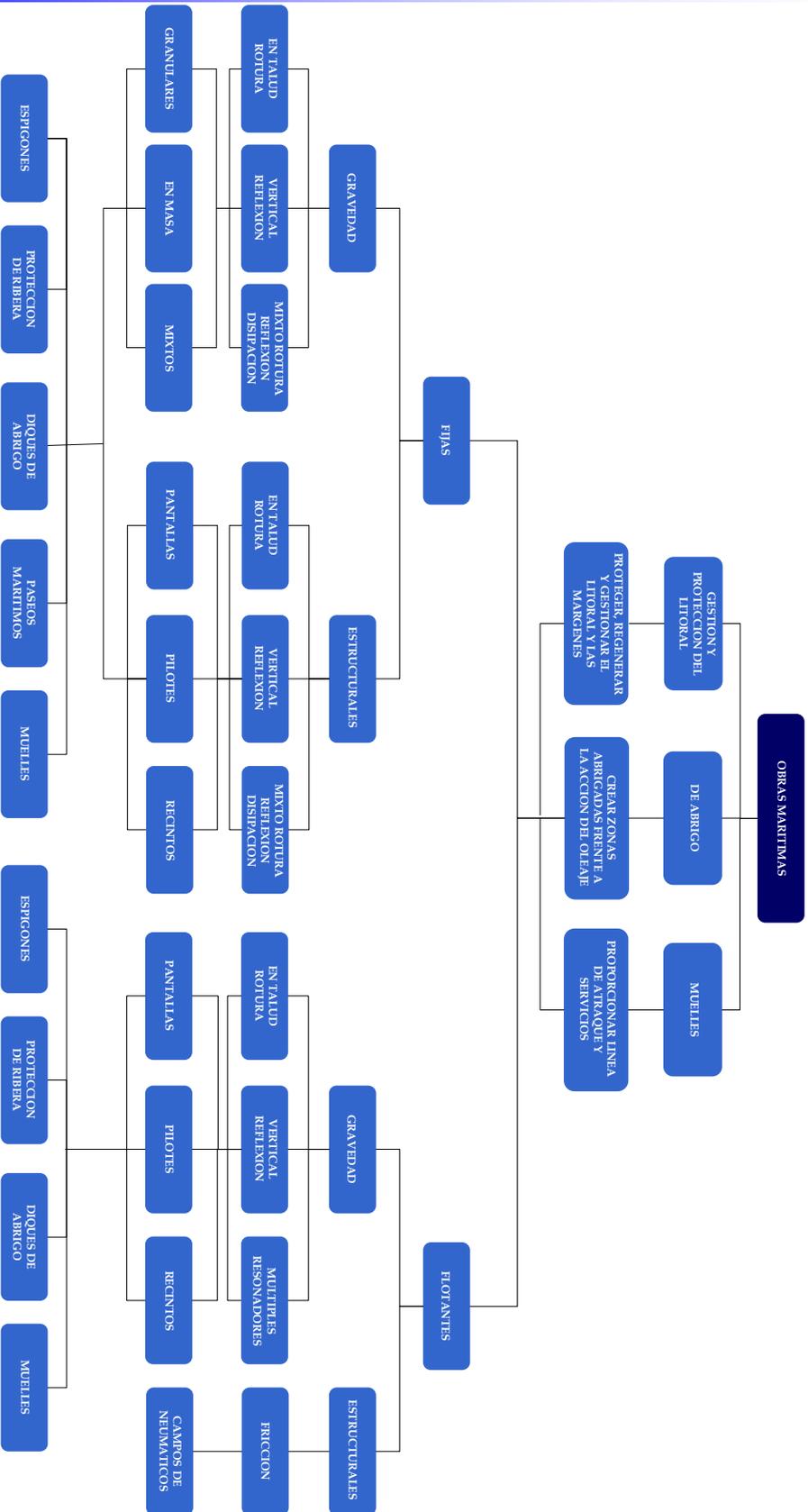


Figura 3.1 Obras Marítimas Principales

b) Obras de Gestión y Protección del Litoral

- Muros, revestimientos y taludes de elementos granulares o prefabricados.
- Espigones perpendiculares a la costa y exentos de elementos granulares
- Paseos marítimos
- Protecciones de tubería submarina mediante elementos granulares

c) Obras de Atraque

- Muelles de cajones flotantes, bloques de concreto o de concreto en masa

d) Obras de Amarre y Fondeo

- Duque de Alba en cajón flotante

e) Plataformas Exteriores

- Plataforma tipo Ekofisk

3.1.1.2 Obras Marítimas Fijas Estructurales

En este grupo se incluye cualquier obra conformada por elementos que transmiten la carga al terreno, p. e. pilotes, pantallas continuas, ranuradas o múltiples, recintos de tablestacas, muros. En el conjunto de obras marítimas fijas estructurales se encuentran las siguientes tipologías.

a) Diques de Abrigo

- Pantalla delgada, permeable o impermeable, vertical o inclinada
- Pantallas múltiples
- Diques de recintos de tablestacas

b) Obras de Gestión y Protección del Litoral

- Muros en L, pantallas ancladas
- Espigones de madera o metal
- Paseos Marítimos como muro estructural

c) Obras de Atraque

- Muelles de pantallas ancladas, muros en "L"

- Pantalanes sobre pilotes
 - Muelle de tablestacas, recintos tablestacados o elementos prefabricados
- d) Obras de Amarre y Fondeo
- Duque de Alba: pilote aislado o grupo de pilotes
- e) Plataformas Exteriores
- Plataformas Izadas
 - Plataformas Pilotadas

3.1.2 Obras Marítimas Flotantes

Las obras marítimas flotantes son aquellas con la capacidad de oscilar junto con la superficie del mar. De acuerdo con esta definición son obras marítimas flotantes, entre otras, las siguientes:

- a) Diques de Abrigo
- Grupos de neumáticos
 - Pontonas
 - Campos de boyas
 - Pantalla flotantes
- b) Obras de Gestión y Protección del Litoral
- Pontonas
 - Campos de boyas
- c) Obras de Atraque
- Monoboya
 - Sistemas de cadenas
- d) Plataformas Exteriores
- Plataformas Lastradas
 - Plataformas Atirantadas
 - Plataformas Ancladas
 - Plataformas Mixtas

3.2. Tipo de Obras de Protección

En los puertos que no disponen de forma natural de áreas de agua abrigada, es necesario generarlas artificialmente. El papel primordial de las obras de protección o abrigo es, por tanto, constituir un obstáculo a la energía del oleaje para obtener dichas áreas abrigadas. Son obras expuestas al oleaje y siempre de gran importancia, tanto por sus dimensiones como por su costo y dificultad de construcción. Estas estructuras usualmente están formadas por capas de rocas o elementos prefabricados y según su función se denominan diques de abrigo o rompeolas, escolleras y espigones.

Los tres tipos de obra mencionados (rompeolas, escollera y espigón) se diseñan en forma similar, siendo su tamaño y propósito lo que las diferencian. Los rompeolas sirven principalmente para proteger o formar puertos, mientras que las escolleras se utilizan para reducir el azolve del canal de navegación en la desembocadura de ríos, para evitar la entrada de material a la obra de toma de plantas termoeléctricas o nucleoeeléctricas y proteger tanto la obra de toma como la planta de bombeo de dichas centrales. Por su parte, los espigones se utilizan para proteger las playas contra la erosión o mantenerlas cuando éstas se forman artificialmente, ver Figura 3.2.

Figura 3.2 Obras de Protección



Fuente: Google Earth, 2008

En el proyecto y construcción de estas obras se deben tener en cuenta las necesidades de la navegación y, por lo tanto, exigen un cuidadoso estudio de las condiciones físicas y del emplazamiento pues han de considerarse como obras definitivas en las que cualquier error puede acarrear graves consecuencias para el futuro desarrollo del puerto.

Existe una gran variedad de rompeolas, cada uno con diferente funcionamiento hidráulico. Sin embargo, pueden distinguirse tres grandes grupos:

- Rompeolas en talud
- Rompeolas con paramento vertical
- Rompeolas de tipología especial

En cualquiera de los casos, el rompeolas responderá a la acción del oleaje básicamente de dos formas: disipando una parte importante de la ola al provocarse la rotura de ésta sobre la propia estructura o bien reflejado parcial o totalmente el oleaje de nuevo hacia el mar. El primer caso se denomina también rompeolas disipativo, mientras que el segundo se conoce como rompeolas reflejante.

3.2.1 Rompeolas en Talud

Un rompeolas en talud consta básicamente de un terraplén de roca o elementos artificiales de concreto, como se muestra en la Figura 3.3.

El rompeolas más básico es aquel con piedra colocada aleatoriamente (a). Para aumentar la estabilidad y disminuir la transmisión del oleaje, así como decrecer el costo del material, el rompeolas multicapa fue desarrollado con un núcleo de roca de cantera (b). La estabilidad de la capa de cubierta, también llamada manto principal o coraza, puede ser reforzada utilizando bloques de concreto diseñados de distintas formas, mientras que la transmisión del oleaje se puede reducir utilizando una superestructura (espaldón), y puede también funcionar como una carretera de acceso al propio rompeolas (c).

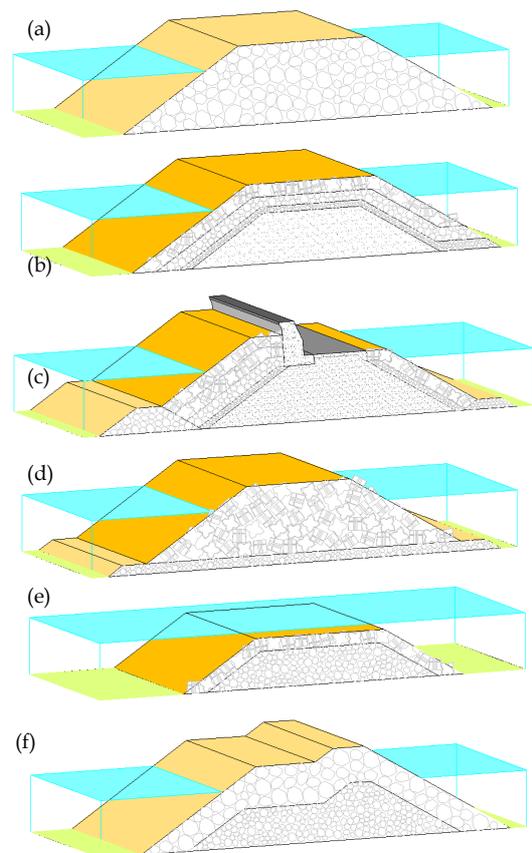


Figura 3.3 Rompeolas en Talud

Los rompeolas compuestos sólo por bloques de concreto (d) suelen construirse cuando no se dispone de roca o el costo de acarrearla o explotarla es muy elevado. Desde hace ya algunos años, se ha optado por los llamados rompeolas arrecife o diques sumergidos (e) para protección de costa y que son una alternativa ambientalmente favorable. Los rompeolas berma (f) utilizan el concepto básico de establecer un equilibrio entre la pendiente del talud de la estructura y la acción del oleaje, i.e., el terraplén adquiere una pendiente en forma de S para estabilizarse contra la acción del oleaje. El nombre le viene dado por la gran berma que este dique tiene frente así.

3.2.2 Rompeolas de Paramento Vertical

El concepto original del rompeolas vertical es reflejar las olas, mientras que para el rompeolas en talud es romperlas. La Figura 3.4 muestra cuatro tipos de rompeolas verticales, diferenciándose en la altura de la banquetta de escollera, que sirve de cimentación a la superestructura vertical monolítica. El rompeolas vertical básico se muestra en el panel (a), mientras que en los otros paneles se presentan rompeolas verticales compuestos con una banquetta de escollera, es decir: rompeolas vertical compuesto de banquetta baja (b) y de banquetta alta (d). Este último, por convención tiene la coronación por encima de la bajamar. Los rompeolas de banquetta baja no originan la rotura de la ola sobre ésta mientras que el de banquetta alta sí lo hace. Debido a que los rompeolas con banquetta alta son inestables a causa de las presiones de impacto generadas por el oleaje y al fenómeno de la socavación causada por la rotura de ola, los rompeolas con baja banquetta son de uso más común. Los rompeolas compuestos con una banquetta relativamente alta (c), que está por debajo de la bajamar, ocasionalmente pueden

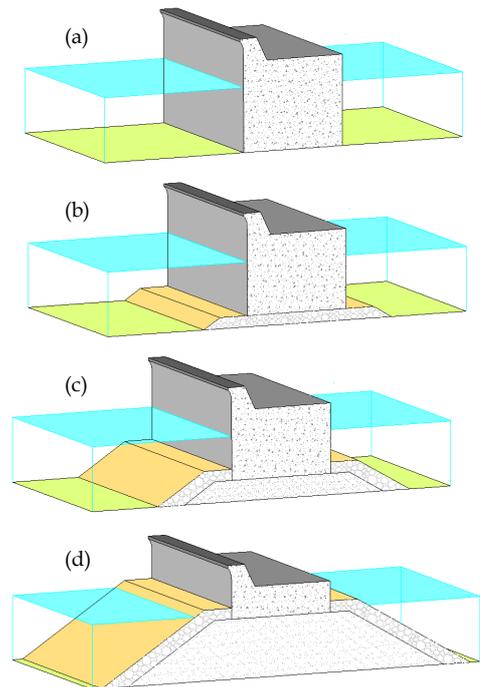


Figura 3.4 Rompeolas de Paramento Vertical

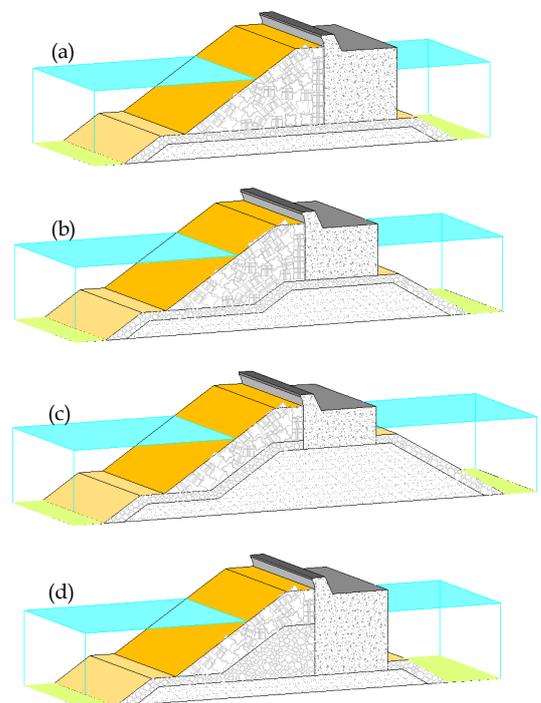


Figura 3.5 Rompeolas de Tipo Vertical con Talud de Bloques

generar presiones de impacto de la ola debido a su rotura. Para reducir la reflexión y las fuerzas de la ola en rotura sobre el muro vertical, se colocan bloques de concreto enfrente de él.

Esta modificación da lugar al denominado rompeolas compuesto cubierto con bloques de concreto que disipan el oleaje. Son los llamados, en terminología japonesa, rompeolas horizontalmente compuesto. Estas estructuras no son nuevas, ya que los rompeolas de pared vertical que sufrían daño eran a menudo reforzados mediante la colocación grandes bloques de piedra o de concreto enfrente de ellos y de este modo se disipaba la energía del oleaje y reducía la fuerza de éste, especialmente aquella que se origina de las olas en rotura. Este rompeolas es muy similar a un rompeolas en talud con bloques de concreto en el manto principal. La Figura 3.5 muestra cómo varía la sección transversal con la altura de la banquetta. En particular, un rompeolas con un núcleo de piedras enfrente de la pared vertical (panel d) es casi como un rompeolas en talud. No obstante, éstos son básicamente diferentes, ya que los bloques de concreto del rompeolas en talud actúan como protección para la cimentación de escollera, mientras que los bloques de concreto del rompeolas horizontalmente compuesto funcionan para reducir la fuerza del oleaje y el tamaño de las olas reflejadas. Así pues, estos rompeolas se pueden considerar una versión mejorada de los rompeolas verticales convencionales.

La Figura 3.6 muestra varias clases de rompeolas compuestos con diferentes secciones verticales. Una pared vertical formada con bloques de mampostería (a) fue en tiempos pasados (años treinta) uno de los rompeolas más populares. Se emplearon muchos métodos para conseguir una mayor trabazón entre los bloques de mampostería. Los bloques celulares (b) se utilizaron, también, para formar el muro recto del rompeolas vertical. Sin embargo, la aparición del cajón (c) hizo que estos rompeolas compuestos fueran cada vez más fiables y que actualmente sea el adoptado por todos los países a la hora de plantearse construir un rompeolas vertical compuesto. Estos rompeolas de cajones han sido mejorados

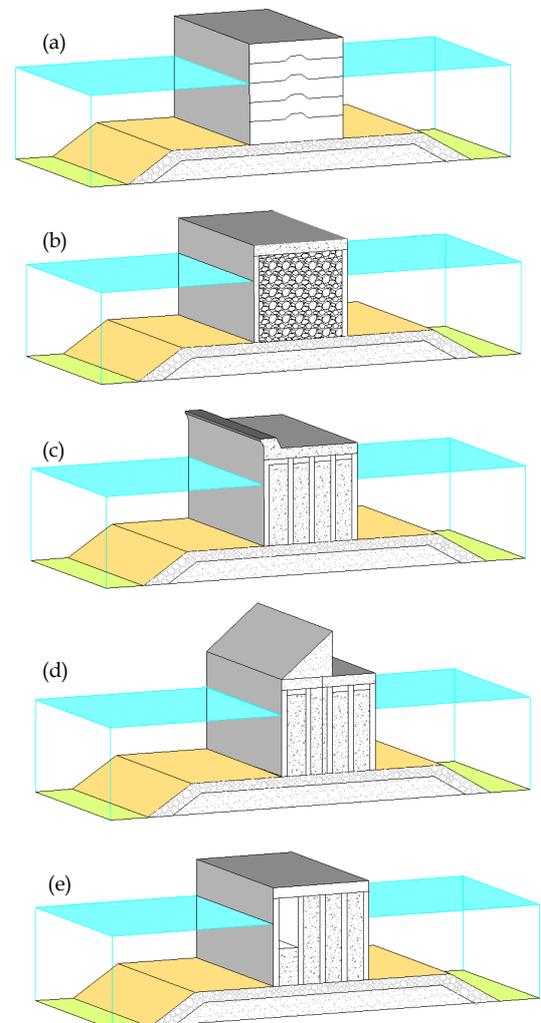


Figura 3.6 Rompeolas Compuestos

utilizando los cajones con una pendiente en la coronación (d) o cajones de paredes perforadas (e) que disminuyen las reflexiones y las fuerzas de impacto (con olas rompiendo).

3.2.3 Rompeolas de Tipología Especial

En general, en este grupo se encuadran aquellos rompeolas que utilizan alguna característica especial. Por lo común, los rompeolas de tipo especial son estructurales y por ende, de poco peso en comparación con los de gravedad. De ahí que sus aplicaciones estén limitadas a condiciones específicas.

La Figura 3.7 muestra algunos rompeolas especiales. El rompeolas muro de pantalla (a) se suele utilizar como un contradique para la protección de pequeños puertos de embarcaciones deportivas. El rompeolas de pared vertical construido por pilotes continuos (b) es utilizado para romper las olas relativamente pequeñas. El rompeolas de placa horizontal puede reflejar y romper olas. El rompeolas flotante es muy útil como un rompeolas en aguas profundas, pero su efecto es limitado a olas relativamente cortas (pequeño período). El rompeolas neumático rompe las olas debido a la generación de una corriente de agua inducida por el flujo de burbujas de aire y es considerablemente efectiva para mejorar la calidad del agua próxima, aunque su eficacia está sólo garantizada para olas de longitud corta.

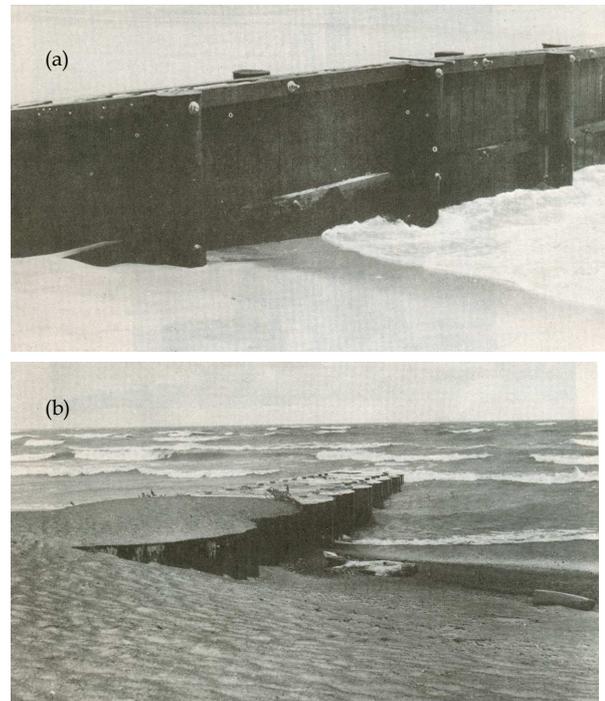


Figura 3.7 Rompeolas Especiales

4.3 Elección del Tipo de Estructura

Al plantear una determinada tipología de dique como obra de abrigo para un puerto, pueden primar factores de muy diversa índole. Entre ellos, el factor económico debe estar siempre presente, pero, también pueden ser determinantes factores como el ambiental, el funcional, las necesidades de una localidad y hasta el estético.

Si en un caso específico, la elección queda entre un rompeolas en talud y un dique de paramento vertical, (ver Figura 3.8) ésta puede facilitarse si se conocen las

ventajas y desventajas de uno y otro tipo. A continuación se resumen, según Lamberti y Franco (1994), las ventajas de los dos tipos de estructuras:



Figura 3.8 Rompeolas en Talud y Rompeolas de Paramento Vertical

I) Ventajas y desventajas de rompeolas verticales

a) Ventajas de los rompeolas verticales:

1) Menor ocupación del fondo marino, menor cantidad de material a emplear

- Esta es una de las mayores ventajas de la utilización de un rompeolas compuesto, que hace que la construcción sea más económica, especialmente en aguas profundas. Además, un rompeolas de paramento vertical presenta una sección más pequeña que origina un menor impacto sobre la vida en el lecho marino y aumenta el área de agua disponible.

2) Mantenimiento reducido

- El rompeolas compuesto requiere menos mantenimiento que el rompeolas en talud, que en ocasiones necesita la reposición bloques completos del manto principal.

3) Construcción rápida, reducción de fallo durante la construcción y menor impacto ambiental durante la construcción

- El rompeolas compuesto puede ser rápidamente construido y está totalmente estabilizado una vez que las celdas de sus cajones están llenas con arena. En comparación, el dique en talud es más inestable ya que sucede que durante un largo período de la fase de construcción, las capas interiores (capa de filtro) están sujetas a sufrir daños ante la aparición de un temporal. Además, ya que el rompeolas compuesto no requiere mucho trabajo de cantera, las localidades cercanas no sufren por el tráfico de camiones y el medio ambiente se ve menos dañado (ver Figura 3.9).



Fuente: Administración Portuaria Integral de Ensenada, 2008

Figura 3.9 Remolque de la Sección de un Rompeolas de Paramento Vertical

4) Otras ventajas

- Reutilización del material de dragado como relleno de las celdas del cajón (ver Figura 3.10). Potencial de reflotación de los cajones, lo que hace la navegación próxima al dique vertical sea más segura. Disponibilidad de líneas de atraque en la parte posterior del dique con la sola implantación de bolardeos en el cantil del cajón. Por último, es importante señalar que la elección de un dique vertical, a veces, viene impuesta por la disponibilidad limitada de bancos de material en cantidad y calidad suficientes.

Por último, es importante hacer hincapié en que si a un rompeolas vertical se le colocan bloques de protección se logrará una estructura que presentará menor rebase y al disipar parte de la energía, la reflexión también disminuye.



Fuente: Puerto de Las Palmas, 2008

Figura 3.10 Colocación y Relleno de Cajones en el Puerto de Las Palmas

b) Desventajas de los rompeolas verticales:

Los rompeolas verticales presentan algunas desventajas como son:

- 1) Concentran su peso en una superficie menor.
- 2) Requieren un suelo más resistente para su colocación.
- 3) Reflejan gran parte del oleaje que incide sobre ellos, aumentando los esfuerzos sobre la estructura y dificultando la navegación en sus inmediaciones del dique vertical.
- 4) Es una obra difícilmente reparable con su mismas características.
- 5) Se necesita maquinaria sofisticada y mano de obra cualificada, especialmente.
- 6) Para la construcción del monolito en el cajonero. Pequeñas variaciones de densidad pueden llevar a grandes diferencias de flotabilidad y estabilidad del cajón en el agua, características básicas para ser remolcado hasta el lugar de fondeo con seguridad.

- 7) Durante el proceso de hundimiento de los cajones, pueden surgir problemas debido a que la manipulación se lleva a cabo con el cuerpo sumergido.
- 8) Pueden existir condicionantes estéticos o arquitectónicos que invaliden la opción del dique vertical.
- 9) Si el cajón requerido es demasiado grande para que su construcción se pueda llevar a cabo en factorías flotantes o terrestres convencionales, entonces, los precios se disparan, cuestionando su rentabilidad.
- 10) El terreno donde se tienen que apoyar los cajones puede presentar una eventual falta de capacidad portante que nos lleve a
 - Sustituir grandes volúmenes.
 - Esperar mucho tiempo hasta la consolidación.
 - Mejorar artificialmente el suelo.

Estas actuaciones implican tener que dragar grandes volúmenes de suelo inadecuado y sustituirlo con roca para mejorar la resistencia. Este proceso alarga los plazos de construcción, encarece la obra, y exige la presencia de bancos de roca cercanos y disponibles (reduciéndose de esta manera, las características ventajosas frente a la de dique en talud).

- 11) Para la viabilidad del proyecto y la fiabilidad del costo se requieren datos de oleaje compatibles con:
 - La puesta a flote.
 - El acopio provisional.
 - El remolque a obra.
 - El posicionamiento y el fondeo.
 - La estabilidad del cajón fondeado lleno de agua.
 - El relleno con material granular.
 - La construcción de la superestructura.

II) Ventajas y desventajas de rompeolas en talud

a) Ventajas de los rompeolas en talud

- 1) *Uso de material natural*

- El uso de material natural es una gran ventaja para el rompeolas en talud ya que esto reduce costos, especialmente cuando se dispone de un gran suministro de roca.
- La construcción de los rompeolas en talud se puede llevar a cabo desde tierra y habitualmente no requiere equipo de construcción de gran escala, ver Figura 3.11.



Figura 3.11 Construcción de un Rompeolas en Talud

- 2) *Menor impacto ambiental debido a la menor reflexión del oleaje y mayor intercambio de agua*
 - Las olas son absorbidas por el rompeolas en talud y las olas de largo período tales como las ondas de marea son transmitidas a través del medio poroso, lo que reduce el daño transmitido al medio.
- 3) *Creación de un arrecife natural*
 - La pendiente de un rompeolas en talud proporciona un lugar apropiado para el desarrollo de la vida marina.

b) Desventajas de los rompeolas en talud

- 1) Su principal inconveniente es el desmesurado volumen de material que necesitan, triplicando con facilidad el de un dique vertical, aumentando aún más con la profundidad por lo que hay quien simplifica dando una profundidad a partir del cual es mejor construir un dique vertical.
- 2) Además no permite utilizar su cara resguardada como muelle de atraque sin obra adicional.
- 3) Dependiendo de los elementos que conforman la coraza, se necesita maquinaria de gran capacidad de carga y alcance para su colocación sobre el talud del rompeolas.
- 4) Exige contar con bancos de roca cercanos y disponibles.
- 5) El rompeolas en talud requiere de mantenimiento durante toda su vida útil, a tal punto, que en ocasiones necesita la reposición bloques completos de la coraza.



Figura 3.12 Equipo de Construcción Utilizado en un Rompeolas en Talud

CAPÍTULO

4

DISEÑO
MECÁNICO

4 DISEÑO MECÁNICO

4.1 Introducción

La interacción de los rompeolas con el oleaje depende, entre otros, de las características geométricas y mecánicas de la sección transversal (ver Anexo A). Así pues, dentro de los rompeolas de piezas sueltas se obtendrá una respuesta estructural diferente para un rompeolas en talud y uno con espaldón, esto es, se presentará diferente volumen de rebase, diferente solicitación del manto posterior, diferente tipo de rotura, etc. De igual modo, un rompeolas vertical compuesto tendrá una respuesta diferente si, por ejemplo, el paramento del cajón es liso que si es perforado. Adicionalmente, existen otros factores que son determinantes en la estabilidad de las estructuras, como son los ambientales y los geotécnicos. Desde un punto de vista simplificado, en la Figura 4.1 se muestran los factores involucrados en la estabilidad estructural.

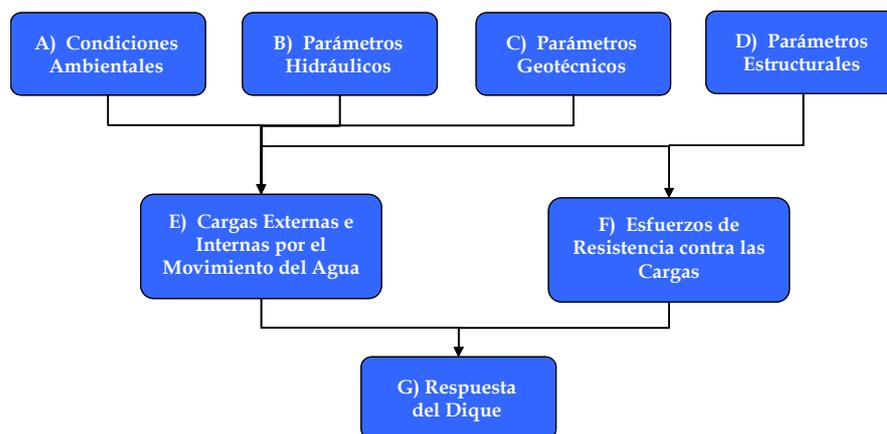


Figura 4.1 Esquema Básico de la Valoración de la Respuesta de un Rompeolas de Abrigo

Las condiciones ambientales dan como resultado un grupo de parámetros que son los generadores de las solicitaciones de la estructura (A en la Figura 4.1). Estos parámetros no están afectados por la propia estructura y, generalmente, el diseñador no tiene control sobre ellos. La altura de ola, la distribución de las alturas de ola, la rotura de la ola, el período del oleaje, el ángulo de incidencia del oleaje, la pendiente del fondo y la profundidad de agua son las principales características relativas al oleaje, pero también deben tomarse en cuenta otro tipo de condiciones como la sismicidad y la ocurrencia de eventos climatológicos extremos.

Los principales parámetros relativos a la respuesta hidráulica son el ascenso máximo, el descenso máximo, el rebase, la transmisión y la reflexión. Los parámetros geotécnicos están relacionados con las características de los materiales tanto del talud

como de la banqueta de apoyo y las del propio lecho marino, los parámetros que se pueden considerar en este ámbito son la socavación y la licuefacción del material del lecho marino.

La respuesta estructural de un rompeolas puede depender de un gran número de parámetros, entre los que se cuentan, dependiendo del tipo de dique: la pendiente del talud de la estructura, el peso de los elementos del manto principal y de las capas de filtro (roca o concreto), la porosidad, la permeabilidad, la altura y ancho del cajón, el peso de la roca de la banqueta y otros.

Las solicitaciones que estos parámetros inducen en la estructura se pueden dividir en externas e internas. Las externas están asociadas al flujo sobre el talud y las internas a la propagación del flujo en el medio poroso. La resistencia del rompeolas a dichas solicitaciones depende de la tipología, de los materiales y del funcionamiento hidráulico contemplado.

Finalmente, la comparación de la resistencia con las cargas conduce a una descripción de la respuesta de la estructura o elementos de estructura, de donde se desprenden, para cada solicitación que sobrepasa la resistencia de la estructura, los llamados mecanismos de fallo.

Los modos de fallo estructurales son, entre otros, la pérdida de estabilidad del manto principal o capas interiores, la pérdida de estabilidad de la superestructura (deslizamiento o giro) y el fallo de banqueta de apoyo..

Los modos de fallo geotécnico incluyen el deslizamiento de lecho marino, asentamientos, licuefacción, erosión interna y socavación.

4.2 Rompeolas en Talud No Rebasables

El avance del conocimiento de las características del flujo sobre el talud de los rompeolas en talud no rebasables y de las fuerzas mecánicas que se desarrollan en las piezas de la coraza, ha permitido la formulación de principios racionales para el diseño seguro de los diferentes componentes de los rompeolas en talud. En este capítulo se analiza básicamente las formulaciones existentes para el diseño de las piezas del manto principal de los rompeolas en talud de materiales sueltos.

4.2.1 Reseña Histórica

La primera publicación de una fórmula para el cálculo del peso de los elementos de un rompeolas, se debe a Castro (1933). Castro señaló que los rompeolas se averían en el descenso de la ola sobre el talud, en contra de la intuición, generalmente aceptada de que se producía en el ascenso.

Iribarren (1938) presenta una fórmula para el cálculo del peso de los elementos del manto principal. En esta fórmula, el peso depende del cubo de la altura de ola, pendiente del talud, densidad relativa de las rocas y de dos coeficientes, correspondientes al rozamiento y tipo de la roca. Epstein y Tyrrel (1949) presentan una nueva fórmula con estructura similar a la de Iribarren. El coeficiente de la fórmula depende del peralte de las olas. En 1950, Iribarren y Nogales generalizan la fórmula de Iribarren de 1938, introduciendo el efecto de la profundidad y del período mediante una modificación en la altura de ola. Larras, en 1952 presenta otra fórmula en la que incluye la profundidad y la longitud de onda.

Hudson and Jackson (1959), tras una extensiva investigación de laboratorio con rompeolas de rocas naturales y piezas artificiales, presentan una fórmula que ha tenido una amplia difusión en el mundo y que es muy similar a la de Iribarren. Es notable destacar aquí el trabajo de Saville, 1962, en relación con el flujo de ascenso del agua sobre el talud de rompeolas lisos e impermeables, porque introduce por primera vez la hipótesis de equivalencia entre oleaje regular e irregular. Este es el primer estudio probabilístico de un fenómeno relacionado con una estructura en talud.

Iribarren (1965) resume su trabajo de investigación, fijando el valor del coeficiente de rozamiento según el tipo de roca. Por otro lado, limitó la utilización de su fórmula a roturas sobre el talud en colapso o en voluta, introduciendo por lo tanto, de una manera indirecta el efecto del período en la estabilidad. Carstens et al. (1966) presentan los primeros resultados de ensayos de rompeolas de roca con oleaje irregular. Por su parte, Font (1968, 1970), prueba empíricamente la influencia de la duración de los temporales en la estabilidad de los rompeolas de roca. Van Oorschot and d'Angremond (1968) estudian la influencia de la anchura espectral en el flujo de ascenso sobre taludes lisos y presentan la primera prueba de la validez de la hipótesis de equivalencia introducida por Saville en 1962. Ahrens, 1970, analiza la influencia del tipo de rotura en la estabilidad de los rompeolas con manto principal de roca sin graduar.

Battjes (1974a y 1974b) analiza el flujo sobre el talud de rompeolas de rocas y presenta nuevas pruebas empíricas de la validez de la hipótesis de equivalencia para el flujo sobre el talud. Por otro lado, introduce por primera vez el parámetro de Iribarren (definido por Iribarren en 1949), en el estudio de las características del flujo sobre taludes lisos e impermeables. Este estudio hizo nacer toda una nueva corriente en el análisis del flujo sobre el talud y de la estabilidad de los rompeolas de roca. En esta línea están los trabajos experimentales de Ahrens and MacCartney (1975) Bruun and Johannesson (1976, 1977) y Bruun and Günbak (1976, 1977, 1978).

En 1976, el PIANC elaboró un informe en el cual se resumía el estado del conocimiento en el tema de rompeolas de piezas sueltas. En dicho informe se presentan las fórmulas más importantes usadas hasta entonces en el cálculo de dichos

rompeolas, mostrándose la gran disparidad existente entre los diferentes resultados obtenidos. Los desastres de Bilbao (1976) y Sines (1978), San Ciprián (1979), pusieron en entredicho la validez de los métodos de diseño empleados hasta entonces en el cálculo de los rompeolas de piezas sueltas y en los métodos de cálculo del oleaje. Algunas de las expresiones citadas se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Principales Fórmulas Generales para el Cálculo del Peso de los Elementos de la Coraza del Rompeolas en Talud

| País | País Autores | Fórmulas Generales | Figura | |
|---------|------------------------|---|---|--|
| | | | Aplicaciones numéricas | f(α) |
| España | Castro | $W = \frac{0.704}{(\cot g \alpha + 1)^2} \cdot \sqrt{\cot g \alpha - \frac{2}{ps} \left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{ps}$ | ps = 2.65 | $\frac{0.704}{(\cot g \alpha + 1)^2 \cdot \sqrt{\cot g \alpha + 0.754}}$ |
| | Iribarren* | $W = \frac{K}{(\cot g \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3}$ | K = 0.023 (para d < 0.06 L) | $\frac{0.023}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$ |
| | Iribarren** | $W = \frac{K}{(\cot g \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3}$ | K = 0.43 μ = 2.38 | $\frac{0.023}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$ |
| E. U. | Mathews (no publicada) | $W = \frac{0.0149}{(\cot g \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^2 \cdot T \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)}$ | T = 2.5 H | $\frac{0.03725}{(\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2}$ |
| | Epstein and Tyrrel | $W = \frac{K}{(u - \operatorname{tg} \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3}$ | - | - |
| | Hickson and Rodolf | $W = \frac{0.0162}{\operatorname{tg}^3 45^\circ - \frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{H^2 \cdot T \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3}$ | T = 2.5 H | $\frac{0.0405}{\operatorname{tg}^3 (45^\circ - \frac{\alpha}{2})}$ |
| | Hudson | $W = \frac{1}{K_p \cdot \cot g \alpha} \cdot \frac{H^3 \cdot T \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3}$ | K _p = 3.2 (para 0-1% daño) K _p = 15.9 (para 30-60% daño) | $\frac{1^*}{3.2 \cot g \alpha} \quad \frac{1^{**}}{15.9 \cot g \alpha}$ |
| Francia | Larras | $W = \frac{K \cdot \left[\frac{2\tau H}{L} \right]^3 \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3}}{\sin h \cdot \frac{4\tau Z}{L} \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$ | K = 0.0152 con : Z = $\frac{H}{2}$ y $\frac{H}{L} = 0.1$ | $\frac{0.0152}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$ |
| | Beaudevin | $W = K \cdot K_s \frac{1}{\cot \alpha - 0.8} - 0.15 \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1 \right)^3}$ | K = 0.10 K _s = 2.5 | $0.25 \left(\frac{1}{\cot g \alpha - 0.8} - 0.15 \right)$ |

| País | País Autores | Fórmulas Generales | Figura | |
|---------|-------------------------|---|---|--|
| | | | Aplicaciones numéricas | f(α) |
| Suecia | Hedar* | $W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1\right)^3}$ | K = 0.015 | $\frac{0.015}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$ |
| | Hedar** | $W = \frac{K \cdot K_1^3}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1\right)^3}$ con: $K_1 = K_1(\alpha)$ (núcleo de permeabilidad) y $\alpha > 15^\circ$ | K = 0.1113 · 10 ³ a 1.11 núcleo permeable: K ₁ (15°) = 7.44 K ₁ (20°) = 7.48 K ₁ (25°) = 6.36 K ₁ (30°) = 5.30 K ₁ (35°) = 4.20 K ₁ (40°) = 3.00* K ₁ (45°) = 1.40* *extrapolación | $\frac{0.1113 \cdot 10^3 \cdot K_1^3}{(1.11 \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$ |
| Noruega | Svee | $W = \frac{K}{\cos^3 \alpha} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1\right)^3}$ | K = 0.12 | $\frac{0.12}{\cos^3 \alpha}$ |
| URSS | SN-92-60 | $W = \frac{K}{\sqrt{t + \cot g^3 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1\right)^3}$ | K = 0.025 L = 20 H | $\frac{0.5}{\sqrt{t + \cot g^3 \alpha}}$ |
| | Rybtchevsky | $W = \frac{K}{\cos^3 \alpha \cdot \sqrt{\cot g^3 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1\right)^3}$ | K = 0.015 L = 20 H | $\frac{0.3}{\cos^3 \alpha \cdot \sqrt{\cot g^3 \alpha}}$ |
| | Meteliyena | $W = \frac{K \cdot K_s}{\cos^3 (23^\circ + \alpha)} \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1\right)^3}$ | K = 0.025 K _s = 1.5 | $\frac{0.0375}{\cos^3 (23 + \alpha)}$ |
| | Goldschtein y Kenonenko | $W = 0.3 \cdot K \cdot \text{tg}^{1.83} \alpha \cdot \frac{H^3 \cdot ps}{\left(\frac{ps}{pw} - 1\right)^3}$ | K = 1.4 (para: H < 5 m) | $0.42 \text{tg}^{1.23} \alpha$ |

Fuente: Comisión Internationale Pour L'étude Des Effets des Lames, PIANC, 1976

De la Tabla 4.1, se desprenden los comentarios siguientes:

- La mayor parte de estas fórmulas se relacionan con la fase de inicio de daños, mientras que otras (tales como Iribarren, Hedar y Svee) se relacionan con la fase de destrucción de las obras.
- Todas estas fórmulas son empíricas o semiempíricas y en ellas no toman en cuenta la representación hidrodinámica de los fenómenos.

- La mayor parte de las fórmulas de estabilidad tienen en cuenta el peso de los boques en función de la altura de las olas, elevada al cubo y con la exclusión del período.
- La importancia del período para la estabilidad ha sido claramente establecida por diversos autores, Ahrens (1975), Bruun y Gumbak (1976) Oorschot y Webers (1972). El tipo de rotura del oleaje ha sido igualmente objeto de observaciones por diversos autores, igualmente las velocidades de ascenso y descenso de las olas han sido estudiadas por Ahrens (1975), Bruun y Johannesson (1974), Carstens, Forum y Traetteberg (1976). Todo ello ha inducido a introducir el término “resonancia entre las olas incidentes y descendentes”.
- Los ensayos de laboratorio (Bruun y Johannesson - 1976), mostraron que la presión hidrostática, proveniente del interior del macizo, pasa por su máximo en el mismo instante del encuentro de las olas. La experiencia de las obras en su verdadera magnitud enseña que las destrucciones y los daños sobreviven en casos de fuerte ascenso y de débil descenso de las olas.

En 1979, Losada y Giménez - Curto, 1979a, analizan los fenómenos de flujo sobre el talud, demostrando que pueden ser descritos como una función del número de Iribarren. Asimismo, proponen un modelo exponencial, función del número de Iribarren para el estudio de la estabilidad de los rompeolas de roca, introduciendo, por otro lado, las curvas de interacción para el análisis directo de la estabilidad a través de la altura de ola y el período. Reconocen la aleatoriedad intrínseca de la respuesta de los rompeolas de roca e introducen unas bandas de confianza para facilitar el diseño mediante la formulación exponencial. Losada y Giménez-Curto, 1981, utilizan por primera vez la hipótesis de equivalencia en el estudio de la probabilidad de fallo de las obras marítimas solicitadas por un estado de mar y analizan la influencia de la duración de éste en la probabilidad de fallo. En 1982, Losada y Giménez-Curto presentan una hipótesis de trabajo para el cálculo de la estabilidad de rompeolas de roca con incidencia oblicua.

Desiré (1985) en su Tesis Doctoral, realiza un análisis riguroso del flujo y del movimiento de elementos de taludes granulares. En particular, realiza una amplia experimentación con oleaje regular sobre estabilidad de rompeolas con mantos de piezas paralelepípedicas poniendo de relieve la fuerte aleatoriedad de la respuesta, por lo que en sus curvas de diseño elige las envolventes superiores de los resultados experimentales obtenidos. Esta aleatoriedad de la respuesta se pone de relieve en Losada y Desiré (1985).

La búsqueda de fórmulas más complejas, en las que las distintas características de los rompeolas, porosidad, rugosidad, etc sean consideradas, continúa con el trabajo de Van der Meer (1988) sin que se aporte nueva luz al problema, al quedar reducido el mismo al ajuste de los distintos coeficientes. Las curvas ajustadas no reflejan la fuerte dispersión de los resultados.

Por lo que respecta a la estabilidad dinámica de rompeolas, los primeros estudios están asociados a los de perfil de equilibrio de playas de gravas, Van Hijun (1974, 1976). Van Hijun y Pilarczyk (1982) desarrollaron un modelo que describe el perfil de playas de gravas gruesas. A lo largo de la década de los ochenta, se comienzan a construir rompeolas con un manto exterior de roca sin clasificar, con una berma de gran espesor por encima del nivel del mar. La acción del oleaje deforma esta berma, que alimenta un perfil en 'S' que alcanza un equilibrio dinámico (las piezas se siguen moviendo pero el perfil se mantiene).

Una nueva vía de trabajo se abre con el análisis de las fuerzas que el flujo impone sobre las piezas del manto. En este campo destaca el trabajo de Losada et al. (1988) en el que se trata de determinar las acciones sobre piezas paralelepípedicas con diferentes condiciones de contorno. La combinación de estos resultados con los modelos numéricos de flujo sobre rompeolas en talud, Kobayashi et al. (1987, 1989, 1990, 1992), Sun et al. (1992), Cruz et al. (1992), facilitan un nuevo enfoque al problema.

Por lo que respecta a los morros de los rompeolas no rebasables, la experiencia ha demostrado que los morros de los rompeolas de piezas sueltas son menos estables y más frágiles que las secciones del talud exterior. Basadas en dicha experiencia se fundamentan las recomendaciones de Iribarren (1964) y Bruun (1973) y Argershou et al. (1983) de aumentar el peso de los elementos del morro con respecto a los del manto del talud exterior. La experimentación sistemática en modelo reducido sobre morros es mucho menos abundante que la correspondiente al manto exterior del rompeolas, debido al alto número de variables que configuran la geometría del morro. Entre otros, se puede destacar el trabajo de Jensen (1984) sobre morros de piezas diversas y el de Vidal et al. (1991), sobre dos geometrías de morros con piezas cúbicas de concreto. Estos últimos autores analizan la estabilidad de las distintas secciones de los morros y destacan, entre otros resultados, la baja reserva de estabilidad de las secciones averiadas, es decir, la fragilidad de las mismas.

4.2.2 Parámetros Utilizados en el Diseño de un Rompeolas en Talud

Los parámetros más relevantes se pueden dividir en cuatro categorías que están relacionadas con:

- El oleaje y el fluido

- Los materiales de construcción
- La sección transversal
- La respuesta de la estructura

4.2.2.1 Parámetros Relacionados con el Oleaje

Un parámetro de gran utilidad en el análisis de la acción de la ola sobre el talud es el denominado número de estabilidad $H/\Delta D$, que establece una relación entre los elementos del manto de protección y las condiciones del oleaje. Este parámetro aparece en muchas fórmulas de diseño. Como altura de ola representativa suele emplearse la altura de ola significativa, H_s definida como el promedio del tercio de alturas de olas más altas.

Respecto del agua, la densidad relativa se define como:

$$\Delta = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \quad [4-1]$$

donde:

γ_r = peso unitario del elemento de la coraza (roca o concreto)

γ_w = peso unitario del agua

Por otra parte, D representa el lado del cubo equivalente relacionado con el peso promedio. Si se trata de escollera:

$$D = D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\gamma_r} \right)^{1/3} \quad [4-2]$$

Donde W_{50} es el peso medio para un elemento dado por el 50% sobre la curva de distribución de los pesos. En este caso el número de estabilidad se representa: $N_s = H_s / \Delta D_{n50}$.

Otro parámetro frecuentemente utilizado es el número de Iribarren:

$$\xi = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{s}} = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}} = \left(\frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H}{g}}} \right) * T \quad [4-3]$$

donde α es el ángulo del talud, s es el peralte de la ola, que suele ser utilizado cuando se analiza la influencia que el período del oleaje tiene, tanto en la respuesta estructural como en la hidráulica. Cuando el peralte está referido a aguas profundas, la longitud de onda L se expresa en función del período de la ola, como aparece en la última relación de la ecuación [4-3]. Si el período empleado es el medio T_m o el de pico T_p , basados en el análisis estadístico y espectral respectivamente, el número de Iribarren aparece como ξ_{om} ó ξ_{op} .

El valor de este parámetro caracteriza la forma en que rompen las olas al incidir en el talud del dique. Los tres tipos de rotura de la ola determinan rangos específicos del número de Iribarren:

- Spilling: $\xi_o < 0.5$
- Plunging: $0.5 < \xi_o < 3$
- Colapsing: $\xi_o \approx 3$ a 3.5
- Surging: $\xi_o > 3.5$

4.2.2.2 Parámetros Relacionados con los Materiales de Construcción

El parámetro más importante relacionado con el elemento del manto de protección, ya sea roca o concreto, es el lado equivalente, definido en la ecuación [4-2].

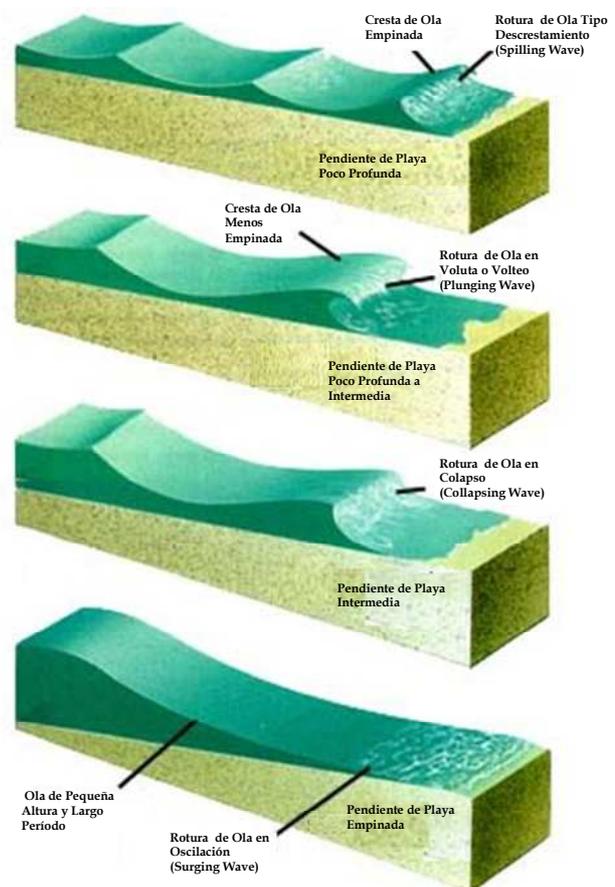


Figura 4.2 Tipos de Ola Rompiente

En el caso de la roca es también importante la gradación de los tamaños. Por ejemplo, la relación D_{85}/D_{15} , donde el D_{85} y D_{15} son los tamaños de tamiz que dejan pasar el 85% y el 15% del material en volumen. Estos valores se obtienen de las curvas de distribución de los pesos, ya que $D_{85}/D_{15} = (W_{85}/W_{15})^{1/3}$. Una graduación convencional y sus aplicaciones se pueden ver en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Graduación Convencional de la Roca y su Aplicación

| Graduación | D_{85}/D_{15} | Aplicación (Convencional) |
|-----------------------------------|-----------------|---|
| Estrecha (tamaño único) | ≥ 1.5 | Coraza, Berma, Submanto |
| Media | 1.5 – 2.5 | Subcapas, capas de filtro (berma, coraza) |
| Amplia (producción de cantera) | 2.5 – 5 | Material de núcleo |

4.2.2.3 Parámetros Estructurales Relacionados con la Sección Transversal

Los parámetros que se utilizan para caracterizar la sección transversal se muestran en la Figura 4.3.

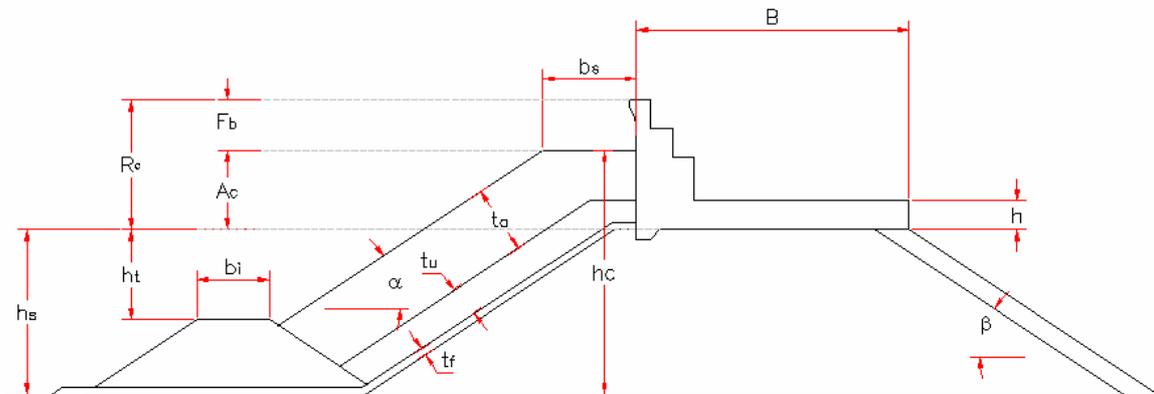


Figura 4.3 Parámetros más Importantes de una Sección Transversal de un Rompeolas en Talud

En la Figura 4.3

- Profundidad de agua h_s
- Profundidad de la cresta de la berma de pie por debajo del NMM h_t
- Altura de la cresta de la berma de la coraza desde el fondo h_c
- Francobordo relativo al nivel de agua en reposo (NMM) R_c
- Francobordo de la coronación de la coraza relativa al NMM A_c
- Diferencia entre la coronación del espaldón y la cresta de la coraza F_b
- Francobordo de la base del espaldón h_p
- Anchura del espaldón B
- Anchura de la berma de coronación b_s
- Anchura de la berma de pie b_i
- Espesores del manto, submanto y filtros t_a, t_u, t_f
- Ángulo de la pendiente del dique del lado del mar α
- Ángulo del talud posterior β

Otro parámetro que resulta ser importante, tanto para la respuesta estructural como hidráulica, es la permeabilidad. Dadas las características del medio poroso, no es posible contar con una medida exacta de la permeabilidad de un rompeolas, por ello, se utilizan factores de permeabilidad empíricos como el que se muestra en la Figura 4.4, que varía de 0.1 a 0.6 y fue presentado por Van der Meer (1990).

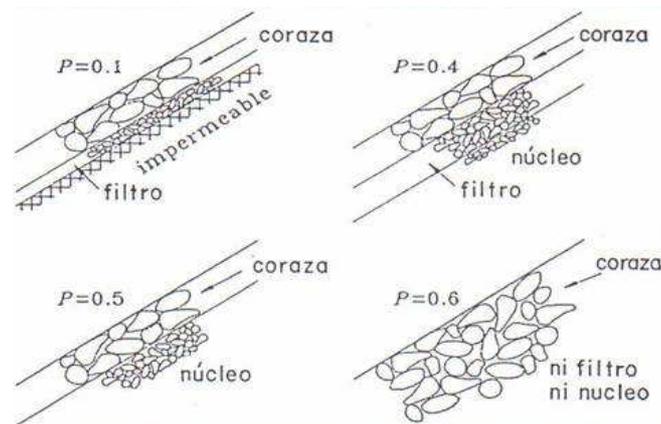


Figura 4.4 Factor de Permeabilidad Teórico para Varias Secciones Transversales

El valor más común de la permeabilidad en un rompeolas en talud es de 0.4, que consta de un manto o coraza, un filtro y un núcleo.

4.2.2.4 Parámetros Relacionados con la Respuesta de la Estructura

El daño sobre un rompeolas en talud y, más concretamente, el daño sobre el manto de protección se puede representar por un porcentaje de daño, que se define como el número de elementos del manto de protección desplazados en un área determinada dividido por el número de piezas originalmente colocadas en esa misma área, lo cual puede resultara ambiguo. Otra forma de evaluar el daño es a través del denominado nivel de daño, S (Van der Meer, 1990), que describe la erosión alrededor del nivel de agua en reposo (SWL) relativo al tamaño de la roca.

$$S = \frac{A_c}{D_{n50}^2} \quad [4-4]$$

donde A_c es el área erosionada alrededor del SWL y D_{n50} es lado del cubo equivalente correspondiente al promedio de la curva de pesos. También S se puede describir como el número de cuadrados con el lado del D_{n50} que encajen el área erosionada.

Cuando se utilizan bloques artificiales de concreto en lugar de roca, el nivel de daño se puede medir como el número real de elementos movidos N_m dentro de una

banda de ancho un D_{n50} . Este número está constituido tanto por los elementos que mostraron un movimiento de cabeceo (rocking) durante la incidencia de las olas N_r , como los que se desplazaron N_d . La ventaja de usar el número de daño N_d es que ésta medida resulta en valores similares para áreas dañadas similares para diferentes formas estructurales (más alta, más ancha).

A pesar de las diferentes definiciones, S y N_d son comparables, dado que N_d resulta cerca de dos veces el valor de S (Van der Meer, 1990). La correspondencia entre los tres tipos de medida y el daño hecho a la estructura se presenta en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Correspondencia Entre los Distintos Parámetros que Definen el Daño

| Daño Nivel, S | Daño en la Estructura | Daño, Número, N_d | Porcentaje de Daño (%) |
|-----------------|---|---------------------|------------------------|
| < 2 | Apenas sin daño | < 0.5 | 0 – 5 |
| 2 – 3 | Daño severo Criterio de diseño | 2.0 | 5 |
| > 8 – 12 | Daño inaceptable Pérdida de la función | > 4 | 20 - 30 |

4.2.3 Respuesta Hidráulica de un Rompeolas en Talud

Los fenómenos de flujo sobre el talud que son de importantes para el diseño de las estructuras marítimas son:

- Ascenso (run-up)
- Descenso (run-down)
- Rebase
- Transmisión
- Reflexión

El ascenso y descenso no son directamente variables funcionales, pero se incluyen en este apartado por ser necesaria para la definición de las variables funcionales rebase y transmisión. La definición, notación y dimensiones de las variables funcionales de control del oleaje es la siguiente:

- Ascenso (Ru): Es la distancia vertical desde el nivel medio en reposo hasta el máximo nivel que alcanza la superficie libre del agua sobre el paramento exterior de la estructura sometida a flujo oscilatorio, Figura 4.5.
- Descenso (Rd): Es la distancia vertical desde el nivel medio en reposo hasta el mínimo nivel que alcanza la superficie libre del agua sobre el

paramento exterior de la estructura sometida a flujo oscilatorio, Figura 4.5.

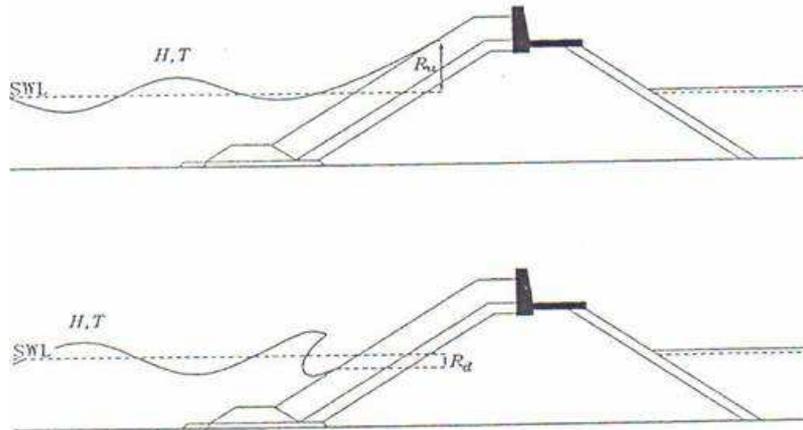


Figura 4.5 Parámetros Relacionados con el Ascenso (R_u) y Descenso (R_d)

- Rebase, (q): Es el caudal medio de agua en un período del oleaje que supera una sección de longitud unidad de la coronación de la estructura. Se mide en $m^3/s/m$.
- Transmisión, C_T : Es un coeficiente adimensional que expresa la relación entre la altura de ola transmitida, H_t y la altura de ola incidente, H_i . Esta definición simple asume que se mantiene el período del oleaje en el proceso de ascenso, rebase sobre el dique y transmisión a través del dique. En general, el proceso de transmisión tiene una función de transferencia que depende del período del oleaje. Para solventar el problema se suele optar por definir la transmisión a través de 1) la función de transferencia $C_T - T$ ó 2) un coeficiente C_T global basado en las alturas de ola del momento de orden cero del espectro, $C_T = H_{m0t} / H_{m0i}$.
- Reflexión, C_R : Es un coeficiente adimensional que expresa la relación entre la altura de ola reflejada, H_r y la altura de ola incidente, H_i . Como en el caso de la transmisión, el proceso de reflexión tiene una función de transferencia dependiente del período del oleaje, por lo que se suele definir la transmisión a través de 1) la función de transferencia $C_R - T$ ó 2) un coeficiente C_R global basado en las alturas de ola del momento de orden cero del espectro, $C_R = H_{m0r} / H_{m0i}$.

Los métodos de predicción existentes, casi todos ellos obtenidos a partir de ensayos en modelo físico, aplican directamente solo a unos cuantos casos simplificados, ya que los ensayos han sido llevados a cabo para un rango limitado de condiciones de oleaje o porque la geometría del rompeolas ensayado representa una simplificación de una estructura real. Por lo anterior, suele hacerse necesaria la modelación física cada vez que se diseña una obra nueva.

4.2.3.1 Ascenso y Descenso en Taludes

Cuando un tren regular de ondas alcanza el talud indefinido de un dique impermeable, las ondas se deforman, rompen, ascienden y descienden sobre el talud y finalmente se reflejan. Cualquier variable del flujo sobre el talud, como es el caso del ascenso, R_u , y del descenso, R_d , serán función del oleaje exterior, de la geometría del dique y las de las características físicas del agua, así,

$$Y=f(H,T,\theta,g,\mu,\alpha,\text{tipo de mantos}) \quad [4-5]$$

donde H , T , θ son la altura, período y dirección característicos del oleaje incidente, respectivamente, g es la aceleración de la gravedad, μ es la viscosidad del agua y α es el ángulo del talud con la horizontal. Para un tipo determinado de mantos, la ecuación anterior puede expresarse en función de cuatro variables adimensionales:

$$Y=f_1\left(\alpha,\theta,\frac{H}{L_0},\frac{H^2}{\mu T}\right) \quad [4-6]$$

donde $L_0=gT^2/2\pi$, es la longitud de onda en profundidades indefinidas. El número de Reynolds, que controla la estructura laminar o turbulenta del flujo alrededor de los elementos del manto deja de influir en las características del flujo cuando este es completamente turbulento, lo que es habitual en los diques reales. Finalmente, si se asume que la incidencia del oleaje es normal al dique, la expresión anterior se simplifica a:

$$Y=f_2\left(\alpha,\frac{H}{L_0}\right) \quad [4-7]$$

Losada y Gimenez-Curto (1981), demostraron que, en el análisis del flujo sobre el talud, estas dos variables pueden ser combinadas en el número de Iribarren, I_{r0} :

$$I_{r0}=\frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad [4-8]$$

de manera que:

$$Y=f_3(I_{r0}) \quad [4-9]$$

4.2.3.1.1 Ascenso y descenso del oleaje sobre taludes permeables.

Formulación de Losada y Gimenez-Curto (1981)

Los diques en talud de materiales sueltos con núcleo impermeable de todo uno de cantera, uno o varios mantos secundarios de materiales sueltos y manto principal bicapa son con mucho los más empleados dentro de este grupo. En el caso de oleaje regular, definido por su altura de ola y período incidentes, Losada y Giménez-Curto (1981), propusieron las expresiones:

$$\frac{R_u}{H} = A_u [1 - \exp(B_u I_{r0})] \quad [4-10]$$

$$\frac{R_d}{H} = A_d [1 - \exp(B_d I_{r0})] \quad [4-11]$$

donde A_u , B_u , A_d , B_d son coeficientes de ajuste, que dependen del tipo de piezas y de su forma de colocación en el talud. Los valores de estos coeficientes para los distintos tipos de piezas del manto principal, cuyos valores se presentan en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Coeficientes de Ajuste para el Modelo Exponencial de Ascenso y Descenso de las Ecuaciones [4-10] y [4-11].

| Tipo de pieza | A_u | B_u | A_d | B_d |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Escollera sin clasificar | 1.80 | -0.46 | -1.10 | +0.30 |
| Escollera clasificada | 1.37 | -0.60 | -0.85 | -0.43 |
| Tetrápodos | 0.93 | -0.75 | -0.80 | -0.45 |
| Dolos | 0.70 | -0.82 | -0.75 | -0.49 |
| Cuadrípodos | 0.93 | -0.75 | -0.80 | -0.45 |
| Cubos | 1.05 | -0.67 | -0.72 | -0.42 |

Una ventaja de este tipo de formulación, es que permite la determinación de las características estadísticas del ascenso, una vez conocida la estadística (alturas de ola y períodos) del oleaje incidente, lo que favorece la simulación numérica.

Formulación de Van der Meer (1993)

La permeabilidad de un dique en talud afecta de manera importante al flujo sobre el mismo. Van der Meer y Stam(1992), presentan los resultados de ascenso obtenidos de experimentación sobre diques de escollera permeables. Dichos ensayos se realizaron con escollera clasificada ($D_{85}/D_{15} = 1.25$) y con escollera sin clasificar ($D_{85}/D_{15} = 2.25$). Al representar los resultados, no se obtuvo diferencia entre ambas gradaciones. Para diques de escollera con núcleo permeable (parámetro de permeabilidad, P variable entre 0.4 y 0.6), Van der Meer (1993) propuso las siguientes expresiones:

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = aI_{rm0} \quad ; \quad \text{para } I_{rm0} < 1.5 \quad [4-12]$$

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = bI_{rm0}^c \quad ; \quad \text{para } I_{rm0} > 1.5 \quad [4-13]$$

El ascenso estimado con las expresiones [4-12] y [4-13] está limitado por el valor máximo de la ecuación siguiente:

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = d \quad [4-14]$$

donde $R_{un\%}$ es el ascenso que sólo es superado por el $n\%$ de las olas del estado de mar y a, b, c, d son coeficientes ajustados con los datos y dado en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Valores de los Coeficientes de las Expresiones [4-12], [4-13] y [4-14]

| $n\%$ | a | b | C | D |
|--------------|------|------|------|------|
| 1% | 1.01 | 1.24 | 0.48 | 2.15 |
| 2% | 0.96 | 1.17 | 0.46 | 1.97 |
| 5% | 0.86 | 1.05 | 0.44 | 1.68 |
| 10% | 0.77 | 0.94 | 0.42 | 1.45 |
| Significante | 0.72 | 0.88 | 0.41 | 1.35 |
| Medio | 0.47 | 0.60 | 0.34 | 0.82 |

Van der Meer propone la utilización de una distribución de Weibull para definir la probabilidad de superación de un determinado nivel de ascenso:

$$P(R_u > R_{up}) = \exp \left[- \left(\frac{R_{up}}{e} \right)^f \right] \quad [4-15]$$

el parámetro f determina la forma de la distribución. Para $f = 2$ se obtiene la distribución de Rayleigh. Este factor de forma, f , depende del número de Iribarren correspondiente al período medio del oleaje, I_{rm0} , a través de las expresiones:

$$f=3 \times I_{rm0}^{-0.75} \quad ; \quad \text{para oleaje rompiendo en voluta} \quad [4-16]$$

$$f=0.52 \times P^{-0.3} I_{rm0}^P \times \sqrt{\cot \alpha} \quad ; \quad \text{para oleaje rompiendo en oscilación} \quad [4-17]$$

donde P es la permeabilidad ver Figura 4.4. La transición entre voluta y oscilación que permite decidir entre las ecuaciones [4-16] y [4-17], viene dada por un número de Iribarren crítico dado por la ecuación:

$$I_{rm0c} = \left(5.77 \times P^{0.3} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.75}} \quad [4-18]$$

Cuando $I_{rm0} < I_{rm0c}$, se aplicará la ecuación [4-16] para el cálculo de f ; en otro caso, se empleará la ecuación [4-17].

El parámetro de escala e de la expresión [4-15] se puede determinar mediante la ecuación:

$$\frac{e}{H_s} = 0.4 \times \left(\frac{H_s}{L_{m0}} \right)^{-0.25} \times (\cot \alpha)^{-0.2} \quad [4-19]$$

Para el cálculo probabilístico, van der Meer y Stam proponen que el parámetro de escala e es una variable aleatoria con distribución normal y coeficiente de variación 0.06 para $P < 0.4$ y 0.09 para $P \geq 0.4$.

4.2.3.2 Reflexión en Estructuras en Talud

Las olas reflejadas por una estructura incrementan la energía del oleaje frente a la misma, lo que obliga a incrementar la cota de coronación de la misma. Por ello, suele ser deseable que las estructuras marítimas tengan coeficientes de reflexión lo más reducidos posible. El grado de reflexión de una estructura suele cuantificarse mediante el coeficiente de reflexión, el cual se define como el cociente entre la altura de ola reflejada y la altura de ola incidente.

A pesar del creciente incremento de la capacidad de los modelos numéricos, el coeficiente de reflexión de las estructuras costeras sigue calculándose mediante formulaciones empíricas desarrolladas a partir de experimentación en laboratorio. En

la Tabla 4.6, tomada de Goda (1985), se presentan algunos valores característicos del coeficiente de reflexión de estructuras costeras.

Tabla 4.6 Coeficientes de Reflexión Típicos de Estructuras Costeras.

| Tipo de Estructura | Coefficiente de Reflexión |
|--|---------------------------|
| Dique vertical no rebasable | 0.7 – 1 |
| Dique vertical rebasable | 0.5 - 0.7 |
| Dique en talud de roca (pendiente 1:2 a 1:3) | 0.3 - 0.6 |
| Dique en talud de bloques artificiales de concreto | 0.3 - 0.5 |
| Dique vertical disipador de energía | 0.3 - 0.8 |
| Playa natural | 0.05 - 0.2 |

4.2.3.2.1 Reflexión sobre un talud impermeable y liso

Cuando un tren regular de ondas rompe tras propagarse sobre un talud impermeable, liso e indefinido, el tipo de rotura y el coeficiente de reflexión pueden determinarse con buena precisión en función del número de Iribarren. En la Tabla 4.7 se presentan los tipos de rotura y los rangos del coeficiente de reflexión en función del número de Iribarren dados por Battjes (1974):

Tabla 4.7 Tipos de Rotura y Coeficiente de Reflexión para Oleaje Regular Sobre un Talud Impermeable, Liso e Indefinido.

| Tipo de rotura | Número de Iribarren | R |
|-----------------|----------------------|-----------------|
| Descrestamiento | $I_{r0} < 0.5$ | < 0.1 |
| Voluta | $0.5 < I_{r0} < 2.5$ | $0.1 < R < 0.3$ |
| Colapso | $2.5 < I_{r0} < 3.0$ | $0.3 < R < 0.6$ |
| Oscilación | $I_{r0} > 3.0$ | $R > 0.6$ |

Seelig (1983), basándose en datos experimentales con oleaje regular, propone siguiente expresión para el coeficiente de reflexión:

$$C_R = \frac{aI_{r0}^2}{I_{r0}^2 + b} \quad [4-20]$$

para taludes lisos, Seelig recomienda $a = 1.00$, $b = 5.5$.

4.2.3.2.2 Reflexión sobre un talud impermeable rugoso.

En el caso de revestimientos de varias capas sobre superficie impermeable, Seelig (1983), propone la evaluación del coeficiente de reflexión mediante la misma expresión [4-20], con una modificación del coeficiente 'a' en función del diámetro

relativo de las piezas del revestimiento, D/L , el ángulo del talud, α y la altura de ola límite de rotura a pie de dique, H_b . Los valores de 'a' para revestimientos de una capa se presentan en la Figura 4.7.

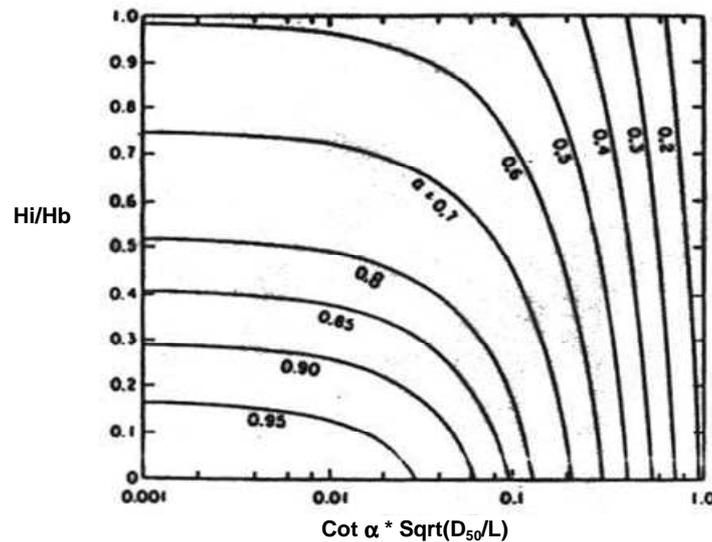


Figura 4.7 Valores de a Para una Capa de Escollera Sobre Talud Impermeable.

En el caso de revestimientos de dos o más capas, Seelig propone aplicar al coeficiente 'a' obtenido para una capa, el factor que se indica en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Factores que hay que Aplicar al Parámetro 'a' Obtenido en la Figura 4.7, en Función del Número de Capas del Recubrimiento.

| D/H_i | Número de capas en el recubrimiento | | |
|------------|-------------------------------------|------|--------|
| | Dos | Tres | Cuatro |
| < 0.75 | 0.93 | 0.88 | 0.78 |
| 0.75 a 2.0 | 0.71 | 0.70 | 0.69 |
| > 2.0 | 0.58 | 0.52 | 0.49 |

4.2.3.2.3 Reflexión sobre un talud permeable rugoso

En el caso de diques en talud con núcleo permeable, Seelig (1983), propone la utilización de la expresión [4-20] con $a = 0.6$ y $b = 6.6$.

4.2.3.3 Transmisión

Como se ha indicado anteriormente, la transmisión del oleaje se define normalmente a través del coeficiente de transmisión, C_T , que se define en general

como la raíz cuadrada del cociente entre los flujos de energía transmitido e incidente. Dado que en el proceso de transmisión, el oleaje sufre modificaciones en su estructura espectral, un análisis preciso de la transmisión requeriría la definición de la función de transferencia espectral entre el oleaje incidente y transmitido. Dado que muchos de los procesos de transformación que sufre el oleaje en su propagación sobre y a través de las estructuras son no lineales (especialmente cuando se produce la rotura sobre el dique), esta función de transferencia dependerá no sólo de la frecuencia sino también del nivel de energía espectral.

La transmisión del oleaje hacia la zona abrigada de una estructura costera puede producirse por dos mecanismos:

- 1) Rebase sobre la coronación, y
- 2) Transmisión a través del macizo poroso,

Para que se produzca el dique sea rebasable. Cuando una estructura está sometida a un rebase importante, o se encuentra sumergida, la proporción de la energía transmitida sobre la coronación supera a la que se transmite a través del núcleo del dique, por lo que, las formulaciones empíricas existentes para el cálculo del oleaje transmitido por rebase, no suelen tener en cuenta la pequeña proporción de energía que puede ser transmitida a través del núcleo del dique.

La transmisión de las ondas a través del núcleo de un dique sólo puede producirse cuando dicho núcleo es permeable. El grado de permeabilidad al oleaje de una estructura marítima depende de la porosidad de la misma y de las características del flujo, lo que, en el caso del oleaje, significa que depende de las características espectrales del mismo. De esta manera, una estructura que es impermeable a efectos prácticos a las frecuencias altas, puede ser prácticamente transparente a las ondas de baja frecuencia. Los modelos de flujo oscilatorio a través de medios porosos son los apropiados para la determinación del oleaje transmitido, aunque requieran todavía el calibrado mediante datos medidos. Otra aproximación, más sencilla al problema de la transmisión es la utilización de formulaciones empíricas sencillas, basadas en general en datos experimentales.

4.2.3.3.1 *Transmisión por rebase*

Cuando el oleaje puede rebasar la coronación del dique, la transmisión debida al rebase se hace rápidamente dominante sobre la transmisión a través del dique, apareciendo el francobordo adimensionalizado con la altura de ola incidente, F/H_I como parámetro geométrico dominante en la transmisión. La representación de la información existente sobre el coeficiente de transmisión en función de este parámetro, ver Figura 4.8, presenta una tendencia general a disminuir la transmisión

al aumentar el francobordo relativo, pero al no tenerse en cuenta las características de los mantos y la porosidad del dique, la dispersión es muy elevada.

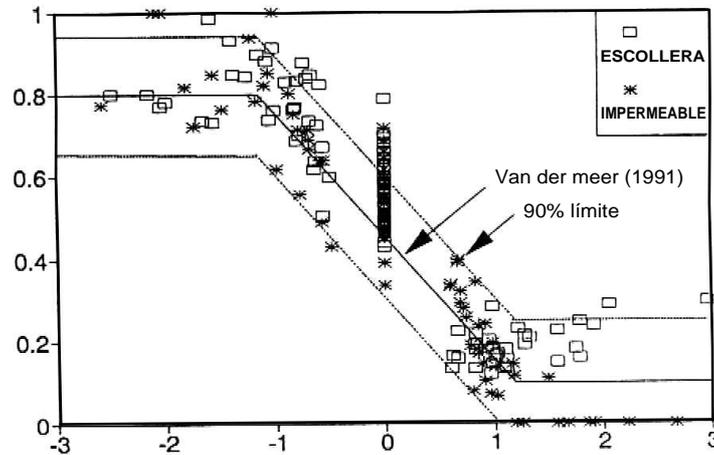


Figura 4.8 Transmisión del Oleaje Sobre Estructuras en Talud Rebasables en Función de F/H_i .

Para introducir el efecto de las características de los mantos en la transmisión en estos diques, Davis and Kriebel (1992), proponen la sustitución del francobordo relativo a la altura de ola, F/H_i , por el parámetro $(F-R_u)/H_i$, en el que R_u es el ascenso que se produciría sobre un dique no rebasable con mantos de las mismas características que el rebasable. Al representar la información del coeficiente de transmisión con este parámetro, se obtiene una menor dispersión, como se observa en la Figura 4.9. A pesar de dicha mejora, la dispersión es todavía importante.

d'Angremond et al. (1996) propusieron las siguientes expresiones para la transmisión sobre diques en talud de escollera rebasables y sumergidos:

$$T = -0.4 \times \frac{F}{H_s} + 0.64 \times \left(\frac{B}{H_s} \right)^{0.31} \times (1 - e^{-0.5 \times I_r}) \quad [4-21]$$

para diques de núcleo permeable

$$T = -0.4 \times \frac{F}{H_s} + 0.80 \times \left(\frac{B}{H_s} \right)^{0.31} \times (1 - e^{-0.5 \times I_r}) \quad [4-22]$$

para diques de núcleo impermeable.

En las fórmulas anteriores, el coeficiente de transmisión está limitado por $0.075 < T < 0.80$ y el número de Iribarren se define con la altura de ola significativa y la longitud de onda del periodo medio a pie de dique.

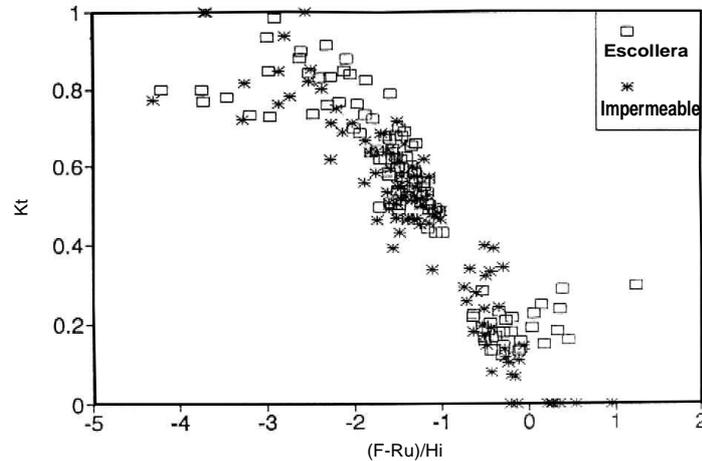


Figura 4.9 Transmisión del Oleaje Sobre Estructuras en Talud en Función del Parámetro $(F-Ru)/Hi$.

4.2.3.4 Rebase

El rebase se define como el transporte de una cantidad de agua sobre la coronación de una estructura. Este transporte se puede producir en forma rebase de masa de agua, debido a una cota de coronación inferior al ascenso del oleaje, a la caída de masa de agua derivada del flujo vertical de impacto contra el dique o a las salpicaduras de agua - espuma arrastradas por el viento hacia la zona protegida.

El agua que rebase un dique puede provocar problemas de distinto tipo, como son:

- Daño físico a personas que visiten o trabajen en la zona abrigada.
- Daño por sobrecarga, inundación o arrastre a edificios, vehículos, barcos, equipos e instalaciones situados en la zona abrigada.
- Daño económico por la afcción a la operatividad de las instalaciones abrigadas.
- Transmisión no contemplada.
- Averías en las superestructuras o estructuras de la coronación y zona interior del dique.



Figura 4.10 Limitación de la Operación en Puerto por Rebase

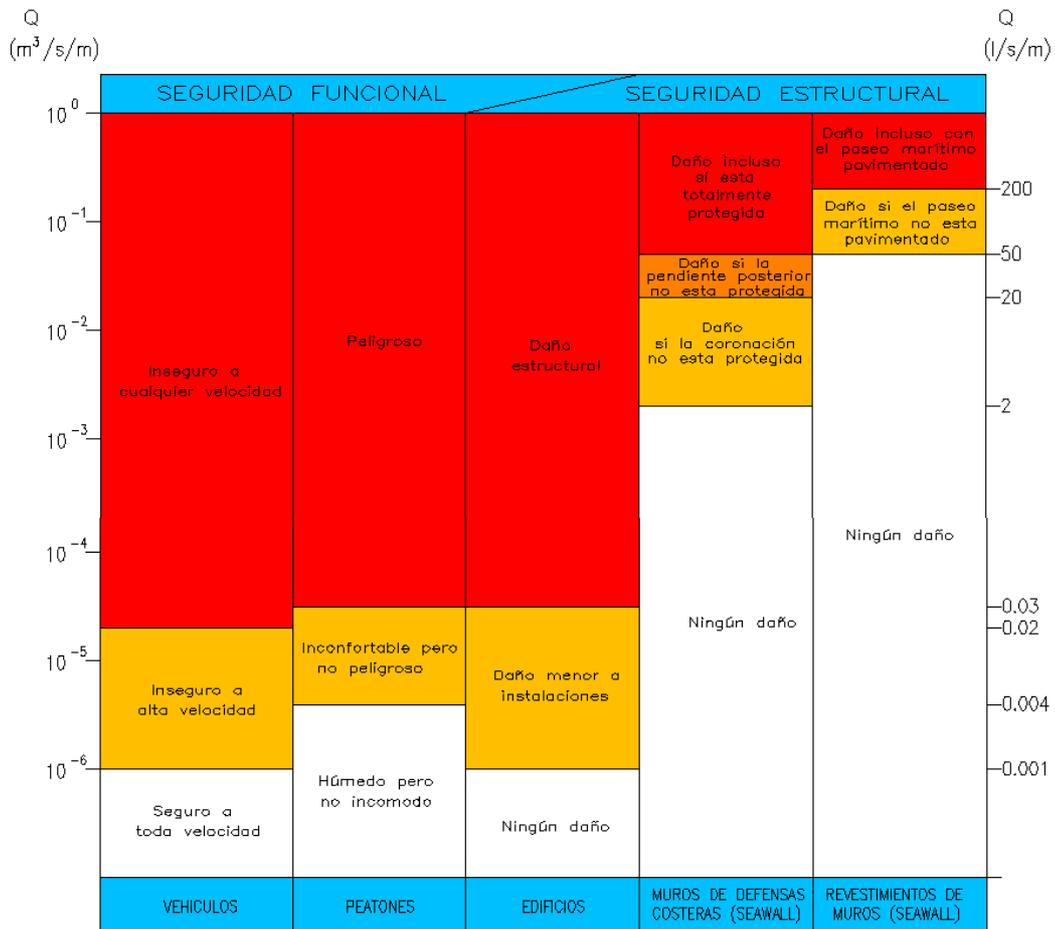
En zonas de aguas profundas y mares abiertos, la realización de un dique cuya probabilidad de rebase sea nula llevaría a diseños no compatibles con consideraciones de otro tipo como son las estéticas o económicas. Por otro lado, en algunos casos, especialmente en los diques de protección costera, el rebase es una variable deseable, ya que ayuda a la renovación del agua, mientras que por otro lado la baja cota de coronación minimiza el efecto de obstrucción visual del horizonte en la perspectiva desde la costa. En general, el rebase en las estructuras de protección de costas será indeseable en aquellos casos en que el acceso de personas y vehículos sobre la estructura no esté restringido, como es el caso de los muros de protección con paseo marítimo o cuando el volumen de agua rebasada pueda crear problemas a equipos e instalaciones tanto por impacto de la masa de agua, como por inundación.

El caudal de rebase tolerable por una determinada estructura dependerá, por consiguiente de los siguientes factores.

- a) Estabilidad de la coronación y de la cara de sotamar de la estructura
- b) Capacidad de los sistemas de drenaje de la cara de sotamar
- c) Posibilidad de daño a edificios, equipos e instalaciones situados al abrigo de la estructura
- d) Posibilidad de daño a personas
- e) Nivel de operatividad deseable en las instalaciones abrigadas por el dique
- f) Transmisión de oleaje deseada

Algunos de estos factores, como es la capacidad de drenaje, relacionada con la posibilidad de inundación, dependen del caudal medio de rebase durante periodos de tiempo elevados, que a su vez dependen del área inundada; mientras que otros factores como la posibilidad de arrastre a vehículos o personas, dependen de los caudales instantáneos generados por las olas individuales. En la Figura 4.11, tomada de Franco et al. (1994), se dan algunos rangos de valores del rebase medio tolerable para diferentes escenarios de riesgo y elementos afectados.

Figura 4.11. Valores Críticos de Descargas Medias de Rebases, (Tomada de Franco et al., 1994).



El caudal medio de rebase, q , se determina midiendo el volumen de agua que sobrepasa la estructura por unidad de longitud de la misma y por unidad de tiempo. Si en el intervalo de tiempo t_0 , alcanzan la estructura N_0 olas y cada ola produce un volumen de rebase $Q(H_i, T_i)$, el caudal medio de rebase se determina mediante la expresión:

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} Q(H_i, T_i) \quad [4-23]$$

El caudal medio de rebase debe obtenerse mediante ensayos de laboratorio con oleaje irregular o a través de medidas de campo utilizando instalaciones apropiadas. Sin embargo, cuando se dispone de medidas de rebase en laboratorio con oleaje regular para varias combinaciones de alturas de ola y períodos, se puede utilizar la hipótesis de equivalencia para determinar el caudal medio de rebase que correspondería a un oleaje irregular, de manera que:

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} T_i q_0(H_i, T_i) \quad [4-24]$$

donde $q_0(H_i, T_i)$ es el caudal medio de rebase de un tren de regular ondas de altura H_i y periodo T_i , y las alturas de ola y períodos corresponden a la serie temporal de oleaje irregular.

La aproximación [4-24] puede no ser muy precisa en la evaluación del rebase, debido a que, en el oleaje regular, se establece delante de la estructura vertical un tren estacionario cuasi-perfecto, mientras que con oleaje irregular esta circunstancia no se produce al cambiar constantemente las características de altura de ola y período de las olas incidentes. Sin embargo, cuando se simulan estados de mar de una duración suficiente, la aproximación [4-24] resulta ser bastante buena, al trabajar con valores promediados del caudal de rebase. Únicamente, en los muros de protección situados en la línea de costa, la expresión [4-24] se ha mostrado inadecuada, al no tener en cuenta los efectos del surf-beat, que en esta zona son muy importantes.

4.2.3.4.1 *Rebase sobre estructuras en talud.*

Dada la mayor complejidad del flujo sobre los diques en talud, la información existente sobre el rebase en estas estructuras es menos precisa que la correspondiente a diques verticales. Una primera aproximación al problema es la realizada por De Waal y Van der Meer (1992) que utilizan conjuntamente datos de fuentes diversas, con distintos tipos de recubrimientos en los taludes, para obtener el caudal medio de rebase. Una aproximación más precisa, aunque limitada a una sola tipología de dique, es la propuesta por Goda (1985).

Aproximación de De Waal y Van der Meer

El rebase sobre diques en talud de materiales sueltos puede expresarse en función del ascenso potencial (ascenso que se produciría en un dique no rebasable de las mismas características) y del francobordo, De Waal y Van der Meer (1992)

utilizaron datos de Owen (1980) sobre taludes lisos, datos de Führböter et al. (1989) y su propia base de datos para expresar el caudal medio de rebase adimensional, $q/\sqrt{gH_s^3}$, en función de la diferencia entre el ascenso potencial y el francobordo, normalizada con la altura de ola significativa, $(R_{u2\%} - R_c)/H_s$, donde $R_{u2\%}$ se refiere al ascenso sólo superado por el 2% de las olas del estado de mar. La nube de datos obtenida (Figura 4.12) es muy dispersa y los autores proponen una distribución normal del rebase para valores constantes de la abscisa, con una relación $\sigma/\mu = 0.11$ y con un valor medio, Owen (1980), determinado por la función:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 8 \times 10^{-5} \times \exp \left[3.1 \times (R_{u2\%} - R_c) / H_s \right] \quad [4-25]$$

Los datos utilizados y la función [4-25] se representan en la Figura 4.12, así como las bandas de confianza superior e inferior del 90%.

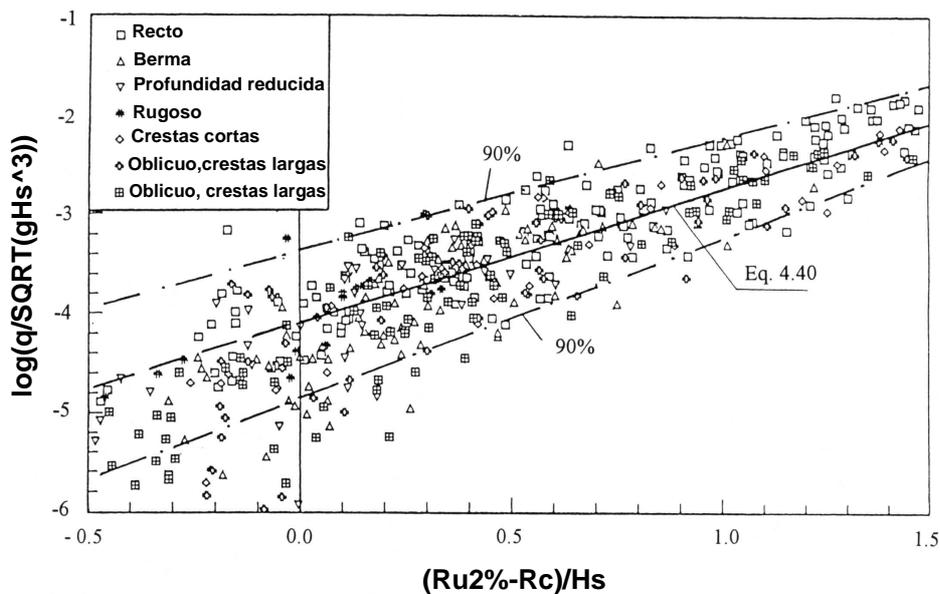


Figura 4.12 Caudal Medio de Rebase Sobre Diques en Talud en Función del Ascenso Potencial y del Francobordo. El eje vertical el \log_{10}

La aproximación anterior genera resultados de rebase con una gran dispersión. Como ejemplo, para un valor de la abscisa de -0.2 y con una altura de ola significativa de 2 m, se obtienen valores del caudal medio de rebase, correspondientes a las bandas de confianza superior e inferior del 90%, de 242 y 49 l/s/m.

4.2.4 Respuesta Estructural de un Rompeolas en Talud

En este apartado se describen algunos de los modos de fallo que puede presentar un rompeolas en talud ante la acción del oleaje.

4.2.4.1 Modos de Falla Hidráulica en un Rompeolas en Talud

Debido a la complejidad de un rompeolas en talud y a las fuerzas que actúan sobre él, existen numerosos modos de falla. Dependiendo de la construcción específica del rompeolas, las condiciones del oleaje y el nivel de agua en reposo o nivel medio del mar (NMM), pueden ocurrir diferentes niveles de daño y modos de falla. Bruun (1985) presenta una síntesis de las posibles causas de falla de un dique en talud expuesto a la acción del oleaje. Dichas causas de daño pueden agruparse en los siguientes modos de daño (ver Figura 4.13):

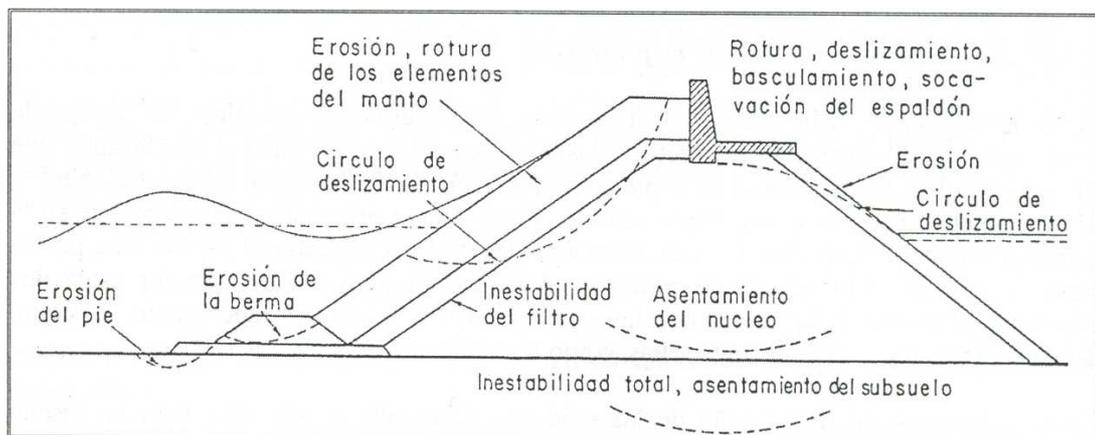


Figura 4.13 Modos de Fallo de un Rompeolas en Talud

- Falla de la protección del pie por erosión
- Falla de la capa de filtro por lavado de los elementos
- Asentamiento del núcleo
- Falla de la berma por erosión o inestabilidad
- Total inestabilidad de la coraza de protección por círculos de deslizamiento
- Falla de la coraza de protección por erosión y por rotura de las unidades
- Falla del espaldón por rotura, deslizamiento, basculamiento y socavación

- Falla de la coraza posterior por erosión
- Asentamiento del subsuelo y total inestabilidad
- Fallas debidos a una mala ejecución de la obra

Un modo de falla o daño es, a menudo, seguido por el daño de otras partes del rompeolas, que puede conducir finalmente a la falla total de la estructura. Diferentes conjuntos de modo de falla están estrechamente relacionados, por ejemplo, con la estabilidad de la coraza de protección puede ser puesta en peligro por la socavación del lecho marino y/o por la erosión de la berma de apoyo de los elementos que conforman la coraza del rompeolas. Esto puede acarrear daño a la coraza y como consecuencia un riesgo, también, de que el espaldón sea socavado, originando el basculamiento, deslizamiento o rotura de éste como sucedió en el dique Arzew de Argelia.

El daño local del manto de protección puede dejar expuesta la capa de filtro a la acción directa del oleaje con el resultado de la fuga de los elementos del filtro y más tarde del material del núcleo. El asentamiento del núcleo debido al lavado o al asentamiento del subsuelo, puede alterar las condiciones de estabilidad de otras partes del dique, principalmente el manto de protección o el espaldón.

Algunas de estas diferentes secuencias de falla son más probables que sucedan que otras y dependen del rompeolas específico y de las condiciones del oleaje, e.g. el deslizamiento total de la coraza sólo ocurre en taludes muy empinados junto con unas condiciones severas del descenso de la masa de agua sobre el talud, haciendo que la desaparición súbita del filtro y el núcleo sea una consecuencia evidente.

4.2.4.2 Falla de la Protección de Pie

La protección del pie del rompeolas es la primera parte que se construye, sirve como una cimentación del rompeolas, sobre todo cuando la capacidad de carga del subsuelo es pobre (subsuelo de arenas sueltas o arcilloso), previene de la erosión del lecho marino frente al rompeolas y sirve como una capa de filtro entre el material del subsuelo y el del núcleo. La falla de la protección del pie frente al rompeolas puede acarrear el desarrollo de un agujero de socavación.

Un modo de evitar este modo de falla es mediante la utilización de geotextiles apropiados que eviten la fuga del material del suelo.

4.2.4.3 Análisis de la Estabilidad de las Piezas de la Capa Principal de Rompeolas en Talud No Rebasables

4.2.4.3.1 Evolución del daño con la altura de ola

Si se analiza la respuesta estructural de la capa principal exterior (coraza) un rompeolas en talud sometido acción del oleaje, se puede observar comportamiento que se presenta en la Figura 4.14.

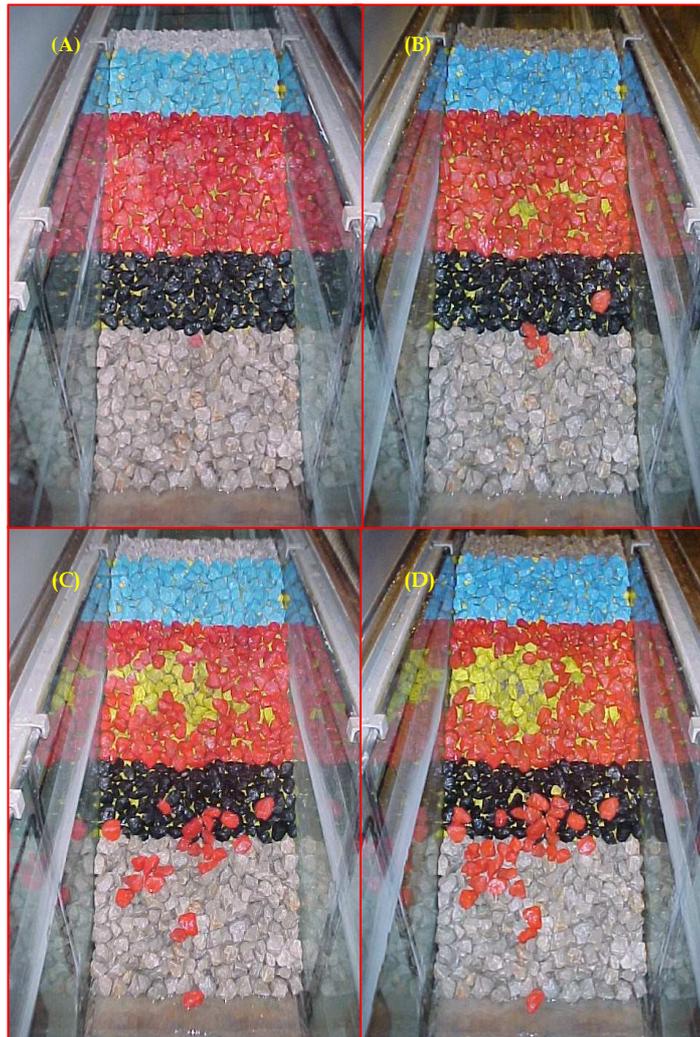


Figura 4.14 Secuencia de Daño en la Coraza de un Rompeolas en Talud

a) No hay movimiento observable de las piezas de la coraza. Sin embargo, el efecto compactador del flujo puede iniciar un proceso de reptación por compactación

de la coraza, que a largo plazo puede manifestarse en zonas con menos densidad de piezas.

b) Inicio de movimientos de cabeceo de las piezas menos encajadas. Estos movimientos de cabeceo, que no provocan daño sí generan roturas parciales de las piezas, que reducen su peso. Asimismo, la resistencia de las piezas se debilita, por fatiga del material. El proceso de compactación del manto indicado en el apartado anterior se acelera.

c) Las piezas peor encajadas de la coraza son desplazadas de su posición. Normalmente se sitúan en una posición inferior. El proceso de compactación se mantiene, de manera que, dependiendo del grado de compactación inicial y del tipo de piezas, si se mantiene la acción, los huecos por apertura del manto pueden hacerse evidentes.

d) El número de piezas desplazadas es tal, que el daño se hace notorio, haciéndose aparentes los huecos en la coraza. Si la acción del oleaje se mantiene, la avería se estabiliza al cabo de un tiempo, aunque con una deformación del manto principal que se incrementa a medida que aumenta la acción del oleaje.

e) Los huecos en la coraza son tan importantes, que las piezas del manto secundario comienzan a ser extraídas. Como estas piezas son de mucho menor peso que las del manto principal, el daño no puede estabilizarse con este nivel de oleaje, sin producir una deformación del dique incompatible con la funcionalidad del mismo o con la estabilidad de las estructuras que soporta, como es el caso del espaldón. En este momento se dice que el rompeolas ha alcanzado la destrucción.

El daño en un rompeolas en talud suele iniciarse ligeramente por debajo del nivel medio. A medida que aumenta la avería, ésta progresa hacia arriba en el talud, al quedar descalzadas las piezas del borde superior de la avería. Cuando se alcanza el inicio de destrucción, el centro de gravedad de la avería suele estar desplazado ligeramente por encima del nivel medio. La zona averiada en el inicio de destrucción se suele ubicar entre dos planos horizontales situados a las cotas $-H/2$ y H con respecto del nivel medio de cálculo. En rompeolas sin limitación de altura de ola por fondo y con carrera de marea CM, la zona de posible avería se extiende desde las cotas $-H/2$ y $CM+H$ con respecto del Cero del Puerto.

4.2.4.3.2 Definición de la avería en el manto

Como se ha indicado en los párrafos anteriores, la avería en la coraza de un rompeolas se manifiesta por la deformación progresiva del mismo debida al desplazamiento de las piezas por extracción o por compactación de la coraza. En cualquiera de los dos casos, la manera más eficiente de medir el grado de avería

provocada por un determinado estado de mar, es la comparación entre las topografías del manto realizadas antes y después de la acción del oleaje. Un levantamiento topográfico de la diferencia entre las dos geometrías (zonas de erosión y sedimentación), es la mejor manera de representar el daño sufrido por el manto. Una representación numérica de la avería, en una zona del cuerpo definida entre dos secciones transversales separadas una distancia M del mismo, ver Figura 4.15, debería permitir estimar los valores de:

- Volumen total de los huecos o volumen de erosión, V_e .
- Volumen total de los salientes o volumen de sedimentación: V_s .

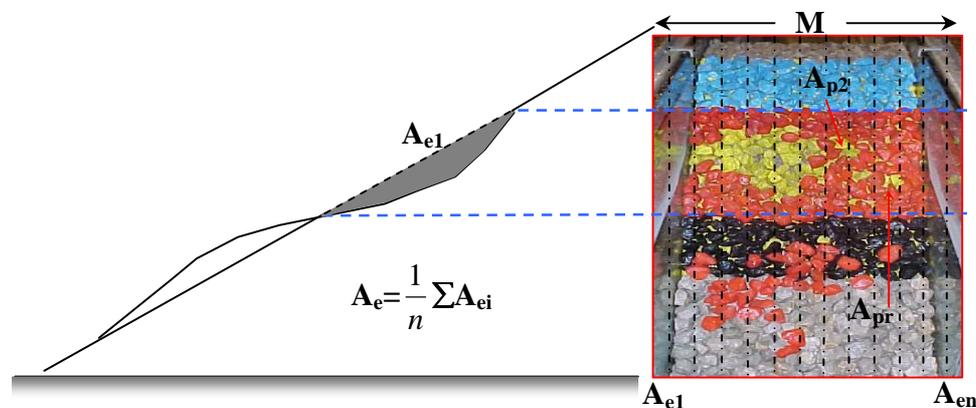


Figura 4.15 Definiciones de Daño en Sección y Planta

El volumen de erosión debe ser similar, salvo un factor de compactación al volumen de sedimentación. Al cociente entre el volumen de erosión y la anchura del área de medida, M , se le denomina área media de erosión, A_e (en sección transversal), Figura 4.15.

$$\text{Área de erosión: } A_e = V_e/M$$

La medición en el laboratorio o en el campo del área media de erosión, A_e , se realiza mediante el levantamiento de "k" perfiles antes y después de la acción del oleaje. La diferencia entre los perfiles originales y los finales permite la obtención de "k" muestras del área de erosión de cada perfil, A_{ei} . El área media de erosión se obtendrá promediando las "k" muestras. El área media de erosión, A_e , está relacionada con el número medio de piezas desplazadas, N , en un tramo del rompeolas de anchura M . Si la porosidad del manto principal es n , la relación es:

$$A_e = \frac{N \cdot D_{n50}^3}{(1-n) \cdot M} \quad [4-26]$$

Asimismo, cuando el daño afecta sólo a la primera capa del manto, el área de erosión está relacionada con el área dañada de la primera capa de la coraza principal, A_p , ver Figura 4.15.

$$A_e = \frac{A_p \times D_{n50}}{M} \quad [4-27]$$

El área de erosión se suele normalizar dividiendo por el área de la cara del cubo equivalente de las piezas de la coraza, D_{n50}^2 dando lugar al parámetro de daño, S:

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad [4-28]$$

donde, D_{n50} es el lado del cubo equivalente correspondiente a la pieza del manto principal, de densidad ρ_s que tiene un peso, W_{50} , superado por el 50% de las piezas:

$$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\rho_s \times g} \right)^{1/3} \quad [4-29]$$

El parámetro de daño S se utiliza ampliamente para la definición del daño en un rompeolas en talud. Sin embargo, aunque facilita una medida del daño medio en el talud, no permite conocer el grado de concentración del daño ni la situación relativa del daño en el talud.

4.2.4.3.3 Criterios de avería

El parámetro de daño S es un descriptor absoluto de la avería en el rompeolas. El valor de S, indicativo indirecto del número de piezas desplazadas, puede no describir correctamente el grado de avería al no tener información de la concentración de la misma en el talud. Para relacionar el estado de avería de un rompeolas con los valores de los parámetros de daño, se hace necesario definir algunos criterios globales de avería, asociados a variaciones geométricas apreciables del manto y que proporcionen información cualitativa sobre el estado del rompeolas.

Losada et al. (1985), definieron tres niveles de daño diferentes reconocibles mediante la inspección visual de los diques: Inicio de Avería (IA), Avería de Iribarren (AI) y destrucción (D). Vidal et al. (1991) añadieron un cuarto nivel, intermedio entre la Avería de Iribarren y la destrucción, denominado Inicio de Destrucción (ID). Las definiciones individuales de estos criterios son:

a) Inicio de Avería

Este nivel de avería se alcanza cuando, un determinado nº de piezas de la capa exterior de la coraza, son desplazadas de sus posiciones originales a una nueva posición, situada a más de un diámetro de la inicial. Debido al desplazamiento de las piezas, la capa muestra claramente huecos de mayor tamaño que los debidos a la porosidad de diseño. De una manera práctica, se suele asumir que se alcanza este nivel de avería cuando alrededor de un 5% de las piezas de la zona comprendida entre $\pm H_c$ ha sido desplazada.

b) Avería de Iribarren

Este nivel de avería se alcanza cuando la extensión de los huecos de la capa exterior de la coraza es tal que, el oleaje empieza a actuar directamente sobre las piezas de la capa interior del manto principal y éstas son susceptibles de ser extraídas. Para que este nivel de avería se alcance, al menos 9 piezas deben ser desplazadas de una misma zona de la primera capa de la coraza.

c) Inicio de destrucción:

Este nivel de avería se define como el inicio de avería en la segunda capa de la estructura.

d) Destrucción:

Se dice que se alcanza este nivel de avería cuando se inicia la extracción de piezas del manto secundario. Si las condiciones de oleaje se mantienen, la avería no se estabiliza, de manera que el rompeolas deja de cumplir las condiciones funcionales requeridas por el diseño.

Si el daño se evalúa mediante parámetros de daño, es necesario establecer que valores de los citados parámetros sirven de umbral para los niveles de avería anteriormente definidos. Utilizando el parámetro S, los valores umbral de S aproximados para cada nivel de avería son los indicados en la Tabla 4.9.

Para que el Inicio de avería llegue a manifestarse, es necesario que los huecos en la primera capa de la coraza sean claramente visibles. La experiencia demuestra que para ello, al menos 3 piezas deben ser extraídas de la misma zona de la primera capa de la coraza. Para que el nivel de avería sea de Iribarren, el número de piezas extraídas de la primera capa en una misma zona debe ser superior a 9. Para que obtener un nivel de avería de Inicio de Destrucción, las piezas extraídas de la misma zona de la segunda capa del manto principal son los equivalentes al inicio de avería en la primera capa, es decir 3 piezas. Finalmente, la destrucción se alcanza cuando el

número de piezas extraídas de la misma zona de la segunda capa es similar a la avería de Iribarren de la primera capa, es decir unas 9 piezas.

Tabla 4.9 Umbrales del Parámetro de Daño, S , para Diferentes Niveles de Avería. Rompeolas no Rebasables de Talud, con Dos Capas de Piezas en la Capa de Coraza

| Cot α | Valores umbral del parámetro de daño, S | | | |
|--------------|---|-----|------|----|
| | IA | AI | ID | D |
| 1.5 | 1.0 | 2.5 | 6.5 | 12 |
| 2.0 | 1.5 | 3.0 | 8.0 | 14 |
| 3.0 | 2.5 | 3.5 | 9.5 | 16 |
| 4.0 | 3.0 | 4.0 | 11.0 | 18 |
| 5.0 | 3.0 | 4.0 | 11.0 | 18 |

4.2.5 Diseño de Algunos Elementos del Rompeolas en Talud

4.2.5.1 Manto Principal o Coraza

El manto principal ha sido objeto de investigación durante muchos años, especialmente se ha prestado mucha atención a la determinación del peso de la roca adecuada para conseguir la estabilidad de los elementos de la coraza. La gran mayoría de las fórmulas de diseño para el dimensionamiento de los elementos de la coraza se establecieron sobre la base de equilibrar las fuerzas actuantes sobre los elementos contraponiéndolas con el peso propio de las piezas y la trabazón entre ellas. Las fuerzas dominantes que deben resistir las piezas de la coraza son las de levantamiento y arrastre. La primera es debida a que la cara superior de los elementos está sujeta a mayores velocidades que la inferior, lo que produce una mayor presión en la cara inferior que tiende a levantar el elemento; la segunda se debe a la diferencia de presiones sobre en las caras expuesta y protegida de las piezas. El equilibrio de fuerzas se puede expresar de la siguiente forma:

$$\frac{\gamma_m H^3}{W \left(\frac{\rho_m}{\rho_w} - 1 \right)^3} = K \cos^3 \alpha = K f^3(\alpha) \quad [4-30]$$

En donde ρ_m y ρ_w son las densidades del elemento y la del agua respectivamente γ_m es el peso unitario del elemento y W es el peso del elemento. El término de la izquierda es el número de estabilidad ($N_s^3 = H^3 / \Delta^3 D_{n50}^3$). La ecuación [4-30] fue presentada por Svee (1962). Ahora, si se añade la participación de la fricción se tiene que:

$$\frac{\gamma_m H^3}{W \left(\frac{\rho_m}{\rho_w} - 1 \right)^3} = K (\mu \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 = K f^3(\alpha, \mu) \quad [4-31]$$

El coeficiente K es diferente en las expresiones [4-30] y [5-31]. En ya que en la primera la estabilidad es función solo del ángulo del talud, mientras que en la segunda se involucra también la fricción entre los elementos. Es de notar que en ninguna de las dos se introduce un factor que involucre la trabazón entre los elementos; es decir:

$$\frac{\gamma_m H^3}{W \left(\frac{\rho_m}{\rho_w} - 1 \right)^3} = K f^3(\alpha, \mu, I) \quad [4-32]$$

donde (α) es el ángulo del talud, (μ) la fricción e (I) la trabazón entre los elementos según los ensayos de modelo.

Iribarren fue uno de los primeros en proponer una fórmula de diseño (1938) para rompeolas en talud a base de roca. En este primer caso, la función de estabilidad (N_s) sólo era función del ángulo del talud: $f(\alpha) = (\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)$. Esta fórmula fue revisada, en principio por Hudson (1951) y más tarde por Nogales (1954). En la primera revisión, se introdujo la fricción (μ) entre elementos, quedando la función $f(\alpha, \mu) = \mu^{-1} (\mu \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)$ y en la segunda; la función quedó definitivamente como $f(\alpha, \mu) = \mu \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha$, que coincide con la ecuación [4-31].

Posteriormente, Hudson (1959) desarrolló una fórmula para roca parecida a la de Iribarren, la cual estaba basada en la experiencia de 10 años de resultados de ensayos en modelo físico con oleaje regular, pero con un limitado número de verificaciones preliminares en prototipo. En esta fórmula, Hudson desestimó la fricción, quedando la siguiente expresión:

$$\frac{\gamma_m H^3}{W \left(\frac{\rho_m}{\rho_w} - 1 \right)^3} = K_d \cot \alpha = K_d f(\alpha) \quad [4-33]$$

Donde K_d , llamado coeficiente de estabilidad, tiene un valor específico según el tipo de elemento considerado. La ecuación [4-33] sólo es válida para pendientes en el rango de 1:1.25 a 1:5. Desde la aparición de la fórmula de Hudson, ha sido objeto de numerosas revisiones y validaciones. Diversos ensayos realizados con oleaje irregular justificaron el uso de la altura de ola significativa H_s como valor característico para el

diseño y posteriormente el Shore Protection Manual, recomendó el uso de la altura de ola $H_{1/10}$, que es el promedio del décimo de alturas de ola más altas del temporal de diseño y supone un incremento de 1.27 respecto a H_s (siguiendo la distribución de Rayleigh). Este cambio junto al también sugerido para K_d , para roca, que pasó de 4.0 en condiciones de no rotura del oleaje a 3.5 y de 3.5 en condiciones de rotura a 2.0 significó un incremento en el peso requerido del elemento, del orden de 3.5 veces el requerido anteriormente.

Las principales ventajas de la fórmula de Hudson son su simplicidad y el amplio rango de elementos de la coraza para los que se han obtenido valores de K_d (en la Tabla 4.10 se muestran los valores de K_d del Shore Protection Manual). Estas dos ventajas han hecho que su utilización siga siendo internacionalmente muy común.

Tabla 4.10 Valores de K_d para la Formulación de Hudson [Shore Protection Manual (1984)]

| Tipo de pieza | Capas | cot θ | K_D Tronco | K_D Morro |
|--|-------|--------------|---------------------|----------------|
| Roca rodada lisa vertida | 2 | 1.5 a 3 | 1.2 | 1.1 |
| Roca rodada lisa vertida | >3 | 1.5 a 3 | 1.6 | 1.4 |
| Roca de cantera vertida | 2 | 2.0 | 2.0 | 1.6 |
| Roca de cantera vertida | >3 | 1.5 a 3.0 | 2.2 | 2.1 |
| Roca de cantera colocada ⁽¹⁾ | 2 | 1.5 a 3.0 | 5.8 | 5.3 |
| Roca paralelepípedica a*a*3a colocada ⁽¹⁾ | 2 | 1.5 a 3.0 | 7.0 | ---- |
| Tetrápodos y cuadrípodos coloc. aleatoria | 2 | 1.5 | 7.0 | 5.0 |
| | | 2.0 | 7.0 | 4.5 |
| | | 3.0 | 7.0 | 3.5 |
| Tribar, colocación aleatoria | 2 | 1.5 | 9.0 | 8.3 |
| | | 2.0 | 9.0 | 7.8 |
| | | 3.0 | 9.0 | 6.0 |
| Tribar, colocación uniforme (1 capa) | 1 | 1.5 a 3.0 | 12.0 | 7.5 |
| Dolos, colocación aleatoria | 2 | 2.0 | 15.8 ⁽²⁾ | 8.0 |
| | | 3.0 | 15.8 ⁽²⁾ | 7.0 |
| Cubo modificado, colocación aleatoria | 2 | 1.5 a 3.0 | 6.5 | ---- |
| Hexápodo, colocación aleatoria | 2 | 1.5 a 3.0 | 8.0 | 5.0 |
| Toskane, colocación aleatoria | 2 | 1.5 a 3.0 | 11.0 | ---- |
| Core-Loc®, colocación especial | 1 | 1.5 | 16 | 13 |
| | 1 | 2.0 | 16 | 13 |
| Accropode, colocación especial | 1 | 1.5 | 10 | 10 |
| | 1 | 2.0 | 10 | 10 |
| X-block® | 1 | 1.33 | 13 | ---- |
| | 1 | 1.50 | 15 | ---- |
| | 1 | 2.00 | 14 | ---- |

⁽¹⁾ Colocación especial, con el lado mayor de la piedra perpendicular al plano del talud.

⁽²⁾ El valor presentado se refiere al criterio de daño de desplazamiento de piezas menor del 5%, lo que implica un elevado nivel de movimientos en las piezas (rocking). Si no se desea rocking (daño < 2%), hay que reducir K_D a la mitad.

En el caso de querer utilizar otros niveles de daño, el SPM ofrece la Tabla 4.11 para obtener otro nivel de avería, definido en % de piezas desplazadas.

Tabla 4.11 Valores de $H/H_{D=0}$ en Función del Daño Sobre la Coraza y el Tipo de Elementos Utilizados.

| Pieza | Daño en % de piezas desplazadas | | | | | | |
|---------------------------|---------------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 0 a 5 | 5 a 10 | 10 a 15 | 15 a 20 | 20 a 30 | 30 a 40 | 40 a 50 |
| Escollera redondeada lisa | 1.00 | 1.08 | 1.14 | 1.20 | 1.29 | 1.41 | 1.54 |
| Escollera de cantera | 1.00 | 1.08 | 1.19 | 1.27 | 1.37 | 1.47 | 1.56 |
| Tetrápodos, cuadrípodos | 1.00 | 1.09 | 1.17 | 1.24 | 1.32 | 1.41 | 1.50 |
| Tribar | 1.00 | 1.11 | 1.25 | 1.36 | 1.50 | 1.59 | 1.64 |
| Dolos | 1.00 | 1.10 | 1.14 | 1.17 | 1.20 | 1.24 | 1.27 |

En la Tabla 4.11 D es el porcentaje de daño, $H_{D=0}$ la altura de ola significativa que produce daños, H la ola significativa sin daños D.

El Shore Protection Manual (1984) recomienda utilizar como parámetro H, la altura media del 10% de las mayores olas, $H_{1/10}$. La estructura de esta fórmula y el origen de la información (ensayos con oleaje regular).

Si se observa cualquiera de los criterios de estabilidad dados por las fórmulas [4-31], [4-32] y [4-33], en todos ellos aparece la densidad de masa relativa de la roca elevada a la tercera potencia. Esto significa que si la densidad de los elementos del manto se incrementa ligeramente, los criterios de estabilidad presentados darían una gran reducción del peso del elemento.

A veces suele ser más útil, cuando se trabaja con cualquiera de los criterios de estabilidad, hacerlo de forma que el tamaño del elemento de la coraza sea lineal, tal como el denominado diámetro nominal o longitud equivalente (D_{n50}). De este modo, la fórmula por ejemplo, reordenada de Hudson se representaría como:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_d \cot \alpha)^{1/3} \quad [4-34]$$

Es importante señalar que la fórmula de Hudson tiene algunas limitaciones importantes, que pueden, en algunos casos comprometer su fiabilidad y son las siguientes:

- Potencial efecto de escala debido a que la mayoría de los ensayos fueron realizados en laboratorio
- El uso solamente de oleaje regular
- No toma en cuenta el período del oleaje ni la duración del temporal
- No se describe el nivel de daño
- Solo fueron utilizadas estructuras no rebasables con núcleo permeable

Para solucionar algunos de los puntos débiles que se han señalado en la fórmula de Hudson, Van der Meer (1987) desarrolló una fórmula de diseño para rompeolas en talud de roca. La fórmula se desarrolló sobre la base de más de 250 ensayos de estructuras con un amplio rango de permeabilidades del núcleo y las subcapas o capas de filtro y un más amplio rango de condiciones de oleaje. Esta investigación partió de los trabajos realizados anteriormente por Thompson y Shuttler (1975) sobre revestimientos de roca con oleaje irregular. Van der Meer consideró la duración del temporal de ensayo como número de olas (N), el coeficiente de permeabilidad o porosidad (P) y el nivel de daño (S) éste último definido en la Sección 4.2.2.4. Además, dependiendo del tipo de rotura de la ola sobre el talud, definió dos tipos de fórmulas:

- Para la rotura en plunging

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{-0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \xi_{om}^{-0.5} ; \xi_{om} \leq \xi_{mc} \quad [4-35]$$

- Para la rotura de surging

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_{om}^P ; \xi_{om} \leq \xi_{mc} \quad [4-36]$$

La transición entre la rotura en plunging y en surging se puede calcular utilizando un valor crítico de ξ_{mc} :

$$\xi_{ma} = \left[6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.50}} \quad [4-37]$$

Dependiendo del ángulo de la pendiente y la permeabilidad, la transición cae entre los valores de 2.5 y 4.0, pero la transición típicamente es aproximadamente 3.0 para los rompeolas en talud. Los valores de la porosidad P y los niveles de daño S

considerados según Van der Meer fueron presentados en la Figura 4.4 y en la Tabla 4.3 respectivamente.

Van der Meer realizó un análisis de sensibilidad de todos los parámetros incluidos en las fórmulas. Así, se toma como ejemplo el gráfico que se muestra en la Figura 4.16, en el que se representa la altura de ola como función del número de Iribarren, poniendo de manifiesto la influencia de la altura de ola y el peralte de la ola (período), para distintos niveles de daño (S).

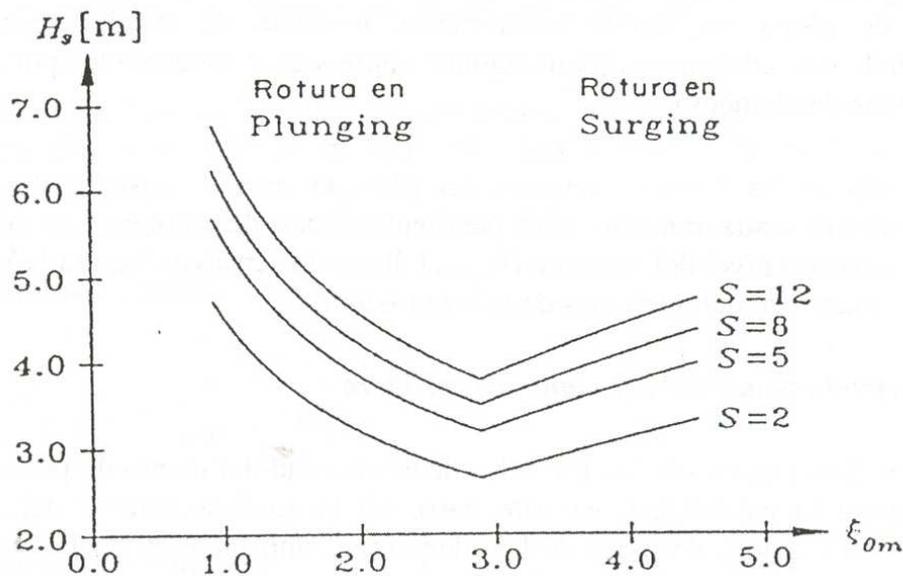


Figura 4.16 Formulas de Van der Meer para Diferentes Niveles de Daño

Como se puede observar en la Figura 4.16, la estabilidad mínima se presenta para la rotura en colapso; es decir, para número de Iribarren en torno a 3.0, que coincide con las investigaciones realizadas por Günbak y Bruun (1976 - 1978), según las cuales el máximo de los esfuerzos sobre los elementos del talud corresponde a valores del número de Iribarren comprendidos entre 2.5 y 3.0.

Las fórmulas de diseño [4-36] y [4-37] presentan una fuerte dependencia del coeficiente de permeabilidad P . La Figura 4.17 revela que cuanto más permeable es la estructura, las curvas de diseño son más acusadas, aumentando rápidamente el valor del número de Iribarren y con ello el tipo de rotura sobre el talud. La determinación de P depende totalmente del juicio del diseñador, lo que aumenta el riesgo de elegir un diseño inapropiado. Más adelante se darán algunos valores de P sancionados por la práctica para diferentes tipos de elementos.

Otra limitación de las fórmulas de Van der Meer es que los ensayos de los que dedujo dichas fórmulas se realizaron sólo sobre pendientes rectas de roca no rebasables.

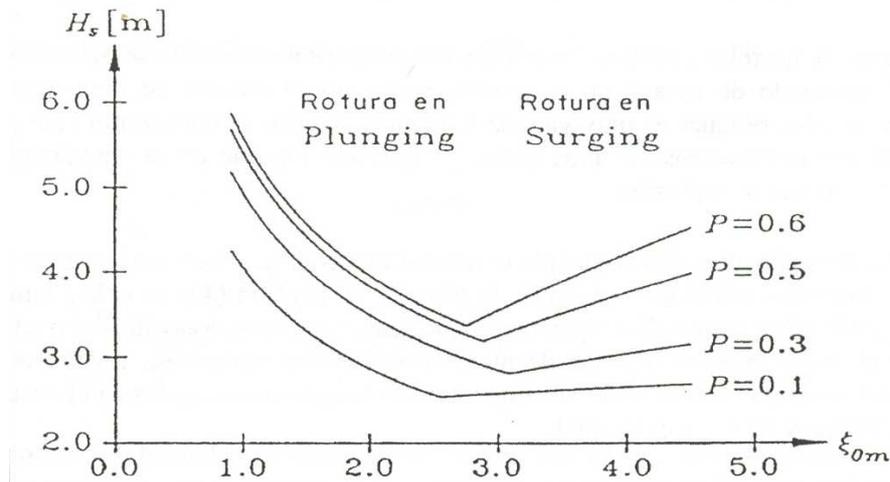


Figura 4.17 Fórmulas de Estabilidad de Van der Meer para Diferentes Permeabilidades

4.2.5.2 Coraza con Bloques de Concreto

Los bloques de concreto artificiales se utilizan cuando no se halla disponible el material apropiado de roca o no es posible conseguir el tamaño y calidad de roca requeridos. Las tipologías de estos bloques son muy variadas y algunas de ellas se encuentran bajo patente (ver Figura 4.18) por lo que en este trabajo solo se describirán las expresiones de diseño de un grupo reducido.

La fórmula de Hudson [4-36] aplica para bloques artificiales, siempre que se conozca el coeficiente de estabilidad (K_d). La mayoría de los valores disponibles se muestran en la Tabla 4-10.

Los bloques artificiales más utilizados hoy en día son el cubo o paralelepípedo, los tetrápodos y los acrópodos, cuya estabilidad también ha sido investigada por Van der Meer. Los ensayos de los que partió para obtener las fórmulas de diseño, se realizaron para una sola sección transversal y una permeabilidad $P = 0.4$. Este autor utilizó una única pendiente del talud 1:1.5, excepto para los acrópodos donde la pendiente fue de 1:1.33 (recomendada por Sogreah, propietario de la patente). Las fórmulas finales incluyeron la influencia del período a través del peralte (S_{0m}), el nivel de daño relativo (N_d) y el número de olas (N). Las fórmulas de estabilidad para los mencionados tipos de bloques artificiales, se listan a continuación:

Figura 4.18 Tipología de Bloques Prefabricados de Concreto



CUBO ANTIFER



AKMON



DOLO



A-JACK



ACROPODO



CORE-LOC



ACOPODE



ACROPODO II



CORE-LOC II



X-BLOC



TETRAPODO



CUBIPODO

a) Bloques Cúbicos

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(6.7 \frac{N_d^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) S_{om}^{-0.1} \quad [4-38]$$

b) Bloques Tetrápodos

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3.75 \frac{N_d^{0.5}}{N^{0.25}} + 0.85 \right) S_{om}^{-0.2} \quad [4-39]$$

c) Bloques Acrópodos

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 3.7 \quad (N_d = 0, \text{ inicio de averías, criterio de diseño}) \quad [4-40]$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 4.1 \quad (N_d > 0.5, \text{ fallo}) \quad [4-41]$$

Para el criterio de no daño $N_d = 0$, las ecuaciones [4-38] y [4-39] se reducen a:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} S_{om}^{-0.1}; \text{ Cubos} \quad [4-42]$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 0.85 S_{om}^{-0.2}; \text{ Tetrápodos} \quad [4-43]$$

Para comparar las fórmulas de estabilidad de Van der Meer, para los distintos tipos de bloques comentados, se representa $H_s/\Delta D_n$ como función del peralte para dos niveles de daño: *inicio de daño* ($S = 2$, para escolleras y $N_d = 0$, para elementos de concreto) y *fallo* ($S = 8$, para escollera, $N_d = 2$, para cubos; $N_d = 1.5$, para tetrápodos y $N_d > 0.5$, para los acrópodos).

4.2.5.3 Diseño del Morro

El morro del rompeolas es la parte final de éste y marca los límites de la entrada (bocana), por parte de los barcos, al puerto.

El morro, en el conjunto del rompeolas, representa una singularidad dadas las sollicitaciones más intensas que éste debe resistir. Las características del flujo en el morro son más complejas puesto que la combinación de los efectos de refracción y difracción someten a las distintas secciones del morro a mayores estados energéticos.

Para una dirección de oleaje y nivel de agua específicos, sólo un área limitada del morro está totalmente expuesta. Esta área, para un morro de forma cónica, se encuentra alrededor del nivel de agua en reposo y en la parte abrigada del punto donde la ortogonal del oleaje es tangente a la superficie. Por lo tanto, un procedimiento general en el diseño de los morros es incrementar el peso de los elementos para obtener las mismas condiciones de estabilidad que en el caso del tronco de la estructura. Como alternativa, se puede hacer una pendiente más suave para el morro.

Un ejemplo de la estabilidad del morro en comparación con la sección del tronco se presenta en la Figura 4.19 tomada de Tensen (1984). En ella se muestra la localización del daño. El coeficiente de estabilidad (H_s/AD_n para tetrápodos) está relacionado con la estabilidad de la sección del tronco. El daño está localizado alrededor de $120^\circ - 150^\circ$ del ángulo del oleaje. Éste daño local fue producido durante los ensayos con oleaje de cresta larga (toda la energía del oleaje se propaga en una dirección determinada).

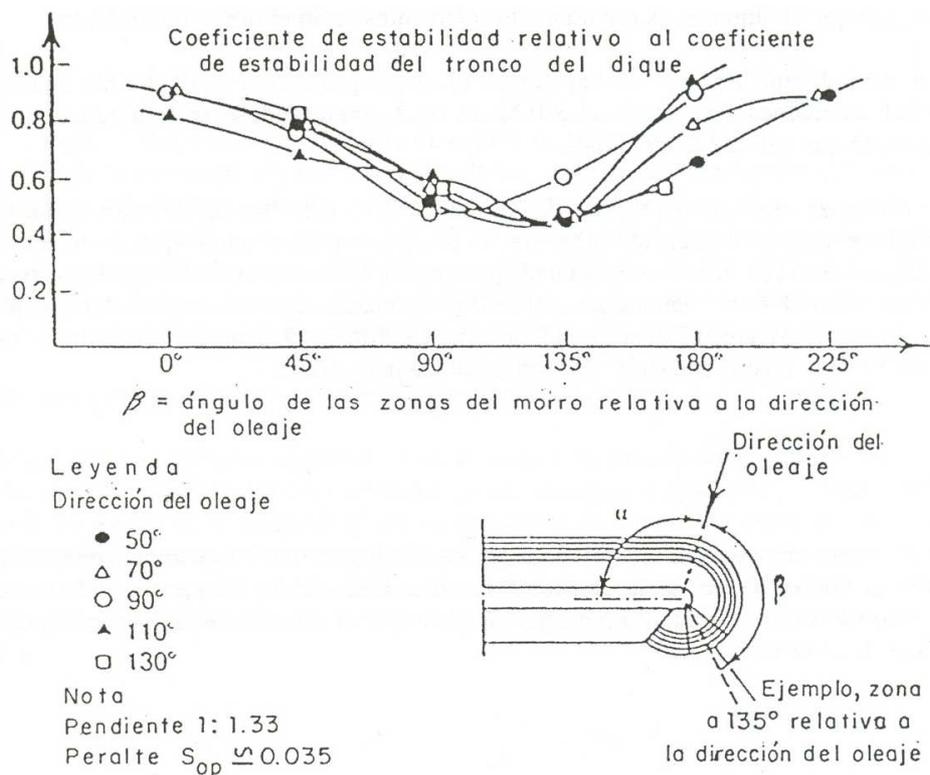


Figura 4.19 Estabilidad de un Morro del Rompeolas Protegido con Tetrápodos

Posiblemente, el daño real en prototipo esté menos focalizado, ya que las olas en la naturaleza son de cresta corta y multidireccional. Se deberían llevar a cabo investigaciones del morro en tanques de oleaje mutidireccional para aclarar este aspecto.

El incremento en peso requerido en las piezas del morro puede ser con un factor entre 1 y 4, dependiendo del tipo de elemento utilizado. El factor para la escollera es cercano a 1, mientras que en el caso del acrópodo es de 2.5 y 4.0, para taludes de 1:1.5 y 1:2, respectivamente

4.2.5.4 Anchos de la Corona y Berma, Espesores de Capa y Ángulos de taludes

El ancho de la cresta o de la coronación de la coraza está determinada por los métodos constructivos utilizados (acceso sobre núcleo por camiones volquetes o grúa) o por requisitos funcionales (espaldón con vía de servicio adosada). El ancho depende también del grado de rebase permitido. El Shore Protection Manual (SPM) de 1984, establece un ancho mínimo: $B_{\min} = (3 \text{ a } 4) D_{n50}$. La expresión general del ancho se expresa del siguiente modo:

$$b_s = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_m} \right)^{1/3} \quad [4-44]$$

donde:

- n = Número de elementos;
- K_{Δ} = Coeficiente de capa, y
- W = Es el peso del elemento.

En el caso en el que el rompeolas tenga espaldón, el ancho de dos elementos será el mínimo requerido.

El ancho de la berma de pie para el apoyo del manto de protección: b_i requerirá un número mínimo de elementos, que según el S.P.M. es de 3, expresándose su longitud exacta del mismo modo que con la ecuación [4-44].

Los espesores de la coraza (t_a) y del manto secundario (t_u) deberán ser, como mínimo en el caso de colocación aleatoria, de dos capas para asegurar que, en todas partes de las capas interiores, exista una adecuada protección. Se ha demostrado mediante ensayos realizados en el laboratorio del DHI (Dinamarca), que la estabilidad de la coraza aumenta con el espesor de la capa secundaria. El espesor concreto se puede determinar con la ecuación [4-44]:

$$t = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_m} \right)^{1/3} \quad [4-45]$$

Desde el punto de vista de costos, una forma de hacer una evaluación económica es mediante el conocimiento de la densidad de colocación de los elementos de la coraza. El volumen, en tanto por uno, ocupado por el número de elementos N_a en una superficie A está dado por:

$$N_a \frac{\left(\frac{W}{\gamma_m} \right)}{At} \quad [4-46]$$

donde At representa el volumen total y (W/γ_m) el volumen del elemento. La porosidad P , en tanto por ciento será:

$$P = \left(1 - N_a \frac{\left(\frac{W}{\gamma_m} \right)}{At} \right) 100 \quad [4-47]$$

Sustituyendo el espesor del manto t de [4-45] en la expresión [4-47] y reordenando los términos se obtiene la densidad de colocación ρ , lo que es lo mismo, el número de elementos por unidad de superficie:

$$\frac{N_a}{A} = nK_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{\gamma_m}{W} \right)^{2/3} \quad [4-48]$$

Los valores de K_{Δ} y P para los elementos más utilizados se presentan en la Tabla 4.12 tomada del S.P.M. (1984).

Tabla 4.12 Valores del Coeficiente de Capa y de la Porosidad

| Tipo de Elemento | K_{Δ} | $P(\%)$ |
|----------------------|--------------|---------|
| Roca lisa, $n = 2$ | 1.02 | 0.38 |
| Roca rugosa, $n = 2$ | 1.00 | 0.37 |
| Roca rugosa, $n > 3$ | 1.00 | 0.40 |
| Roca clasificada | - | 0.37 |
| Cubo | 1.10 | 0.47 |
| Tetrápodo | 1.04 | 0.50 |
| Dolos | 0.94 | 0.56 |

El ángulo de la pendiente del talud, a la luz de las experiencias alcanzadas con los ensayos físicos, no debería ser menor de 1:1.5, con excepción del acrópodo cuyos diseñadores recomiendan un talud de 1:1.33. Taludes de 1:1.75 y 1:2.0 son los más frecuentes en las obras existentes. En cuanto al ángulo del talud interior se admite una pendiente más rígida que para el talud frontal, pero, generalmente, un valor de 1:1.5 es bastante común.

4.2.5.5 Pesos de los Mantos Secundarios. Condición de Filtro

Una vez deducido el peso requerido para la coraza del rompeolas en talud, se pueden calcular los pesos de los elementos de las subcapas, a partir del peso de aquella. En general, los pesos de las subcapas y del núcleo deben de cumplir la condición de filtro. Es decir, los elementos del manto secundario han de ser de un tamaño tal que no se pueda fugar a través de los huecos dejados por los elementos de la capa superior. Esto se consigue mediante los llamados criterios de filtro de Terzaghi, bien conocidos en la mecánica de suelos.

$$\frac{D_{15,a}}{D_{85,f}} < 4 \text{ a } 5 \quad \text{y} \quad \frac{D_{15,a}}{D_{15,f}} < 20 \text{ a } 25 \quad [4-49]$$

Donde D_{15} , es el diámetro del tamiz que dejaría pasar el 15% de la totalidad del material. Los subíndices "a" y "f" indican respectivamente los elementos de la coraza (armour) y el del filtro (filter). El mismo criterio debería cumplir el núcleo con respecto a la capa de filtro que le cubre.

En la práctica, la condición de filtro de una subcapa se cumple a través de las relaciones con el peso de los elementos del manto. El S.P.M. recomienda tamaños de piedra en las capas de filtro con un peso que varía entre 1/10 a 1/15 el peso del elemento del manto de protección. Para el núcleo, también el S.P.M. recomienda la variación de 1/200 a 1/6000.

4.3 Diseño de Espaldones

Muchos diques en talud se rematan en la corona con el denominado espaldón, en inglés "crown wall" (muro de coronación) o "wave screen" (pantalla contra el oleaje), en México suele llamarse pantalla deflectora. El espaldón contribuye a la eficiencia del dique al reducir el rebase, además, el espaldón reduce el volumen de material al disminuir la altura de coronación necesaria en relación con la estructura convencional de escollera (ver Figura 4.20). Por otro lado, el espaldón proporciona un camino de acceso hasta el morro que puede ser transitado por peatones y vehículos y una plataforma de trabajo para el mantenimiento del manto de protección.

Ocasionalmente sirve para llevar tuberías o cintas transportadoras, así como el establecimiento de un muelle interior.

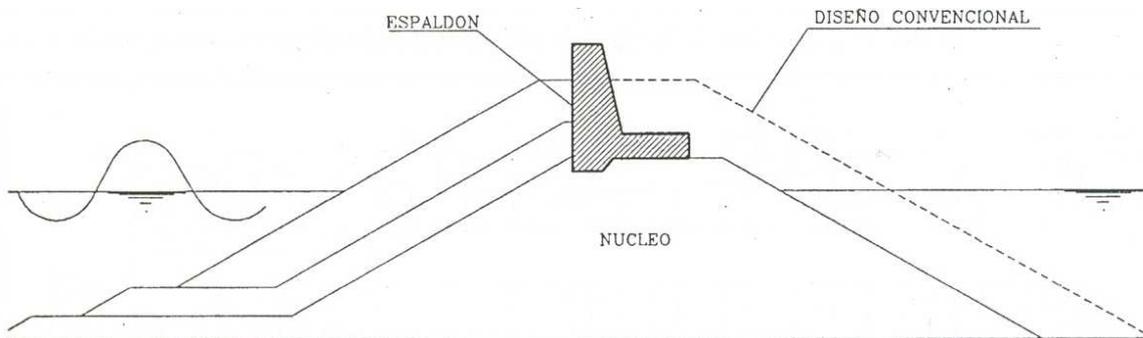


Figura 4.20 Rompeolas en Talud con Espaldón

Las fuerzas que se ejercen sobre el espaldón, por la acción del oleaje han sido prácticamente ignoradas por falta de conocimiento, dejando el diseño de esta estructura al sentido común o a criterios de buena práctica. Uno de los primeros que se aproximó a su dimensionamiento fue Iribarren, que propuso una ley de distribución de presiones que consistía en un diagrama de la ola rota convenientemente modificada.

4.3.1 Fuerzas Actuantes sobre el Espaldón

La Figura 4.21 muestra un diagrama de las fuerzas involucradas en la estabilidad del espaldón, mismas que se pueden agrupar en inducidas por el oleaje (fuerza horizontal y vertical) y pasivas (carga de la berma de coronación del manto de protección, peso resistente y fuerza de fricción). En la Figura 4.21 se representan la fuerza resultante horizontal ($F_h(t)$) debido a la distribución de presiones sobre la cara vertical, así como la resultante de la fuerza vertical ($U(t)$) sobre la base del espaldón. Cada una de estas fuerzas da lugar a los momentos de volteo respectivos ($M_h(t)$; $M_U(t)$). El resto de fuerzas son la carga de la berma del manto de protección ($R(t)$), el peso del espaldón y la fuerza de fricción entre la base del espaldón y la cimentación ($F_c(t)$).

Se considera que los elementos de la berma del manto de protección son estables a la acción del oleaje de cálculo y, por lo tanto, no transmiten cargas adicionales sobre el paramento del espaldón. De este modo, la fuerza debida a las unidades de la citada berma se considera independiente del tiempo: $R(t) = R$ y es generada sólo por la fuerza activa, estableciéndose por consideraciones geotécnicas. Así pues, la fuerza horizontal neta debe ser inferior a la fuerza de fricción para que el espaldón se mantenga en equilibrio, de lo contrario deslizará.

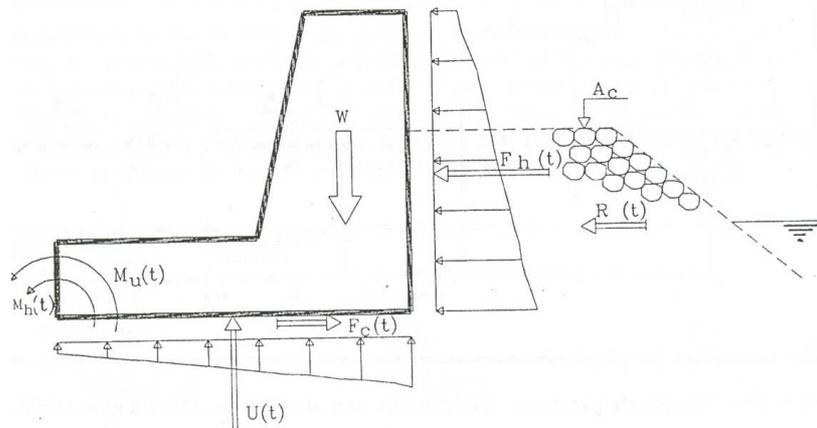


Figura 4.21 Acciones Sobre un Espaldón

Al revisar la estabilidad, se pueden considerar dos tipos de modelos: estático y dinámico. El estático está basado en la comparación de las fuerzas máximas debidas al oleaje con la máxima fuerza de fricción estática en la interfase espaldón-cimentación sin tener en cuenta la evolución en el tiempo de las fuerzas. El modelo dinámico está basado en la comparación de las fuerzas a la resistencia, pero considerando la evolución de las fuerzas con el tiempo. La respuesta dinámica de la estructura y la cimentación se analiza y compara con la máxima resistencia de la interfase cimentación-estructura.

Por simplicidad, en este trabajo solo se considerará el modelo estático, lo que facilita la resolución del problema y permite un planteamiento ingenieril al proceso de diseño. Cada ola que golpea el espaldón genera dos fuerzas máximas relativas una dinámica debida a la presión de impacto (P_i) y una hidrostática o presión pulsátil (P_p). Estas dos componentes se muestran en la Figura 4.22, obtenida de un registro de ensayo en modelo por Martín (1995).

En la Figura 4.22 aparece la curva fuerza - tiempo con dos máximos (A y B). Las presiones debido al primer pico (A) son las producidas por las llamadas presiones de impacto P_i y se originan por el cambio súbito que experimenta la dirección del frente de la ola rota debido a la existencia de la pared vertical del espaldón (deceleración horizontal); mientras que el segundo máximo (B), debido a las presiones de tipo hidrostático, ocurre después del instante del ascenso máximo y está relacionado con la aceleración vertical de la masa de agua acumulada enfrente de la pared del espaldón.

La forma de la distribución de presiones correspondiente a las presiones de impacto (A) presenta un perfil casi vertical uniforme, distinguiéndose dos zonas bien diferenciadas: la parte superior, no protegida por la berma del manto de protección y la zona inferior, protegida por la citada berma. El perfil de presiones debido al

segundo pico (B) aumenta linealmente hacia abajo, con una tasa siempre menor que $\rho_w g$, hasta alcanzar la base del espaldón.

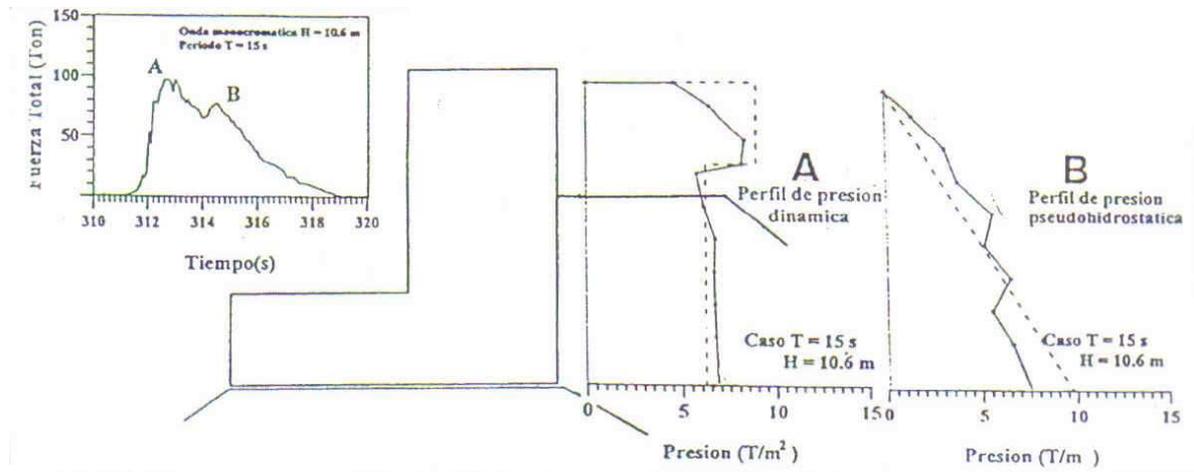


Figura 4.22 Distribución de Presiones Verticales de una Ola Rota (Martín et al. (1995))

4.3.1.1 Parámetros de Diseño de un Espaldón

Los principales parámetros que influyen en las fuerzas del oleaje ejercidas sobre el espaldón se listan a continuación (ver Figura 4.23):

- Coronación del manto principal (coraza) (A_c)
- Francobordo del espaldón (R_c)
- Ancho de la berma del manto (b)
- Pendiente del talud (α)
- Porosidad de los elementos del manto (n)
- Altura de ola (H_s)
- Período de la ola (T)
- Angulo de incidencia del oleaje (θ)

4.3.1.2 Modos de Falla del Espaldón

Los diferentes modos de falla de un espaldón son el deslizamiento, el vuelco, la fractura del concreto, la erosión de la cimentación en el frente del talud (basculamiento hacia el lado de mar) y erosión de la cimentación posterior (basculamiento hacia el lado de costa) por la acción del rebase sobre la coronación del espaldón. Estos modos de falla son descritos por Günbak et al. (1984) y se muestran en la Figura 4.24.

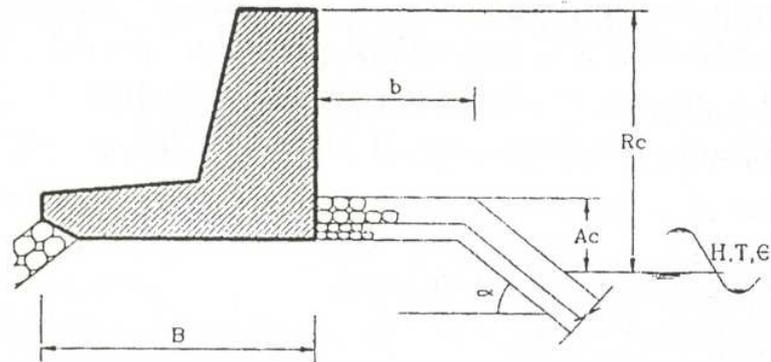


Figura 4.23 Parámetros de Diseño de un Espaldón

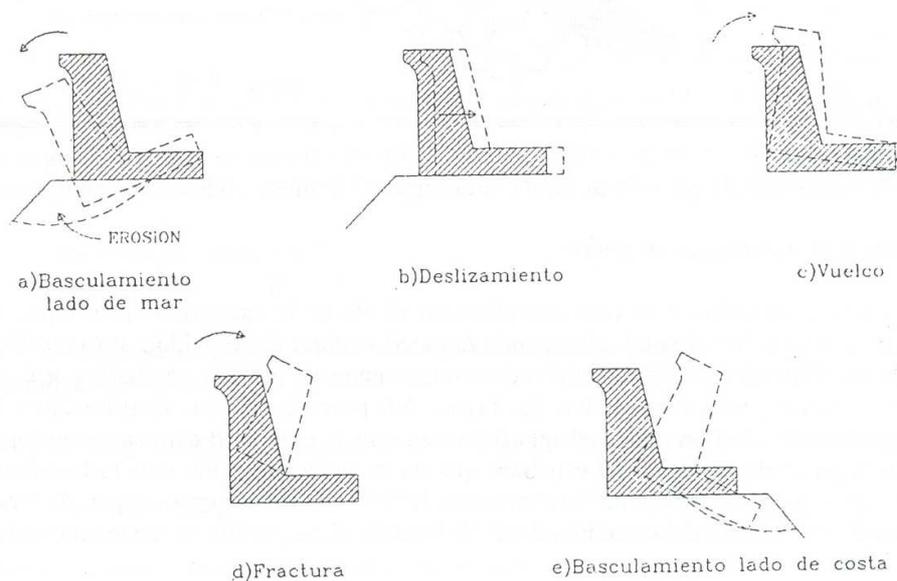


Figura 4.24 Modos de Falla de un Espaldón (Günbak et al. (1984))

4.3.2 Métodos de Cálculo de Espaldones

4.3.2.1 Método de Iribarren

Uno de los primeros métodos de diseño del espaldón fue el de Iribarren y Nogales (1964). Estos autores recomiendan construir la berma de coronación del manto principal a una cota $+0.75$ veces la altura de ola de diseño, que es la cresta de la ola al romper mientras que la coronación del espaldón. Los mismos autores recomiendan que esté a $+1.5$ veces la altura de ola de diseño, que es, según estos autores, la altura que alcanza la ola rota.

El diagrama de presiones es una combinación de presiones dinámicas e hidrostáticas. Se asume que la presencia del manto enfrente de la parte inferior del espaldón disminuye el efecto de las presiones dinámicas en un 50%.

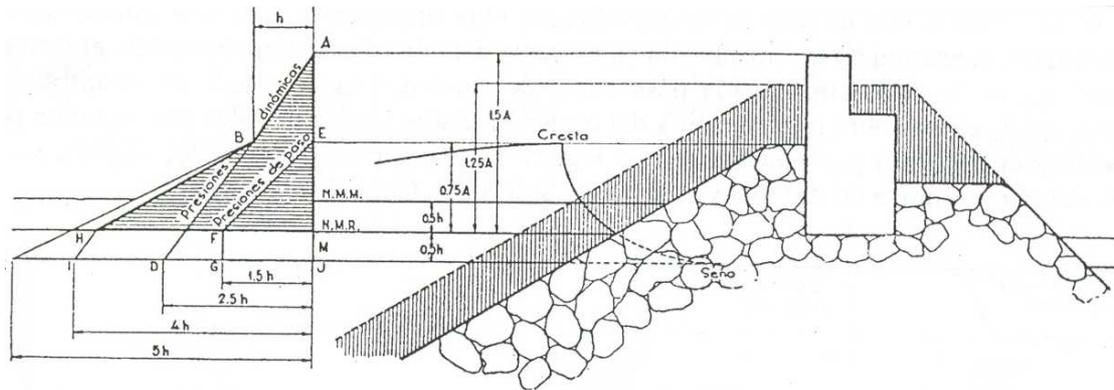


Figura 4.25 Diagrama de Presiones de la Ola Rota Según Iribarren

4.3.2.2 Método de Günbak et al. (1984)

Este método sólo es válido para olas que alcanzan el pie de la estructura sin romper. Es decir, la ola rompe sobre el talud, alcanzando la pared vertical del espaldón el frente de la ola rota. Günbak considera también dos componentes de presión originada por la ola rota: una dinámica y otra hidrostática. La Figura 4.26 presenta las dos distribuciones de ambas componentes. Admite, al igual que Iribarren, que la presión dinámica es uniforme vertical en la parte de la pared del espaldón que no se halla protegido con la berma del manto, mientras que la presencia de los elementos de la berma reduce esta presión de forma lineal hasta alcanzar el pie del espaldón, donde la intensidad de presión se reduce a la mitad ($P_m/2$). Los valores de las intensidades de presión del diagrama de Günbak son los siguientes:

$$\text{Presión dinámica} \quad P_m = \frac{\gamma_w (\sqrt{gy})^2}{2g} = \frac{\gamma_w}{2} y; \quad [4-50]$$

$$\text{Presión hidrostática} \quad P_h = \gamma_w (y + s); \quad [4-51]$$

donde:

$$\gamma_w = \text{Peso unitario del agua (t/m}^3\text{)}$$

$$y = \frac{(R_u - A_c)}{\sin \alpha} \frac{\sin \beta}{\cos(\alpha - \beta)}; \text{ siendo } \beta \text{ el ángulo que forma la lengua del run-up}$$

(Ru), que según Günbak le da un valor de 15°. También según este autor, recomienda para el run-up la siguiente expresión:

$$Ru = 0.4 \xi H \text{ para } \xi \leq 2.5$$

$$Ru = H \text{ para } \beta > 2.5$$

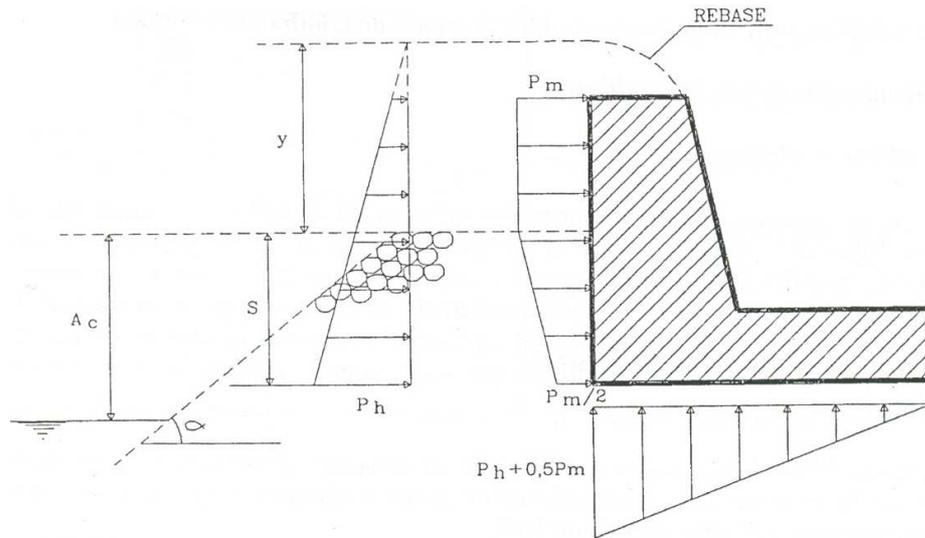


Figura 4.26 Diagrama de Presiones Según el Método de Günbak et al. (1984)

La fuerza horizontal total sobre la pared vertical es la suma de las dos distribuciones (dinámica e hidrostática). La ley de subpresiones es triangular, siendo su intensidad en el borde del lado de mar:

$$P_b = P_h + 0.5 P_m \quad [4-52]$$

Mientras que en el borde del lado de costa es cero.

4.3.2.3 Método de Bradbury y Allsop (1988)

Este método es recomendado por el CIRIA-CUR y establece una ley uniforme rectangular en toda la pared vertical, expresándose la fuerza total horizontal del siguiente modo:

$$\frac{F_H}{\rho g h_f L_p} = a \frac{H_s}{A_c} - b; \quad P_H = \frac{F_H}{h_f} \quad [4-53]$$

donde:

| | |
|-------|-----------------------------------|
| F_H | Máxima fuerza horizontal |
| H_S | Altura de ola significativa |
| L_P | Longitud de onda del período pico |
| A_C | Nivel de la coronación del manto |
| h_f | Altura del espaldón |
| a, b | Coefficientes empíricos |

La subpresión es triangular: $P_b = P_H$ (lado del mar); $P_b = 0$ (lado de costa).

Los valores de los coeficientes empíricos a y b han sido derivados de las secciones ensayadas por Jensen y Bradbury et al. y se muestran en la Figura 4.27, obtenida del mencionado CIRIA-CUR.

4.3.2.4 Método de Martín et al.

El método de cálculo de fuerzas en espaldones propuesto por Martín et al. fue obtenido a partir de los resultados experimentales de autores como Iribarren y Günbak y de un trabajo experimental realizado por los Martín et al utilizando oleaje monocromático. El método lo extendió a oleaje irregular mediante la hipótesis de equivalencia. Los autores establecen que para la aplicación de su método es necesario que la ola rompa sobre el talud del manto principal; es decir, solo las olas rotas sobre el espaldón serán consideradas. Esta condición de rotura equivale a la rotura en surging o collapsing ($I_r > 3.1$).

Para ondas con números de Iribarren menores que 3.1, en primer lugar habrá que verificar si la onda rompe por fondo antes de alcanzar el dique. Si es así, el método puede seguir aplicándose. De no ser así, habrá que estudiar el comportamiento de la onda sobre el talud. Si la geometría del talud garantiza que la onda rompe sobre él, se asegura que no se produce el impacto sobre el espaldón. Martín et al establecen las condiciones requeridas para la aplicación de su método, teniendo en cuenta la cota de coronación del manto de protección (A_c) y la anchura de la berma de coronación (B), a través de la Figura 4.28.

En la Figura 4.29 se presenta el diagrama de presiones propuesto por Martín et al con dos distribuciones o componentes: dinámica e hidrostática o pulsátil. La forma que presentan ambas distribuciones de presiones responde a lo observado por los autores. El perfil de las presiones dinámicas es prácticamente uniforme en toda la altura de la cara vertical del espaldón disminuyendo en la parte del espaldón que se encuentra protegida por la berma, mientras que el perfil de las presiones hidrostáticas es casi lineal, creciendo hacia la base.

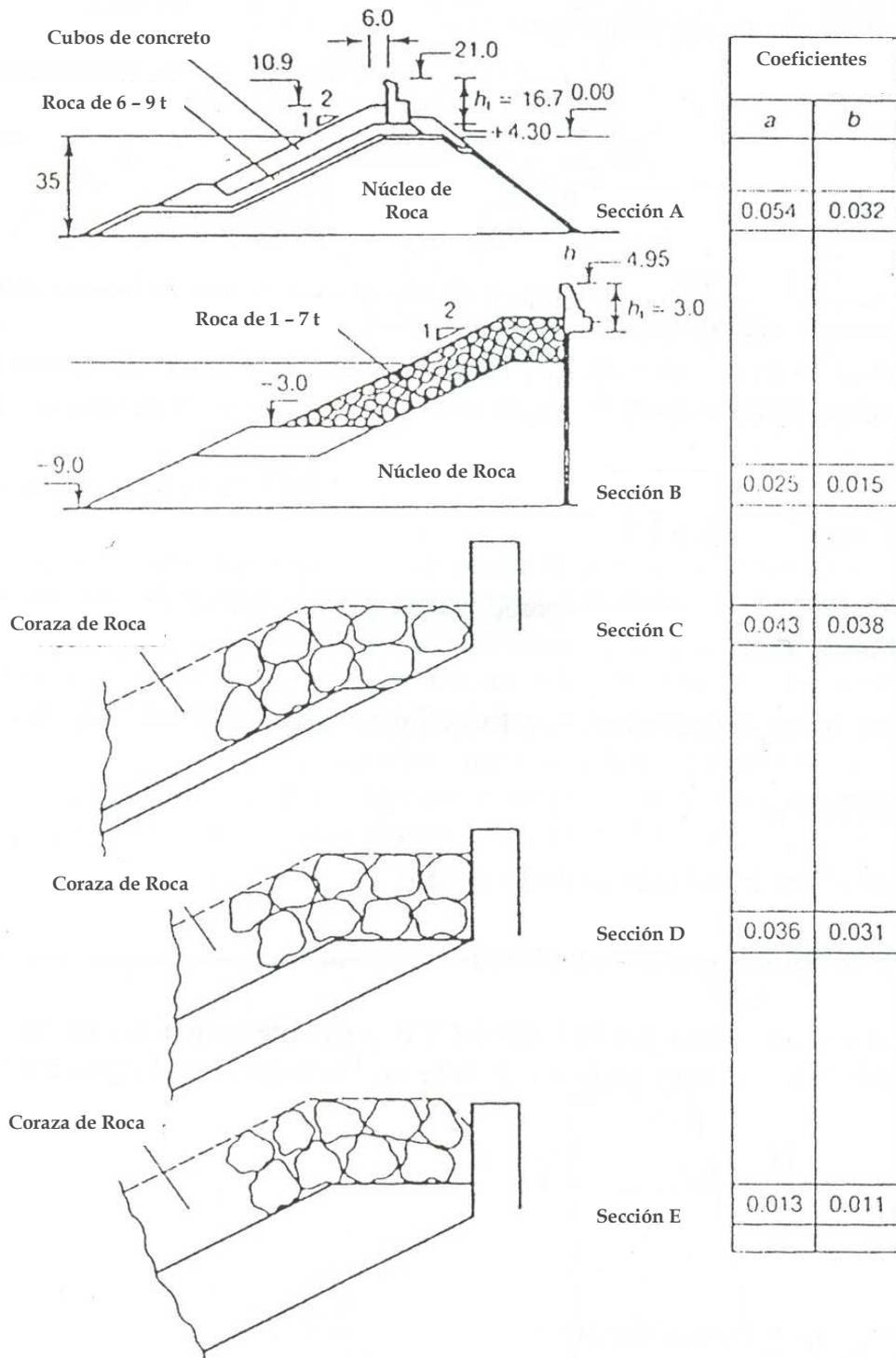


Figura 4.27 Secciones con los Coeficientes a y b para las Fuerzas Horizontales

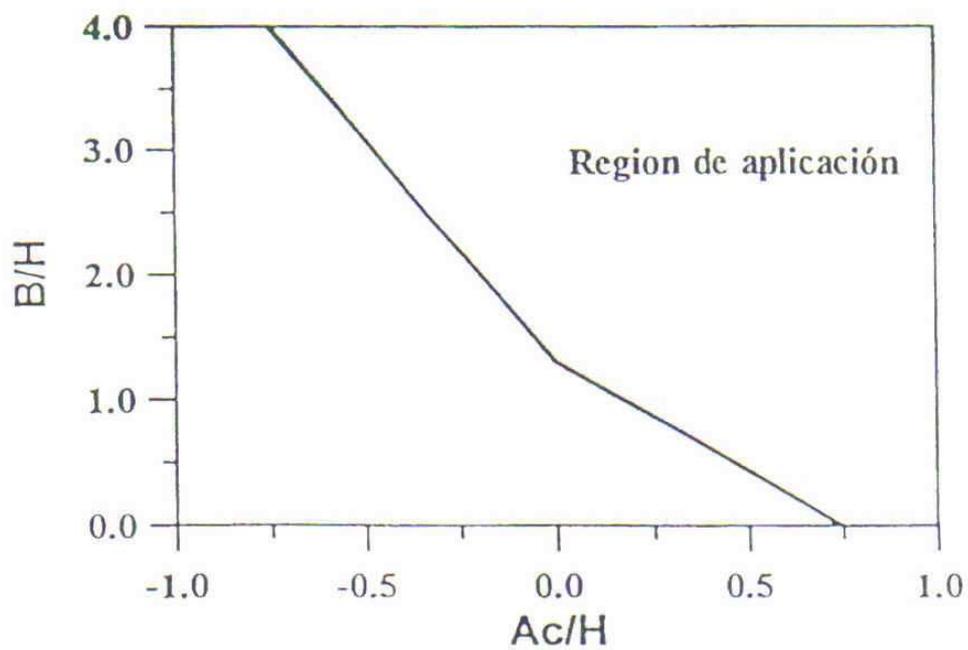


Figura 4.28 Definición de la Zona de Aplicación (No Impacto Sobre el Espaldón)

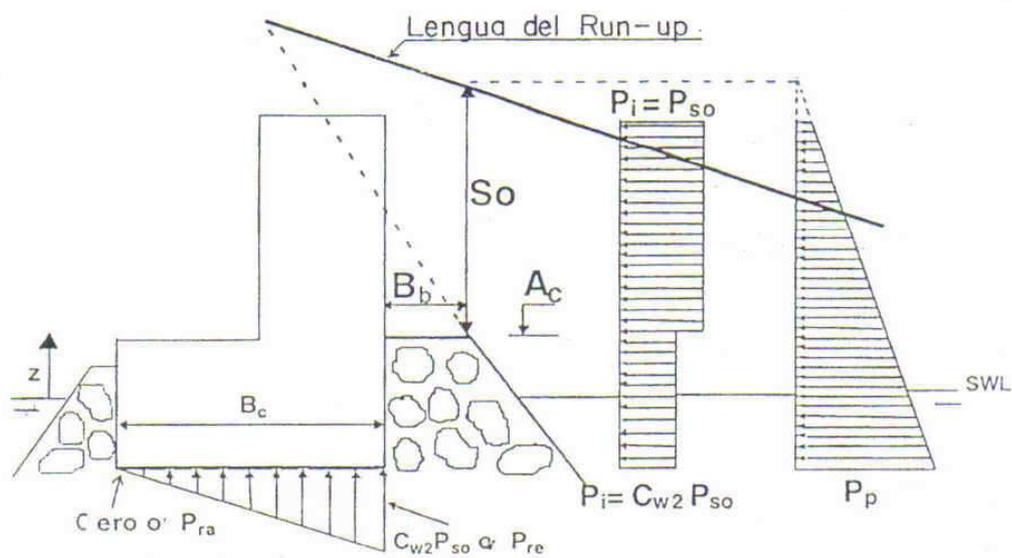


Figura 4.29 Distribución de Presiones Propuestas por L. Martín et al. (1995)

Los valores característicos de ambos perfiles, según el método de Martín et al son:

- a) Perfil dinámico

$$P_{S_0} = C_{w1} \rho_w g S_0 \quad [4-54]$$

donde C_{w1} es un parámetro que se definirá más adelante y S_0 representa el espesor de la lengua del run-up al nivel $z = A_c$ (ver Figura 4.31).

$$P_i(z) = P_{S_0}; \quad A_c + S_0 > z > A_c \quad (\text{parte no protegida por la berma}) \quad [4-55]$$

$$P_i(z) = C_{w2} P_{S_0}; \quad w_f < z < A_c \quad (\text{parte protegida}) \quad [4-56]$$

donde C_{w2} es un parámetro experimental, que será analizado igualmente más adelante y w_f es el nivel de cimentación del espaldón.

- b) Perfil de presiones hidrostático o pulsátil

$$P_p(z) = C_{w3} \rho_w g (S_0 + A_c - z); \quad w_f < z < A_c + S_0 \quad [4-57]$$

Siendo lineal desde $P = 0$ en $z = S_0 + A_c$, hasta el nivel de la cimentación. El factor de incremento es $C_{w3} \rho_w g$, donde C_{w3} es un parámetro adimensional más pequeño que la unidad.

En cuanto a las subpresiones se considera una ley triangular. La intensidad de presión de impacto debajo del borde del lado del mar es aproximadamente igual a la que define en el pie de la pared vertical:

$$P_i = C_{w2} P_{S_0} \quad [4-58]$$

Mientras que la subpresión en el lado del puerto se considera despreciable.

La presión pulsátil o hidrostática debajo del lado del mar es igual a la presión en el frente, es decir ecuación [4-57]. En la parte posterior, la subpresión se determina a partir de un modelo teórico desarrollado por Losada (1993) y cuyos resultados se muestran en la Figura 4.30, en la que aparecen 3 curvas con diferentes porosidades del material sobre el que se cimenta el espaldón ($n = 0.3; 0.4$ y 0.5) y relacionan la P_{ra}/P_{re} con B_c/L . Donde P_{ra} representa la presión pulsátil en la parte posterior o tacón de la base del espaldón, mientras que P_{re} es la presión del pie de la base (ver Figura 4.29), B_c es el ancho del espaldón y L la longitud de onda. Los puntos que aparecen corresponden a presiones medidas con sensores en prototipo en la base del dique de Gijón y que tiene una porosidad aproximadamente $n = 0.4$.

Así pues, se adoptaron los valores siguientes para las subpresiones (ver Figura 4.30).

Pie (lado de mar):

| | |
|--------------------|---------------------------------|
| Presión de impacto | $P_i = C_{w2} P_{S0} (z = w_f)$ |
| Presión pulsátil | $P_p = P_{re} (z = w_f)$ |

Tacón (lado de puerto)

Presión de impacto despreciable: $P_{ra} = 0$
 Presión pulsátil P_{ra} , de Losada et al. (1993)

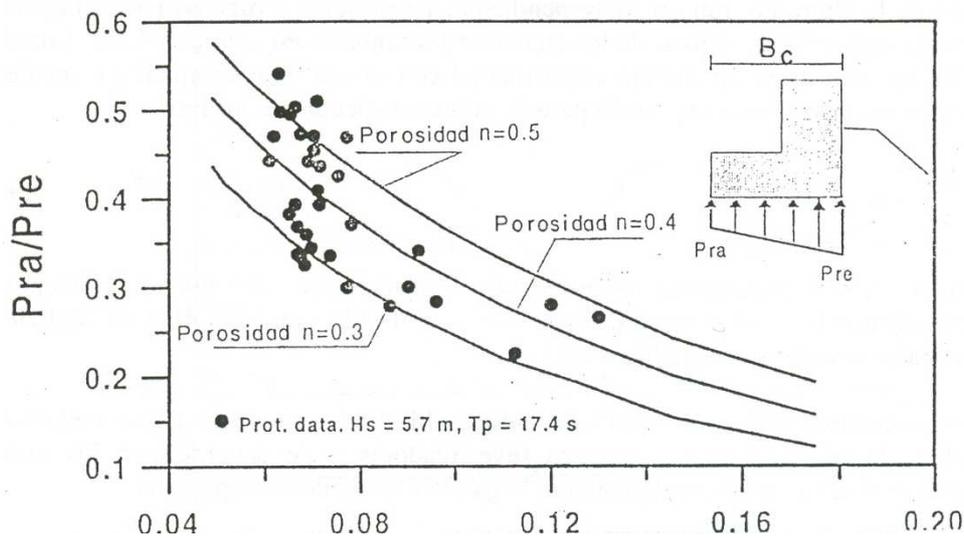


Figura 4.30 Presión Pulsátil en el Tacón del Espaldón Según Losada, 1993

4.3.2.4.1 Determinación de los parámetros

El espesor máximo de la lengua de agua del run - up a nivel de la berma de coronación (A_c), S_o (ver Figura 4.29), depende de la altura máxima del run - up (R_u) sobre el nivel de la berma de coronación del manto principal (A_c) y está dado por:

$$S_o = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u} \right) \quad \text{para } H = H_c \text{ (altura de cálculo)} \quad [4-59]$$

El cálculo de la altura del run-up se puede hacer como se describió en el apartado 4.2.3.1

Para la determinación del parámetro C_{w1} se hace un exhaustivo análisis de la celeridad de la ola rota, según diversos investigadores y de acuerdo con los ensayos realizados por el autor del presente método, llegando a la siguiente expresión:

$$C_{w1} = 2C_f \left[\frac{R_u}{H} \cos \alpha \right]^2 \quad [4-60]$$

Donde: α es el ángulo del talud y C_f representa las oscilaciones de presión de corta duración inducidas por el impacto del frente de la ola rota sobre la pared vertical. Los autores proponen $C_f = 1.45$ para estructura pequeña y/o cimentaciones rígidas, mientras que para grandes estructuras y/o cimentaciones elásticas, recomienda $C_f = 1.0$. Así pues:

$$C_{w1} = 2.90 \left[\frac{R_u}{H} \cos \alpha \right]^2 \quad \text{Estructura pequeña cimentación rígida} \quad [4-61]$$

$$C_{w1} = 2.0 \left[\frac{R_u}{H} \cos \alpha \right]^2 \quad \text{Estructura grande y cimentación elástica} \quad [4-62]$$

El parámetro C_{w2} se obtiene de la Figura 4.31. Los valores de este parámetro fueron hallados en una variación de 0.25 a 0.65, valores que están de acuerdo con los resultados de Jensen (1984), que muestra una reducción de hasta el 50% en la fuerza horizontal entre una berma dada y una berma completamente dañada (no existe berma) con incidencia normal del oleaje. Günbak (1984) introdujo en su modelo una reducción de la fuerza por debajo del nivel de A_c . Los ensayos sobre los que la Figura 4.31 está basada fueron realizados con peraltes que variaron entre 0.03 a 0.075 y el uso de parámetro C_{w2} está recomendado solo dentro de este rango. La curva de mejor ajuste a los resultados empíricos es:

$$C_{w2} = 0.8e^{\left(-10.9 \frac{B}{L}\right)} \quad [4-63]$$

El parámetro C_{w3} se obtiene también de forma experimental y el resultado de ello se muestra en la Figura 4.32. Para peraltes $H/L < 0.03$, las presiones pulsátiles o hidrostáticas son $0.65 \rho_w g z$ ($C_{w3} = 0.65$). Al incrementar el peralte a 0.075 se aprecia una tendencia asintótica, que depende del número de unidades (bloques) que se dispongan sobre la berma. Así, se tiene que C_{w3} , para H/L 0.075, toma los valores de 0.45, 0.37 y 0.3, según la berma esté constituida por uno, dos o tres bloques respectivamente.

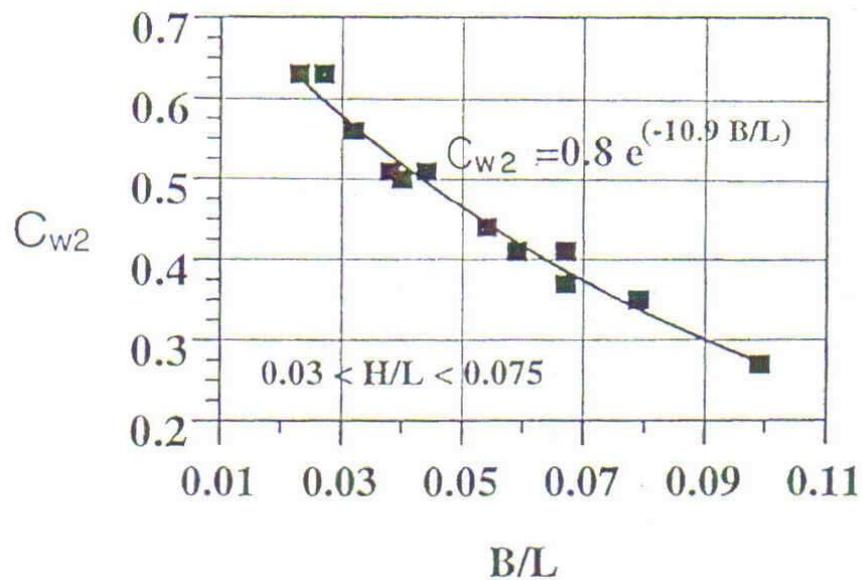


Figura 4.31 Valores Propuestos para el Parámetro C_{w2}

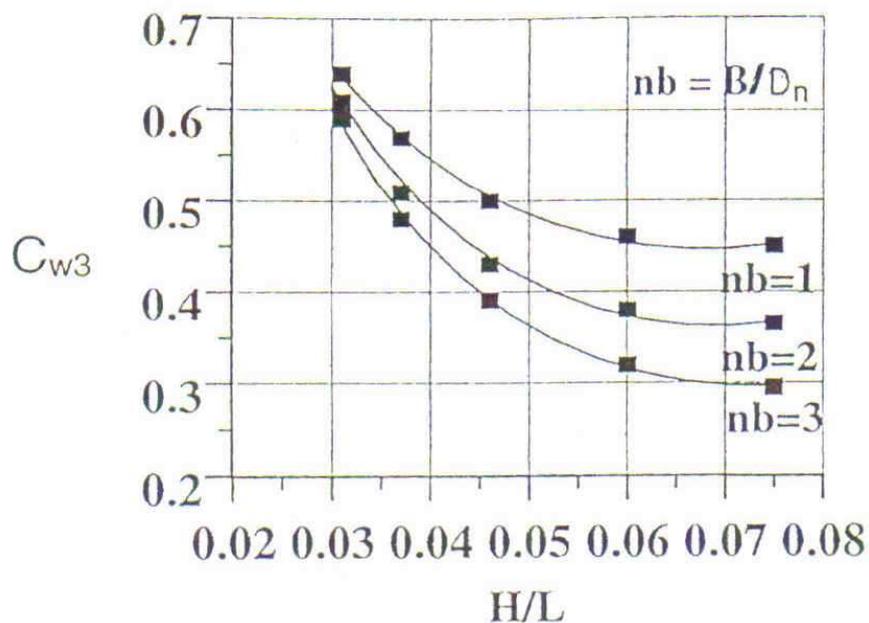


Figura 4.32 Valores Propuestos por L. Martín para el Parámetro C_{w3}

En la Figura 4.32, nb es el número de bloques y D_n es el lado del cubo equivalente. Los autores obtuvieron los coeficientes C_{w2} y C_{w3} en ensayos con bloques paralelepípedicos muy grandes (120 tn en prototipo) y un núcleo con una gran porosidad.

4.3.3 Criterio de Estabilidad

Como ya se comentó antes, la estabilidad del espaldón, mediante el método estático, requiere la determinación de las fuerzas máximas debido a la acción del oleaje ($F_{h,max}$, $F_{u,max}$). En el caso del método de Martín et al, estas fuerzas máximas se establecerán para los dos casos de carga: de impacto (P_i) e hidrostática o pulsátil (P_p) y se elegirá el caso más desfavorable a la hora de determinar los factores de seguridad.

Al igual que sucede con las estructuras monolíticas verticales (diques verticales), en los espaldones, como estructura monolítica, los modos de fallo más probables serían el deslizamiento y el vuelco. De acuerdo con Goda (1985), los coeficientes de seguridad para el deslizamiento y el vuelco son respectivamente:

$$\text{Deslizamiento: } \text{C.S.D.} = \frac{(W - U)\mu}{F_h} \quad [4-64]$$

$$\text{Vuelco: } \text{C.S.V.} = \frac{M_w - M_U}{M_{F_h}} \quad [4-65]$$

donde: W denota el peso resistente del espaldón, es decir el peso sumergido, U es la fuerza de la subpresión, F_h es la fuerza horizontal producida por el oleaje, M_U , M_W y M_{F_h} son los momentos debido a la fuerza de la subpresión, al peso resistente y a la fuerza horizontal respectivamente, μ es el coeficiente de fricción entre la base del espaldón y la escollera de cimentación. El valor adoptado por las normas japonesas es 0.6, si bien este valor puede ser incrementado, si el espaldón se fabrica "in-situ", al introducirse la lechada de concreto en la cimentación de naturaleza porosa. En esos casos se puede adoptar, como coeficiente de fricción, valores de 0.7 ó 0.8.

En cuanto a los valores de los coeficientes de seguridad, Goda recomienda que para el deslizamiento se tome un valor mayor que 1.2, mientras que para el vuelco, el coeficiente debería ser mayor que 1.4.

CAPÍTULO

5

CONCEPTOS
BÁSICOS DE
ANÁLISIS DE
RIESGO

5 CONCEPTOS BÁSICOS DE UN ANÁLISIS DE RIESGO

Toda obra marítima se construye para cumplir unas determinadas funciones, permitiendo o facilitando determinadas actividades, repercutiendo socialmente e interactuando con el medio ambiente. Este tipo de obras deben ser seguras y fiables durante el tiempo de vida útil que vaya a permanecer en servicio. A lo largo de su vida, la cual, la obra pasa por diferentes estados estructurales y operativos en función de la variabilidad temporal de los factores de proyecto y de su régimen de explotación. Por diversas causas la obra puede perder, progresivamente o de manera súbita, temporal o definitivamente, parcial o totalmente, sus capacidades resistentes u operativas en formas y mecanismos conocidos como modos de falla y modos de parada operativa (ver Anexo C).

Uno de los objetivos de un proyecto de diseño es verificar los estados para los cuales la obra deja de cumplir los requisitos operativos y de seguridad especificados y evaluar la probabilidad de que se produzca alguna falla en la vida de la obra. Con el objeto de ordenar y reducir el número de estados a verificar, se definen unos estados límite estructurales y operativos, los cuales corresponden a determinados modos de falla estructurales y de servicio y de parada, respectivamente.

En este capítulo se presentan los criterios generales de proyecto que permiten establecer un procedimiento de verificación de las obras marítimas, entendido como la revisión de que un determinado diseño cumpla con los parámetros de seguridad y operatividad que, en función de sus usos e importancia se han establecido.

5.1. **Carácter de una Obra Marítima**

Es habitual que el proyecto de una obra marítima se decida a partir de unos estudios previos de planificación, en los que se analizan, entre otros, las repercusiones económicas y sociales y ambientales derivadas de su construcción.

5.1.1. **Carácter General de la Obra**

La importancia de una obra marítima, así como su repercusión económica, social y ambiental generada en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad se valora por medio del carácter general de la obra. Este carácter se define para el modo de falla que ocasione la destrucción o la pérdida de operatividad total en todas las secciones homogéneas de la obra durante la fase de proyecto servicio. Luego entonces, todos los tramos (secciones) de la obra cuya destrucción o pérdida de operatividad total tengan repercusiones económicas, ambientales y sociales similares, tendrán el mismo carácter general.

5.1.1.1 Índices para Determinar el Carácter General

Corresponde al promotor de la obra marítima, público o privado, especificar el carácter general de la obra, sin embargo, a falta de una definición específica, el carácter general de la obra se puede establecer en función de los siguientes índices:

- Índice de Repercusión Económica, IRE
- Índice de Repercusión Social y Ambiental, ISA

Estos dos índices se establecen a priori, por lo tanto, constituyen una aproximación inicial al carácter general definitivo de la obra. Consecuentemente, su evaluación debe realizarse con el alcance de un estudio previo. Ambos índices se obtienen suponiendo la ocurrencia de un modo de falla estructural o de servicio y un modo de parada.

5.1.1.2 Índice de Repercusión Económica, IRE

Este índice valora cuantitativamente las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra (C_{RD}) y por cese o afección de las actividades económicas directamente relacionadas con ella (C_{RI}), esperables en el caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la misma.

5.1.1.3 Índice de Repercusión Social y Ambiental, ISA

Estima cualitativamente el impacto social y ambiental esperable en el caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la obra marítima valorando la posibilidad y alcance de:

- 1) Pérdidas de vidas humanas
- 2) Daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico y artístico
- 3) De la alarma social generada, considerando que la falla se produce una vez consolidadas las actividades económicas directamente relacionadas con la obra

5.1.1.4 Criterios de Proyecto Dependientes del Carácter General

A falta de estudios específicos, se determinan en función del carácter general de la obra marítima:

- › La vida útil mínima de obras definitivas
- › La máxima probabilidad de falla admisible del tramo
- › Los métodos de verificación y de evaluación de la fiabilidad frente a los modos de falla adscritos a estados límite último y de servicio
- › Los niveles de mantenimiento, seguimiento e inspección de la obra marítima

5.1.2. **Carácter Operativo de la Obra**

Las repercusiones económicas y los impactos social y ambiental que se producen cuando una obra marítima deja de operar o reduce su nivel de operatividad, se valoran por medio de su carácter operativo. Éste se evalúa seleccionando de entre los modos de parada operativa, aquel que proporcione el nivel mínimo de servicio.

El carácter operativo de la obra marítima se otorga a todos los tramos de la misma, cuya reducción o cancelación del nivel de servicio de lugar a repercusiones económicas, ambientales y sociales similares. Para aquellas partes de la obra cuya parada operativa implique repercusiones diferentes, es conveniente asociar un carácter específico.

5.1.2.1 Índices para Determinar el Carácter Operativo

Corresponde al promotor de la obra marítima, público o privado, especificar su carácter operativo, sin embargo, a falta de una definición específica, el carácter operativo de una obra marítima se puede establecer en función de los siguientes índices:

- › Índice de Repercusión Económica Operativo, IREO
- › Índice de Repercusión Social y Ambiental Operativo, ISAO

5.1.2.2 Índice de Repercusión Económica Operativa, IREO

Sirve para valorar los costos ocasionados por la parada operativa de una obra marítima.

5.1.2.3 Índice de Repercusión Social y Ambiental Operativo, ISAO

Estima cualitativamente la repercusión social y ambiental esperable, en el caso de producirse un modo de parada operativa de la obra marítima, valorando la posibilidad y alcance de:

- 1) Pérdidas de vidas humanas
- 2) Daños en el medio ambiente y el patrimonio histórico - artístico
- 3) La alarma social generada

5.1.2.4 Criterios de Proyecto Dependientes del Carácter Operativo

A falta de estudios específicos, en función del carácter operativo de la obra marítima, se recomienda en el intervalo de tiempo considerado, que en general, será un año:

- › El nivel de operatividad
- › El número medio de paradas operativas debidas a un modo de parada
- › La duración máxima de cada modo de parada operativa

5.2. Fases de Proyecto

Desde que se inicia la ejecución de la obra hasta su cambio de uso o desmantelamiento, ésta pasa por una secuencia de condiciones que se denominan estados de proyecto que caracterizan su operatividad y sus propiedades estructurales o de seguridad, es decir su actividad. Estos estados de proyecto se definen como los espacios temporales durante los cuales la estructura mantiene una misma actividad principal, aunque pueda tener otras secundarias. Se pueden considerar, al menos, las siguientes cuatro fases de proyecto:

- › Construcción, (FPC)
- › Servicio, (FPS)
- › Reparación, (FPR)
- › Desmantelamiento, (FPD)

5.3. Temporalidad y Vida de las Obras Marítimas

En la fase de proyecto servicio, las obras marítimas pueden declararse provisional o definitiva, de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Obras Marítimas Provisionales. Una obra marítima se considera provisional cuando va a permanecer en un determinado emplazamiento, sin modificaciones en sus aspectos de seguridad y de operatividad, durante un cierto periodo de tiempo p. e. menos de cinco años. La vida de las distintas fases de proyecto estará definida por su necesidad o funcionalidad y deberá establecerse justificadamente en el proyecto.

b) Obras Marítimas Definitivas. Salvo justificación expresa, una obra se puede considerar definitiva cuando va a permanecer en un determinado emplazamiento con las características del proyecto original, p. e. más de cinco años.

c) Duración de las Fases de Proyecto. La duración o vida, V , de cualquiera de las fases de proyecto de obras marítimas definitivas está impuesta por razones constructivas, funcionales, económicas y administrativas. No obstante, en algunos casos no resulta fácil especificar una duración de las fases de proyecto.

d) Vida Útil de la Obra. El periodo de tiempo que transcurre durante la fase de servicio se denomina vida útil, V_s , y en general, corresponde al periodo de tiempo durante el cual la obra cumple la función principal para la cual ha sido concebida.

5.4. Método de Verificación

5.4.1. Agrupación de Modos de Falla en Estados Límite

Para la verificación de la seguridad del proyecto se considerarán los modos de falla agrupados en los siguientes estados límite:

1. Estados Límite Últimos, EL_U , que incluyen los modos de falla que provocan la pérdida de capacidad estructural o resistente.
2. Estados Límite de Servicio, EL_S , que incluyen los modos de falla que provocan la pérdida de servicio por razones estructurales y funcionales.

La palabra funcional define las condiciones en las que la función y el aspecto artístico o estético de la obra no se consideran como entes separados.

5.4.1.1 Agrupación de Modos de Parada en Estados Límite

Para la verificación de la operatividad del proyecto se considerarán los modos de parada operativa agrupados en estados límite operativos, EL_O , que incluyen los modos de parada operativa de las instalaciones por razones relacionadas con los agentes del medio físico sin que se produzca la falla estructural.

5.4.1.2 Condiciones de Trabajo

La verificación de los modos de falla estructural y de servicio y de los modos de parada operativa se realizará para las condiciones de trabajo preestablecidas, en función del carácter general y el carácter operativo de la obra marítima, en las fases de proyecto incluidas en las actividades a realizar en el proyecto, construcción, servicio, reparación o desmantelamiento.

Una condición de trabajo, CT, contiene el conjunto de estados de proyecto caracterizados por la ocurrencia de algunos factores de proyecto en función de su simultaneidad y de su compatibilidad. En general, las condiciones de trabajo se especifican en términos de los agentes predominantes. Para cada fase de proyecto e intervalo de tiempo se pueden considerar las siguientes condiciones de trabajo, CT_i , ($i = 1, 2, 3$), dadas en la Tabla 5.1:

Tabla 5.1 Condiciones de Trabajo en las Obras Marítimas

| Variable | Fase de Proyecto |
|-----------------|------------------|
| CT ₁ | Operativas |
| CT ₂ | Extrema |
| CT ₃ | Excepcionales |

a) Condiciones Operativas Normales, CT₁. Incluyen los estados de proyecto que ocurren habitualmente y en los cuales la obra presta el servicio para el cual ha sido concebida. Los agentes predominantes suelen ser los de uso y explotación, pudiendo actuar simultáneamente los restantes agentes. Para garantizar la operatividad de la obra, los valores compatibles de los agentes simultáneos distintos de los predominantes están acotados. Se puede suponer que cuando éstos toman valores superiores a los acotados, la obra pierde su operatividad. Además de las condiciones de trabajo operativas normales en algunos casos puede ser conveniente definir las condiciones de trabajo operativas, post-extremas y post-excepcionales.

b) Condiciones Extremas, CT₂. Incluyen los estados de proyecto asociados a las más severas acciones debidas a los factores de proyecto. Los agentes predominantes que en las obras marítimas son los ambientales climáticos, pueden tomar valores extremos. En estas circunstancias, la obra no suele estar operativa. En estos supuestos, se puede considerar que los agentes de uso y explotación no son simultáneos con los agentes ambientales climáticos o sus valores de compatibilidad son despreciables. Los valores extremos son aquellos asociados a una probabilidad de ocurrencia “razonable” en el intervalo de tiempo considerado que, además, sean, físicamente posibles,

representativos de los datos desde un punto de vista estadístico y consistentes con las hipótesis de partida.

c) Condiciones Excepcionales, CT₃. Son el conjunto de estados de proyecto asociados a algunos factores de proyecto que tienen:

- 1) Una probabilidad de presentación o un valor de ser superado muy pequeña y mucho menor que la probabilidad de presentación de los factores de proyecto predominantes que definen las condiciones de trabajo extremas
- 2) Su presentación es inesperada y accidental
- 3) Ocurren por razones previstas de uso y explotación

En algunos casos puede ser conveniente distinguir unas condiciones de trabajo excepcionales fortuitas y previstas.

5.5. Seguridad y Operatividad

Una vez establecidos los criterios de verificación de los diferentes modos de falla adscritos a los estados límite para unas condiciones de trabajo, es necesario evaluar la seguridad de la obra en la fase de proyecto frente al conjunto de modos de falla posibles y su nivel de operatividad frente a los de parada operativa en cada uno de los tramos en los que se divide la obra. Un tramo o parte de la obra se define como aquel que cumple una función específica y relevante de los objetivos de la totalidad de la obra y se encuentra todo él, bajo los mismos niveles de acción de los agentes actuantes.

5.5.1. Evaluación de la Seguridad

Un tramo de obra se considera seguro o fiable, cuando cumple los requisitos de seguridad especificados en el proyecto y exigidos por la normativa vigente. La seguridad del tramo y de cada uno de sus elementos y subelementos que la componen, debe cumplirse durante todas las fases de proyecto. Cuando en un estado de proyecto no se satisfacen estos requisitos de seguridad y la obra, o alguno de sus elementos, no es capaz de comportarse adecuadamente desde un punto de vista estructural o resistente o de cumplir con los cometidos para los cuales ha sido concebida, se dice que es insegura, que falla o que puede quedar fuera de servicio.

La falla puede sobrevenir gradualmente o puede ocurrir de forma súbita y puede afectar al tramo de obra en su conjunto o a algunos de sus elementos o subelementos en la forma o mecanismo descrito por un modo de falla. Si la falla o las fallas están motivados por la presentación de un mismo agente, pueden ocurrir varios modos de

falla simultáneamente. Finalmente, la falla puede producirse en cadena, de tal forma que la ocurrencia de un modo de falla induzca otro u otros modos de falla.

A fin de evaluar la seguridad y la operatividad del tramo de obra se considerarán los modos de falla ordenados en cadenas o árboles de falla. Un árbol de falla es una simplificación del comportamiento de un tramo y describe la relación entre las causas y el modo de falla; además, el árbol describe la correlación entre los diferentes modos de falla, si es que la hubiera. Esta correlación puede establecerse, bien porque el o los factores de proyecto (parámetros y agentes) que lo provocan son los mismos, bien porque la ocurrencia de uno de ellos desencadena la ocurrencia del otro.

5.5.1.1 Tipos de Árbol de Falla

Para la evaluación de la seguridad de la obra, los modos de falla se pueden ordenar en una de las tres configuraciones básicas siguientes: serie, paralelo o redundante y compuesta. En el caso serie, la obra tiene una sola cadena de elementos y subelementos conectados y es segura si ninguno de ellos falla en el intervalo de tiempo considerado. Una obra en paralelo está formada por un conjunto de cadenas de elementos y subelementos conectados y se considera que la obra falla solamente, cuando fallan todas las cadenas. El falla de cada cadena se produce si falla al menos uno de los elementos y subelementos que la conforman. En el caso compuesto, la falla en la cadena paralela se produce al fallar un solo elemento de ella, pero la falla de la obra se produce cuando fallan todas las cadenas paralelas.

5.5.1.2 Intervalo de Tiempo de Evaluación de la Seguridad del Tramo

La seguridad de la obra se debe evaluar para las fases de proyecto servicio y construcción, y en su caso, reparación y desmantelamiento. La fase de proyecto se podrá dividir en intervalos de tiempo en función de los factores de proyecto. Para ello se recomiendan los siguientes intervalos de tiempo:

- › Fase de servicio. Estados límite últimos y de servicio: vida útil de la obra
- › Fase de construcción. Estados límite últimos: duración de la secuencia de estados de proyecto en construcción. Estados límite de servicio: no se considera a menos que el proceso de construcción dure más de cinco años o de entrada parcial en servicio.

Los estados de proyecto de la fase de construcción se definen en función de los factores de proyecto, esto es, la geometría de la obra y los agentes ambientales climáticos.

5.5.1.3 Seguridad y Estados Límite

En cada intervalo de tiempo se debe evaluar, separadamente, la seguridad de la obra frente a los modos de falla adscritos a los estados límites últimos y frente a los modos de falla adscritos a los estados límite de servicio. Una medida de la seguridad de un tramo de la obra es la probabilidad de falla en dicho intervalo frente a los modos de falla adscritos a los estados límite últimos o de servicio.

5.5.1.4 Máxima Probabilidad de Falla en los Estados Límite

La probabilidad de falla de un tramo de obra durante la fase de servicio frente a los estados límite últimos, no podrá ser superior al valor mostrado en la Tabla 5.2, en función del carácter general de la obra. En el caso que, durante la fase de construcción la obra entre en servicio, la seguridad será la que se especifique en el proyecto.

Tabla 5.2. Vida Útil Mínima

| Fase de Proyecto Servicio | | | |
|---------------------------|------|--------|------|
| IRE | Años | | |
| | ≤ 5 | 6 - 20 | > 20 |
| Vida útil, años | 15 | 25 | 50 |

La probabilidad de falla de un tramo de obra durante la fase de servicio, frente a los estados límite de servicio no podrá ser superior al valor mostrado en la Tabla 5.3, en función del carácter general de la obra. En el caso que durante la fase de construcción la obra entre en servicio, la seguridad será la que se especifique en el proyecto.

Tabla 5.3 Máxima Probabilidad de Falla en EL_U

| Fase de Servicio | | | | |
|--------------------|--------|--------|---------|--------|
| ISA | Indice | | | |
| | < 5 | 5 - 19 | 20 - 29 | ≥ 30 |
| P _{f,ELu} | 0.20 | 0.10 | 0.01 | 0.0001 |

5.5.2. Evaluación de la Operatividad

Una obra se encuentra operativa en un estado de proyecto cuando cumple los requisitos de operatividad exigidos en el proyecto. La operatividad de la obra y de cada uno de sus elementos y subelementos debe cumplirse durante la ocurrencia de estados de proyecto por los que pasa la obra durante la fase de proyecto servicio, o en su caso, durante las fases de construcción o reparación. Cuando en un estado de proyecto no se satisfacen estos requisitos de operatividad o alguno de sus elementos no es capaz de comportarse adecuadamente desde un punto de vista operativo, se dice que la obra no

está operativa. La pérdida de operatividad puede sobrevenir gradualmente o puede ocurrir de forma inmediata cuando los agentes climáticos sobrepasan el umbral de operatividad. La parada operativa puede afectar a la obra en su conjunto o a algunos de sus elementos y subelementos. Una vez que cesa la causa por la cual se ha perdido la operatividad, la obra vuelve a recuperar el nivel de operatividad de proyecto. La forma o manera en la que se produce la pérdida de operatividad se denomina modo de parada operativa.

La operatividad del tramo de obra se evalúa a partir de la probabilidad de ocurrencia de los modos de parada operativa relativos a los estados límite de parada operativa. Estos modos de parada podrán agruparse en árboles en serie, paralelo y compuesto.

5.5.2.1 Duración Media de una Parada Operativa

Se define duración media, τ_{mt} de la parada operativa al tiempo medio que transcurre desde que se produce la parada de las instalaciones hasta que vuelven a dar el pleno servicio. Para cada modo de parada, la duración media se puede obtener multiplicando la duración del intervalo, V_I , por la probabilidad de que se produzca el modo de parada en el intervalo de tiempo, p_{ij} , es decir, $\tau_{m,ij} = V_I * P_{ij}$. La duración media queda expresada en las unidades en que se exprese V_I . En la mayoría de los casos, V_I será un año. El número medio de paradas operativas, $N_{m,ij}$, en V_I , ocasionadas por el modo de parada operativa ij , es $N_{m,ij} = \frac{V_I}{\tau_{m,ij}}$

5.5.2.2 Duración Máxima Probable

Se define duración máxima, τ_{max} , de una parada operativa al tiempo máximo probable que transcurre desde que se produce la parada de las instalaciones hasta que vuelven a dar el pleno servicio.

5.6. Valores Admisibles

En esta sección se proporcionan valores admisibles de algunos de los valores requeridos para la aplicación de los criterios generales de proyecto.

5.6.1. Vida Útil Mínima

Se recomienda que la duración de la fase de servicio, V_m , sea, como mínimo, el valor consignado en la Tabla 5.2, como función del IRE, índice de repercusión económica de la obra marítima.

5.6.2. Duración de la Fase de Construcción

La duración de esta fase se determinará tomando en cuenta los medios técnicos y económicos necesarios, así como los procedimientos constructivos que en cada caso se establezcan para ejecutar la obra. En todas aquellas obras cuyo proceso constructivo implique la consolidación de suelos (cimientos, rellenos, núcleos de materiales sueltos), la duración mínima de la subfase correspondiente deberá ser tal que permita reducir las deformaciones posteriores a niveles tolerables por las estructuras que sobre él descansan.

5.6.3. Probabilidad de Falla del Tramo

Durante la vida útil, la probabilidad de falla de un tramo para cualquier modo de falla no debe superar los valores mostrados en la Tabla 5.3, como función del ISA. Obsérvese que la probabilidad de falla máxima cambia un orden de magnitud al cambiar el índice de impacto social y ambiental, de pequeño a moderado, y de éste a alto. Para las obras marítimas cuyo índice de impacto social y ambiental es máximo, es decir, 84, la probabilidad de excedencia se sitúa en 10^{-4} , que es el orden de magnitud de la máxima probabilidad de falla admitida en las obras de edificación y civiles con alto riesgo de pérdida de vidas humanas en el caso de ocurrir su falla.

Durante la fase de proyecto servicio, la probabilidad de falla, $p_{f,ELs}$, de la obra marítima para cualquier modo de falla no podrá exceder los valores que se presentan en la Tabla 5.4 como función del carácter general de la obra.

Tabla 5.4 Probabilidad de Falla en los EL₅

| Fase de Servicio | | | | |
|------------------|--------|--------|---------|-------|
| ISA | Índice | | | |
| | < 5 | 5 - 19 | 20 - 29 | ≥ 30 |
| $P_{f,ELs}$ | 0.20 | 0.10 | 0.01 | 0.001 |

5.6.4. Operatividad Mínima

Para los casos en los cuales la operatividad mínima, r_o , de la obra en el intervalo de tiempo considerado, no haya sido especificada a priori, ésta será en la fase servicio, como mínimo, el valor previsto en la Tabla 5.5 como función del carácter operativo de la obra marítima

Tabla 5.5 Operatividad Mínima

| Fase de servicio | | | |
|------------------|------------|--------|------|
| IREO | Porcentaje | | |
| | ≤ 5 | 6 - 20 | > 20 |
| Operatividad | 0.85 | 0.95 | 0.99 |

Para aquellos casos en los cuales el número medio de ocurrencias, N_m , de modos de parada operativa de la obra en el intervalo de tiempo considerado no haya sido especificada a priori, éste será, en la fase servicio, como máximo, el valor que se muestra en la Tabla 5.6 como función del ISAO.

Tabla 5.6. Número medio de paradas operativas, N_m

| Fase de Servicio | | | | |
|------------------|--------|--------|---------|------|
| ISAO | Indice | | | |
| | < 5 | 5 - 19 | 20 - 29 | ≥ 30 |
| Número | 10 | 5 | 2 | 0 |

El número medio de paradas operativas en el intervalo de tiempo se determina por el cociente de la duración del intervalo de tiempo considerado entre la duración media de la parada operativa. Debe tenerse en cuenta que esta duración media depende de la función de distribución del agente causante de la parada operativa. En el caso en que la parada operativa tenga una repercusión social y ambiental $s_{0,3}$, no deben ocurrir paradas operativas en el intervalo de tiempo.

Una vez producido un modo de parada operativa la duración máxima probable no podrá exceder el valor que se presenta en la Tabla 5.7 como función del carácter operativo de la obra.

En la Figura 5.1 se resumen los valores admisibles propuestos para su aplicación en el proyecto de las obras marítimas.

Tabla 5.7 Duración máxima admisible de la parada operativa (horas)

| IREO | ISAO | | | |
|--------|------|--------|---------|------|
| | < 5 | 5 - 19 | 20 - 29 | ≥ 30 |
| ≤ 5 | 24 | 12 | 6 | 0 |
| 6 - 20 | 12 | 6 | 3 | 0 |
| ≥ 20 | 6 | 3 | 1 | 0 |

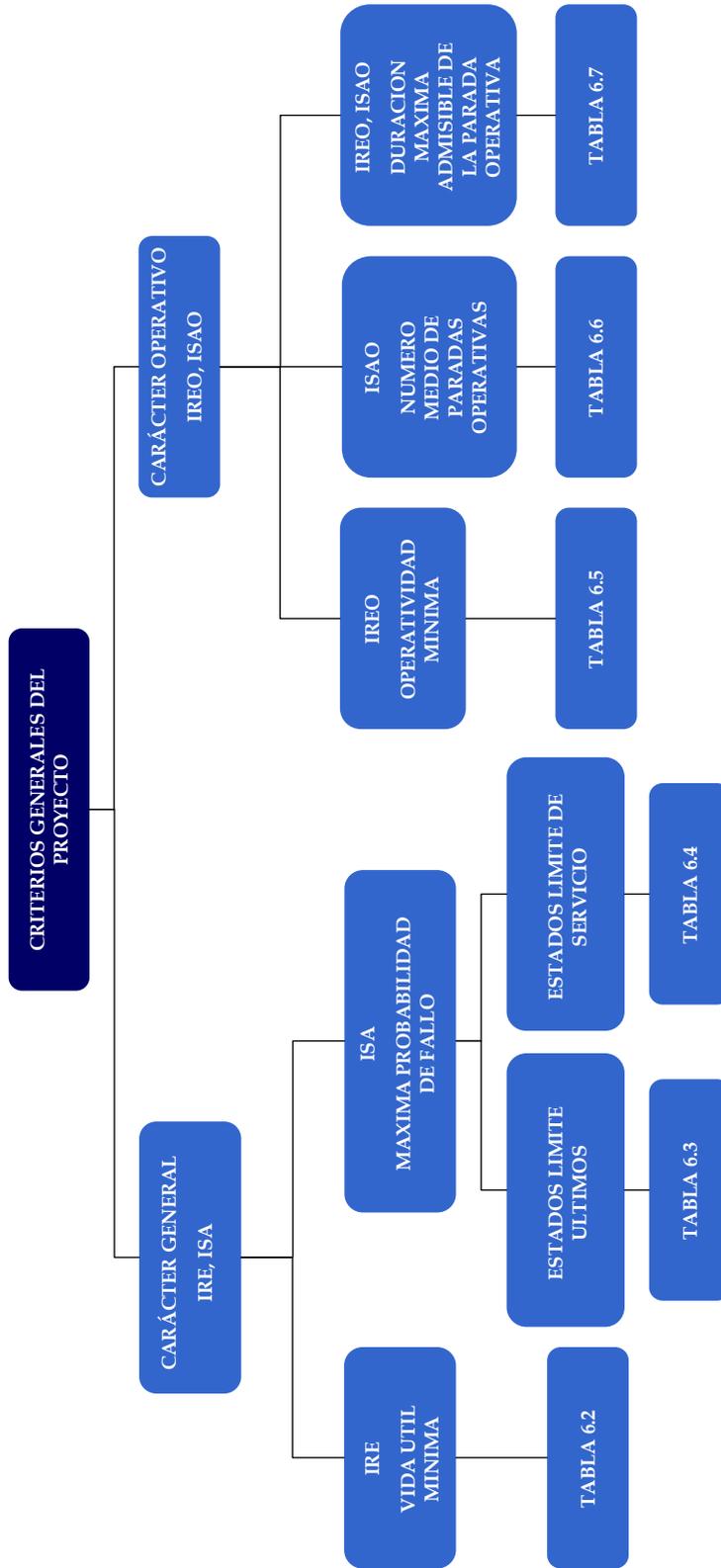


Figura 5.1 Criterios Generales del Proyecto

Lo anterior permite conocer el riesgo que corremos para cada nivel de intensidad de temporal (o su equivalente período de retorno) conocidos el régimen de temporales del lugar y la vida útil, o dicho de otra manera, conocidos igualmente el régimen de temporales y la vida útil, si admitimos un nivel de riesgo para nuestra obra, conoceríamos el nivel máximo de temporal admitido. Consecuentemente como vimos en el capítulo anterior, podríamos determinar la sección tipo de nuestra obra.

En definitiva, en las obras marítimas, cada sección que se proyecta aguanta un máximo de temporal, pero realmente al rompeolas pueden, de hecho, venir olas de cualquier altura, sólo depende de las condiciones meteorológicas del momento. Las olas más altas serán menos probables que vengan, pero siempre existe esa posibilidad. Por tanto, cualquiera que sea la solución que adoptemos siempre existe el riesgo de ser superada. Si queremos que éste sea muy pequeños tendremos que construir auténticas moles con un gasto económico impresionante. Sin embargo, no hay un riesgo que de antemano se pueda aceptar, ya que depende, entre otros factores, de la importancia de la obra.

En efecto, si comparamos un rompeolas proyectado para un destinado a un modesto puerto auxiliar para la ejecución de unas obras marítimas que enlazan una cantera, contra un rompeolas destinado a brindar protección al puerto más importante de la región, no puede aceptarse el mismo riesgo, ya que la destrucción del segundo implica una conmoción nacional, adoptando, como consecuencia, distinto *coeficiente de seguridad*. Por otra parte, la *duración* de la vida útil del mismo es muy distinta, ya que en el primer caso, el oleaje solo tiene importancia mientras dure la ejecución de las obras, por lo que podemos aceptar mayor riesgo.

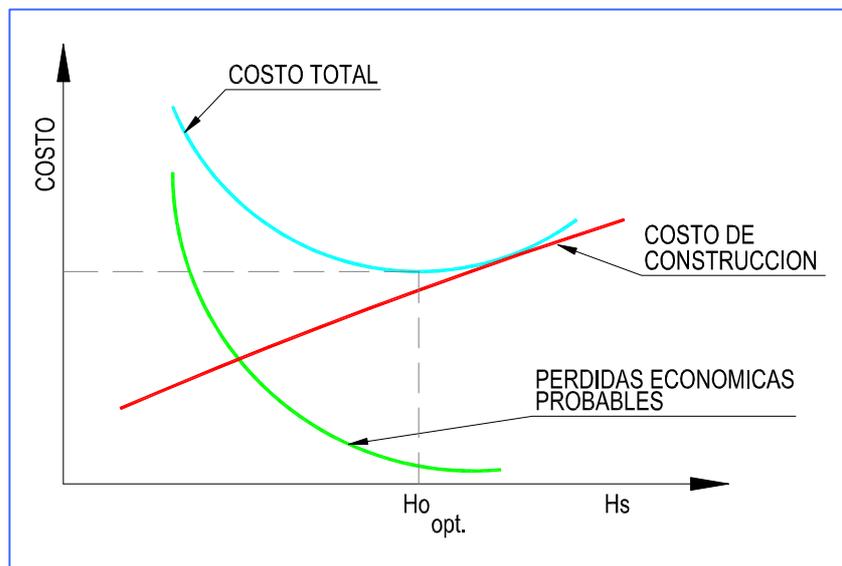
Este es el verdadero problema de este método tan sencillo: fijar el nivel de riesgo de nuestra obra.

Aunque es posible establecer de forma cualitativa los órdenes de seguridad o riesgo para diferentes circunstancias u obras, se deberá determinar de forma cuantitativa sus valores, es decir, se debe fijar cual es el nivel de riesgo admisible para la obra. Para ello no dispone más que del conocimiento de los niveles de riesgo comúnmente adoptados en otras ramas de la ingeniería y de la experiencia existente en la realización de obras marítimas. Conviene señalar a este respecto, que al hacer la comparación con los riesgos adoptados en otro tipo de obras, hay que tener en cuenta una serie de consideraciones para que esta comparación sea homogénea. La aplicación de coeficientes de seguridad en las diferentes fases del cálculo equivale a la adopción de riesgos efectivos inferiores.

5.7. Estudio Económico de la Sección Tipo

El diseño de un rompeolas lo consideramos óptimo cuando de él resulta una estructura para la cual la inversión total realizada durante su vida útil es mínima. Se entiende por inversión total la suma del costo de construcción del rompeolas más el valor de las pérdidas económicas debidas a averías o destrucción de la obra, ver Figura 5.2. Estas pérdidas económicas incluyen además de las debidas a la reparación o reconstrucción del rompeolas, los daños ocasionados a los bienes defendidos, las pérdidas debidas a una posible paralización del puerto, etc.

Figura 5.2 Relación de Costo del Rompeolas – Altura de Ola Significante



Como se puede observar en la Figura 5.2, el costo de construcción es directamente proporcional a la altura de ola de cálculo, H_o , mientras que las pérdidas económicas previsibles son función inversa de H_o . De acuerdo con la definición dada de diseño óptimo, la altura de ola de cálculo será la correspondiente al mínimo de la curva de costos totales.

CAPÍTULO

6

APLICACIÓN DE
LA METODOLOGÍA
DE DISEÑO DE
ROMPEOLAS EN
TALUD

6 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE ROMPEOLAS EN TALUD

Como se comentó en los capítulos anteriores, este tipo de obras de protección deben ser seguras y fiables durante el tiempo de su vida útil, es decir, el lapso que vaya a permanecer en servicio. Para lograrlo debe ser proyectada y construida de forma que permita el desarrollo de las actividades económicas, repercutiendo socialmente e interfiriendo lo menos posible con el medio ambiente.

Dado lo anterior, en el presente capítulo, se desarrollarán las metodologías expuestas en este trabajo en lo relacionado con el diseño mecánico y la revisión bajo un análisis de riesgo. Lo anterior tiene como objeto verificar los estados para los cuales la obra deja de cumplir los requisitos operativos y de seguridad especificados y evaluar la probabilidad de que ocurran fallos en la vida útil de la obra.

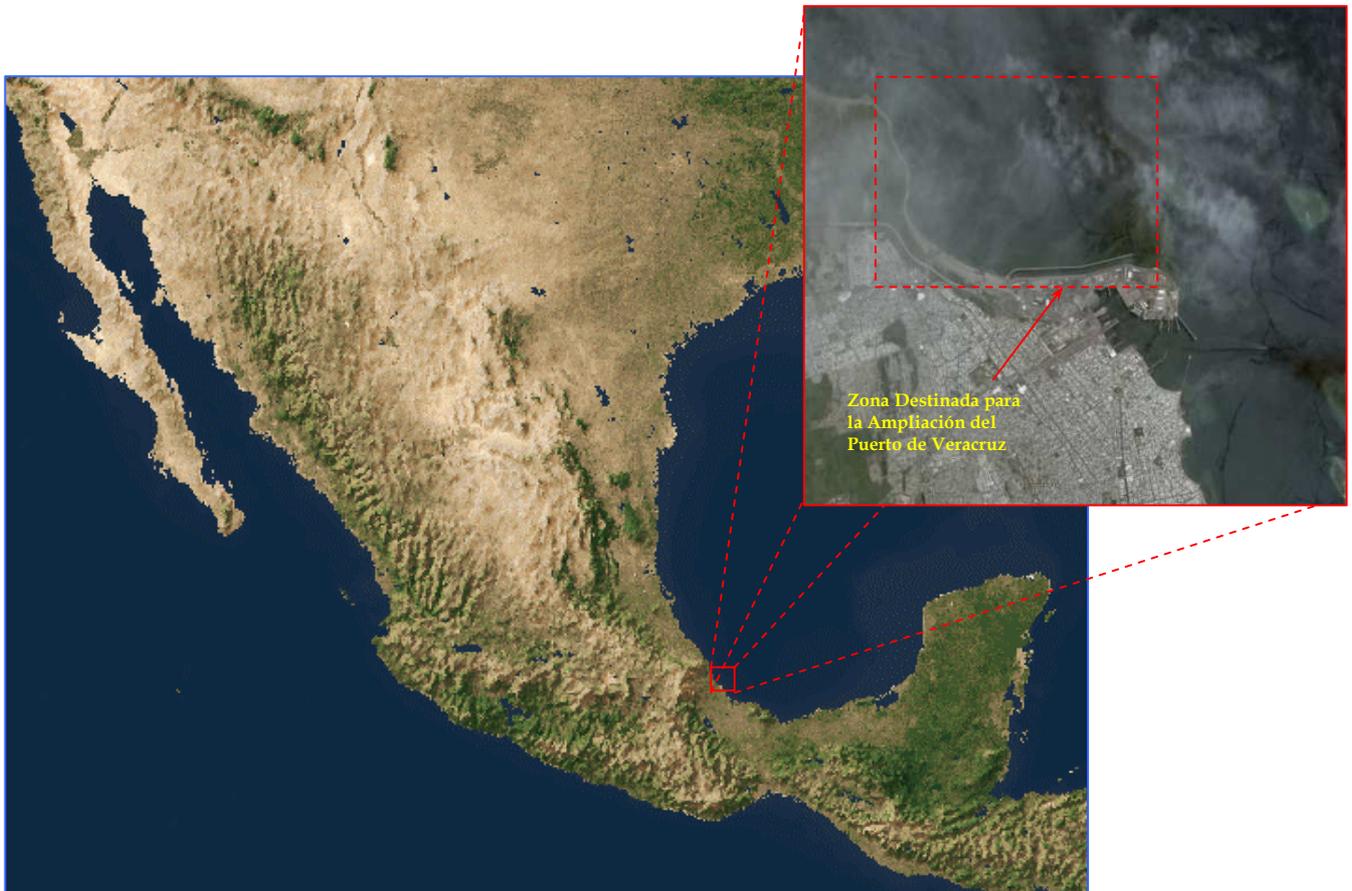
6.1. Caso de Aplicación: Diseño de la Obra de Protección para la Ampliación del Puerto de Puerto de Veracruz en Bahía de Vergara

6.1.1. Introducción

La transformación del sistema portuario nacional a través de la creación de las Administraciones Portuarias Integrales, ha logrado el desarrollo, autosuficiencia financiera y de gestión de los puertos y ha permitido la apertura a la participación de la inversión privada en la construcción y operación de infraestructura, terminales e instalaciones y en la prestación de servicios.

El Puerto de Veracruz es el mejor ejemplo a nivel nacional de desarrollo portuario bajo este sistema de organización y operación, el cual le ha permitido un desarrollo por encima del resto de los puertos nacionales, sin embargo, en la actualidad presenta problemas de capacidad tanto en áreas de agua como de zonas de almacenamiento derivadas de este desarrollo.

Considerando lo anterior, la Administración Portuaria Integral de Veracruz (APIVER), ha planteado la posibilidad de ampliar el puerto hacia la zona de Bahía de Vergara, ver Figura 6.1.



Fuente: Google Earth

Figura 6.1 Localización de la Ampliación del Puerto de Veracruz.

6.1.2. Generalidades

Si bien es cierto que el puerto de Veracruz es considerado el principal puerto comercial del país, actualmente enfrenta una grave limitante por la falta de espacios para la ampliación de su infraestructura portuaria, de servicios y de desalojo de mercancías.

El recinto portuario del puerto interior de Veracruz está actualmente delimitado por un polígono irregular en cuya área se han desarrollado las instalaciones del puerto comercial, en otras épocas de forma libre y en tiempos recientes, restringido por la ciudad que impide su crecimiento. En adición a este problema, desde la década pasada, el dinamismo del comercio mundial ha generado que los puertos sean puntos estratégicos comerciales, situación que se ha reflejado en el caso del Puerto de Veracruz

en un importante incremento de movimiento de carga de importación y exportación de la economía nacional e internacional.

Actualmente, la infraestructura portuaria presenta una grave problemática operativa para la mayor parte de las mercancías que son manejadas en el recinto portuario. Lo anterior es crítico ya que el Puerto de Veracruz se ha convertido en el principal abastecedor de productos y mercancías para las industrias y el consumo en una amplia región que abarca los estados de Nuevo León, Coahuila, Durango, Sinaloa, Jalisco y San Luís Potosí en el norte del país; Guanajuato, Aguascalientes, Querétaro, Hidalgo, Estado de México, Distrito Federal y Morelos en el centro, además de Veracruz, Puebla.

Las limitantes de crecimiento, el incremento del comercio portuario y la problemática operativa han generado congestionamiento en el movimiento de embarcaciones y carga, dando lugar a niveles altos de ocupación de muelles y a tiempos de espera considerables y, consecuentemente, a la reducción en la eficiencia, eficacia y competitividad del puerto.

Por ello, uno de los mayores retos que enfrenta el Puerto de Veracruz es el de mejorar su infraestructura portuaria, así como sus conexiones ferroviarias y de autotransporte, librando la zona urbana para evitar conflictos a futuro con la ciudad, alcanzando así condiciones de mayor competitividad y eficiencia.

Con estos antecedentes, en años recientes han sido estudiadas profundamente las opciones de crecimiento y ampliación del Puerto de Veracruz, evaluando diversos lugares en los cuales la logística intermodal permita el enlace y distribución eficiente de la carga. El sitio que mayores ventajas presenta para albergar el desarrollo de la ampliación del puerto de Veracruz está ubicado en la Bahía de Vergara, al norte del puerto actual; al proyecto de ampliación del puerto en ésta zona se le ha denominado *Ampliación Natural del Puerto de Veracruz*. Dichos estudios han dado como resultado el arreglo previo que se presenta en la Figura 6.2

6.1.2.1 Ampliación del Puerto

El arreglo en planta y distribución de los elementos en el nuevo puerto de Veracruz se rigen por estudios realizados con anterioridad. Este arreglo general cumple con los lineamientos siguientes:

- Optimizar la disposición en planta de las obras de protección para garantizar una operación segura



Fuente: Administración Portuaria Integral del Puerto de Veracruz, 2008

Figura 6.2 Planta General de la Ampliación del Puerto de Veracruz

- Brindar condiciones máximas de abrigo ante el oleaje para la etapa de construcción.
- Maximizar la operatividad en todas las terminales de la ampliación del puerto.
- Minimizar los efectos de sedimentación en las áreas operativas de la ampliación del puerto para evitar costos excesivos de mantenimiento y
- Evitar los impactos negativos al comportamiento de sedimentos en los sistemas naturales de la zona para minimizar la transferencia o generación de problemas ambientales en las zonas adyacentes

Es importante comentar que el desarrollo de la ampliación del puerto presenta, como primera prioridad, la puesta en servicio de nuevas terminales de contenedores.

Considerando lo anterior, las profundidades dentro del puerto se determinaron por los análisis realizados según el tipo de embarcación, el régimen de oleaje y de viento que se presenta en la zona. La revisión de las áreas de navegación permitió definir un arreglo base apropiado para la navegación de embarcaciones de gran porte que, se espera, en un futuro lleguen a la ampliación portuaria de Veracruz. La profundidad obtenida dentro del puerto es, según la embarcación de diseño y análisis realizados, de -17 m en el canal de acceso, -16 m en la zona de contenedores y de -14 m en las demás áreas, ver Figura 6.3.

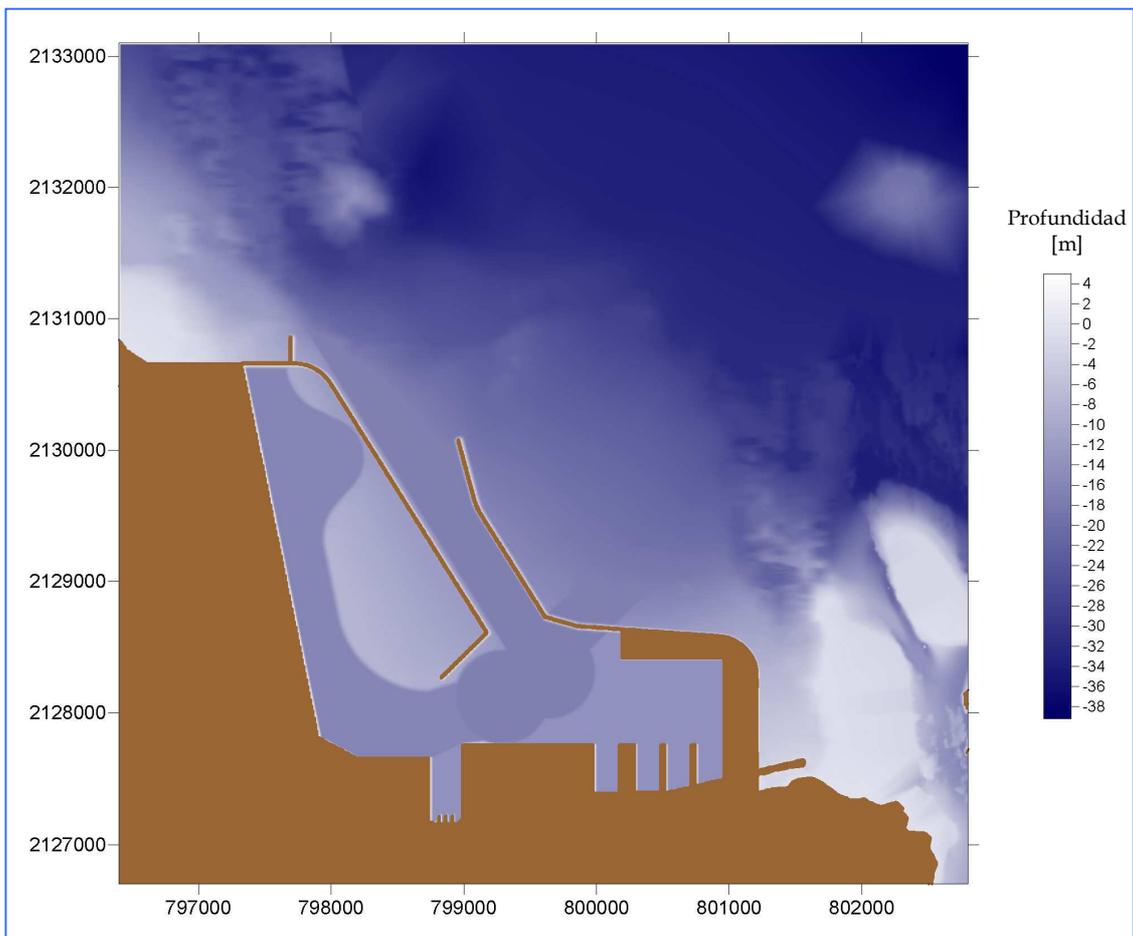


Figura 6.3 Modelo de la Planta General de la Ampliación del Puerto de Veracruz

6.1.3. Procesos Físicos

Sin duda alguna, los procesos costeros, en especial el oleaje, tienen una influencia importante en la futura ampliación del Puerto de Veracruz, en esta sección son caracterizados dichos procesos.

6.1.3.1 Corrientes

De la información disponible en relación a los patrones de circulación de las masas de agua oceánicas, se puede decir que las principales clases de corrientes que se pueden presentar son las asociadas a corrientes generales oceánicas, las inducidas por viento que son relativamente de corta duración, las generadas por oleaje y las producidas por la onda de marea.

Por lo que se refiere a las corrientes oceánicas que actúan en la zona del proyecto en Bahía de Vergara, se utilizaron los datos de un corrientímetro¹. Este equipo quedó instalado entre el 2005 al 2006, a una profundidad aproximada de -14,90 m (referido al NBMI), ver Figura 6.4.

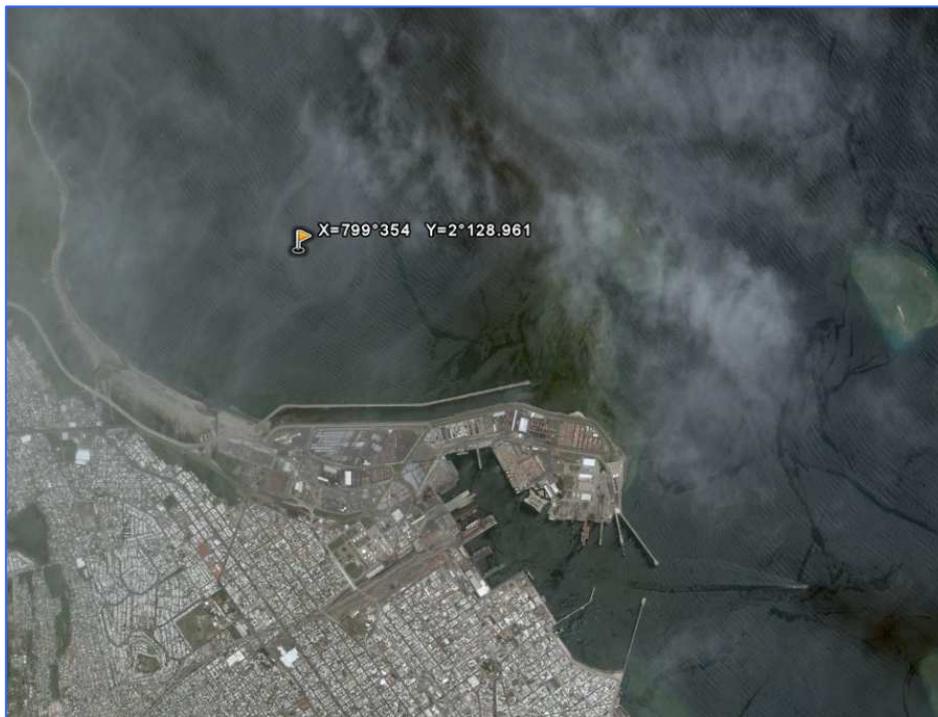


Figura 6.4 Localización del Equipo Oceanográfico Utilizado para las Mediciones de Oleaje y Corrientes en la Zona Norte del Puerto de Veracruz

¹ Corrientímetro S4 con sensor de presión marca InterOcean Systems, Inc., modelo S4ADW, con número de serie 06412582

Con base en lo anterior, la dirección mas frecuente para las corrientes es la dirección Nor-noreste (NNE) con 14.27%, seguida por la dirección Norte (N), Noreste (NE) y Este (E) con 12.66%, 8.36% y 7.81% respectivamente, en la Figura 6.5 se puede apreciar la distribución de la frecuencia.

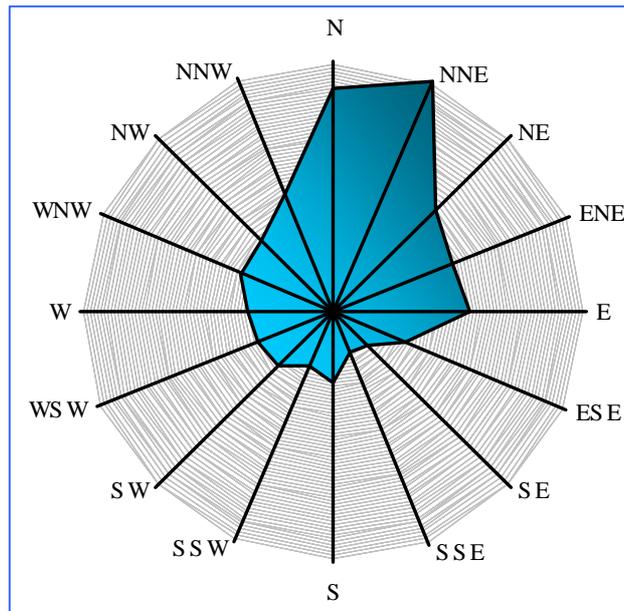


Figura 7.5 Incidencia anual de corrientes en Bahía de Vergara

La velocidad de mayor frecuencia es de 0.05 m/s con 48.85% de el total del registro, seguida respectivamente por las velocidades de 0.10 m/s y 0.15 m/s con 36.76% y 9.26%. La velocidad máxima registrada fue de 0.5 m/s para la dirección Este (E) durante el mes de noviembre de 2005.

6.1.3.2 Vientos

Uno de los fenómenos de mayor relevancia en la zona en estudio lo conforman los vientos. Para la realización de su análisis, fue recopilada información proveniente de la Estación Climatológica Veracruz, dependiente de la Comisión Nacional del Agua. Esta información comprende el registro de los valores medios mensuales del viento reinante y dominante en el período 1960-1997.

La Estación Veracruz está localizada en la parte sur de la zona conurbada que actualmente forman los municipios de Veracruz y Boca del Río. Al respecto de la localización, resulta importante mencionar que a pesar de que la estación está relativamente cerca del puerto y en condiciones similares de exposición al mar abierto, la urbanización de la zona provoca efectos locales en los registros, de tal forma que desde tiempo atrás es conocido que los datos de la estación Veracruz difieren con respecto a los valores de viento que se presentan en la zona del puerto; es decir, los vientos registrados en el puerto son mayores que los que registra la estación climatológica. Personal de la estación Veracruz indica que esta diferencia de magnitudes queda comprendida en un rango que va del 20 al 30%, porcentajes definidos con base en las mediciones que con anterioridad se efectuaban en el Acuario de Veracruz. Estos factores deberán considerarse para incrementar la magnitud de los registros de viento, aplicables fundamentalmente a rachas, al ser estas de mayor repercusión y efecto en las operaciones de la zona norte.

Por esta razón, la información de vientos que se analizó, ya considera un factor de incremento del 30%. A partir de esta información, se llevó a cabo un procesamiento de datos para posteriormente mostrarla de forma gráfica en rosas de vientos reinantes y dominantes.

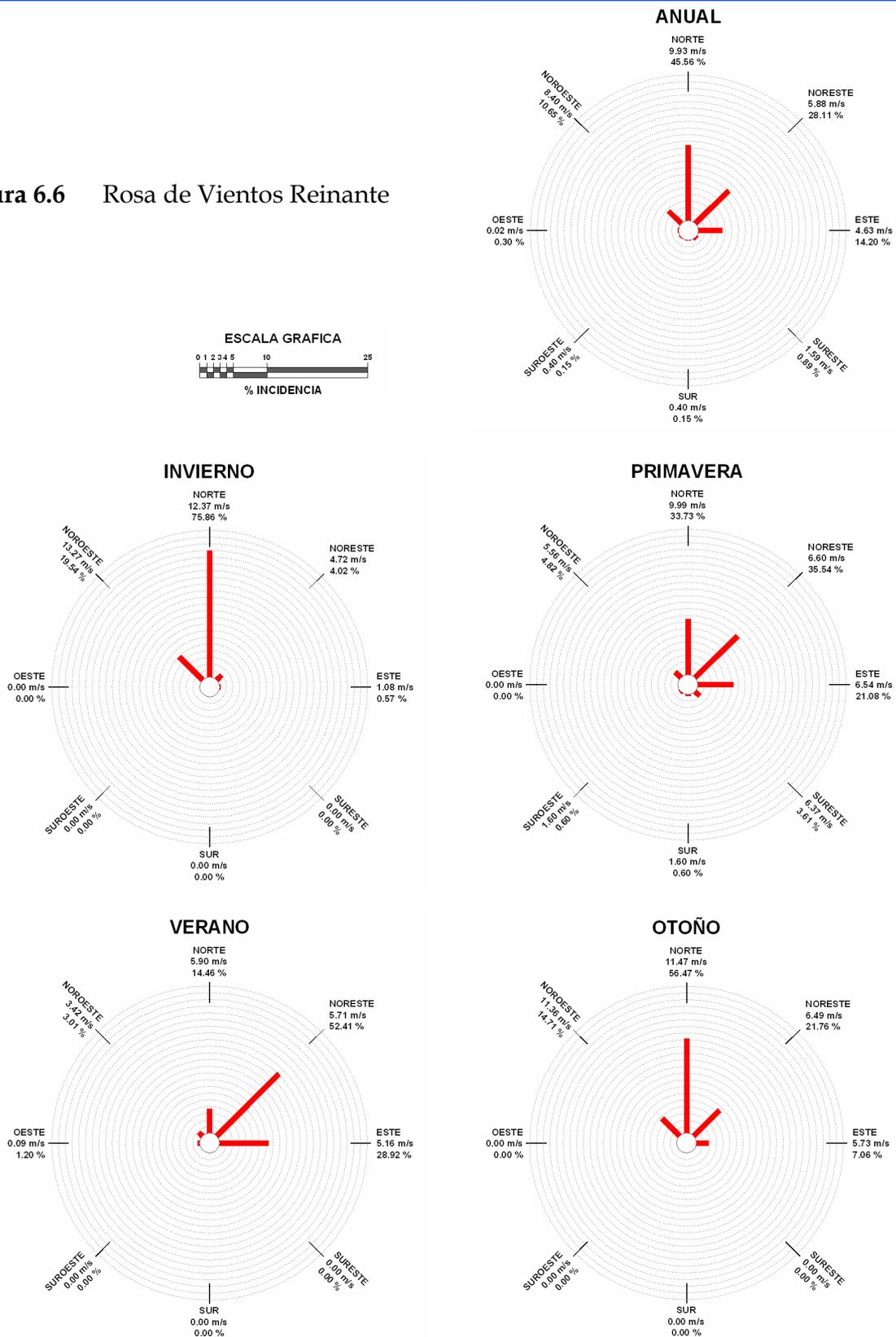
6.1.3.2.1 *Vientos reinantes*

Para el caso del viento reinante, es decir, aquel que se presenta con mayor frecuencia en la zona, fueron elaboradas las rosas de vientos en cuatro períodos estacionales y uno anual, mismas que están ilustradas en la Figura 6.6.

La observación de los registros ordenados de forma estacional nos indica que la temporada más activa, en lo que se refiere a este proceso físico, corresponde al invierno, donde la ocurrencia de nortes se manifiesta predominante con magnitud de 12.4 m/s (24.8 nudos ó 44.6 km/h), seguidos por vientos provenientes del noroeste con mayor magnitud, 13.3 m/s (26.6 nudos ó 47.9 km/h), pero menor frecuencia; asimismo, las componentes del noreste y del este, se manifiestan con menor influencia tanto en magnitud como en frecuencia.

Durante la primavera, los vientos son menos intensos y su distribución frecuencial se equilibra para el caso del cuadrante N-E, en donde las componentes provenientes del norte (9.9 m/s, 19.8 nudos, 33.7 %), del noreste (6.6 m/s, 13.2 nudos, 35.6 %) y del este (6.6 m/s, 13.2 nudos, 21.1 %) prácticamente representan las principales manifestaciones eólicas en la zona.

Figura 6.6 Rosa de Vientos Reinante



En el verano, los vientos se comportan de manera similar a la primavera y las mismas componentes varían en un rango comprendido entre los 5.9 a 5.2 m/s (11.8 a 10.4 nudos), pero el viento proveniente del noreste es mas frecuente, con un 52.4 % del total de observaciones.

Finalmente, durante el otoño, las componentes del noroeste y del norte alcanzan magnitudes mayores, es decir, 11.4 y 11.5 m/s respectivamente, resultando más frecuente el norte, con un 56.5% del tiempo de acción contra 14.7%. La componente del noreste nuevamente se manifiesta importante en presencia (21.8 %), pero con menor magnitud (6.5 m/s).

Estas manifestaciones estacionales quedan también representadas en las tendencias anuales, siendo las condiciones más significantes para ese período las mostradas en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Direcciones del Viento Reinante más Significantes.
Período Anual

| Dirección | Velocidad media (m/s) | Frecuencia (%) |
|-----------|-----------------------|----------------|
| Norte | 9.9 | 45.56 |
| Noreste | 5.9 | 28.11 |
| Este | 4.6 | 14.2 |
| Noroeste | 8.4 | 10.65 |

Fuente: Estación Meteorológica Veracruz. Servicio Meteorológico Nacional

Como puede apreciarse, resulta predominante el viento proveniente del norte, tanto en magnitud como en frecuencia, seguido en orden de ocurrencia por los vientos provenientes del noreste y este, aunque con menor magnitud media (5.9 y 4.6 m/s respectivamente); la componente proveniente del noroeste, de menor ocurrencia, resulta mayor en magnitud (8.4 m/s).

6.1.3.2.2 Vientos dominantes

Por lo que se refiere a la intensidad máxima de los vientos, fue elaborada una rosa de vientos dominantes considerando la intensidad mayor de este evento físico asociada a una dirección determinada, con base en valores medios mensuales proporcionados por la misma estación climatológica Veracruz. Las rosas de viento dominantes también fueron formuladas para cada uno de los períodos estacionales así como para el anual, mismas que están ilustradas en la Figura 6.7.

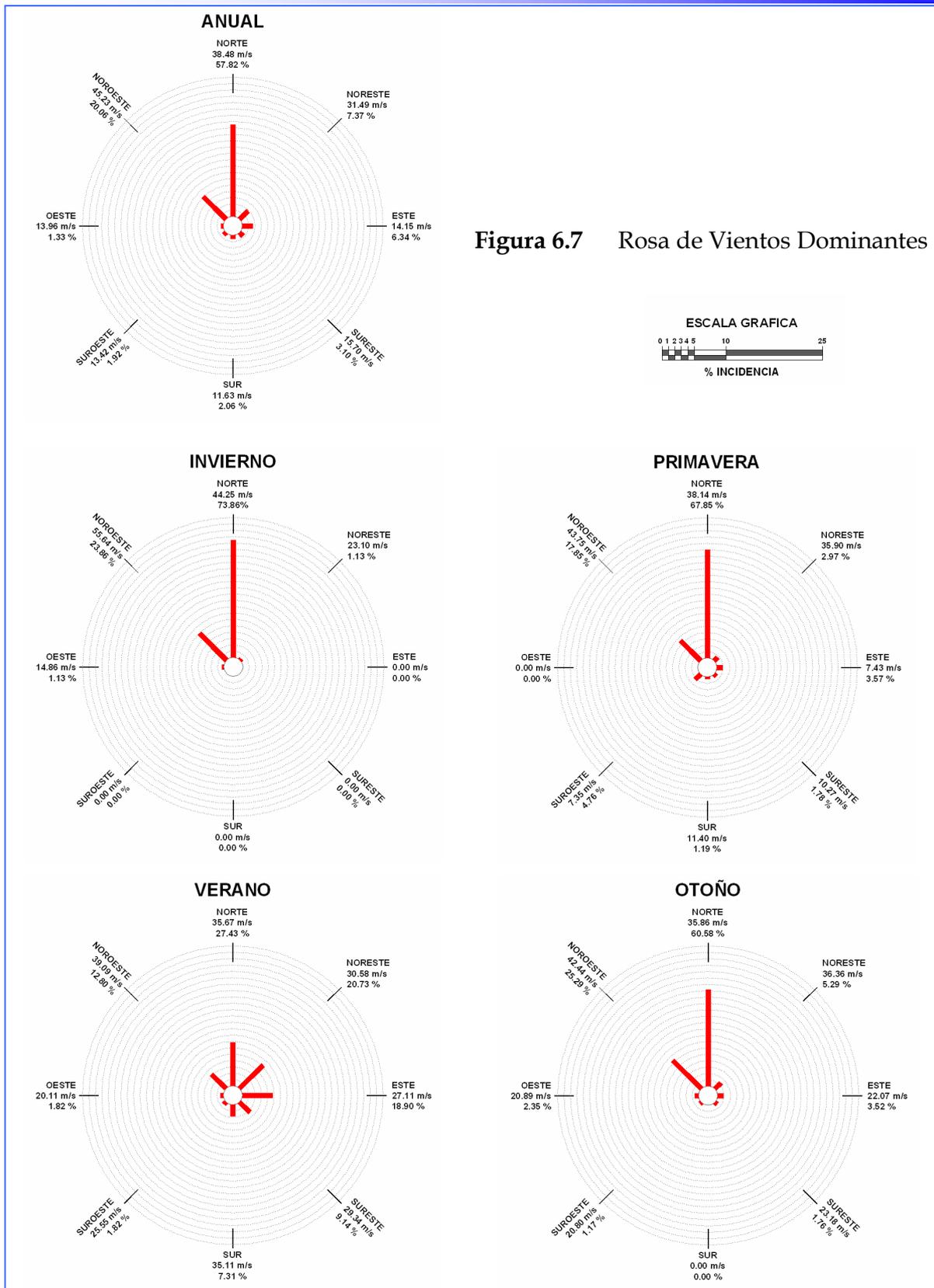


Figura 6.7 Rosa de Vientos Dominantes

La rosa de viento que corresponde al régimen anual, indica que los vientos más intensos corresponden a las direcciones Noroeste, Norte y Noreste, con velocidades de 45.23, 38.46 y 31.49 m/s respectivamente (90.5, 76.9 y 63.0 nudos), mientras que para el resto de las direcciones la intensidad de los vientos dominantes es del orden de 15.0 m/s (30.0 nudos).

6.1.3.3 Oleaje

El oleaje es uno de los factores físicos que más influyen en la zona costera y prácticamente cualquier proceso en esta zona está altamente influenciado por él. El diseño de una estructura marítima se rige principalmente por la energía que transmite la forma del oleaje. Por esto resulta de suma importancia el conocer las características del oleaje en la zona de estudio, siendo necesario basarse en mediciones confiables.

6.1.3.3.1 Oleaje normal

El régimen medio del oleaje se definió tomando como base la información publicada en la fuente denominada "Oceanographic Atlas of the North Atlantic Ocean (Sea and Swell)", la cual se procesó y analizó aplicando la distribución Rayleigh, obteniendo únicamente las alturas de ola representativas de la dirección Norte en el régimen anual que se indican en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Alturas de Ola Representativas en el Régimen Anual para la Dirección Norte.

| ALTURA DE OLA REPRESENTATIVA | PARAMETRO | VALOR (m) |
|--|-------------|-----------|
| Altura de ola máxima | H_{max} | 6.00 |
| Altura de ola centésima | H_{100} | 4.92 |
| Altura de ola milésima | H_{1000} | 4.28 |
| Altura de ola de probabilidad de excedencia 0.01 | $H_{1/100}$ | 3.78 |
| Altura de ola de probabilidad de excedencia 0.1 | $H_{1/10}$ | 2.88 |
| Altura de ola significativa | H_{m0} | 2.25 |
| Altura de ola media cuadrática | H_{rms} | 1.60 |

Fuente: Clima de Oleaje del Proyecto de Ampliación Natural Veracruz, Ver. (IMT)

A partir de los datos de las alturas representativas, se estimaron las alturas de ola máximas y significantes para un grupo de 100 olas, asociadas a varios períodos de retorno, cuyos resultados se presentan en la Tabla 6.3.

Con objeto de complementar las estadísticas del oleaje de la zona de estudio, se procesó y se analizó la información publicada por la Waterways Experiment Station

(WES) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica (USACE) correspondiente a las estaciones identificadas como WIS No. 107 y WIS No. 6. Dichas estaciones están localizadas cerca una de la otra en la zona de aguas profundas frente al puerto de Veracruz. En la estación WIS No. 107 (19° N, 95.5° W) se cuenta con datos del periodo 1976 a 1995, en tanto que la estación No. 6 (19.25° N, 95.5° W) tiene información de 1990 a 1999.

Tabla 6.3 Alturas de Ola Asociadas al Período de Retorno Para Oleaje Normal

| VALORES EXTREMOS DEL OLEAJE NORMAL | | |
|------------------------------------|--------------------------|------------------------|
| PERIODO DE RETORNO (AÑOS) | H _{mAx.} (m) | H _{m0} (m) |
| 1 | 6.00 | 3.94 |
| 2 | 6.14 | 4.03 |
| 5 | 6.33 | 4.15 |
| 10 | 6.47 | 4.25 |
| 50 | 6.78 | 4.45 |
| 100 | 6.91 | 4.54 |
| 1000 | 7.33 | 4.81 |

Fuente: Clima de Oleaje del Proyecto de Ampliación Natural Veracruz, Ver. (IMT)

En el marco del proyecto WIS (Wave Information Studies) el USACE ha utilizado un modelo numérico para reconstruir, a partir de registros históricos de presiones atmosféricas, una base de datos con información del oleaje correspondiente durante el periodo 1976 a 1999, en diversos puntos de una retícula de cálculo que cubre el Golfo de México. Los resultados del modelo numérico son calibrados utilizando mediciones directas de oleaje tomadas con boyas colocadas en alta mar, pertenecientes al Data National Buoy Center (DNBC), localizadas en puntos diversos del Golfo de México.

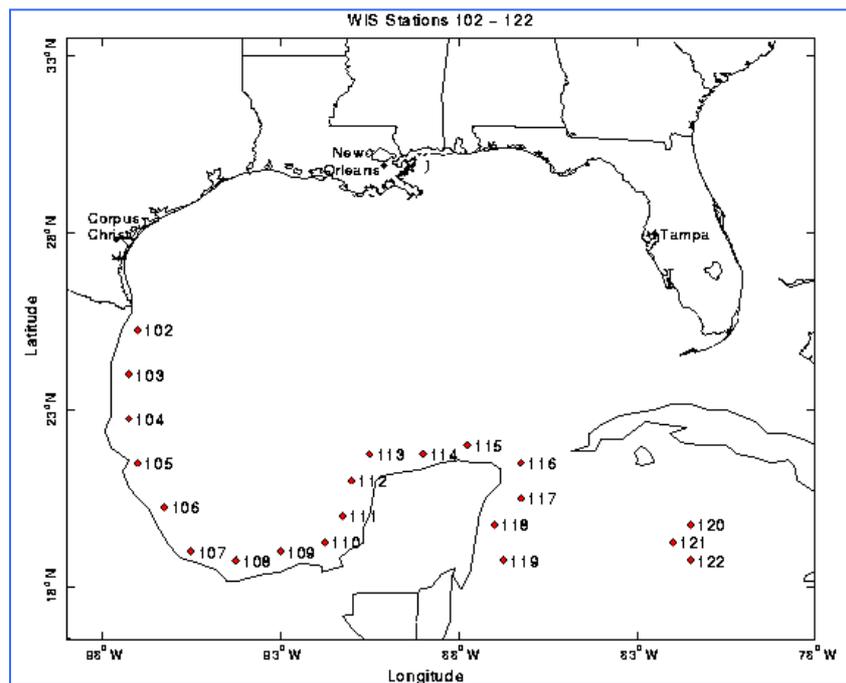
En la Figura 6.8 se muestra la localización de las estaciones WIS que tienen información de 1976 a 1995, y que están ubicadas en una retícula con 0.25 grados de separación entre los nodos de cálculo. Entre ellas se encuentra la estación No. 107, ubicada en la zona de alta mar frente al Puerto de Veracruz, que alcanza profundidades de 180 m. La estación No. 6 corresponde a otra retícula y se localiza aproximadamente 28 km al norte de la 107, en un punto con profundidad de 1320 m.

Los datos reportados por las estaciones WIS No. 107 y No. 6, se consideran representativas del oleaje de aguas profundas para la zona de estudio, en virtud de su cercanía a dicha área.

El resultado del análisis estadístico del oleaje medio anual de los datos reportados por el WIS para el período comprendido de enero de 1976 a diciembre de 1999, para las direcciones Norte, Norte 30 este y Norte 60 Este, fueron interpretados de la manera siguiente:

Para la dirección Norte, se observa que:

- La mínima altura de ola registrada es de 0.50 m.
- La altura de ola más frecuente es de 1.5 m.
- La máxima altura de ola registrada es de 8.0 m.
- El mínimo periodo del oleaje es de 3 a 4 s.
- El período de ola más frecuente es de 5 s.
- El período de ola máximo registrado es de 14 s.



Fuente: WIS (Wave Information Studies)

Figura 6.8 Localización de las Estaciones WIS en el Golfo de México.

Para la dirección N 30° E, se observa que:

- La mínima altura de ola registrada es de 0.50 m.
- La altura de ola más frecuente es de 1 m.
- La máxima altura de ola registrada es de 6.0 m.
- El mínimo periodo del oleaje es de 3 a 4 s.
- El período de ola más frecuente es de 4 s.
- El período de ola máximo registrado es de 16 s.

Para la dirección N 60° E, se observa que:

- La mínima altura de ola registrada es de 0.50 m.
- La altura de ola más frecuente es de 1 m.
- La máxima altura de ola registrada es de 6.0 m.
- El mínimo periodo del oleaje es de 3 a 4 s.
- El período de ola más frecuente es de 4 s.
- El período de ola máximo registrado es de 14 s.

Con base en los datos de oleaje antes mencionados, el Clima Marítimo representativo para el área de estudio (Bahía de Vergara), puede quedar representado con las alturas de ola asociadas a distintos periodos que se muestran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Condiciones de Clima Marítimo.

| Dirección | Ocurrencia (%) | Altura de Ola (m) | Periodo (s) |
|-----------|----------------|-------------------|-------------|
| N | 24 | 1.50 | 6.03 |
| | | 4.50 | 7.71 |
| | | 2.25 | 9.46 |
| | | 5.50 | 11.37 |
| N30E | 35 | 1.50 | 5.97 |
| | | 4.50 | 8.00 |
| | | 2.25 | 9.41 |
| | | 5.50 | 11.62 |
| N60E | 40 | 1.50 | 2.29 |
| | | 4.50 | 7.67 |
| | | 2.25 | 9.40 |
| | | 5.50 | 10.00 |

Fuente: Estudios en modelos hidráulicos para definir los proyectos constructivos de los rompeolas de protección de la ampliación del Puerto de Veracruz, Ver., Estudio en Modelo Hidráulico de Agitación del Oleaje, Instituto Mexicano del Transporte, 2002.

6.1.3.3.2 Oleaje ciclónico

La región donde se localiza la futura ampliación del Puerto de Veracruz, está expuesta a perturbaciones atmosféricas de gran magnitud. Los efectos resultantes de estas perturbaciones son la presencia de oleaje de gran magnitud, mayor al normal y sobre elevaciones temporales del nivel medio del mar generados por el empuje del viento ciclónico sobre la superficie del agua (marea de tormenta), ver Figura 6.9.



Fuente: Consultoría Yáñez-Taylor S.A. de C.V., 2008

Nota: Categoría calculada de acuerdo con la escala de Saffir-Simpson, al ingreso a tierra: H1 (119 a 153 km/h); H2 (154 a 177); H3 (178 a 209); H4 (201 a 249); H5 (> a 250)

Figura 6.9 Ciclones Tropicales que han Penetrado al Territorio Nacional (1980-2008)

Para caracterizar los eventos y fenómenos meteorológicos de naturaleza extrema que se han presentado durante los últimos años en las proximidades de la zona de estudio, se recurrió a la búsqueda de información sobre los fenómenos con trayectoria e intensidad potencial para generar afectaciones dentro del área del Puerto de Veracruz.

Con base en información de registros meteorológicos que abarcan un periodo de 48 años (período de 1960 al 2008), fue realizado un análisis de eventos extremos actuando sobre el lugar, que van desde las depresiones tropicales hasta los huracanes de nivel 5 en la escala de Saffir-Simpson.

Asimismo, con el objetivo de determinar las características del oleaje ciclónico (altura y período) y de su decaimiento, se realizó un análisis de las trayectorias, de los registros de presión y velocidad de viento, se implementó el método del Huracán Standard, para determinar las características del oleaje que potencialmente pudo haber generado el evento meteorológico.

En este periodo, se identificaron y analizaron 83 eventos extremales en el Golfo de México cuyas trayectorias en algún momento pasaron cerca del punto de interés.

Del total de los eventos extremales, las tormentas y depresiones tropicales, representan el 35.71% de ocurrencia (ver Figura 6.10), las cuales no han representado un peligro potencial para la zona de estudio.

Por otra parte, es importante comentar que la mayor incidencia de eventos ha sido de huracanes, los cuales representan 34.52% de los eventos, de este total, el 2.4% corresponde a huracanes de categoría 5 los cuales, a lo largo de la historia, han representado un peligro potencial para la zona de proyecto.

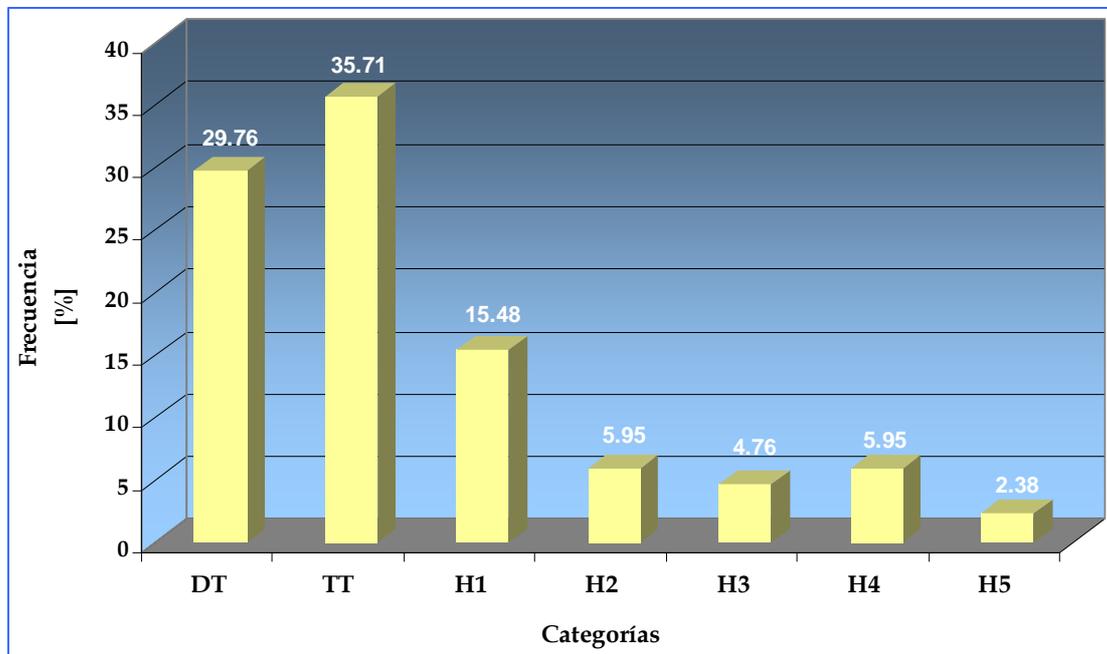


Figura 6.10 Frecuencia de Huracanes en el Golfo de México que han Tenido Influencia en la Zona de Estudio

El análisis realizado permitió identificar 10 eventos extremos y sus oleajes asociados. De éstos, los huracanes que en el pasado han tenido mayor influencia en el puerto son Roxanne (1995), Inga (1961) y Diana (1990) y en años más recientes, Stan (2005), Dean y Lorenzo (2007) y Dolly (2008).

Ahora bien, al comparar los resultados obtenidos no se observa, por un lado, una tendencia clara, y por otro, es conveniente definir un modelo que asocie a la altura de ola con la probabilidad de excedencia y período de retorno.

Para definir la relación entre altura de ola y su distribución en el tiempo, a cada conjunto de resultados se le aplicó la metodología del periodo de retorno asociado a valores máximos registrados. Las dos series de datos (altura de ola-período de retorno) fueron procesadas mediante un modelo de ajuste en función de la menor desviación estándar correspondiente al modelo de Ajuste por Distribución Gumbel. La Figura 6.11 presenta el ajuste de las dos series de datos.

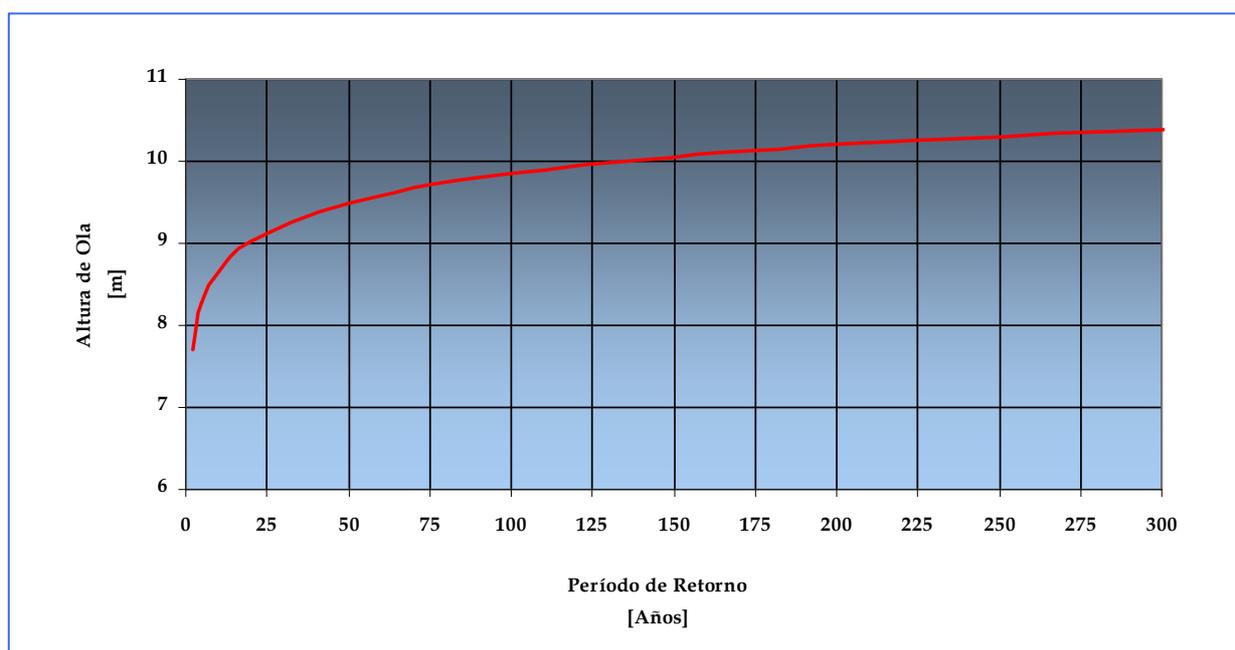


Figura 6.11 Ajuste de Altura de Ola-Período de Retorno

6.1.3.4 Marea Astronómica

Los principales niveles de marea correspondientes a la zona se obtuvieron de las Tablas de Predicción de Mareas del Golfo de México y el Caribe 2007, editadas por la Secretaría de Marina. Del análisis de estas tablas se obtiene que el régimen de marea en el Puerto de Veracruz es de tipo mixta diurna, con amplitud media de 0.52 m y amplitud máxima de 1.67 m. (ver Tabla 6.5)

Tabla 6.5 Niveles Principales de Marea en el Puerto de Veracruz.

| Planos de Marea | [m] | [ft] |
|---------------------------------|--------------|--------|
| Pleamar Máxima Registrada | 0.800 | 2.625 |
| Nivel de Pleamar Media Superior | 0.423 | 1.388 |
| Nivel de Pleamar Media | 0.392 | 1.286 |
| Nivel Medio del Mar | 0.208 | 0.682 |
| Nivel de Bajamar Media | 0.000 | 0.000 |
| Nivel de Bajamar Media Inferior | -0.101 | -0.331 |
| Bajamar Mínima Registrada | -0.870 | -2.854 |
| Carrera de Marea Máxima | 1.670 | 5.479 |
| Carrera de Marea Media | 0.524 | 1.719 |
| Tipo de Marea | Mixta Diurna | |
| Nivel de Referencia | NBM | |

Fuente: Secretaría de Marina. Tablas Numéricas de Predicción de Mareas Golfo de México y Mar Caribe 2007.

6.1.3.5 Marea de Tormenta

Por lo que respecta a la marea de tormenta, se utilizó el método descrito en el Shore Protection Manual, para calcular la sobre-elevación del nivel del mar para los valores medio y máximo de las alturas de ola correspondientes al período de 50 años, las cuales también corresponden al régimen extremal del oleaje más desfavorable.

En las Tablas 6.6 y 6.7 se presentan los resultados del cálculo de las sobre-elevaciones del nivel del mar por marea de tormenta, el cual se realizó con las siguientes consideraciones:

- El cálculo correspondiente al valor máximo de la altura de ola se redondeó de 11.94 m a 12 m.
- Se consideraron las direcciones N, N 30° W y N 45° W como direcciones representativas del oleaje originado por los ciclones analizados en la referencia consultada.
- La sobre-elevación del nivel del mar por marea de tormenta indicada en las Tablas 6.6 y 6.7, tienen añadida la altura de la marea astronómica (0.522 m) como condición conservadora, debiéndose haber considerado la amplitud de la misma (0.261 m) para el caso menos conservador.

Tabla 6.6 Sobre-elevación del Nivel del Mar por Marea de Tormenta en la Zona de Estudio, para a Altura de Ola en Aguas Profundas de 9.60 m Relacionada con el Período de 50 años

| DIRECCION DEL OLAJE | H _o (m) | T _o (s) | SOBRE-ELEVACIÓN DEL NIVEL DEL MAR (m) |
|--|--------------------|--------------------|--|
| N | 9.60 | 15 | 3.06 |
| N 30° W | | | 3.00 |
| N 45 W | | | 2.86 |
| Sobre-elevación Promedio del Nivel del Mar | | | $\overline{\Delta Z_t} = 2.97 \text{ m}$ |

Fuente: Clima de Oleaje del Proyecto de Ampliación Natural Veracruz, Ver. (IMT)

Tabla 6.7 Sobre-elevación del Nivel del Mar por Marea de Tormenta en la Zona de Estudio, para a Altura de Ola en Aguas Profundas de 12.00 m Relacionada con el Período de 50 años

| DIRECCION DEL OLAJE | H _o (m) | T _o (s) | SOBRE-ELEVACIÓN DEL NIVEL DEL MAR (m) |
|--|--------------------|--------------------|--|
| N | 12.00 | 17.5 | 3.45 |
| N 30° W | | | 3.38 |
| N 45 W | | | 3.08 |
| Sobre-elevación Promedio del Nivel del Mar | | | $\overline{\Delta Z_t} = 3.30 \text{ m}$ |

Fuente: Clima de Oleaje del Proyecto de Ampliación Natural Veracruz, Ver. (IMT)

De acuerdo con los resultados señalados en las tablas anteriores, se desprende lo siguiente:

- Los máximos valores de sobre-elevación del nivel del mar por marea de tormenta se presenta para la dirección Norte del oleaje.
- La sobre-elevación promedio del nivel del mar por marea de tormenta, considerando el efecto del oleaje con altura de 12 m y 17.5 s en aguas profundas, es de 3.30 m respecto al Nivel de Bajamar Media (N.B.M).
- La sobre-elevación promedio del nivel del mar por marea de tormenta considerando el efecto del oleaje con altura de 9.60 m y 15 s en aguas profundas, es de 2.97 m respecto al Nivel de Bajamar Media (N.B.M).
- La máxima sobre-elevación del nivel del mar por marea de tormenta, es de 3.45 m respecto al Nivel de Bajamar Media (N.B.M).

- La mínima sobre-elevación del nivel del mar por marea de tormenta, es de 2.86 m respecto al Nivel de Bajamar Media (N.B.M).

6.1.3.6 Transporte de Sedimentos

Como parte de la caracterización de la zona de estudio, está el evaluar el comportamiento natural de los sedimentos en la zona donde se desarrollará la Ampliación del Puerto de Veracruz. Una vez que el comportamiento natural de los balances de sedimentos en la zona haya sido alcanzado, es necesario conocer cómo posiblemente se verá afectado el transporte de sedimentos, con las modificaciones que se realicen en la Bahía de Vergara asociada al desarrollo de la ampliación portuaria.

Para realizar la caracterización del movimiento de sedimentos, fue analizada la información disponible y proporcionada por APIVER. En particular, las campañas del “Análisis del comportamiento de la hidrodinámica de la Bahía de Vergara, en la zona Norte de Veracruz” y el “Estudio de Estudio de impacto del transporte litoral en las nuevas obras de ampliación del puerto de Veracruz y en la costa adyacente. (Alatec 2003)”, son referencias importantes.

La complejidad adicional que tiene este análisis es el hecho de que la zona de ampliación está ubicada en la zona del sistema arrecifal veracruzano, lo que implica mayores requerimientos de comprensión ante la convivencia de estos sistemas naturales con el movimiento de sedimentos, antes y después de la implementación de las obras de ampliación portuaria.

Los antecedentes de este tema en la zona son numerosos. De acuerdo a la información proporcionada por APIVER, muchos han sido los trabajos realizados para tratar de entender el fenómeno de transporte de sedimentos en la Bahía de Vergara, en el actual Puerto de Veracruz y sus alrededores. Sin embargo, el análisis objetivo realizado a estos antecedentes muestra que ninguno de los estudios ofrece resultados concluyentes. Esto se debe a que a pesar de que han sido realizados trabajos muy completos y con metodologías diversas y reconocidas -como la obtención de perfiles de playa a través de mediciones por un período de 4 años, de estudios de modelación hidrodinámica así como del potencial de sedimentación-, los trabajos previos no logran dar o comprometer una cifra asociada al balance de sedimentos.

6.1.3.6.1 *Identificación y análisis inicial de los sistemas naturales de transporte de sedimentos.*

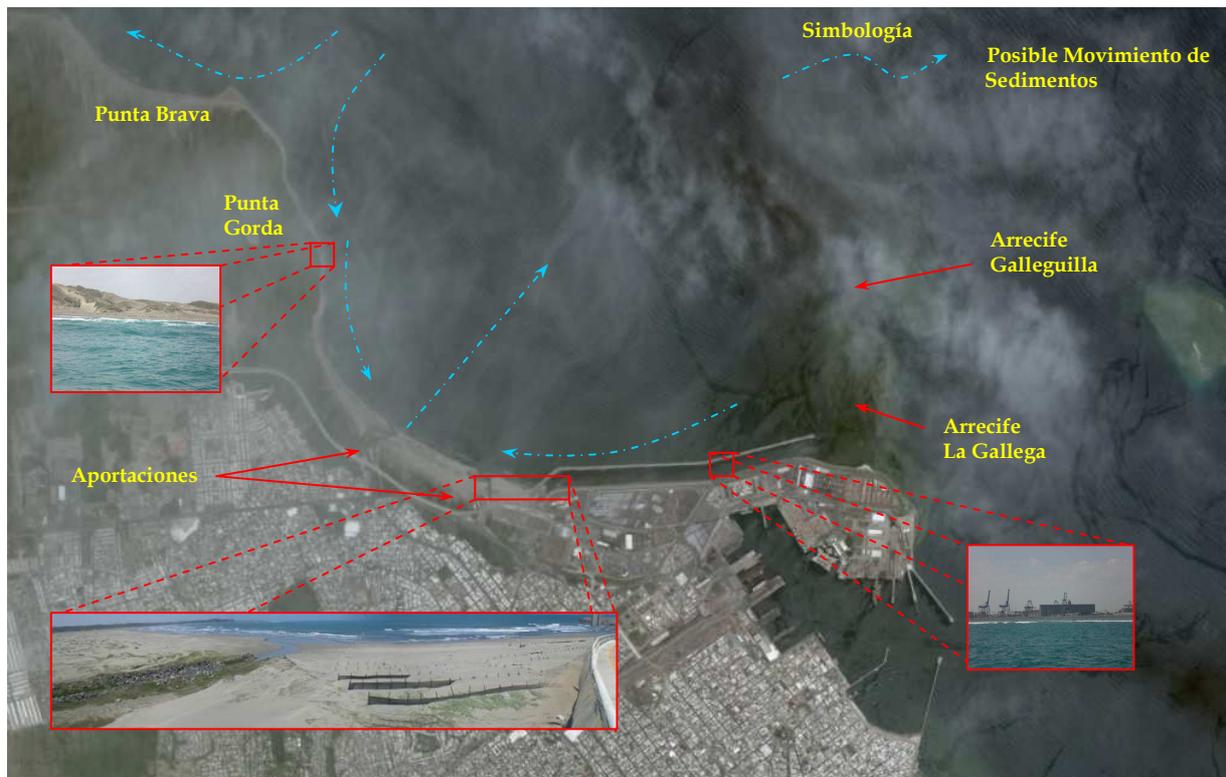
Para comprender cómo se comporta este fenómeno en la zona de proyecto, es necesario identificar inicialmente los sistemas naturales de movimiento de sedimentos existentes en la zona bajo la visión de un balance de sedimentos. La identificación fue realizada con base en la correlación de los procesos físicos existentes con la conformación de la costa y la tendencia apreciable de movimiento de sedimentos apreciable en las playas.

El objetivo de éste análisis básico es obtener una evaluación cualitativa de la manera en la que se mueve el sedimento, en función de los rasgos fisiográficos y morfológicos de la costa, identificando los sistemas naturales o establecidos del movimiento de sedimentos, los cuales están caracterizados por la existencia de aportaciones y pérdidas de sedimentos (aportaciones tales como descargas fluviales, transporte litoral y eólico, aportaciones de otros sistemas, etc., es decir, ganancia de sedimento al sistema, y pérdidas de sedimento movimientos de sedimentos a través de corrientes de retorno, migración de material a sistemas contiguos a través de corrientes paralelas a la costa).

La zona de estudio queda comprendida en la unidad natural limitada al noroeste por Punta Gorda y el arrecife de barrera ubicado frente a sus costas; al sureste, está delimitado por los arrecifes de La Gallega, La Galleguita y el rompeolas norte; es decir, prácticamente cubre toda la Bahía de Vergara, ver Figura 6.12.

En ésta unidad natural es posible observar tres fuentes principales de aportación de sedimentos; dos de ellas son las descargas de la Planta de Tratamiento y el humedal del Estero Lagartos y la otra es la aportación de sedimentos provenientes de la extensa playa ubicada en la margen derecha del delta del Río La Antigua (localizada en parte noroeste de la zona de estudio).

De acuerdo con los resultados de hidrodinámica del modelo MOPLA presentados por la CFE en el año 2006, las corrientes asociadas al oleaje independientemente de la dirección que presenten, originan una corriente paralela al arrecife de Punta Gorda; asimismo, el mismo régimen del oleaje provoca una corriente en sentido opuesto, influenciada por la configuración de la bahía, el arrecife de La Gallega y el rompeolas Norte; ambas corrientes viajando en direcciones opuestas confluyen en la parte media de la Bahía de Vergara y generan una corriente perpendicular a la costa, que muy posiblemente lleva los sedimentos existentes en la zona hacia aguas mas profundas en la misma bahía.



Fuente: Elaboración Propia, en Imágenes de Google Earth, 2008

Figura 6.12 Sistema Natural Identificado de Movimiento de Sedimentos en la Zona de Estudio

Otra de las características importantes es que está influenciada de manera importante por el régimen de oleaje, sobre todo el correspondiente a los eventos tipo norte, los cuales generan oleaje de altura importante que se propaga e incide de manera franca cuando proviene del norte. Este tipo de oleaje también provoca el mismo comportamiento descrito en el párrafo anterior.

El transporte litoral es opuesto en ambos lados de la Bahía de Vergara, presumiblemente más intenso en la parte oeste, desde Punta Gorda, por la configuración de la costa y la dirección de los oleajes frecuentemente más significativos y las direcciones más francas en los casos de oleaje extremo o asociado a nortes.

La identificación del movimiento de sedimentos es primordial, para limitar la zona de influencia del impacto de las obras en la Bahía de Vergara, en cuanto a transporte de sedimentos se refiere, sin embargo, no hay que perder de vista que se trata de un análisis básico el cual tiene que ser complementado con estudios que obtengan el balance de sedimentos de toda la zona.

6.1.4. Análisis de Riesgo

En este apartado se establecerá un procedimiento general y las bases de cálculo para verificar si es fiable frente a la seguridad, si es funcional frente al servicio y si está operativa frente al uso y la explotación la estructura propuesta de acuerdo a los criterios de las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM 0.0 *Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias, Parte I*).

6.1.4.1 Criterios Generales de Proyecto

Se debe verificar que la estructura de protección cumpla con la funcionalidad, operatividad y fiabilidad requeridas para el funcionamiento del sistema. Por tal motivo resulta trascendental definir y verificar el proyecto considerando los criterios de carácter general y carácter operativo desde del punto de vista de la seguridad, servicio, uso y explotación.

6.1.4.2 Carácter general

El carácter general de la obra marítima, se determinará considerando como modo principal de falla la pérdida de elementos del manto principal o coraza, es decir, se encuentra definido en función de la seguridad.

Para determinar el carácter general de la estructura es necesario evaluar “a priori” los índices de repercusión económica y de repercusión social y ambiental suponiendo la ocurrencia del modo de falla principal (pérdida de piezas en la coraza).

6.1.4.2.1 Índice de repercusión económica (IRE)

Este índice permite clasificar el grado de repercusión económica de la obra marítima como; baja, media o alta. El IRE se calcula mediante el uso de la expresión [6-1].

$$IRE = \frac{C_{RD} + C_{RI}}{C_o} \quad [6-1]$$

donde:

C_{RD} constituye el costo de las secuelas económicas ocasionadas por la reconstrucción del rompeolas. Es decir, evalúa el costo que se requiere para que el estado de la obra corresponda al original, después de la ocurrencia de la falla que se ha propuesto para evaluar el carácter general.

Aceptando que el costo del rompeolas por cada metro es de \$280,000.00 pesos

Tabla 6.8 Costo de los Rompeolas

| Rompeolas | Longitud total del rompeolas [m] | Costo Total |
|-----------|----------------------------------|---------------------|
| Oriente | 4,200 | \$ 1'166,517,282.00 |
| Poniente | 3,625 | \$ 1'006,815,511.25 |

En el caso del rompeolas Oriente, entonces:

$$C_{RD} = \$ 1'166,517,282.00 \text{ pesos} \quad [6-2]$$

C_{RI} Valora el cese de las actividades económicas relacionadas de forma directa con la falla del rompeolas. Generalmente este valor se determina mediante la evaluación del cociente que se expresa en la ecuación [6-3].

$$\frac{C_{RI}}{C_o} = C(A + B) \quad [6-3]$$

A valora el ámbito del sistema económico y productivo al que sirve la obra marítima. El Puerto de Veracruz es una muy importante puerta de acceso y salida de mercancías, por lo que su zona de influencia es de carácter nacional e internacional, razón por la cual el valor asignado para este coeficiente es 5.

El coeficiente B evalúa cualitativamente la importancia estratégica del sistema económico y productivo al que sirve la obra. Por las características del Puerto de Veracruz es posible, asignar a B un valor de 5.

Al coeficiente C se le ha asignado un valor de 2; pues al analizar la existencia de puertos alternos con capacidad suficiente como para recibir a carga en caso de un cese de actividades del Puerto de Veracruz, se encuentran únicamente los Puertos de Tuxpan y Coatzacoalcos, pues Tampico y Altamira se ubican a distancias considerables del recinto.

Después de considerar los factores que tienen influencia en la evaluación de los coeficientes A , B y C , es posible, determinar el valor del cociente de la expresión [6-3]:

$$\frac{C_{RI}}{C_O} = 2(5 + 5) = 20.0 \quad [6-4]$$

C_O Se conoce como parámetro económico de adimensionalización y depende de la estructura y el nivel económico del país donde se construye la obra, variando en consecuencia, con el transcurso del tiempo.

Se recomienda emplear un valor que corresponde a la mitad del costo de una obra que demande mediana inversión como el dragado de mantenimiento del puerto o la construcción de un muelle.

Para México el valor de este parámetro se encuentra entre uno y cinco millones de dólares dependiendo de la importancia del puerto. Entonces, el valor del parámetro económico de adimensionalización expresado en pesos vale:

$$C_O = 25,000,000.00 \text{ Pesos} \quad [6-5]$$

Entonces el valor del coeficiente que evalúa de forma cuantitativa la afectación de las actividades económicas relacionadas con la pérdida de piezas en el manto principal, es:

$$C_{RI} = 20(25,000,000.00) = 500,000,000.00 \quad [6-6]$$

Ahora, se encuentran dadas las condiciones que permiten la evaluación del Índice de Repercusión Económica.

$$IRE = \frac{C_{RD} + C_{RI}}{C_O} = \frac{1,166,517,282.00 + 500,000,000.00}{25,000,000.00} = 66.66 \quad [6-7]$$

De acuerdo con los criterios preestablecidos en las ROM 0.0, El tramo del rompeolas del proyecto de las obras de protección para la ampliación del puerto de Veracruz en la Bahía de Vergara tiene una repercusión económica alta, al presentar un $IRE > 20$.

6.1.4.2.2 Índice de repercusión social y ambiental (ISA)

Este índice estima de manera cuantitativa el impacto social y ambiental esperable en el caso de producirse la destrucción o pérdida de operatividad total de la obra marítima, valorando la posibilidad y alcance de:

Pérdida de vidas humanas, ISA_1 .

Daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico - artístico, ISA_2 .

La alarma social generada, ISA_3 .

Considerando que el fallo se produce una vez consolidadas las actividades económicas directamente relacionadas con la obra. El ISA se define por:

$$ISA = \sum_{i=1}^3 ISA_i \quad [6-8]$$

donde:

ISA_1 es el subíndice que evalúa la posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas.

Para el tramo considerado se asigna el valor de 3, que corresponde a un escenario en el cual la pérdida de vidas humanas o daños a personas es posible. Pues la estructura considerada brinda protección a diversas terminales marítimas, en las cuales se tienen contempladas operaciones de carga o descarga.

ISA_2 es función de la persistencia e irreversibilidad de daños al medio ambiente o en el patrimonio histórico - artístico se espera que la falla del tramo no afecte dichos rubros, por lo que se asigna el valor de 0.

ISA_3 asumiendo que no hay indicios de que pueda existir una alarma social significativa asociada al fallo de la estructura, se ha dispuesto un valor de 0 para este subíndice.

Como los subíndices que integran el Índice de repercusión Social y Ambiental dan un valor de 3, y dado que $ISA < 5$ se deduce que la falla no tiene repercusión social y ambiental significativa al ser mucho menor a 5.

6.1.4.3 Carácter Operativo

El carácter operativo de la obra marítima se otorgará a todos los tramos de la misma cuya reducción o cancelación de la explotación, dé lugar a repercusiones económicas, sociales y ambientales similares. En ese sentido se considera que el paro de operaciones lo ocasiona el rebase del rompeolas.

6.1.4.3.1 Índice de repercusión económica operativo (IREO)

El carácter operativo de la obra marítima se otorgará a todos los tramos de la misma cuya reducción o cancelación de la explotación, dé lugar a repercusiones económicas, sociales y ambientales similares. En ese sentido se considera que el paro de operaciones lo ocasiona el rebase del rompeolas.

Entonces el IREO, valora de manera cuantitativa los costos ocasionados con la parada operativa del tramo de obra. El indicador IREO, se valorará mediante la ecuación [6-9]:

$$IREO = F(D + E) \quad [6-9]$$

donde:

D Caracteriza la simultaneidad del periodo de la demanda afectado por la obra y con el periodo de intensidad del agente que define el nivel de servicio.

Se escoge el valor de 5, pues, asumiendo que el Puerto opera durante todo el año, existe una alta probabilidad de que los periodos de máxima demanda y la parada operativa coincidan.

E caracteriza la simultaneidad de uso de la demanda para el periodo de tiempo considerado. Por las condiciones expuestas en el párrafo anterior, se asume que la presencia del agente puede darse en momentos de demanda intensiva; $E = 3$.

F valúa la adaptabilidad de la demanda y del entorno económico al modo de parada operativa, entonces, debido a las características del Puerto de Veracruz, se puede considerar una adaptabilidad media, con valor 1.

Entonces, el valor del IREO del tramo es media, dado que:

$$IREO = F(D + E) = 1(5 + 3) = 8 \quad [6-10]$$

6.1.4.3.2 Índice de repercusión social y ambiental operativo (ISAO).

Este índice se calcula empleando la ecuación [6-11]

$$ISAO = \sum_{i=1}^3 ISAO_i \quad [6-11]$$

donde:

$ISAO_1$ es el subíndice que evalúa la posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas.

Para el tramo en análisis se asigna el valor de 0, que corresponde a un escenario en el cual la pérdida de vidas humanas o daños a personas es remoto. Pues en el tramo no se tienen contempladas operaciones de carga o descarga de embarcaciones.

$ISAO_2$ es función de la persistencia e irreversibilidad de daños al medio ambiente o en el patrimonio histórico - artístico se espera que la falla del tramo no afecte dichos rubros, por lo que se asigna el valor de 0.

$ISAO_3$ asumiendo que no hay indicios de que pueda existir una alarma social significativa asociada al fallo de la estructura, se ha dispuesto un valor de 0 para este subíndice.

La determinación del $ISAO$ es igual que la determinación del ISA (ecuación [6-8]), en la mayoría de las obras marítimas el $ISAO$ es nulo, pues una vez iniciada la parada operativa cesará la causa del impacto ambiental. Entonces el $ISAO$ es nulo.

6.1.4.4 Aplicación de los Criterios de Carácter General y Operativo

Con los índices de repercusión de carácter General y Operativo, es posible obtener, según las Recomendaciones para Obras Marítimas los criterios generales que han de definir el proyecto.

6.1.4.4.1 Determinación de la vida útil o fase de proyecto servicio

La duración de la fase de proyecto servicio debe ser mayor a 50 años, pues el Índice de Repercusión Económica ($IRE = 66.66$) calculado es mayor a 20.

El valor de la vida útil que se ha calculado en este apartado es el mínimo a emplear. Sin embargo, las ROM 0.0 proporcionan la flexibilidad de emplear otros criterios siempre que se justifiquen los métodos y no se ponga en riesgo el carácter operativo general al que se ha vinculado la falla de la estructura (en este caso, pérdida de piezas de la coraza).

6.1.4.4.2 Evaluación de la máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los Estados Límite Últimos (EL_U)

La probabilidad conjunta de falla (P_{fELU}) en la fase de servicio para los Estados Límite Últimos del rompeolas, frente a los modos de falla, determinada en función del valor del Índice de repercusión Social y Ambiental ($ISA = 0$) es de 0.20 asociada a $\beta_{ELU} = 0.84$ y representa la máxima probabilidad de fallo ante los Estados Límite Últimos.

6.1.4.4.3 Evaluación de la máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los Estados Límite de Servicio (EL_S)

La probabilidad conjunta de falla (P_{fELS}) en la fase de servicio para los EL_S del rompeolas del Puerto de Veracruz, frente a los modos de falla principales adscritos a los estados límite de servicio, determinado en función del valor del Índice de repercusión Social y Ambiental ($ISA = 0$) no debe exceder los valores dados por:

$$P_{fELS} = 0.20 \quad [6-12]$$

$$\beta_{ELS} = 0.84 \quad [6-13]$$

Cabe hacer mención que en los proyectos marítimos, en México, es poco frecuente calcular un tramo de obra frente a modos de falla adscritos a los EL_S .

6.1.4.4.4 Cálculo de la operatividad mínima

Durante la vida útil del proyecto, el valor mínimo aceptable de Operatividad en la fase de servicio se encuentra en función del $IREO$. Así las cosas, para el tramo, se tienen:

$$r_{f,ELO} = 0.95 \quad [6-14]$$

$$\beta_{ELO} = 1.65 \quad [6-15]$$

Los resultados de [6-14] y [6-15] indican que los fallos de operatividad no tienen repercusiones socio-ambientales relevantes. Sin embargo, es recomendable no sobrepasar los límites indicados.

6.1.4.4.5 Cálculo del número medio de paradas operativas en el intervalo de tiempo

Considerando como intervalo de tiempo un año, el número medio de ocurrencias (N_m) de todos los modos adscritos a los estados límite de parada será como máximo:

$$N_m = 10 \text{ Paradas operativas en un año} \quad [6-16]$$

Sin embargo, las ROM 0.0 recomiendan efectuar estudios económicos para determinar el número óptimo de paradas operativas cuando $ISAO < 5$, este es el caso del donde $ISAO = 0$. Pero se acepta como límite el dado por [6-16].

6.1.4.4.6 Determinación de la duración máxima del número de paradas

Otro aspecto importante dentro de los parámetros que definen el carácter operativo es la evaluación de la duración máxima de la parada, que en de acuerdo con los valores de $IREO = 8$ e $ISAO = 0$ correspondientes al rompeolas no podrá exceder de 12 horas.

En resumen, en la Tabla 6.9 se presentan los índices calculados de repercusión de carácter general y operativo, con los cuales obtendremos las recomendaciones y los criterios generales de proyecto.

Tabla 6.9 Resumen de Índices

| Carácter General | | Carácter Operativo | |
|------------------|-------|--------------------|---|
| <i>IRE</i> | 66.66 | <i>IREO</i> | 8 |
| <i>ISA</i> | 3 | <i>ISAO</i> | 0 |

Asimismo, es importante comentar que el valor de la vida útil que aquí se presenta, se considera el valor mínimo.

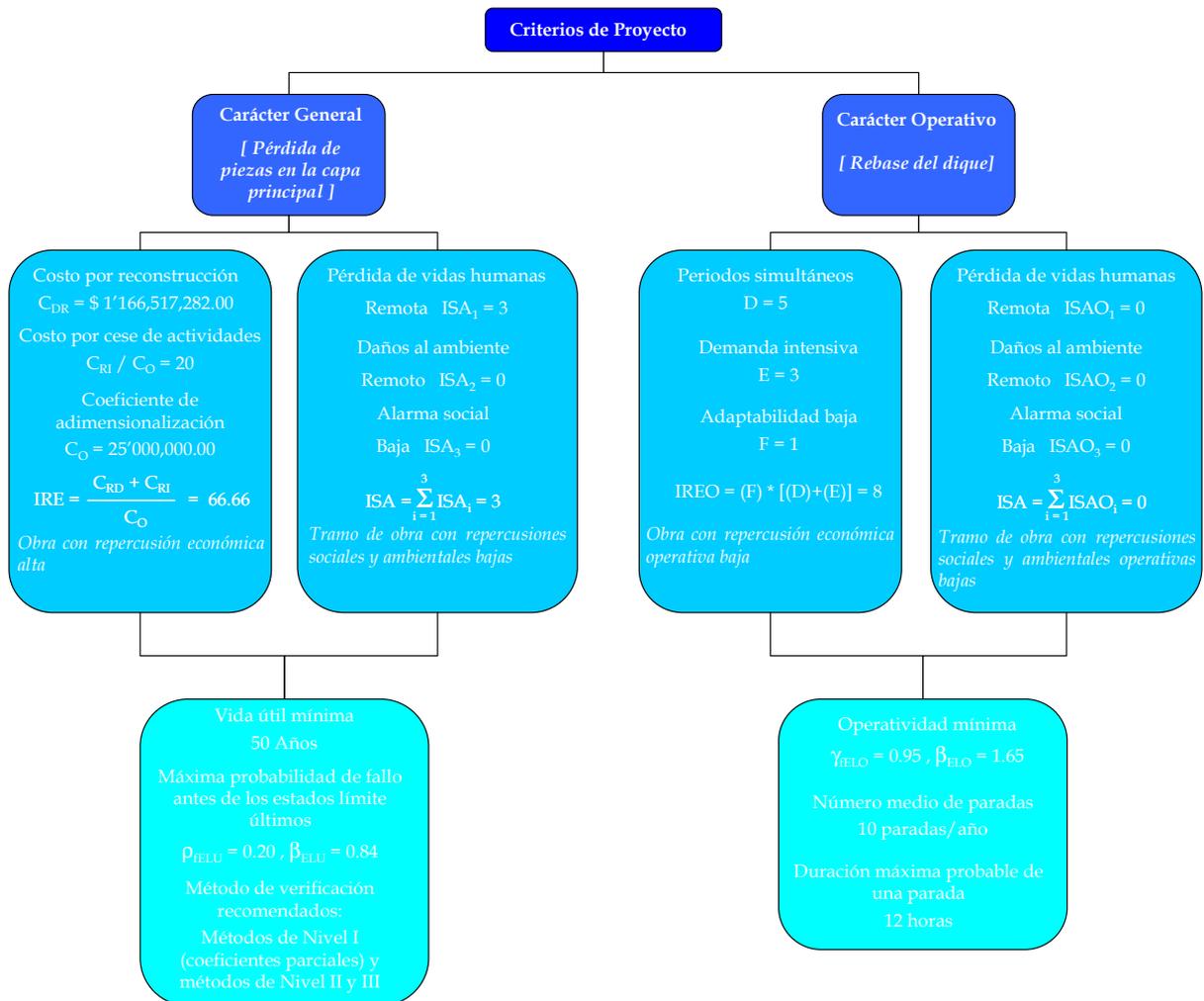


Figura 6.13 Resumen de Criterios Generales de Proyecto

6.1.4.5 Estados Límite de Proyecto

La definición de los estados límite que pueden presentarse en la vida útil del proyecto ayuda a determinar el dimensionamiento óptimo de la estructura verificando que cumpla con la probabilidad global máxima admisible, obtenida de los criterios de proyecto.

El objetivo de los criterios de proyecto es verificar que la estructura cumple con los parámetros para los cuales fue proyectada en todos y cada uno de los estados.

Se identifican tres conjuntos de estados límite relacionados con la seguridad estructural, el servicio y la explotación. Los dos primeros se denominan estados límite últimos y de servicio que definen los modos de falla en la estructura y la forma de la estructura. Los estados que describen el uso y la explotación se denominan estados límite operativos que están relacionados con la explotación de la obra, en los cuales no hay fallo estructural; es decir, una vez que cesa la causa de la parada, la estructura recupera totalmente los requisitos de explotación.

Ahora bien, es importante comentar que los modos de falla asociados a los estados límite de servicio, no suelen alcanzarse como resultado de un evento extremo, si no por el deterioro progresivo de su capacidad resistente y forma asociadas a las propiedades de los materiales de construcción y del terreno. De acuerdo con ello, es posible retrasar o impedir la ocurrencia del modo de fallo asociado al estado límite de servicio, mediante una adecuada planeación en los trabajos de conservación o mantenimiento. Por otra parte, los estados límite últimos y los estados últimos operativos, existen umbrales en los parámetros de diseño, los cuales, una vez superados, contribuyen significativamente a la probabilidad de falla.

Considerando lo anterior, para el caso de este trabajo se analizarán los estados límite últimos y los estados límite operativos con daños de una estructura en talud (ver Figura 7.14), asociados a la ocurrencia de agentes climáticos (por ejemplo, el oleaje) que pueden producir acciones estáticas y dinámicas sobre la estructura. La falla de una estructura debido al oleaje, se debe a que todos los estados de mar tienen una cierta probabilidad de producir daño, ya que en todos ellos hay una probabilidad de que se presenten olas mayores que las de diseño. Por consiguiente, se analizarán los casos siguientes:

- i. La pérdida de piezas en la coraza
- ii. La pérdida de piezas y estabilidad de la berma.
- iii. Fallas geotécnicas (superficie de desplante).

Es posible asumir que el único modo de falla que contribuye a la probabilidad máxima global ante los estados límite últimos es la extracción de piezas de la coraza, pues aun cuando existen otros modos de falla, es posible mitigarlos, por ejemplo;

- i. Para evitar el deslizamiento de la coraza principal y del núcleo se deben buscar transiciones suaves entre el peso de las piezas que conforma las tres capas, esto con la finalidad de incrementar el coeficiente de trabazón.
- ii. Se recomienda evitar el empleo geotextiles que reduzcan la fricción entre las piezas.

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE ROMPEOLAS EN TALUD

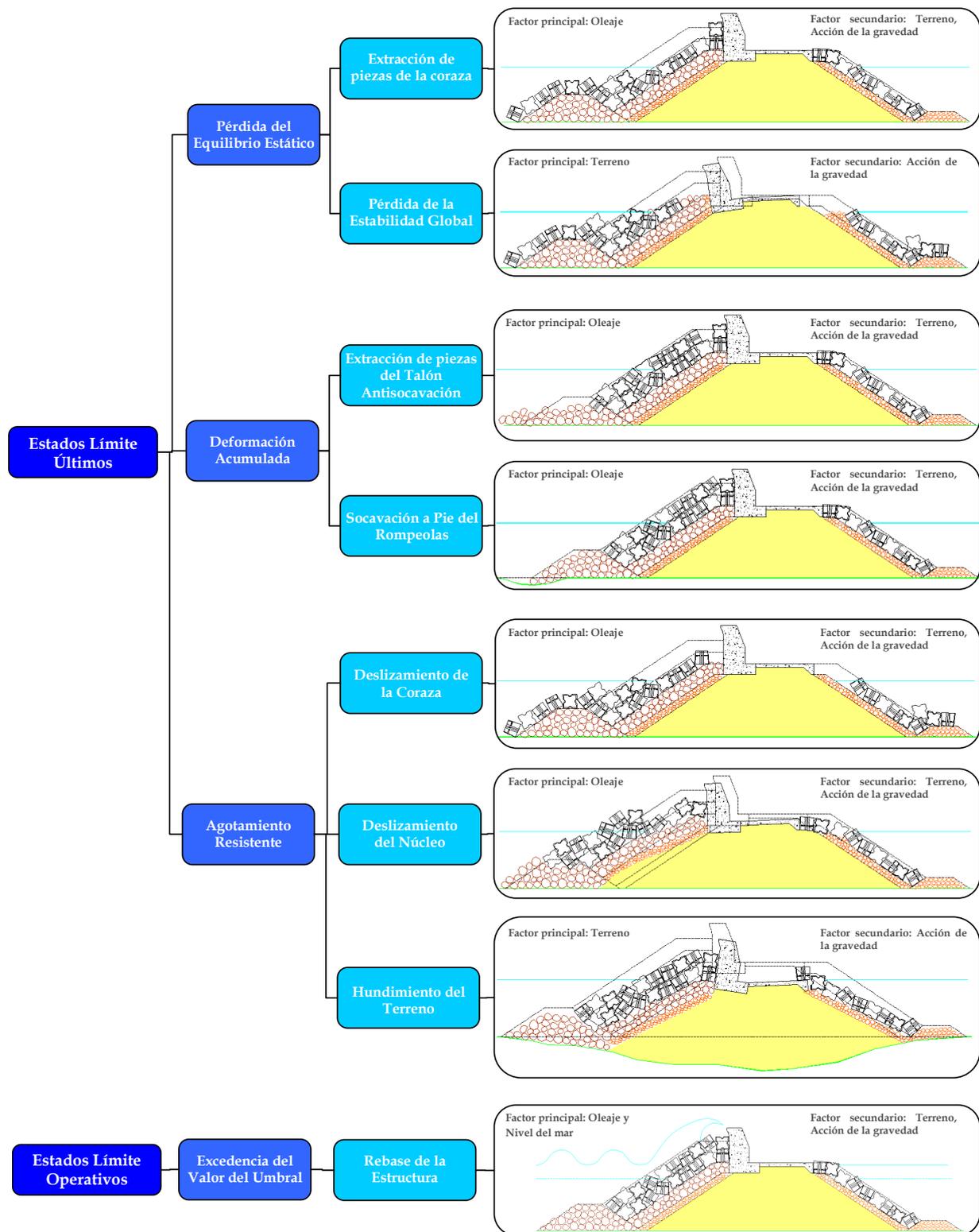


Figura 6.14 Estados Límite Últimos y Operativos Asociados a Modos de Fallo en una Estructura en Talud

- iii. Los asentamientos del terreno se reducen si se hace limpieza de la superficie, logrando un desplante de la estructura en suelo duro y homogéneo.
- iv. La pérdida de piezas del talón antisocavación se puede reducir al aumentar el peso de las piezas que la integran.

En el caso de los estados límite operativos, se deben incluir todos aquellos en los que, se reduce o suspende temporalmente la explotación por causas externas a la obra, sin que haya daño estructural en ella o en sus elementos. En general, la explotación se detiene para evitar que se produzcan daños estructurales, o consecuencias ambientales y sociales inaceptables. Una vez terminada la contingencia, la obra y sus instalaciones, recuperan totalmente los requisitos de explotación del proyecto

En las obras marítimas, la magnitud de los agentes ambientales, como el oleaje, suele ser determinante para la operatividad. Superada la magnitud de diseño, denominada valor umbral, las actividades sobre la estructura deben parar, si no se quiere producir daños en la obra, las instalaciones, los usuarios o el medio ambiente. Una vez que el agente o su acción se manifiestan por debajo del valor umbral, el servicio puede ser restablecido.

Entonces, el único estado límite a evaluar corresponde al rebase del oleaje sobre el rompeolas, considerando como solicitaciones predominantes al oleaje y la variación del nivel medio del mar y de manera independiente a las acciones impuestas por el terreno y por la fuerza de gravedad.

6.1.4.6 Dimensionamiento.

Para dimensionar adecuadamente la sección del rompeolas, es necesario, definir la altura de ola de diseño considerando tanto los agentes como los estados límite.

Conviene primero, obtener el periodo de retorno de la altura de ola asociada a la tormenta de diseño, para tales fines se recomienda un análisis que considere eventos independientes cada año que conforma la vida útil, entonces, la probabilidad de no fallo durante la vida útil es:

$$(1 - p_E)(1 - p_E)(1 - p_E).....(1 - p_E) = (1 - p_E)^v \quad [6-17]$$

donde:

p_E probabilidad de excedencia de la altura de la ola de diseño en un año.

V número de años que conforman la vida útil mínima.

En otras palabras, la probabilidad de fallo de la estructura marítima es el complemento a la ecuación [6-17]:

$$p_f = 1 - (1 - p_E)^V \quad [6-18]$$

donde:

P_f probabilidad de falla.

Despejando la probabilidad de excedencia y aplicando la definición de periodo de retorno para la tormenta de diseño, se obtiene la ecuación [6-20]. Queda claro que la máxima probabilidad de falla está relacionada con la probabilidad de excedencia de la altura de ola de diseño, la falla de la obra se produce cuando la probabilidad de excedencia es mayor a la probabilidad de la altura de ola de diseño de la estructura

$$p_E = 1 - (1 - p_f)^{\frac{1}{V}} \quad [6-19]$$

$$T_R = \frac{1}{p_E} \quad [6-20]$$

En este caso la probabilidad máxima de falla admisible será del 20% durante la vida útil de la estructura. Se ha determinado a la perdida de piezas en la coraza como el único modo de falla que contribuye a la máxima probabilidad global de fallo, con estas hipótesis se obtuvo el valor de $p_{f_{ELU}} = 0.20$, por lo tanto, sustituyendo en [6-19] y [6-20]:

$$p_E = 1 - (1 - 0.20)^{\frac{1}{50}} = 0.004 \quad [6-21]$$

$$Tr=225 \text{ años} \quad [6-22]$$

De la Figura 6.12 se obtiene el valor de la altura de ola significativa en aguas profundas para el periodo de retorno de la tormenta de diseño de 225 años:

$$H_s=11.18 \text{ m} \quad [6-23]$$

6.1.4.6.1 Distribución de la altura de ola de diseño

Para obtener la distribución estadística del oleaje, es común utilizar distribuciones como la de Tayfun o Rayleigh, introduciendo datos de altura media cuadrática, la profundidad de desplante y el periodo máximo asociado a eventos extraordinarios, entonces:

$$H_{rms} = \frac{H_s}{\sqrt{2}} = 7.91m \quad [6-24]$$

El período de la altura de ola extrema se determinó considerando un valor medio de los períodos asociados a los eventos extremos:

$$T=8.51 \text{ s} \quad [6-25]$$

Con base en la Teoría Lineal se realiza la delimitación entre aguas someras, intermedias y profundas. Esta clasificación corresponde a los valores que se muestran en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10 Delimitación de las Profundidades y Longitud de Onda

| Límite | Delimitación de Profundidades [m] | Longitud de Onda [m] |
|--------------------|-----------------------------------|----------------------|
| Aguas Profundas | 56.50 | 112.44 |
| Aguas Intermedias* | 14.00 | 86.72 |
| Aguas Someras | 6.00 | 61.62 |

Nota: Profundidad de desplante de la estructura

Dado que para este ejercicio no se cuenta con registros, se estima el valor de la duración del estado de mar considerando que el intervalo de duración de un temporal varía de 3 a 36 h. La duración de un norte es de aproximadamente de 24 h, pero se puede suponer que la máxima intensidad se presenta durante las 6 primeras horas, intervalo que abarca de igual manera la presencia de un huracán. Por lo tanto, se propone una duración de 6 h (21,600 s) para el estado de mar y determinar el número de olas que lo conforman.

$$N = \frac{21,600}{8.51} = 2538 \text{ olas} \quad [6-26]$$

Entonces la distribución estadística del oleaje según Tayfun para 2538 puntos es como se muestra en la Figura 6.15.

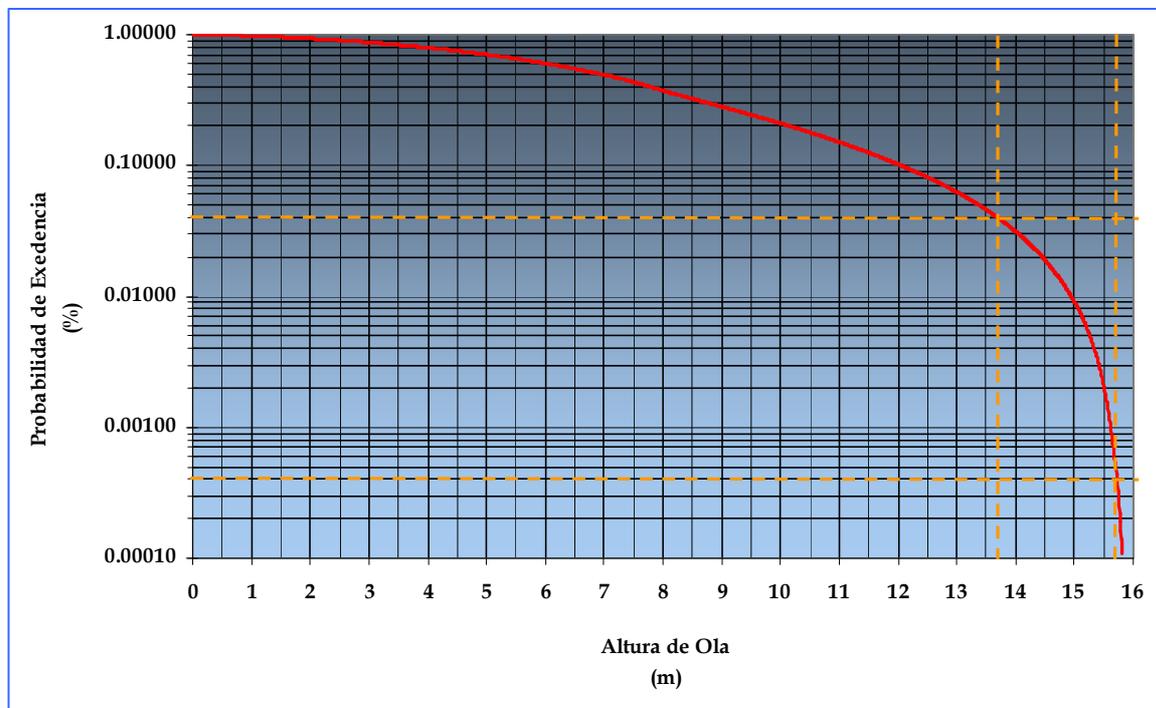


Figura 6.15 Probabilidad de Excedencia de la Altura de Ola
Distribución de Tayfun

Definida la distribución de Tayfun se establece el criterio para encontrar la altura de ola de diseño. El cálculo de la estabilidad de piezas de la coraza se hará utilizando la formulación de Losada et al., como ya se comentó, se recomienda el uso de la H_{100} , que se obtiene acotando el estado de mar de N olas con la mínima probabilidad de excedencia dada por $1/N$ y la probabilidad asociada al número de olas máxima dada por n/N . Para la H_{100} el intervalo es:

$$[p(H_1), p(H_{100})] \Rightarrow [0.0004, 0.04]$$

Se hace un promedio ponderado de las alturas de ola que caen dentro del intervalo, dando como resultado

$$H_{100} = 14.67 \text{ m [en aguas profundas]}$$

6.1.4.6.2 Propagación del oleaje

Dado que los parámetros de oleaje obtenidos anteriormente se encuentran referidos a una zona de aguas profundas, debe considerarse dicha profundidad como la frontera de inicio para la propagación del oleaje.

A partir de este límite y atendiendo a las características batimétricas de la zona de estudio y a las limitantes geométricas del modelo numérico a emplear (condiciones de estabilidad numérica que se traducen en las dimensiones sugeridas para cada celda del esquema reticular), fue necesario propagar el oleaje en dos diferentes etapas: La primera etapa considera el empleo de la Ley de Snell, para propagar el oleaje desde una zona de aguas profundas, hasta una zona con profundidad promedio de 46 m (referidos el nivel de bajamar media). Es importante recordar que la Ley de Snell es aplicable a fondos con contornos batimétricos paralelos; y en este caso fue aplicada bajo la consideración de que las cartas náuticas de la región indican que el fondo marino no presenta quiebres batimétricos importantes.

La segunda etapa de propagación considera la aplicación del modelo matemático WAVE Propagation On the coast 2D, cuya abreviatura es WAPO 2D. Es un modelo desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y reconocido en diversos países.

Por lo que se refiere a su base teórica y técnica, de forma resumida debe comentarse que el modelo reproduce los procesos de transformación de oleaje (refracción, difracción y rompiente) y reproduce una aproximación de alta certidumbre a los valores de agitación en recintos diversos (al incorporar el análisis de los efectos disipativos del fondo marino y los procesos de difracción y reflexión del oleaje), para oleaje regular o irregular, incorporando procesos de disipación de energía. La solución de las ecuaciones que gobiernan estos procesos se realiza mediante una aproximación espacial de segundo orden. El modelo discretiza las ecuaciones de los procesos del oleaje y de las condiciones de frontera en una malla reticular con diferencias finitas.

Las bases teóricas del modelo consideran la resolución de la ecuación de la pendiente suave, para condiciones diversas de oleaje, viajando en un medio homogéneo, incompresible e irrotacional, sobre un fondo poroso, el cual es considerado como simplemente homogéneo e isotrópico; el comportamiento del fluido en el medio poroso sigue la ley de Darcy; la evaluación de la transmisión y dispersión del oleaje a través del medio poroso considera la porosidad de las estructuras, los efectos de inercia y de fricción, así como la variación de la velocidad en el medio poroso linealmente proporcional a la diferencia de presiones a través de las estructuras. Las condiciones de frontera que considera el modelo son:

- a) Frontera abierta, con total transmisión del oleaje entrante y saliente.
- b) Frontera parcial y totalmente reflejante.

Las aplicaciones del modelo y su continua revisión ha permitido mejorarlo y puede comentarse que tiene menos restricciones asociadas a los límites de en la aplicación de oleaje oblicuo con respecto a otros modelos de propagación de oleaje basados en la resolución de la ecuación de la pendiente suave.

Asimismo, para el caso particular de este trabajo, la aplicación del modelo permite:

- a) Definir el arreglo de las obras de protección, en una primera optimización basada en los resultados de los procesos de transformación del oleaje.
- b) Optimizar las estructuras de protección, considerando los materiales que las conformarán y evaluando las opciones de emplear estructuras mayormente permeables.

El modelo ha sido aplicado en diversos casos -nacionales como internacionales-, en configuraciones portuarias de geometría compleja y ante condiciones de oleaje, configuración de fondo y procesos de disipación de energía diversos, donde ha mostrado una correlación alta con respecto a la realidad.

Es importante mencionar que el modelo empleado es en mayor medida un desarrollo tecnológico elaborado por mexicanos en una institución mexicana, que planteado con bases sólidas ha proporcionado resultados apropiados para diversos problemas de ingeniería portuaria. Ha mostrado ser confiable y su mejoramiento continuo ha permitido incluir diversos procesos que influyen en la propagación del oleaje. Esto es, es un desarrollo nacional de altura internacional y en mejora continua.

Esta es la razón por la cual la aplicación del modelo se realiza atendiendo a la responsabilidad profesional y con conocimiento de sus posibilidades y sus limitaciones.

a) Extensión de la Malla de Modelación

El modelo matemático de propagación de oleaje y agitación considera la construcción de un dominio de aplicación, mediante la formación de una malla cuyos elementos representan una zona de mar, verticalmente integrada, en el cual es posible

solucionar las ecuaciones matemáticas del comportamiento del oleaje. Este dominio se denomina malla reticular.

Con la finalidad de que la extensión de la modelación considerara todos los efectos de la configuración batimétrica de la Bahía de Vergara y de los arrecifes inmediatos, como son los Punta Gorda, La Gallega y la Galleguita, los límites de la malla se extendieron a una superficie de 6,400 m x 6,400 m.

Para que la solución de las ecuaciones del modelo sea convergente hacia una solución real, es necesario que la malla reticular considere restricciones en sus límites, definidos por una relación de convergencia. Dichas restricciones determinan la dimensión de cada elemento que integra la malla, en función de las relaciones descritas y de las características de los procesos por evaluar, en éste caso y como principal actor, el oleaje.

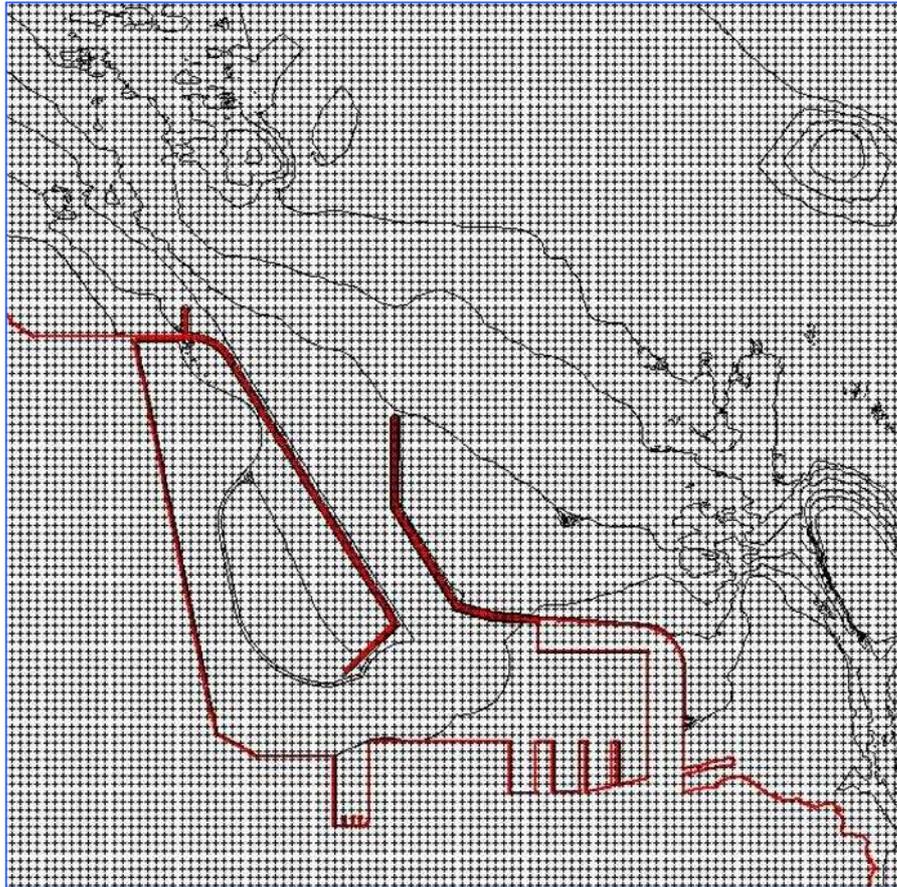
Como resultado, cada malla reticular del modelo es un arreglo matricial de 640 x 640 elementos, cuyas dimensiones son de 10 x 10 m. En total, el modelo considera para cada corrida de modelación, la resolución de las ecuaciones que rigen el comportamiento del oleaje en 409,600 elementos reticulares. La extensión de la malla promedio base del modelo se ilustra en la Figura 6.16.

Ahora bien, con fundamento en la consideración de que el modelo matemático seleccionado es válido y aplicable para reproducir los efectos de la propagación del oleaje desde aguas profundas hacia aguas someras (refracción, difracción, someramiento, etc.) y representar los procesos de agitación dentro del recinto portuario (reflexión, agitación, etc., factores que en su momento permiten hacer el análisis de operatividad), fueron consideradas las siguientes condiciones de oleaje:

- Oleaje Normal Altura de ola de 2.25 m y períodos entre 9.40 a 9.46 s
- Oleaje Extremal Altura de ola de 10.90 m (a una profundidad de 46 m),
y período de 8.56 s

Así, las condiciones del clima marítimo consideradas son las aplicadas en la modelación física.

Los análisis realizados de propagación de oleaje consideran las estructuras de protección de la futura ampliación del puerto en la zona norte en Bahía de Vergara. Los resultados del modelo matemático quedaron plasmados en diagramas que mediante campos de colores, indican las zonas donde prevalece el oleaje en un cierto rango de alturas.



Fuente: Elaboración Propia.

Nota: Para la elaboración de la malla reticular fue considerada la información batimétrica proporcionada por la Administración Portuaria Integral de Veracruz, correspondiente al levantamiento topobatimétrico denominado "Levantamiento Topobatimétrico del Puerto de Veracruz en la Zona Federal de Bahía de Vergara", realizado por la empresa SEAPROD, S.A. de C.V., con fecha de 02 Octubre al 01 Noviembre del 2001. Adicionalmente, la configuración inicial del puerto fue proporcionada por la Administración Portuaria Integral de Veracruz, en el documento electrónico denominado "Ampliación del puerto_v_2008.dwg".

Figura 6.16 Límites de la Malla Reticular del Modelo de Propagación de Oleaje.

En el Anexo D de este documento, se muestran de manera gráfica los resultados de los análisis numéricos realizados.

La dirección del oleaje más severa es la que corresponde a la que proviene del Norte, ver Figura 6.17, la altura de ola que afecta la estructura es de 7.00 m.

$$H_{\text{Diseño}} = 7.00 \text{ m}$$

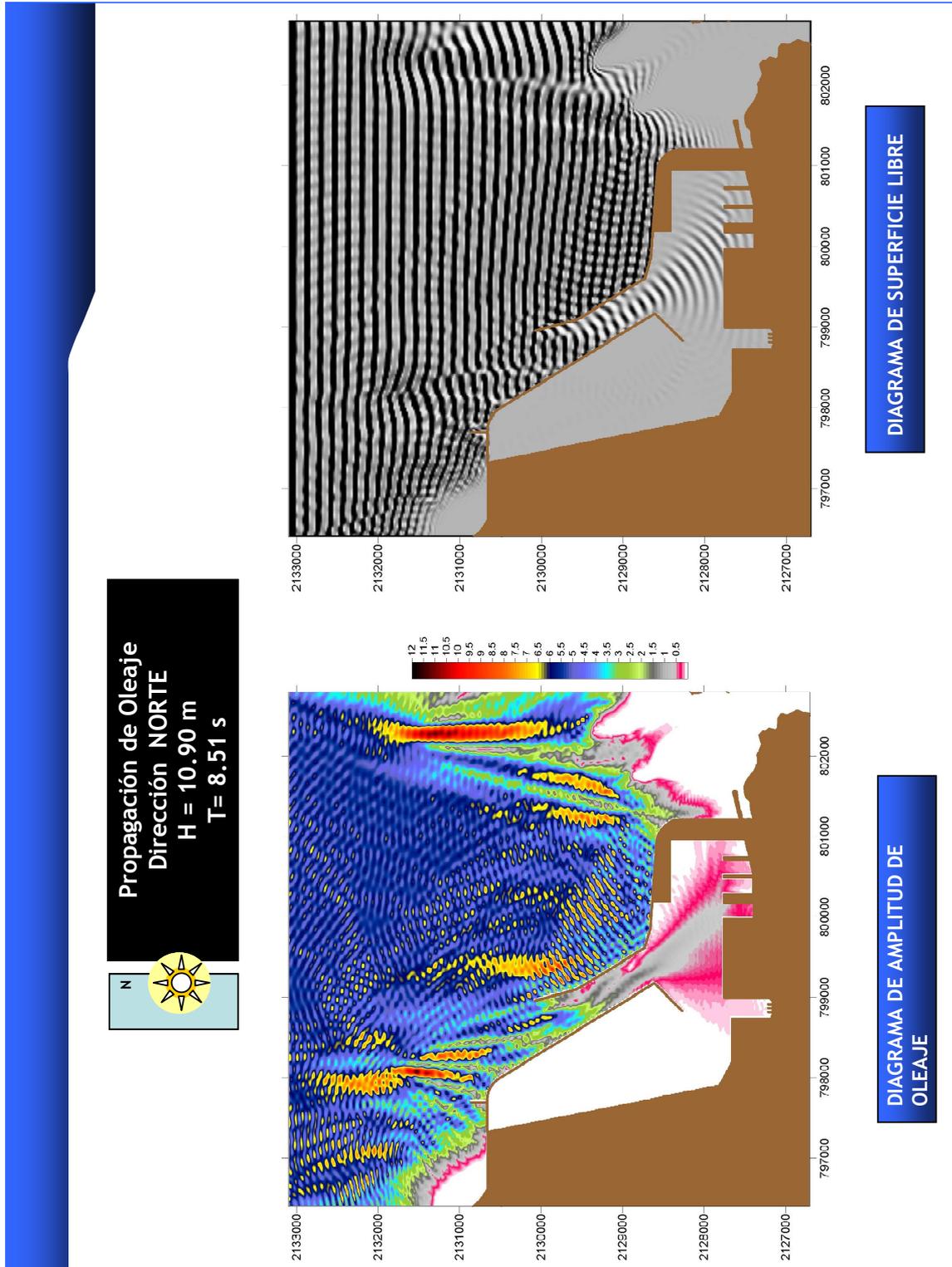


Figura 6.17 Diagrama de Propagación de Oleaje Extremal Proveniente del Norte

6.1.4.6.3 Diseño del rompeolas

Como se comentó en capítulos anteriores, a través de los años diversas fórmulas de diseño han sido desarrolladas, considerándose diferentes tipos y secciones de rompeolas. En el caso de estructuras en talud, el principal interés parece haberse centrado en la estabilidad de la coraza, puesto que el número mayor de fórmulas de diseño ha sido deducido para este punto en especial; ya que la coraza es la parte más costosa de un rompeolas, especialmente si se usan elementos prefabricados. Esto podría justificar la mayor atención que se le ha venido prestando históricamente.

Ahora bien, la función principal de los elementos de protección costera consiste en absorber y disipar la energía del oleaje proveniente de aguas profundas. Por lo tanto, el parámetro más significativo para asegurar la integridad física de la estructura es el peso propio de los elementos que conforman la coraza, mismo que deberá soportar el oleaje para un criterio de daño preestablecido. Donde el criterio de daño (generalmente 5 %) representa una tolerancia aceptada para que en presencia de las condiciones climatológicas de diseño, solo un número determinado de piezas sea desplazado de su posición inicial.

A) Diseño mecánico

Se emplea la formulación de Losada para calcular la estabilidad de las piezas de la capa de coraza. En ese sentido, las ecuaciones [6-27] a [6.34] permiten el diseño mecánico de las estructuras.

$$W = \psi \gamma_w H^3 R \quad [6-27]$$

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad [6-28]$$

$$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \quad [6-29]$$

$$\psi = A_w (Ir - Iro) e^{(B_w(Ir - Iro))} \quad \text{para } Ir > Iro \quad [6-30]$$

$$Ir = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}} \quad [6-31]$$

$$I_{ro} = 2.654 \tan \alpha \quad [6-32]$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad [6-33]$$

$$S = \frac{A_d}{D_{50}^2} \quad [6-34]$$

donde:

| | |
|---------------|--|
| ψ | función de estabilidad y es inversamente proporcional al número de Hudson al cubo. |
| W | peso de los elementos de la coraza. |
| γ_r | peso específico de las piezas del manto principal. |
| γ_w | peso específico del agua de mar. |
| H | altura de ola de diseño. |
| I_r | número de Irribarren. |
| I_{ro} | número de Irribarren crítico. |
| A_d | área erosionada media de la sección transversal de la coraza. |
| D_{50} | diámetro nominal de las piezas de la coraza. |
| T | periodo del oleaje. |
| A_w y B_w | coeficientes de ajuste que se encuentran en función de la pendiente del talud. |

A continuación se muestran los parámetros que se deben definir antes de iniciar el diseño.

| | | | |
|----------------------------------|-------------------------|---|-------------------------|
| Altura de ola: | 7.00 m | Peso específico de las piedras de la capa secundaria: | 2.65 ton/m ³ |
| Periodo: | 8.51 s | Talud: | 2:1 |
| Peso específico del concreto: | 2.2 Ton/m ³ | Porosidad: | 0.47 |
| Peso específico del agua de mar: | 1.03 Ton/m ³ | Estado de mar: | 2538 |
| Profundidad de desplante: | -14.00 m | Nivel de daño: | Inicio de Avería |

Sustituyendo en las ecuaciones [6-28] y [6-29] se tiene:

$$S_r = \frac{2.2}{1.03} = 2.14 \Rightarrow R = \frac{2.14}{(2.14-1)^3} = 1.45$$

Para determinar el valor de los coeficientes A_w y B_w se ha definido el nivel de daño como inicio de avería. Para este ejemplo, se debe recordar que el rompeolas funcionará como obra de protección a instalaciones marítimas del principal puerto de México, por lo que no se puede permitir gran daño en la estructura.

El nivel de avería mencionado se relaciona con el parámetro S (ver ecuación [4-28]) que depende del área erosionada y del tamaño de las piezas del manto principal. Asimismo, en el Capítulo 4 se ha definido algunas de las variables comúnmente utilizadas para la descripción del daño en los rompeolas. De ellos, el área de erosión, A , y el número de piezas desplazadas, n , no son valores absolutos del daño que se presente en un rompeolas, porque dependen de la geometría de las secciones sobre las que se evalúa el daño.

Para relacionar el estado de avería del rompeolas con los valores de los parámetros de daño, se hace necesario definir criterios globales de avería, asociados a variaciones geométricas apreciables en la coraza, que proporcionan por lo tanto información cualitativa del estado del rompeolas. En este caso, en la Tabla 4.9, se muestran los umbrales del parámetro de daño, S , para diferentes niveles de avería.

En el caso específico de este trabajo se ha considerado un nivel de daño admisible como inicio de avería, por lo cual $S=2$.

Ahora bien, en la Tabla 6.11 se encuentran los valores de A_w , B_w , I_{r0} , el factor por el que hay que multiplicar la función de estabilidad para asegurar un nivel de confianza del 95% y el valor máximo que puede tomar la función de estabilidad, para cubos de concreto con inicio de avería.

Tabla 6.11 Parámetros de Ajuste del Modelo Exponencial para la Función de Estabilidad.

| Tipo de pieza | Cot α | A_w | B_w | I_{r0} | $BC_{95\%}$ | $\Psi_{m\acute{a}x}$ |
|-------------------------------|--------------|---------|---------|----------|-------------|----------------------|
| Bloques (inicio de avería) | 1.5 | 0.06819 | -0.5148 | 1.77 | 3.28 | 0.1598 |
| | 2.0 | 0.03968 | -0.6247 | 1.33 | 2.37 | 0.0554 |
| | 2.5 | - | - | - | - | 0.084 |
| | 3.0 | 0.03410 | -0.7620 | 0.88 | 1.77 | 0.0291 |

Por lo tanto, para nuestro caso de aplicación,

$$Aw = 0.03968, Bw = -0.6247 \text{ y } BC_{95\%} = 2.37$$

Para determinar el número de Iribarren

$$L_0 = \frac{(9.81)(8.51)^2}{2\pi} = \mathbf{113.07 \text{ m}}$$

Sustituyendo en la ecuación [6-31] y comparando el valor obtenido con la ecuación [6-32], se tiene:

$$I_{ro} = 2.654 \tan \alpha = 1.33$$

$$I_r = \frac{0.5}{\sqrt{\frac{7}{113.07}}} = 2.01$$

$$\therefore I_r > I_{ro}$$

Sustituyendo en la ecuación [6-30] para obtener la función de estabilidad

$$\Psi = 0.03968(2.01 - 1.33)e^{(-0.6247(2.01 - 1.33))} = \mathbf{0.018}$$

Multiplicando por el 95% de la banda de confianza BC

$$\Psi_{95\%} = (2.37)(0.018) = \mathbf{0.042}$$

Finalmente sustituyendo en la ecuación [6-27] para determinar el peso de las piezas:

$$W = (0.042)(1.03)(7)^3(1.45) = \mathbf{21.52 \approx 22.00 \text{ Ton}}$$

El tamaño de las piezas se determina como sigue:

$$\gamma_r = \frac{W}{V} \Rightarrow V = \frac{W}{\gamma_r} = \frac{22}{2.2} = 10.00 \text{ m}^3$$

para cubos

$$l = \sqrt[3]{V} = \sqrt[3]{10} = 2.15 m \text{ se redondea la cifra a } l = 2.2 m$$

y el núcleo, se utilizan las relaciones de W/10 a W/15 y W/200 a W/4000 respectivamente, con lo que se tiene. El peso de la capa secundaria

Para la determinación el rango de los pesos de la capa secundaria se expresa como una fracción del peso de la coraza (W/10 a W/15), su función principal es la de soportar los elementos de la coraza y al mismo tiempo confinar el material del núcleo, ordinariamente se forma por dos capas de elementos. Por otra parte, el material que formará el núcleo habitualmente se escoge basándose en la disponibilidad y costo, dado que las solicitudes para el núcleo son menores que las de la coraza se utilizará roca y rezaga producto de la explotación del banco de materiales con pesos (W/200 a W/4000) inferiores a los de las capas superiores, con un alto grado de compactación.

Considerando lo anterior el rango de los pesos de la capa secundaria y el núcleo, queda distribuido de la siguiente manera:

| | | | |
|-----------------|--------------------------------------|---|--|
| Capa secundaria | $\frac{22000}{10} = 2200 \text{ kg}$ | ; | $\frac{22000}{15} = 1467 \text{ kg}$ |
| Núcleo | $\frac{22000}{200} = 110 \text{ kg}$ | ; | $\frac{22000}{4000} = 5.50 \text{ kg}$ |

El rango de los pesos de las piezas de la capa secundaria son:

$$[1470 , 2200] \text{ kg}$$

y del núcleo

$$[10 , 1470] \text{ kg}$$

B) Diseño geométrico

El diseño geométrico del rompeolas contempla entre otras cosas, la determinación de la elevación de la corona, la elevación del núcleo con el objeto de facilitar el proceso constructivo, para tal efecto es necesario determinar el ascenso máximo o run up.

i) Run up

Para determinar el ascenso máximo, se emplea el método de Losada et al. (1981) quien desarrollo un modelo matemático para estimar el ascenso máximo para oleaje regular,

$$\frac{Ru}{H} = Au(1 - e^{-BuIr}) \quad [6-35]$$

donde Au y Bu depende del material del que esta construido el rompeolas.

Para extrapolar los resultados de oleaje regular a irregular Silva et al. (1998) propusieron un método en el cual se asume que la distribución del run-up es la misma que la del estado de mar. Se calcula el Ru_{rms} asociado al valor de la altura media cuadrática H_{rms} . En la distribución de Tayfun se sustituye en parámetro $\xi = H/H_{rms}$ por $\xi = Ru/Ru_{rms}$ y se obtiene la distribución de probabilidad de excedencia asociada al ascenso máximo del oleaje sobre la estructura. Siguiendo esta metodología, la curva de distribución del Run-up asociado a una probabilidad de excedencia es:

$$Ru_{rms} = H_{rms} \left[Au(1 - e^{-BuIr}) \right] \quad [6-36]$$

Los coeficientes Au y Bu dependen del tipo del material que se tenga en la coraza, las ecuaciones que permiten establecer estos valores son los siguientes:

- Para rompeolas con núcleo impermeable son:

$$Au = -3.825n + 3.344 \quad [6-37]$$

$$Bu = -1.179n + 0.081 \quad [6-38]$$

- Para rompeolas con núcleo permeable son:

$$Au = -4.706n + 3.293 \quad [6-39]$$

$$Bu = -1.179n + 0.081 \quad [6-40]$$

donde n es la porosidad.

Es importante recordar que la permeabilidad es un factor determinante en la intensidad del flujo sobre y en el interior del rompeolas y del nivel del agua en el núcleo. Para materiales muy finos (baja permeabilidad) en el núcleo, el nivel del agua dentro del mismo se estabiliza en las proximidades del máximo ascenso, mientras que para materiales gruesos, el nivel freático en el núcleo oscila con el ascenso y descenso. Esta retención del agua en el núcleo, debida a la baja permeabilidad aumenta la intensidad del flujo sobre el talud y las fuerzas de sustentación ejercidas sobre las piezas de la coraza en el descenso del oleaje. Esto nos indica que la estabilidad se incrementa cuando el núcleo es más permeable

Con base en lo anterior se considera un núcleo impermeable y el valor de n para cubos de concreto (ver Tabla 4.12) es, $n = 0.47$

Sustituyendo en las ecuaciones [6-37] y [6-38] se obtienen los valores de A_u y B_u

$$A_u = (-3.825)(0.47) + 3.344 = 1.546$$

$$B_u = (-1.179)(0.47) + 0.081 = -0.473$$

Y de la ecuación [6-36]

$$R_{u_{rms}} = 7.91 \left[1.546 \left(1 - e^{((-0.473)(2.01))} \right) \right] = \mathbf{7.50 \text{ m}}$$

Asumiendo que la distribución de run-up es la misma que la del estado de mar, de la distribución de Tayfun, de la Figura 6.18 se obtiene un valor del rebase asociado a una probabilidad de excedencia.

Esta distribución de rebase está asociado al temporal de diseño por lo que una vez más se suponer que está probabilidad de excedencia estará dada por la máxima probabilidad global de fallo determinada de los criterios de proyecto, pero en este caso asociada a los estados límite de servicio $P_{f_{ELS}} = 0.20$. Entonces solo se admitirá el 20% de rebase por lo tanto,

$$Ru = 9.60 \text{ m}$$

ii) Ancho de la corona

La fórmula para determinar el ancho teórico de la corona de un dique según el SPM (1986) se muestra a continuación, cabe mencionar que valor puede cambiar por otros factores como, otros usos del dique, el proceso constructivo, etc.

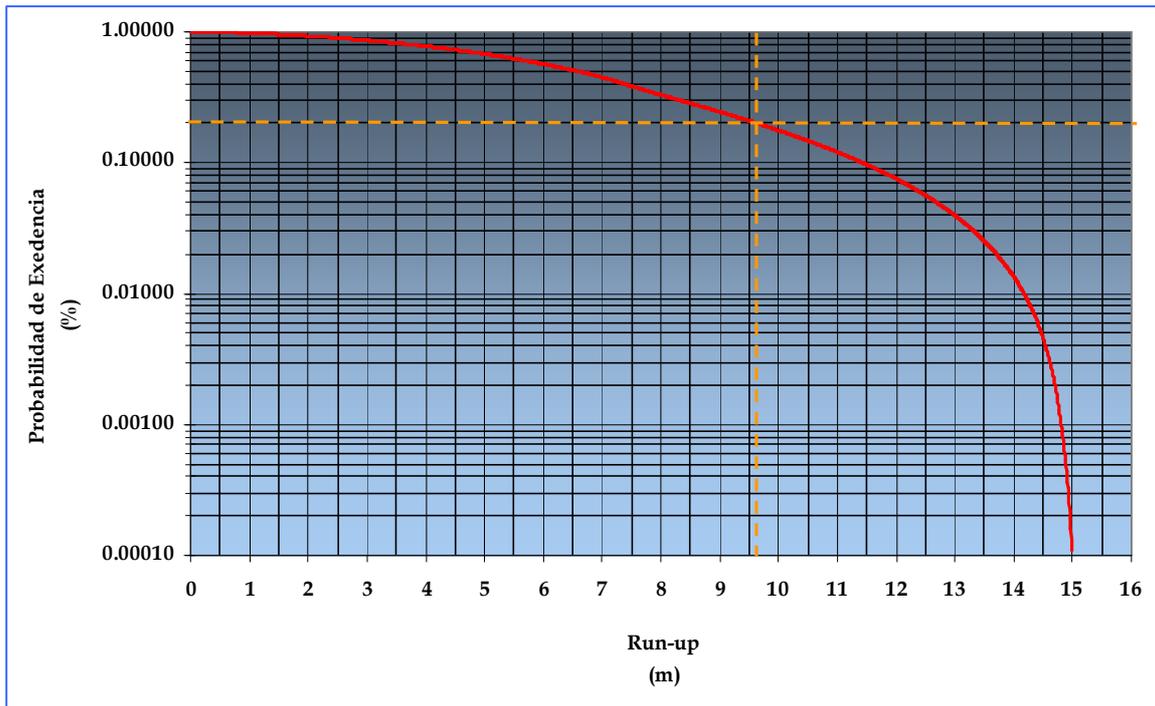


Figura 6.18 Distribución de Probabilidad del Ascenso Máximo Sobre la Estructura

$$B = nk\Delta^3 \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_r}} \quad [6.41]$$

donde:

- B: Ancho de la corona
- N: Número de capas
- $k\Delta$: Coeficiente de capa
- W: Peso de los elementos de la capa principal
- γ_r : Peso específico de los elementos de la capa principal

El valor de $k\Delta$ se obtiene de la Tabla 4.12 $k\Delta = 1.1$

Sustituyendo los valores en la ecuación [6.41]

$$B = (3)(1.1)^3 \sqrt[3]{\frac{22000}{2200}} = 7.10 \text{ m}$$

iii) Espesor de las capas

El cálculo para determinar el espesor de las capas que conformaran el dique lo rige la siguiente fórmula

$$e = nk\Delta\sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_r}} \quad [6.42]$$

Donde

- e: Espesor promedio por capa
- n: Número de elementos que componen la coraza
- W: Peso de los elementos de la capa
- γ_r : Peso específico de los elementos que conforman cada capa
- $k\Delta$: Coeficiente de capa

- *Para la coraza*

De la Tabla 4.12 para cubos ranurados

$$k\Delta = 1.1$$

$$n = 2$$

$$e = (2)(1.1)\sqrt[3]{\frac{22000}{2200}} = 4.74 \approx 5.00 \text{ m}$$

- *Para la capa secundaria*

De la Tabla 4.12 para piedra rugosa

$$k\Delta = 1.00$$

$$n = 2$$

$$e = (2)(1)\sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2200 + 1470}{2}\right)}{2650}} = 1.77 \approx 2.00 \text{ m}$$

C) Diseño del Espaldón

Dado que el ascenso máximo es 9.60 m, la cota del espaldón berma superior respecto al nivel de referencia será:

$$Cota\ berma\ superior = 0.5 + 3.00 + 9.60 + 0.5 = 13.60\ m$$

Por lo tanto, el espaldón se corona a la cota +13.60 sobre el nivel de referencia del puerto de Veracruz, con lo anterior, la cota de operación del rompeolas se situará en la elevación +4.00. Asimismo, para aprovechar la ventaja de trabajar en seco, es conveniente que la base del espaldón se sitúe por encima de la cota de la pleamar, por lo que la cimentación se realizará a la cota +1.5. Como la berma superior del manto principal se corona a la cota +8.50 y el espesor combinado de la coraza y capa secundaria es de 7.00 m, se puede cimentar el espaldón directamente sobre el núcleo, lo cual aporta la ventaja de facilidad de regularización y su impermeabilidad.

El espesor del brazo horizontal de la L queda pues determinado por la diferencia de cotas (2 m) entre la cimentación y el camino de rodadura. El espesor del brazo vertical con el que se inicia el tanteo será de 3 m.

La altura y período de cálculo del espaldón son los mismos utilizados para calcular la cota de la berma superior. Es este caso, pues, el ascenso llega justo hasta la cota +13.60, la altura de cálculo es 7.00 m y el periodo de cálculo, 8.51 s.

Si se utiliza el método de F. Martín para el cálculo de la estabilidad del espaldón, como la cota de la berma superior coincide con el ascenso, no existirán presiones dinámicas, por lo que sólo será necesario determinar la ley de presiones pseudohidrostáticas.

Las subpresiones debidas a las presiones pseudo - hidrostáticas tendrán forma trapezoidal. La presión en la zona delantera de la base del espaldón, P_e , será igual a:

$$P_e = \mu * \rho * g * (A_c + s - z) \quad [6.43]$$

donde: z = cota de cimentación del espaldón. Es decir, la presión actuando en la base del espaldón es igual a la que actúa sobre el frente de este a la misma cota (condición escalar de la presión).

S = espesor máximo de la lengua de agua del run - up a nivel de la berma de coronación.

A_c = nivel de la berma de coronación de la coraza.

μ = se obtiene de la gráfica que se muestra en la Figura 4.31, en función de H/L y el n° de piezas en el ancho de la berma superior.

En este caso $n = 2$, $H/L = 7 / 112 = 0.06$ y $\mu = 0.38$, donde L es la longitud de onda que corresponde a un período de 8.51 s en aguas profundas. De esta manera, la presión pseudohidrostática en el pie anterior del espaldón es:

$$P_e = 0.38 * 1025 * 9.81 * (13.1 - 1.5) = 44.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Como el espaldón se encuentra cimentado justo en el nivel del mar de cálculo, es necesario tener en cuenta la presión en el borde posterior del espaldón, que depende de la anchura del mismo relativa a la longitud de onda, F/L y de la porosidad del material de cimentación, en este caso, del núcleo.

En nuestro caso, $F/L = 10/112 = 0.089$. Para este valor y una porosidad del núcleo de 0.3, la relación entre la subpresión en el borde de barlomar y el de sotamar es 0.28 (ver Figura 4.32). Esto quiere decir que la subpresión en el borde de sotamar del espaldón es:

$$P_i = 0.28 * P_e = 0.28 * 44.32 = 12.41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Con estas leyes de presiones se tiene:

- Fuerza horizontal por unidad de ancho:

$$F_H = 44.32 * (13.1 - 1.5) / 2 = 257.06 \text{ KN/m}$$

- Momento de la fuerza horizontal, por unidad de ancho:

$$M_H = 257.06 * (13.1 - 1.5) / 3 = 993.97 \text{ KN*m/m}$$

- Fuerza vertical de subpresión, por unidad de ancho:

$$F_S = 10 * 12.41 + (44.32 - 12.41) * 10 / 2 = 124.1 + 159.6 = 283.7 \text{ KN/m}$$

- Momento de vuelco de la fuerza de subpresión, por unidad de ancho:

$$M_S = 124.1 * 10 / 2 + 159.6 * 2 * 10 / 3 = 1684.5 \text{ KN*m/m}$$

- Peso del espaldón, por unidad de ancho:

$$W = 2200 * 9.81 * 61.27 = 1322.33 \text{ KN/m}$$

- Momento del peso del espaldón, por unidad de anchura:

$$M_W = 1322.33 * 5 = 6611.65 \text{ KN*m/m}$$

Con base en lo anterior se revisan los coeficientes de seguridad:

- i) Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = \frac{\mu * (W - F_s)}{F_H} = \frac{0.6 * (1322.33 - 283.7)}{257.06} = 2.42 > 1.2$$

- ii) Coeficiente de seguridad al vuelco:

$$CSV = \frac{M_w}{M_H + M_s} = \frac{6611.65}{993.97 + 1684.5} = 2.46 > 1.4$$

6.1.4.6.4 Verificación de la sección del rompeolas

Los métodos recomendados para hacer la verificación dependen de grado de repercusión económica, social y ambiental del tramo de obra analizado. Las recomendaciones sugieren los métodos segundo y tercer nivel.

Los tramos con carácter general alto deben verificarse con métodos de segundo y tercer nivel. Dentro de los métodos de segundo nivel se encuentra el método de aproximación al primer orden, donde la superficie de falla se determina aproximando un plano tangente a la curva de falla. La fiabilidad será entonces, la distancia mínima del origen a dicho plano tangente. Un método más aproximado es el de aproximación al segundo orden, que hace una aproximación cuadrática a la superficie de falla. Este tipo de métodos asume que las funciones involucradas tienen una distribución normal, por lo que en caso de no ser así se debe recurrir a transformaciones funcionales. Cuando se conocen a priori las distribuciones de probabilidad conjunta de todas las variables involucradas se recomienda el uso de los métodos de tercer nivel. La probabilidad de falla se obtiene entonces, integrando una función multidimensional en la región de falla, esta integración puede resultar muy compleja por lo que se recurre a las técnicas de simulación numérica como el Método de Monte Carlo.

El procedimiento de verificación consiste en verificar que el tramo satisface los requisitos de seguridad y servicio establecidos, con una probabilidad de falla conjunta que no supere los valores que se muestran en la Figura 6.13.

A) Pérdida de Piezas de la Coraza

Consiste en verificar que la sección de diseño del rompeolas cumpla con la probabilidad máxima admisible frente a un modo de falla adscrito a un estado límite último, asociado a un intervalo de tiempo bajo ciertas condiciones de trabajo, mediante un análisis de tercer nivel.

- Ecuación de verificación

Se considera como única variable aleatoria a la altura de ola. La ecuación de verificación se plantea como:

$$g(H) = W_p - W_{min}(H) \quad [6-44]$$

Verificando las ecuaciones:

$$W_p > W_{min}(H) \quad \text{No existe falla} \quad [6-45]$$

$$W_p < W_{min}(H) \quad \text{Existe falla} \quad [6-46]$$

Donde:

W_{min} Peso de las piezas que depende de las alturas de ola propuestas, tomadas de la distribución de probabilidad de altura de ola del estado de mar de diseño.

- Generar una distribución de alturas de ola para el estado de mar de diseño.

Las simulaciones se harán a partir de un estado de mar definido, resulta conveniente entonces, generar la distribución de probabilidad de altura de ola de la tormenta de diseño a partir de la H_s . Se utiliza la distribución de Tayfun para una duración del estado de mar de 6 hrs. Si el periodo asociado al oleaje extremo es de $T_s = 8.51$ s, el número de olas que conforman el estado de mar son 2553 olas.

- Estimación de la Probabilidad de falla

La probabilidad de fallo P_f estará dada por el número de veces que se cumple que $g(H) < 0$ dividido entre el número total de olas que conforman la muestra.

$$P_f = \frac{\text{Numero de veces que } g(H) \leq 0}{\text{Número de olas del estado de mar}} \quad [6-47]$$

Entonces del análisis realizado se tiene que el número de veces que $g(H) < 0$ son 363 y el estado de mar definido 2538 olas, sustituyendo en la ecuación [6-47] se tiene:

$$P_f = \frac{363}{2538} = 0.14$$

Como se puede observar, la probabilidad de fallo (P_f) no se aproxima a la establecida de 0.20, por lo cual se considerará que el diseño se acepta y cumpla con los requisitos de seguridad de acuerdo al análisis previo.

B) Falla por rebase del oleaje

Siguiendo el mismo procedimiento de verificación anterior, pero ahora para el rebase, se tiene que la ecuación de verificación es:

$$F(H) = Ru_p - Ru_{min}(H) \quad [6-48]$$

Validando las ecuaciones:

$$Ru_p > Ru_{min}(H) \quad \text{No existe fallo} \quad [6-49]$$

$$Ru_p < Ru_{min}(H) \quad \text{Existe fallo} \quad [6-50]$$

donde:

Ru_{min} Rebase que depende de las alturas de ola propuestas, tomadas de la distribución de probabilidad de altura de ola del estado de mar de diseño.

Entonces del análisis realizado se tiene que el número de veces que $F(H) < 0$ son 328 y el estado de mar definido 2538 olas, sustituyendo en la ecuación [6-47] se tiene:

$$P_f = \frac{316}{2538} = 0.12$$

De acuerdo con lo anterior, la sección diseñada pasa la verificación sin ningún problema dado que P_f es mayor que la del proceso de verificación.

6.1.5. Estudio Económico de la Sección Tipo

En el apartado anterior se ha dimensionado la sección tipo para el rompeolas, bajo una condición de altura de ola y mediante las fórmulas convenientes para su diseño. Evidentemente, al rompeolas pueden abordar olas mayores, iguales o menores, a la denominada altura de iniciación de averías (altura de ola de diseño). H_i , correspondiente a la sección que hemos diseñado. Si las alturas de ola son inferiores a H_i , al rompeolas no le pasará nada. Si por el contrario estas olas son mayores que H_i , producirán averías parciales, llegando incluso a su destrucción total si sobrepasan el $1.56H_i$, altura de rotura total (H_r).

Es claro que estamos ante una situación clásica de alternativa económica. Cuanto más pequeña sea la ola de cálculo adoptada, el rompeolas será más barato su construcción, pero, por otra parte, más fácil que su H_i sea rebasada por los posibles temporales, con lo que los daños causados serán mayores.

El diseño de un rompeolas lo consideramos óptimo cuando de él resulta una estructura para la cual la inversión total realizada durante su vida útil es mínima. Se entiende por inversión total la suma del costo de construcción del rompeolas más el valor de las pérdidas económicas debidas a averías o destrucción de la obra. Estas pérdidas económicas incluyen además de las debidas a la reparación o reconstrucción del rompeolas, los daños ocasionados a los bienes defendidos, las pérdidas debidas a una posible paralización del puerto, etc.

6.1.5.1 Costo de Construcción

Por lo general, es raro proyectar un rompeolas de forma que su sección sea la misma para cualquier punto. En muchos casos, éste arrancará en aguas poco profundas y llegará a aguas profundas variando su sección a lo largo de él.

Para realizar su estudio económico es conveniente definir unos tramos de características similares y hallar el valor medio por metro lineal de la sección para cada tramo seleccionado. Para cada uno de ellos se debe realizar su estudio económico.

No es recomendable obtener el costo de la sección mediante fórmulas que dependan de la altura de ola de cálculo. Este sistema puede ser muy rápido pero puede dar lugar a errores que afectarían al resultado del estudio económico. Es preferible dimensionar la estructura para cada altura de ola de diseño y valorar cada sección así definida.

Esto es especialmente aconsejable cuando se modifica el tipo de elementos de la coraza, o cuando por razón de la altura de ola de diseño, su peso es de tal magnitud que haya que acudir a medios poco usuales de colocación a partir de una cierta sección. En estos casos, se puede producir una fuerte discontinuidad en la curva de costos de construcción que invaliden cualquier ley o fórmula de costos.

En nuestro ejemplo se han definido a nivel de anteproyecto seis secciones tipo, para el mismo punto, correspondientes cada una de ellas a diferentes alturas de ola significante. Estas alturas, que nos servirán para definir la sección, como ya dijimos anteriormente, son: $H_{diseño} = 4, 5, 6, 7, 8$ y 9 m.

Asimismo, el costo de construcción ha sido estimado de dos maneras para ver mejor las posibles diferencias. La primera de ellas (estimación I) suponiendo un incremento progresivo de los costos a medida que la altura de ola significante de cálculo aumenta y la segunda (estimación II) considerando los costos aproximados de construcción donde se incluyen además de los materiales, la maquinaria precisa para su puesta en obra, para la estimación de los costos de construcción de la coraza, se ha seguido igualmente ambos procedimientos. Los valores obtenidos en uno y otro caso se muestran en la Tabla 6.12.

Tabla 6.12 Estimación de Costos por Alternativas de Estructuración
[en miles de pesos]

| Altura de Ola de Diseño (m) | Estimación I | | Estimación II | |
|-----------------------------|--------------|---------------|---------------|---------------|
| | Total [\$/m] | Coraza [\$/m] | Total [\$/m] | Coraza [\$/m] |
| 4 | 273 | 67 | 273 | 67 |
| 5 | 362 | 75 | 362 | 75 |
| 6 | 429 | 104 | 429 | 104 |
| 7 | 521 | 139 | 666 | 283 |
| 8 | 630 | 190 | 775 | 334 |
| 9 | 745 | 252 | 890 | 396 |

La diferencia entre unos y otros a partir de $H_s = 7$ m se debe al incremento de costo producido por la necesidad de tener que contar con medios mecánicos extraordinarios para la puesta en obra, de los bloques que constituyen la coraza.

6.1.5.2 Evaluación de Averías

En el estudio del rompeolas en talud, cuando se hace la hipótesis de reparación de averías, es importante conocer cual es la relación entre $H_{diseño}$ y los daños producidos, es decir, la curva de averías. Esta curva, puede ser obtenida mediante ensayos en modelo reducido de las secciones objeto del estudio, o bien adoptar para ellas una curva general de daños.

Cuando la curva de averías pertenece a este segundo tipo, es muy importante conocer cuál ha sido el criterio seguido en la determinación del porcentaje de daños. En muchos casos éste no está referido al conjunto de la coraza, sino que, por necesidades de generalización, se refiere a una parte de dicha zona llamada "manto activo" que, así como para Iribarren tiene una longitud de seis veces el lado del cubo equivalente, en otros casos se adopta una longitud de $2H_{diseño}$. Un error relativamente frecuente cuando se manejan este tipo de curvas es referir el porcentaje de daños al total de la sección de la coraza cuando sólo debería tomarse sobre una parte de él, deformándose así los resultados del estudio económico.

El porcentaje real de averías dependerá de cada sección y se calcula hallando la relación entre el volumen de la coraza y el correspondiente al manto activo. Asimismo, se considera avería o destrucción total (100% de daños) cuando han sido desplazados todos los elementos correspondientes a la coraza, en toda la longitud del manto activo. Cuando se llega a este punto se supone que las averías progresan muy rápidamente hasta destruir completamente el rompeolas. De acuerdo con esto, al llegar a este punto se considerará como costo de reconstrucción el correspondiente al total del rompeolas más los relativos a los bienes defendidos.

Antes de llegar a la destrucción total, las averías sólo afectan a la coraza, y por lo tanto, el costo de reparación hay que referirlo exclusivamente al porcentaje de daños real de la sección que se calculará, trasladando proporcionalmente el determinado mediante la curva de averías al total de la coraza.

Para facilitar los cálculos de la evaluación de los costos de averías, se adoptan para la fase de daños parciales tres intervalos de alturas de ola de diseño (H_{si} , $1.3H_{si}$), ($1.3H_{si}$, $1.5H_{si}$) y ($1.5H_{si}$, $1.56H_{si}$) aplicando para cada altura de ola significativa contenida en un intervalo los siguientes porcentajes medios de daños referidos al manto activo: 5.67%, 23.13% y 70.00% respectivamente. La probabilidad de presentación de H_s en un intervalo se calcula de la forma:

$$\Pr (H_{s1} \leq H_s \leq H_{s2}) = \Pr (H_s > H_{s1}) - \Pr (H_s > H_{s2}) \quad [6-51]$$

Es decir la posibilidad de que la altura de ola H_s esté entre H_{s1} y H_{s2} es la posibilidad de que éste sea mayor que H_{s1} , menos la posibilidad de que sea mayor que H_{s2} .

6.1.5.3 Evolución de las Pérdidas en Bienes Defendidos

La correcta evaluación de las pérdidas en bienes defendidos producidas por falla del rompeolas es tan importante como difícil de conseguir. Su peso en el resultado del estudio económico es tan grande que exige un delicado estudio.

En la evaluación de las pérdidas en bienes defendidos debemos considerar dos tipos:

- a. Pérdidas directas en bienes defendidos por el puerto como son:
 - i. Muelles
 - ii. Equipo terrestre
 - iii. Buques resguardados en el puerto
- b. Pérdidas indirectas como consecuencia menos inmediata de la rotura del rompeolas:
 - i. Paralización del puerto mientras duren las obras de reconstrucción y la consiguiente pérdida de ingresos por las diferentes tarifas portuarias.

Pérdida adicional de ingresos debido a que la desviación de tráfico a otros puertos guarda una cierta inercia que es necesario vencer para volver a captar el tráfico perdido durante la reconstrucción del rompeolas.
 - ii. Posible paralización de industrias afines al puerto y que de alguna manera dependan de él para su funcionamiento, como puede ser un puerto a través del cual se abastezca una industria siderúrgica de materia prima. La paralización de los hornos supondría una pérdida económica considerable.

En cuanto a los bienes defendidos considerados en este ejemplo, para conocer la influencia que su costo tiene en la obtención del dimensionamiento óptimo, han sido tomados el valor de:

$$B = \$2'000,000 \text{ pesos/m}$$

6.1.5.4 Vida Útil de la Obra

Así como el costo de construcción y las pérdidas en bienes defendidos son datos, exclusivamente, del estudio económico, el régimen de temporales (para la altura de ola característica adecuada) y la vida útil de la obra son también datos para la determinación del riesgo.

Por la influencia que tiene en el resultado final, la evaluación de la vida previsible de la obra requiere un cuidadoso análisis a través del estudio del papel futuro que desarrollará la obra proyectada en la vida del puerto. En este ejemplo la vida útil de la obra, ha sido estimada en 50 años.

En las Figuras 6.20 y 6.21 se muestran las curvas de costo de construcción, de averías y las curvas de costo total señalándose el valor mínimo y su correspondiente H_s de dimensionamiento óptimo para cada caso.

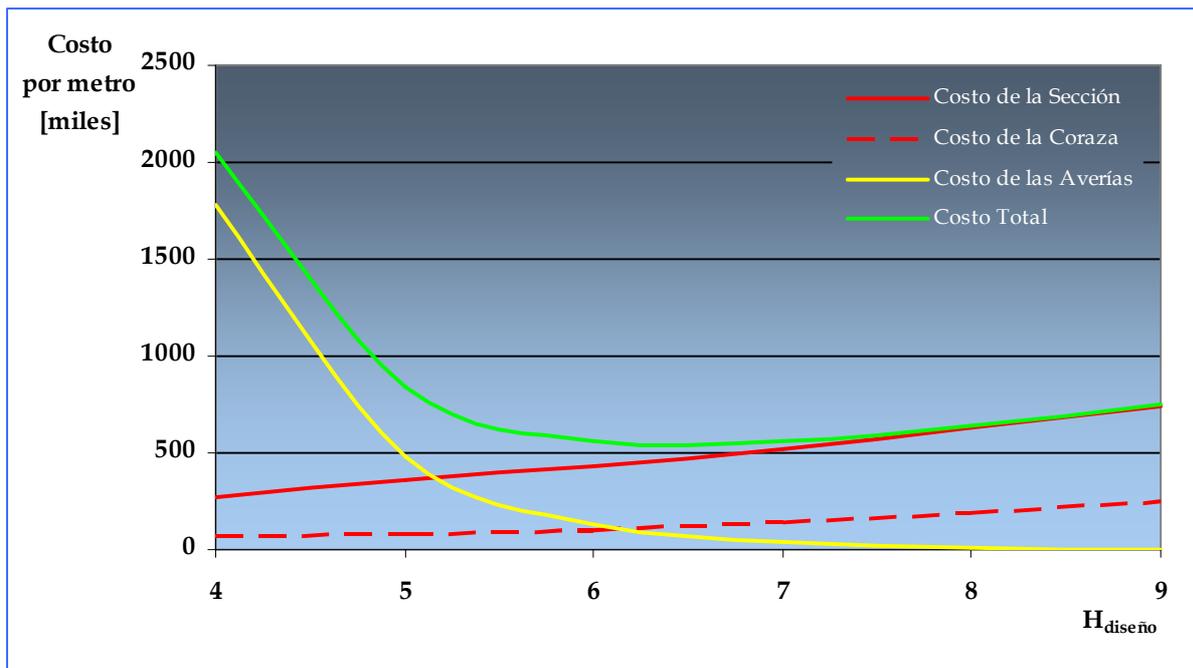


Figura 6.20 Curvas de Costo de Construcción - Daños Previsibles - Costos Totales [Estimación I]

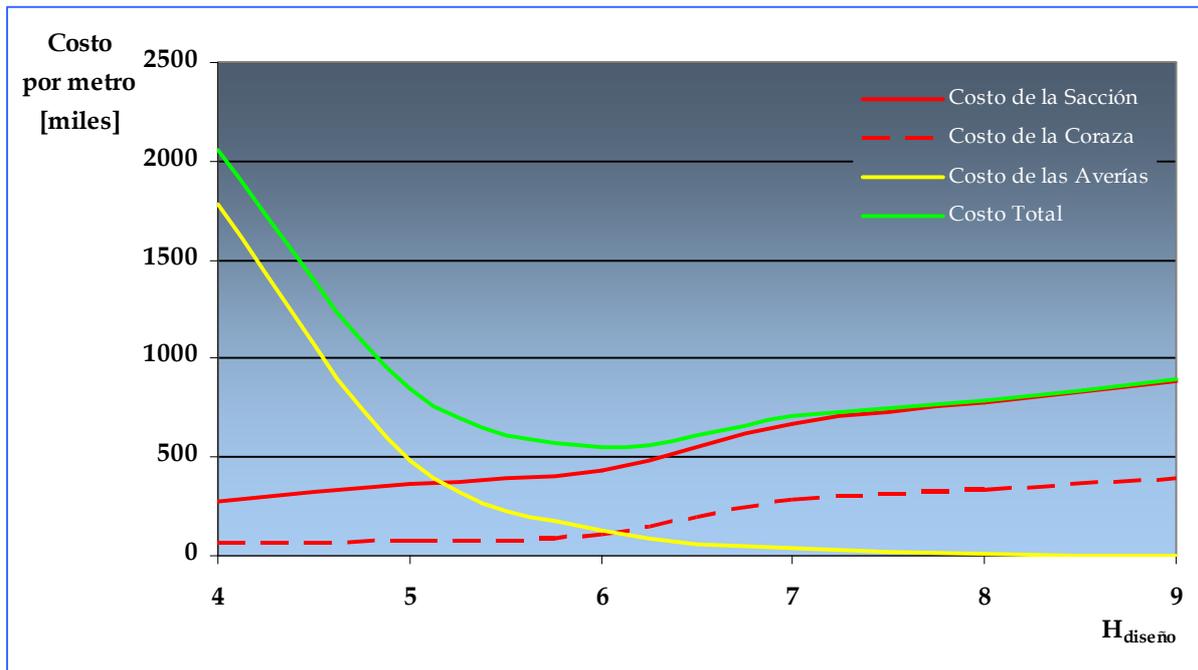


Figura 6.21 Curvas de Costo de Construcción – Daños Previsibles – Costos Totales [Estimación II]

Las alturas de ola significantes óptimas para el análisis realizado se muestran en la Tabla 6.13, en el que a su vez, para cada altura obtenida se ha determinado, en el régimen de temporales, su período de retorno y el riesgo de inicio de averías que se

tendría calculado mediante la fórmula $E_1 = 1 - \left(1 - \frac{I}{T_1}\right)^L$.

Tabla 6.13 Resultado del Análisis Económico

| Vida Útil [años] | Estimación I | | | Estimación II | | |
|------------------|--------------|----------|------------|---------------|----------|------------|
| | Hsi [m] | T [años] | Riesgo [%] | Hsi [m] | T [años] | Riesgo [%] |
| 50 | 6.55 | 114 | 35.66 | 6.00 | 58 | 58.15 |

Tabla 6.14 Resultado del Análisis de Riesgo

| Vida Útil [años] | Análisis de Riesgo | |
|---------------------|--------------------|---------------|
| | Hsi [m] | Riesgo [%] |
| 50 | 7.00 | 20.00 |

Como consecuencia del análisis desarrollado se pueden hacer una serie de observaciones.

- i. La aplicación correcta del estudio económico no es sencilla. En él intervienen una gran cantidad de variables que, tomando valores diferentes dentro de un campo razonable compatible con la realidad, modifican sensiblemente la altura de ola significativa de cálculo, y por lo tanto la sección definitiva.
- ii. Otro factor expuesto anteriormente, no reflejado en el ejemplo, es el interés que se podía aplicar al capital. En el ejemplo se ha considerado que este igualaba la tasa de alza de costos, pero si aplicamos el estudio económico, donde únicamente se considera el interés aplicado al capital, los valores mínimos de costos totales, y por lo tanto, los niveles de cálculo se desplazan hacia la izquierda de los gráficos con lo cual se abaratan los costos de construcción pero aumentan los riesgos. La aplicación exclusiva del interés del capital debe ir acompañada de la aplicación de la tasa de incremento de costos a través de la cual el costo de las futuras reparaciones, evaluadas con precios actuales, se convierte en costos con los precios futuros. A éstos últimos si se les puede aplicar ya las consideraciones relativas al interés del capital. La evolución futura de ambos parámetros es de por sí de difícil previsión.
- iii. En definitiva, el método permite, manejando las variables de forma siempre razonable, a través del estudio económico, llegar a justificar cualquier solución dentro de unos límites más o menos amplios. En el caso de que dos proyectistas realicen el mismo proyecto, es muy probable que empleando ambos el estudio económico alcancen resultados bastante diferentes, resultados que, por otro lado, estarían respaldados por consideraciones siempre justificables.

- iv. Un criterio que proporciona más transparencia a la justificación de la solución adoptada es el análisis de riesgo. En él, una vez definida la vida probable de la obra, todas aquellas consideraciones están refundidas en una: el nivel de riesgo que se considera admisible para la misma. Por ello, es siempre conveniente, en el caso de realizar el estudio económico, calcular cual es el riesgo que implica adoptar como definitivo su resultado, porque no hay que olvidar que la destrucción de la obra proyectada, hecho probable si el riesgo es alto, la convierte en la menos económica de todas, puesto que el costo final llegará a ser tres o cuatro veces el costo inicial de construcción.
- v. Además de los problemas expuestos que conciernen a la forma del método, existen otros de mayor importancia puesto que se refieren a su concepción.
- vi. Uno de los aspectos fundamentales del estudio económico de las obras exteriores es la determinación de los daños futuros. Para ello se disponen de medios teóricos y experimentales que permiten conocer con exactitud razonable el comportamiento de un dique ante temporal, si este ocurre. Con esta información es posible hacer una estimación, más o menos correcta, de sus consecuencias en el entorno portuario, consecuencias tanto directas como indirectas. Sin embargo, esto no tiene sentido hasta que se relaciona con la probabilidad de ocurrencia de los temporales en el lugar donde va a ser construido el dique. Sobre esto último, los únicos datos que se poseen son una estimación obtenida generalmente mediante extrapolaciones, de las probabilidades medias anuales de ocurrencia de los diferentes temporales. Con ello es con lo que se elaboran las curvas de costos de los daños probables causados por los temporales. Un detenido análisis de lo que significan estos daños probables puede ayudar mucho a enfocar el problema.
- vii. Ahora el significado de “daños futuros” es claro. Constituyen la reserva económica con la cual un número indefinido de rompeolas colaboran a costear la reconstrucción de los que, de entre ellos, han sido destruidos. Entonces en el conjunto de rompeolas dimensionados, de acuerdo con el estudio económico, podemos establecer dos grupos: el correspondiente a los rompeolas que serán averiados o destruidos, y el grupo de los

rompeolas que no sufrirán averías y que indirectamente financiarán los costos de reparación de los del primer grupo.

- viii. Sin embargo, en la realidad, el estudio económico se aplica exclusivamente al dimensionamiento de las obras de un puerto únicamente. Si, durante la vida útil de la obra, se excede el temporal de cálculo, no existe aquella reserva económica para afrontar la reparación de los daños. Si sumamos éstas al costo de construcción, vemos que, lejos de ser el más económico, es el menos económico.
- ix. Por lo tanto, resulta evidente, que todo estudio económico que en esencia es igual al del ejemplo, sólo es aplicable al dimensionamiento de un número indefinido, o al menos grande, de obras de idénticas características para las cuales el resultado global si sería el más económico, puesto que en este caso, al ser la muestra de amplitud suficiente, la ocurrencia de fenómenos que puedan dañar la obra se ajusta a la ley de probabilidades.
- x. Llegado a este momento, la utilidad del análisis de riesgo es clara; de él obtenemos la probabilidad o riesgo de que durante la vida de la obra ésta pueda sufrir averías o ser destruida, es decir, la probabilidad de que se encuadre en el primer grupo o en el segundo. Si el riesgo de avería o destrucción es grande, acudiremos a una solución más conservadora que la teóricamente más económica. De acuerdo con esto, podríamos llegar al mismo punto adoptando previamente unos niveles de riesgo admisibles y dimensionar para ellos nuestra sección.
- xi. El concepto de riesgo es más claro que el obtenido del estudio económico aunque mucho más problemático en el momento de tomar decisiones especialmente en este campo donde no existen directrices orientadoras.

CAPÍTULO

7

CONCLUSIONES

7 CONCLUSIONES

Para finalizar el presente trabajo, y a modo de conclusiones finales, pueden hacerse las siguientes consideraciones:

El diseño convencional de estructuras costeras ha sido tradicionalmente un cálculo determinista y el factor de seguridad está basado en el concepto de una carga de diseño que no debe exceder la resistencia de la estructura. La carga de diseño se trata como una variable extremal con una distribución probabilística y se asocia a un determinado periodo de retorno. Sin embargo, esta selección está hecha a menudo sin la consideración de las incertidumbres implicadas. En la mayor parte de los casos la resistencia está definida desde el punto de vista de la carga que causa cierto daño a la estructura, y no está dada como una fuerza o deformación última. Esto ocurre porque la mayor parte de las fórmulas de diseño disponibles sólo dan la relación entre las características de ola y cierta respuesta estructural, tales como el runup o el overtopping.

La mayoría de las fórmulas de diseño de estructuras costeras son semiempíricas y basadas principalmente en un ajuste central a los resultados de una prueba de un modelo. La dispersión en los resultados de la prueba no es considerada por lo general porque la fórmula normalmente expresa sólo los valores medios. La única contribución a un margen de seguridad en el diseño está en la elección del período de retorno para la carga de diseño o la probabilidad que el valor de la carga de diseño se exceda durante la vida de la estructura.

Además de la probabilidad de la carga de diseño, se puede aplicar también un coeficiente de seguridad, en cuyo caso el método se clasifica como determinista o cuasi-probabilista. Sin embargo, esta aproximación no permite la determinación de la fiabilidad o la probabilidad de fallo del diseño; y por lo tanto, no es útil para perfeccionar el diseño de la estructura.

A fin de superar este problema, los métodos más avanzados basados en la probabilidad deben ser aplicados donde existan grandes incertidumbres de las variables de carga y resistencia consideradas.

Los nuevos métodos de aproximación al diseño introducen, a diferencia del método convencional, la aleatoriedad de las variables y el cálculo de la probabilidad de fallo de la obra, lo que los hace mucho más realistas que el método determinista.

La utilización de los métodos probabilísticos en el diseño de estructuras marítimas constituye, por lo tanto, un avance adicional, o al menos un procedimiento alternativo de contraste de la aproximación convencional.

Ahora bien, cuando se somete un rompeolas a la acción de un temporal de intensidad superior a la de diseño, se producen averías que pueden alcanzar la destrucción del rompeolas si la intensidad y duración del temporal son suficientes. El conocimiento de la evolución de dichas averías, es decir, del comportamiento en el tiempo del rompeolas ante la acción del oleaje y, consecuentemente, de los métodos apropiados de cálculo, tiene una importancia fundamental en el dimensionamiento de nuevas estructuras.

En este sentido, cuando el estado de mar de cálculo que alcanza el pie del rompeolas está limitado por la rotura debida al fondo, las máximas alturas de ola que alcanzan al rompeolas son determinadas por un criterio de rotura y es de prever que se presentarán suficientes veces durante la vida útil de la obra como para ser determinantes del nivel de avería final alcanzado. Por ello, en estos casos, la altura de ola de cálculo será la altura de ola máxima que, por condiciones de fondo, se puede producir en el pie de la estructura. Y en el diseño mecánico de la estructura han de considerarse los esfuerzos que la rotura ejerce sobre el manto principal del rompeolas.

Por otra parte, cuando la altura de ola no está limitada por el fondo, el proceso de la selección del parámetro de altura de ola de cálculo es un problema relacionado con el nivel de riesgo aceptable en la vida útil de la obra.

De esta manera, la altura de ola de cálculo para los rompeolas situados en grandes profundidades se puede determinar calculando el parámetro H_{100} correspondiente al oleaje que, se prevé, solicitará al rompeolas a lo largo de su vida útil. La determinación de la distribución de H_{100} permitirá determinar el riesgo asumido.

El estudio económico de una sección tipo de un rompeolas es útil para proporcionar un orden de magnitud del nivel al cual deberá ser dimensionada, pero es siempre necesario apoyarse en el análisis de riesgo para definir la solución definitiva, misma que se debe entender como una relación de compromiso entre la optimización económica y el riesgo que la obra, en función de sus usos y estados límite, es capaz de permitir.

Este tipo de obras tiene asentamientos naturales durante y después de su construcción, lo cual puede ocasionar fallas en la estructura. En el caso del ejemplo que aquí se ha presentado, la coraza se diseñó con elementos prefabricados (cubos de concreto), por lo que se espera que una vez colocados en el cuerpo de la estructura sufran un asentamiento que puede provocar dos cosas: que algunas piezas queden fuera de su lugar, para lo cual sólo es necesario colocarlas de nuevo en su posición y que al moverse alguna pieza falle por los golpes, lo cual es poco probable. En este segundo

supuesto es necesario reemplazar las piezas. Un tercer caso más que podría presentarse pero con menos probabilidad, es que alguna pieza de la capa inferior falle. Esto traería como consecuencia remover piezas de la capa superior y reemplazar las afectadas, con el efecto que esto tendría en el costo por mantenimiento, sin embargo, se reitera que estos casos son poco probables que sucedan. Los cubos no sufren fallas si al asentarse la obra, éstos permanecen en su lugar, sólo en el caso de que estos salgan de su posición pueden fallar, pues al caer y girar colapsarían con otros elementos.

En resumen, los cubos son elementos nobles pues el concreto trabaja únicamente a compresión que es cuando se tiene la mayor resistencia. Si bien, los cubos representan una gran inversión inicial, sus costos por mantenimiento son mínimos. Una desventaja en este aspecto, es que los elementos son sensibles a la falla de un elemento continuo, es decir, que si un elemento sale de su posición es probable que otros más también salgan de su posición, si esto sucede, los costos de mantenimiento pueden incrementarse.

Por lo que respecta al resto de los elementos prefabricados que usualmente se usan para conformar la coraza de un rompeolas (Tetrápodos, dolos y core-loc), es necesario comentar que este tipo de elementos, debido a su geometría que tiene la función de incrementar la trabazón, cuenta con partes de ellas en donde el concreto está sometido a esfuerzos de tensión, lo cual es bien sabido que el concreto no tiene mucha resistencia trabajando de esta forma. Por ello, es más probable que este tipo de elementos fallen en forma frágil al asentarse la estructura. Asimismo, en este caso es difícil que salgan de su posición por el alto coeficiente de estabilidad que tienen, pero es muy factible que las piezas fallen en algunos de sus elementos, en este caso la única solución es reemplazar la pieza dañada.

Es importante mencionar que este tipo de elementos no son sensibles a la falla de elementos continuos debido a su trabazón, es decir pueden fallar uno sin que los demás salgan de su posición, sin embargo, esto más que una ventaja resultaría lo contrario, pues para mantener la misma trabazón de la pieza que se reemplazará, habrá que retirar algunos elementos continuos para lograr el efecto de trabazón original.

Como se ha expresado en este trabajo este tipo de estructuras representan un alto costo en su construcción, lo cual justifica en todo momento la necesidad de llevar a cabo ensayos en un modelo físico, ya que esta metodología garantiza la seguridad del diseño frente a métodos de cálculo numéricos y en muchas ocasiones permite conseguir un ahorro económico importante en el costo general de la obra, proporcionando una optimización del diseño.

Las posibilidades de un estudio en modelo físico permiten abordar el diseño de zonas singulares del rompeolas, así como de configuraciones del mismo para las que no

son aplicables las fórmulas teóricas de diseño. Por otro lado permiten contemplar la influencia de diversos parámetros relacionados con el oleaje que no se tienen en cuenta en el diseño mediante dichos métodos teóricos.

Sin embargo, en la mayoría de los casos de diseño de estructuras no se cuenta con los recursos necesarios para realizar ensayos en un modelo reducido, una alternativa que se presenta es la utilización de modelos numéricos basados en el método de elementos finitos, con el cual se puede simular el comportamiento físico de las capas y en particular las fuerzas que interactúan entre los elementos de la coraza (ya sean bloques de piedra o elementos prefabricados), además de analizar los porcentajes de averías.

Por último, se observa que la globalización de la economía continuará, asimismo, se prevé que el transporte marítimo tampoco se detendrá en su crecimiento y, en consecuencia, en diversos puertos el requerimiento de obras de abrigo en profundidades mayores va a seguir aumentando. Por otro lado, el uso del territorio costero, las necesidades de turismo y recreo, y las de la consiguiente protección, demandan, y lo van a hacer crecientemente, de obras de protección de características y necesidades de estabilidad mucho más modestos pero no menos complejos, lo anterior abre un panorama amplio para el desarrollo de las estructuras bajo el enfoque de análisis de riesgo.

7.1. Futuras Líneas de Investigación

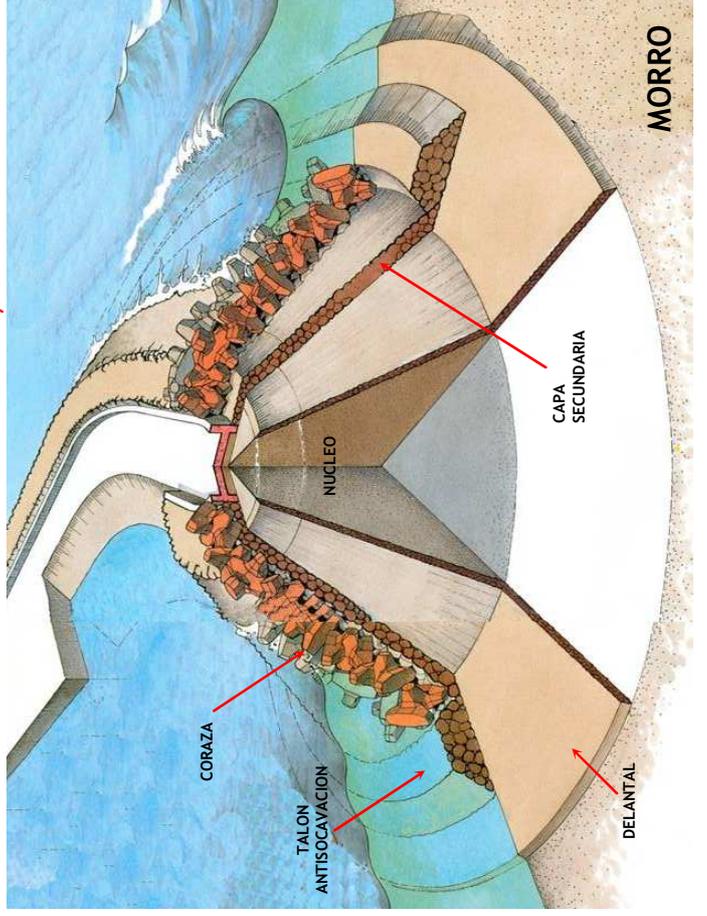
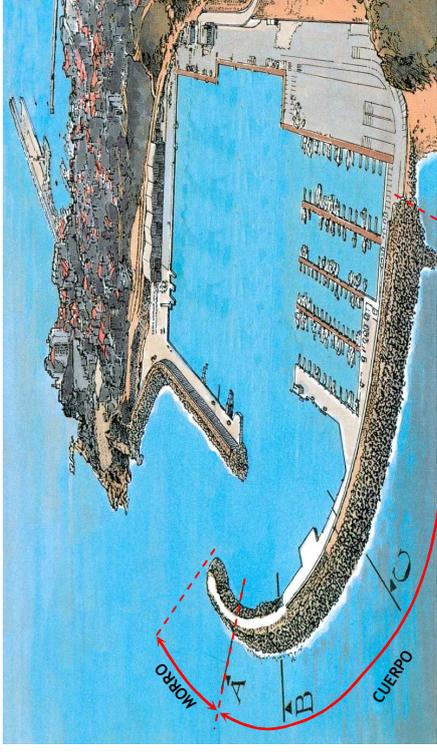
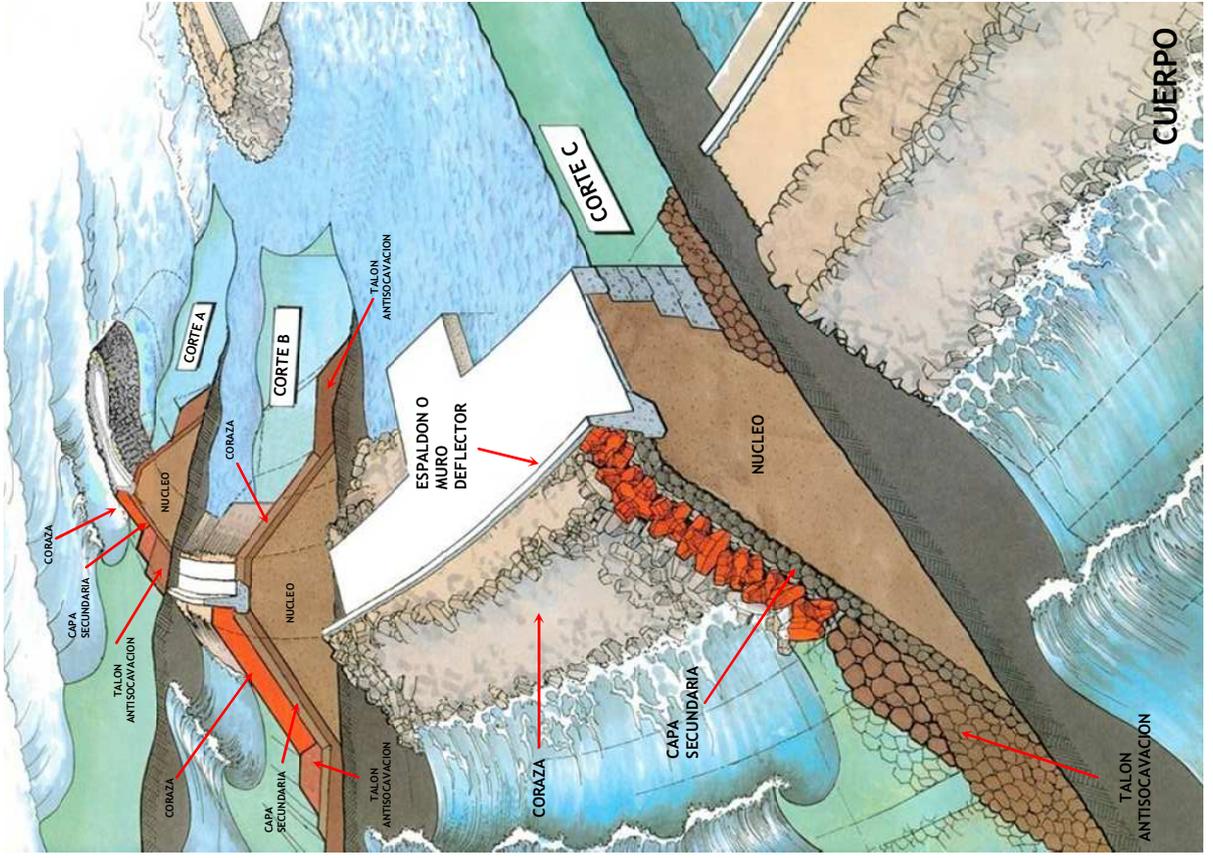
Se plantean a continuación las futuras líneas de investigación en cuanto al diseño por riesgo de estructuras marítimas:

- Los métodos probabilistas permiten calcular la probabilidad de fallo de una determinada estructura, pero no son un método de diseño en sí. Esto es debido a que las recomendaciones fijan un riesgo máximo admisible, y el proyectista ha de buscar un diseño cuya probabilidad de fallo sea igual o inferior a la máxima recomendada, pero en ningún momento se define cuál es el diseño óptimo de la obra, más condicionado a aspectos económicos.
- El análisis realizado no contempla la contribución de diferentes combinaciones de las variables que pueden inducir a un fallo. Y por tanto, el estudio de tales efectos deben ser tomados en cuenta en futuras aproximaciones de cálculo del rebase.

ANEXO A

**SECCIONES DE UN
ROMPEOLAS EN
TALUD**

ANEXO A SECCIONES DE UN ROMPEOLAS EN TALUD



ANEXO B

**DESARROLLO
HISTÓRICO DE LOS
ELEMENTOS
PREFABRICADOS
PARA CORAZA**

ANEXO B

DESARROLLO HISTÓRICO DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA CORAZA

| Elemento | Nombre | Año de Introducción | País |
|---|-----------------|---------------------|--------------|
|  | Cubo | - | - |
|  | Tetrápodo | 1950 | Francia |
|  | Tribar | 1958 | USA |
|  | Cubo Modificado | 1959 | USA |
|  | Stabit | 1961 | Reino Unido |
|  | Akmon | 1962 | Países Bajos |
|  | Tripod | 1962 | Países Bajos |
|  | Dolos | 1963 | Sudáfrica |
|  | Cob | 1969 | Reino Unido |
|  | Cubo Antifer | 1973 | Francia |
|  | Seabee | 1978 | Australia |
|  | Acropodo | 1980 | Francia |
|  | Shed | 1982 | Reino Unido |
|  | Haro | 1984 | Bélgica |
|  | Core - Loc | 1995 | USA |
|  | A - Jack | 1996 | USA |

ANEXO B
DESARROLLO HISTÓRICO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA CORAZA

| Elemento | Nombre | Año de Introducción | País |
|---|---------------|----------------------------|--------------|
|  | Diahitis | 1998 | Irlanda |
|  | Acopode | 2000 | Francia |
|  | Xbloc | 2003 | Países Bajos |
|  | Acropodo II | 2004 | Francia |
|  | Core-Loc II | 2006 | USA |
|  | Cubipodo | 2008 | España |

ANEXO C

DAÑOS EN UN
ROMPEOLAS

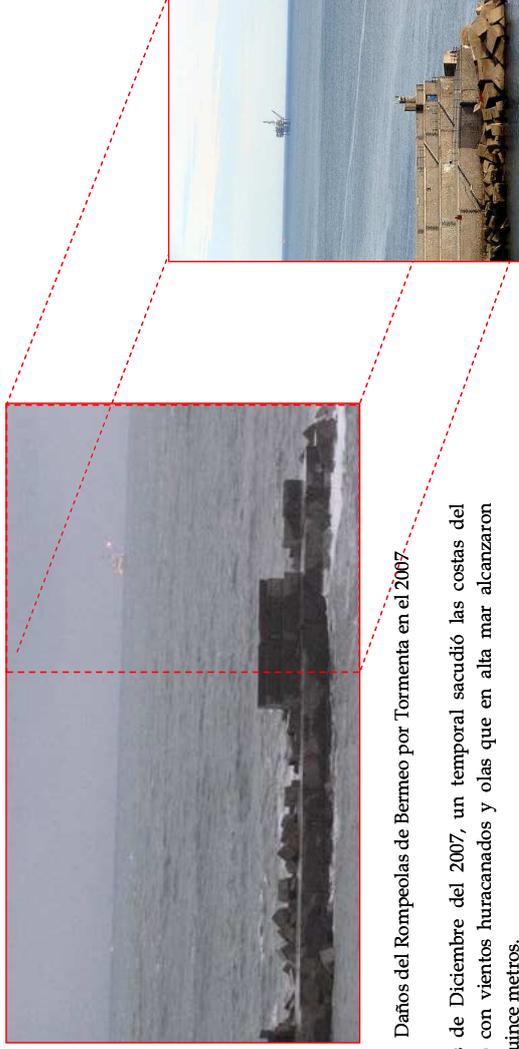
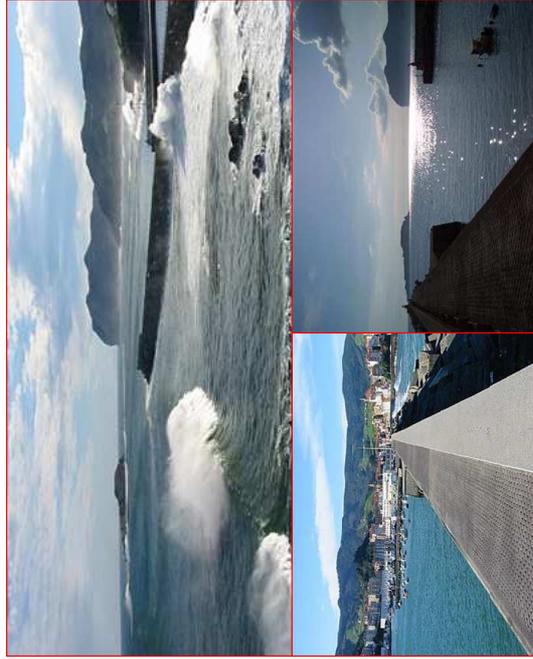


Figura C.1 Daños del Rompeolas de Bermeo por Tormenta en el 2007.

En el mes de Diciembre del 2007, un temporal sacudió las costas del Cantábrico con vientos huracanados y olas que en alta mar alcanzaron hasta los quince metros.

En la costa, la marejada con olas de hasta once metros, destruyó 70 metros de la sección superior del rompeolas, así como la baliza de señalamiento marítimo que se localizaba en el morro del rompeolas de la villa marinera de Bermeo, España.

ANEXO D

DIAGRAMAS DE
PROPAGACIÓN DE
OLAJE

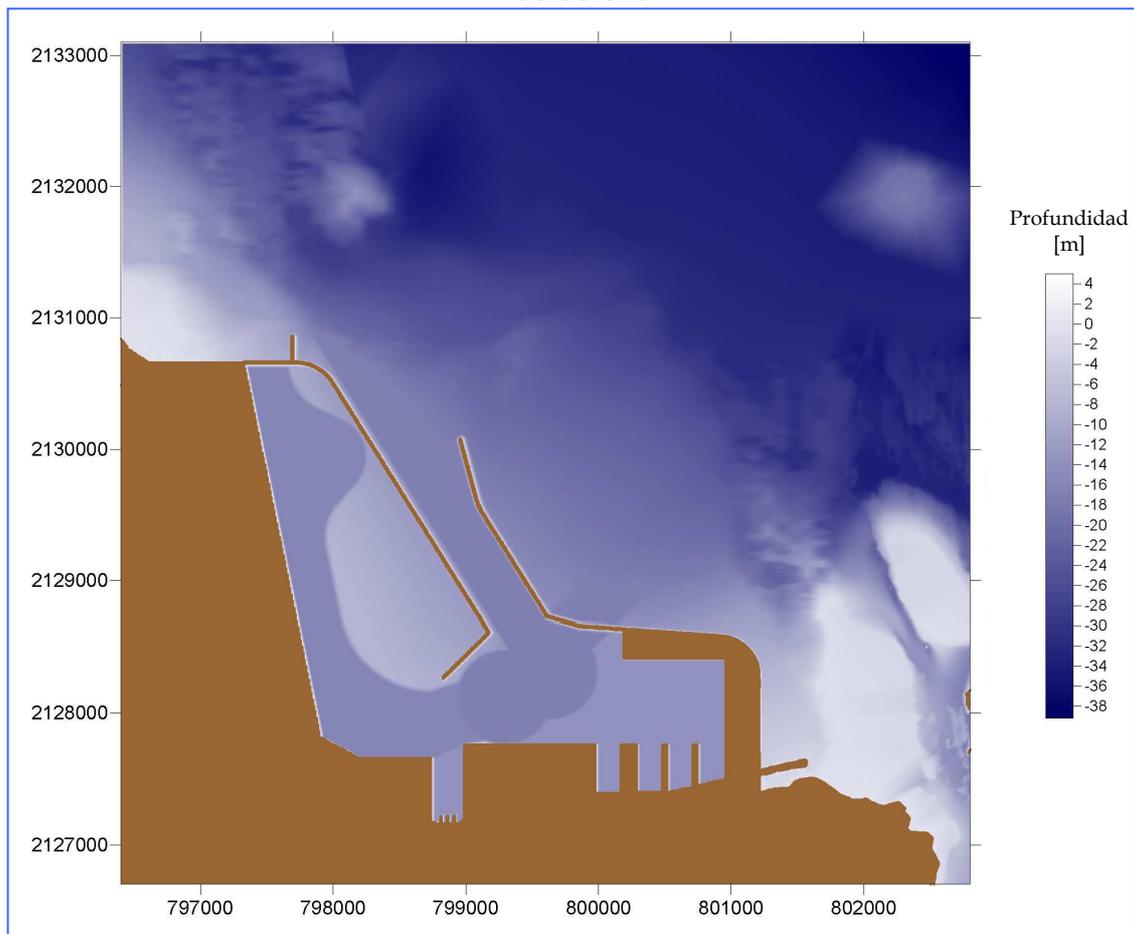
ANEXO D DIAGRAMAS DE PROPAGACION DE OLAJE

En las Figuras D-2, D-3 y D-4 se presentan como ilustrativos los diagramas de propagación de oleaje y penetración en el recinto abrigado, para el oleaje normal de 2,5 m de altura, periodo de 9 segundos, provenientes del N, N30°E y N60°E para el desarrollo de la ampliación portuaria.

En las Figuras D-5, D-6 y D-7 se presentan los diagramas de propagación de oleaje y penetración en el recinto abrigado, para el oleaje extremal de 10.90 m de altura y periodo de 8.56 segundos, provenientes del N, N30°E y N60°E.

El oleaje proveniente de estas direcciones es frecuentemente significativo, ya que en conjunto, representan más del 80% del tiempo de acción del oleaje en la Bahía de Vergara.

Figura D-1 Modelización de la Planta General de la Ampliación del Puerto de Veracruz.



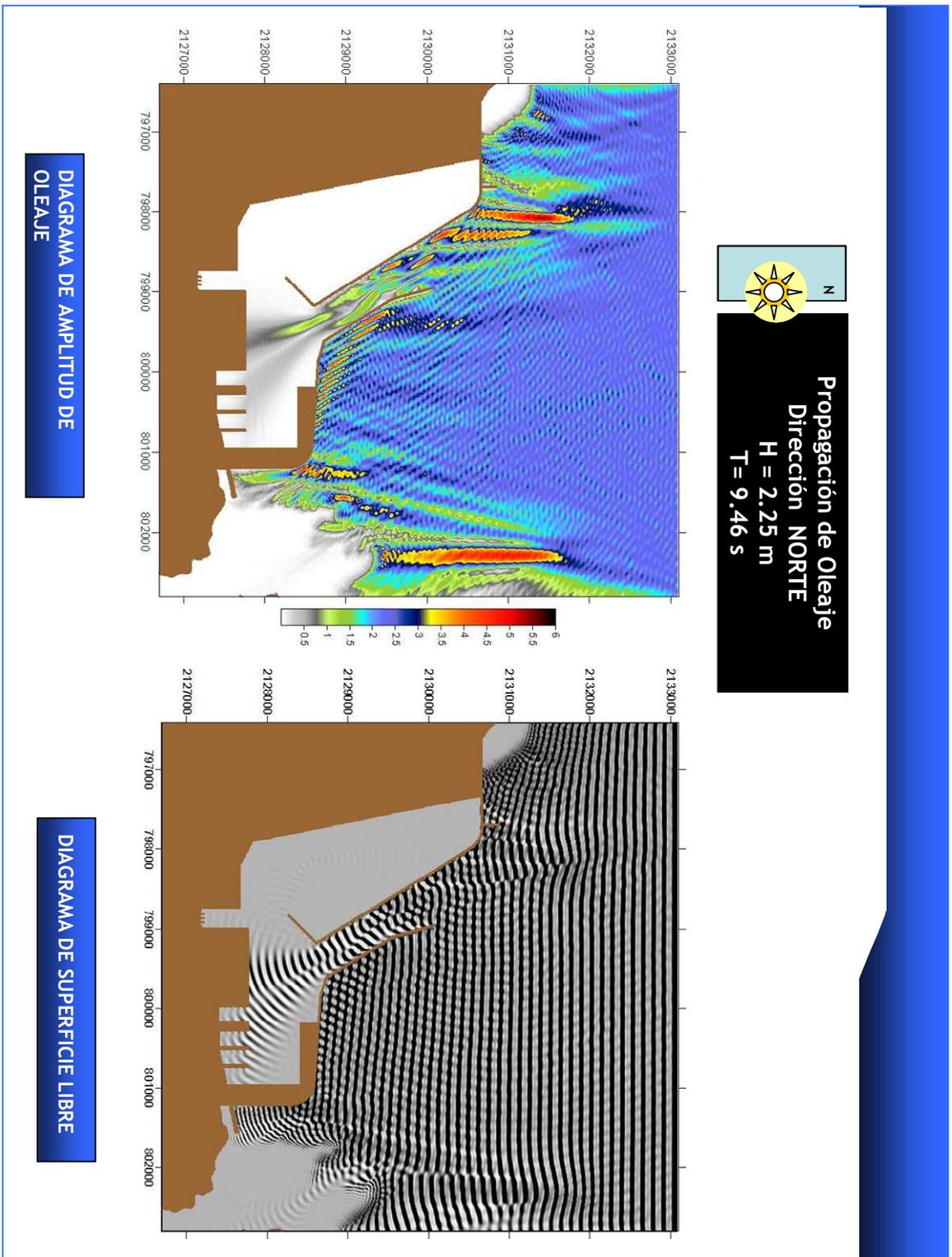


Figura D-2 Diagrama de Propagación de Oleaje Normal Proveniente de la Dirección Norte.

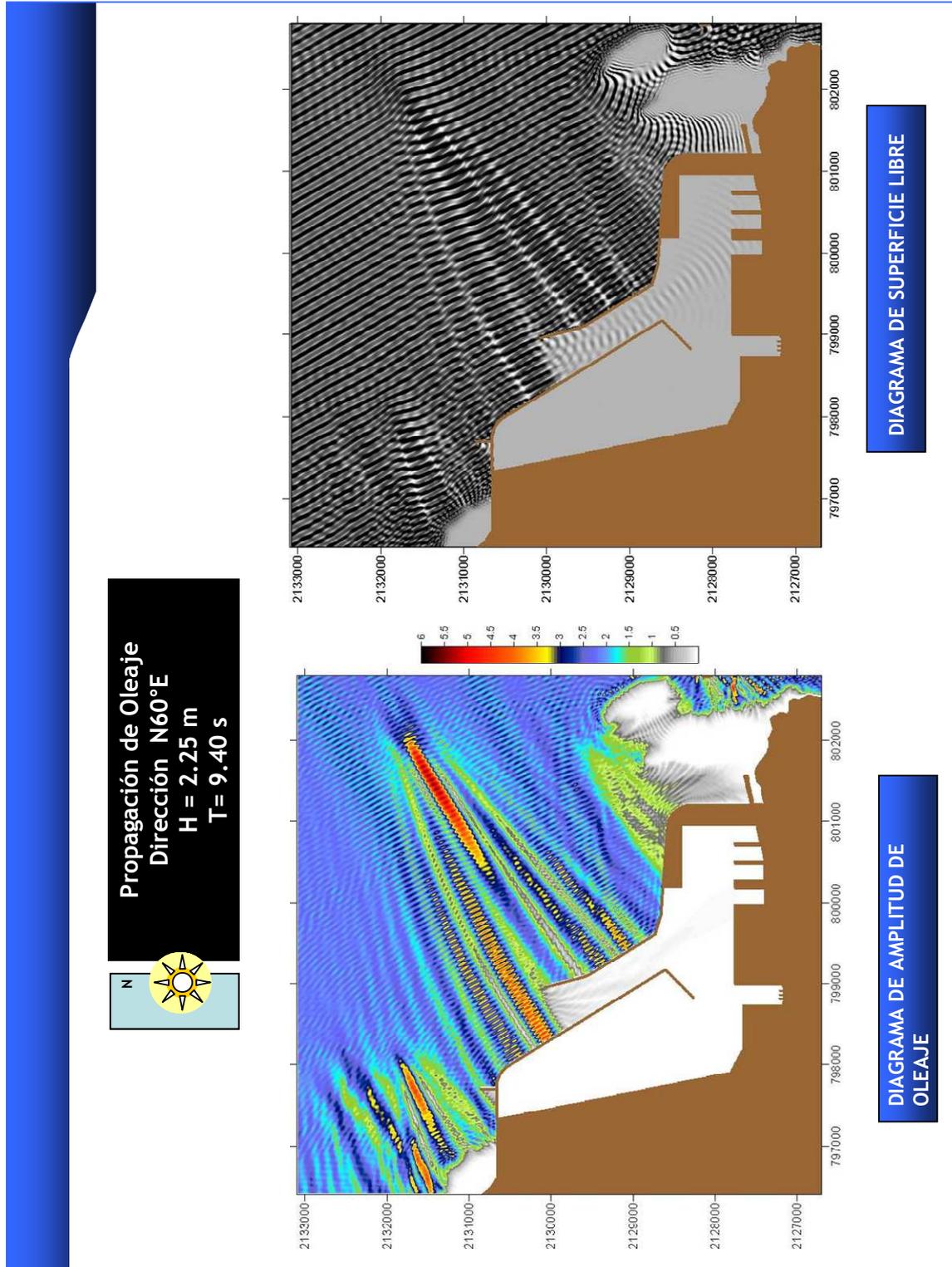


Figura D-3 Diagrama de Propagación de Oleaje Normal Proveniente de la Dirección N60°E.

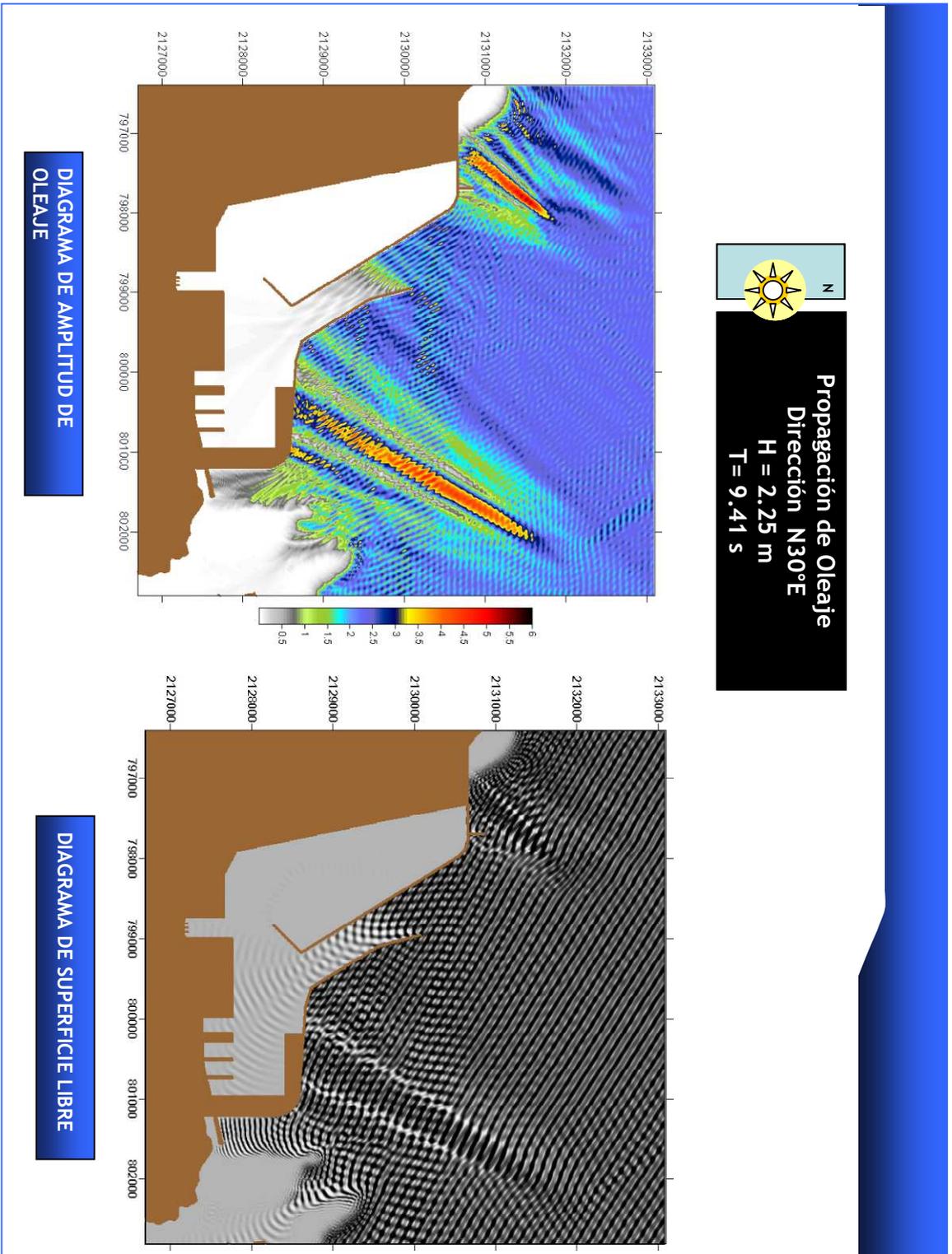


Figura D-4 Diagrama de Propagación de Oleaje Extremal Proveniente de la Dirección N30°E.

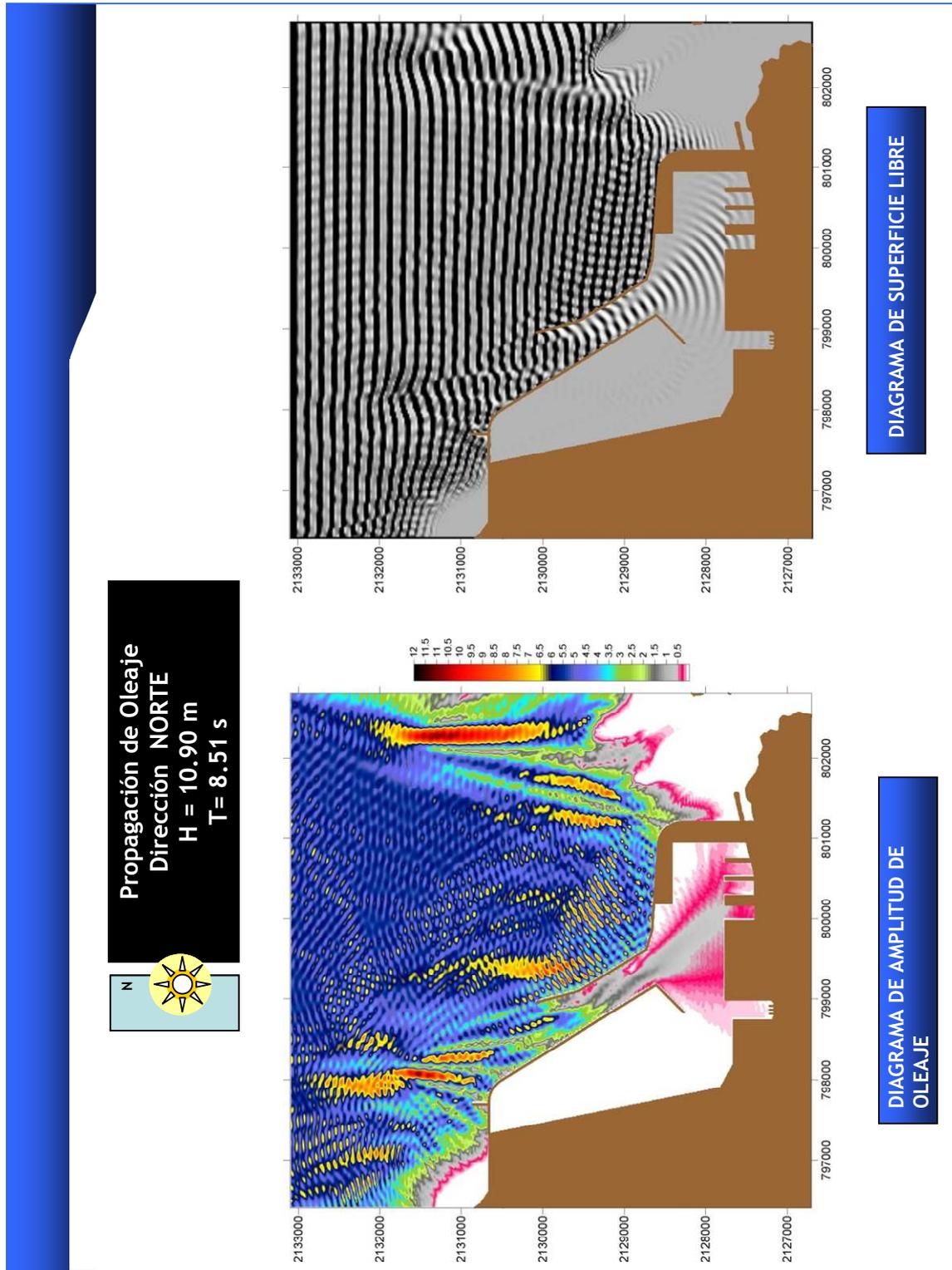


Figura D-5 Diagrama de Propagación de Oleaje Extremal Proveniente de la Dirección Norte.

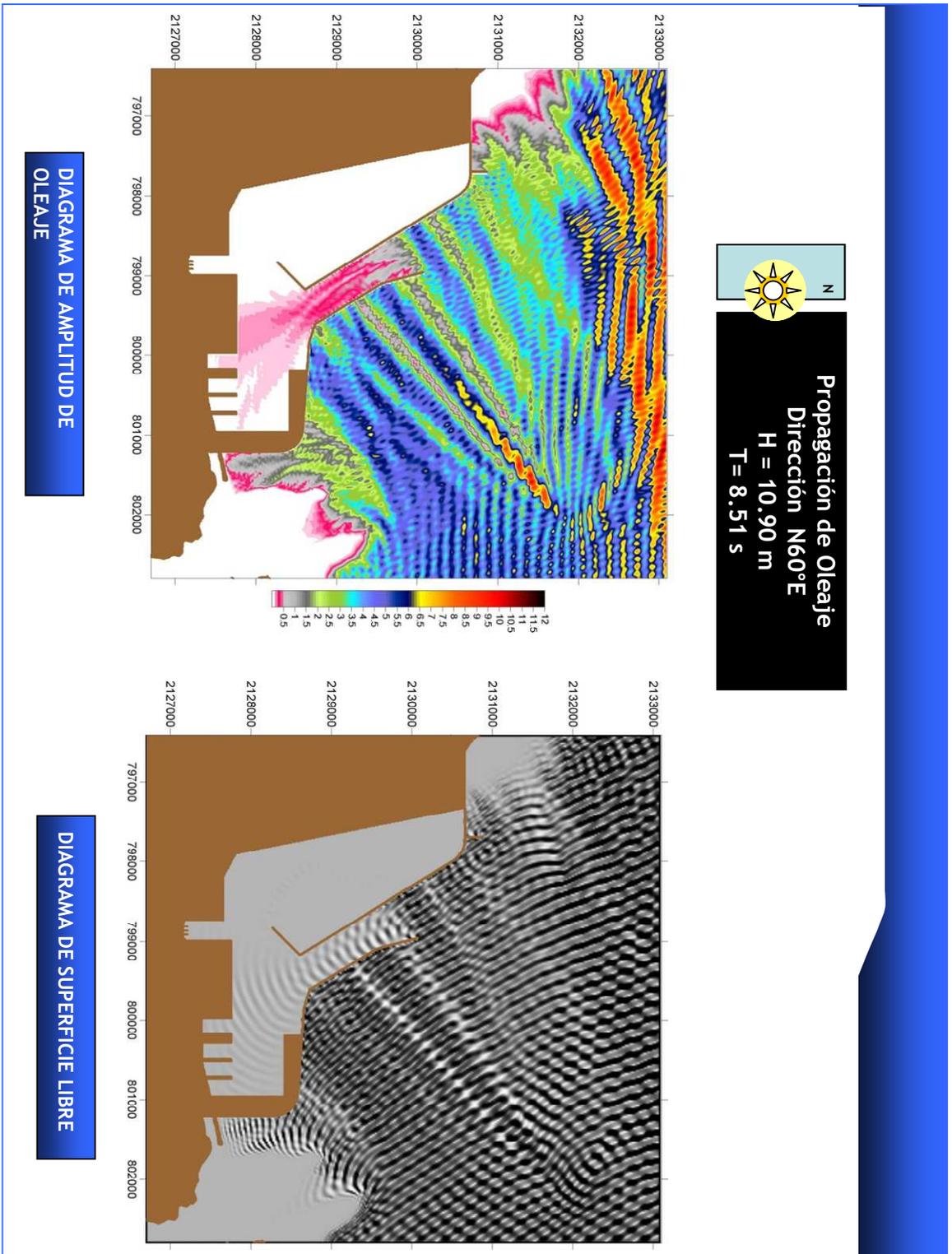


Figura D-6 Diagrama de Propagación de Oleaje Extremal Proveniente de la Dirección N60°E.

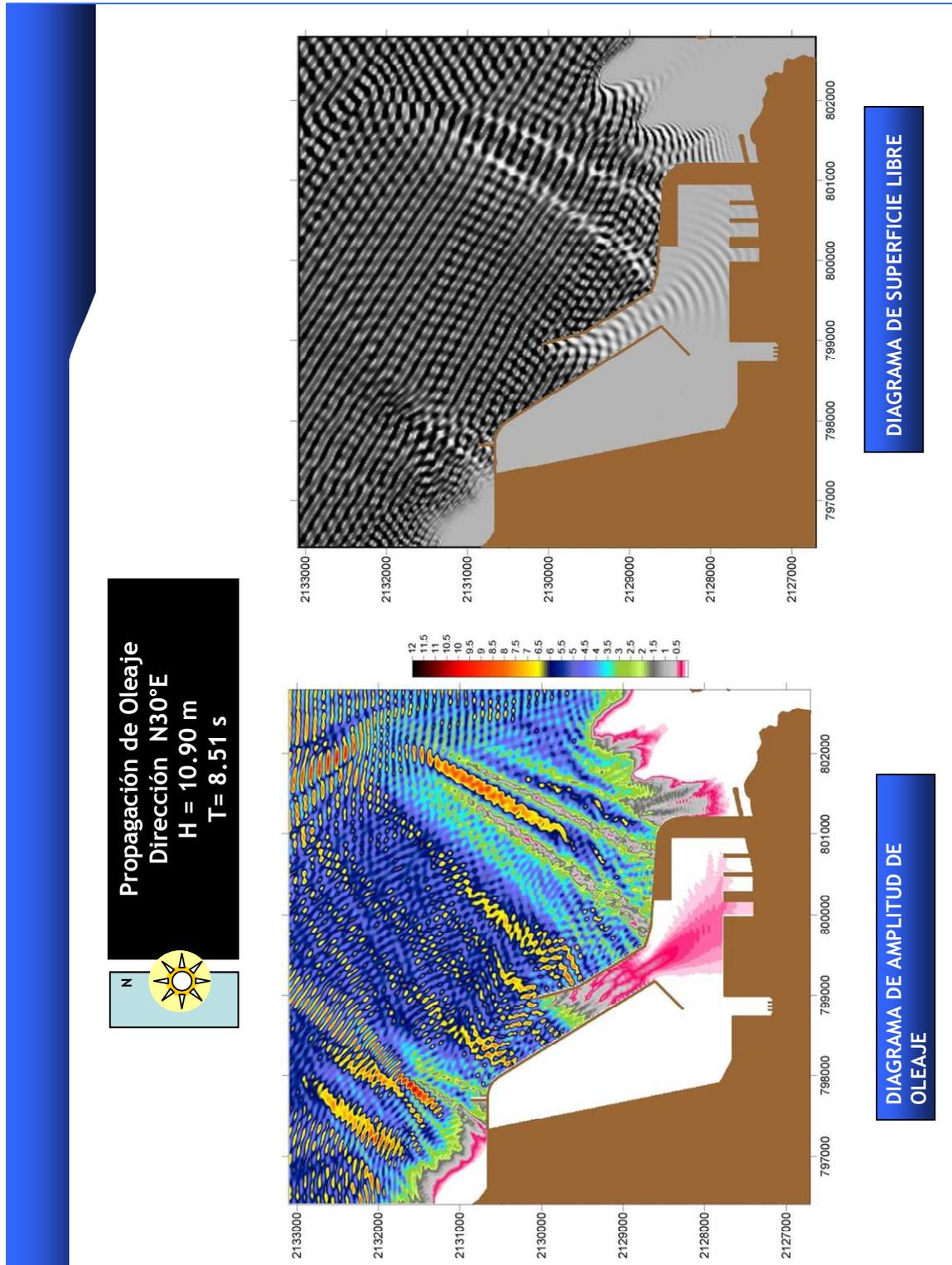


Figura D-7 Diagrama de Propagación de Oleaje Extremal Proveniente de la Dirección N30°E.

BIBLIOGRAFÍA

- › Allsop N W H et al. (1996) *Wave Forces on Vertical and Composite Breakwaters*. Report Sr 443 March 1995 revised March 1996. Hr Wallingford
- › Allsop N. W. (1986) *Sea Walls: A Literature Review*, pp. 40-45
- › Aminti, P. and Franco, L. (1988) *Wave Overtopping on rubble mound breakwaters*. Proceedings of the 21st ICCE, Malaga, Spain
- › Battjes, J. A. (1974) *Surf similarity* Proceeding of the 14th Conf. Eng. Copenhagen, Denmark, pp. 466-480
- › Bradbury A. W. and Allsop N. W. (1988) *Hydraulic effects of breakwater crown walls*. Design of Breakwaters. Proceeding of conference Breakwaters '88 Thomas telford, London
- › Bradbury, A. P.; Allsop. N.W.H.; Stephens, R.V. (1988) *Hydraulic performance of breakwater crown wats. Report SR 146. H.R. Wallingford*.
- › Bruun P. and Günbak, A.R. (1979) *Design of Mound Breakwaters*. Division of port and ocean Engineering. The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway
- › CIRIA-CUR *Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering*
- › De Waal, J.P. (1995) *Wave overtopping of vertical structures including wind effect*. Proceedings MCS-Project. Monolithic Coastal Structures. MAST II
- › De Waal, J.P; Van der Meer, J.W., (1992) *Wave Run-up and Overtopping on Coastal structures, pp 1758-1771*
- › Franco L. et al. (1998) *Proceedings of Probabilistic design Tools for vertical Breakwaters*. Project MAST III.
- › Fukuda, N., Uno, T and Irie, L, (1974) *Field Observations of Wave Overtopping of Wave Absorbing Revetment*. Coastal Eng. In Japan, 17: 117-128
- › Gerding E. (1993) *Toe structure Stability of Rubble Mound Breakwaters*. TUDelft, Delft University of technology
- › Goda Y. (1969) *Reanalysis of Laboratory Data on Wave transmission over Breakwaters*. Rept. Port and Harbor Res. Inst, Vol. 8 , No. 3-18
- › Goda Y. (1974) *New Wave Pressure Fonmilae for Composite Breakwaters*. Proc. ICCE

BIBLIOGRAFÍA

- › Goda Y. (1985) *Random Seas and Design of Maritime Structures*. University of Tokyo Press
- › Günbak, A.R. and Gökce, T. (1984). *Wave screen stability of rubble mound breakwaters. International symposium of maritime structures in the Mediterranean sea. Athens, Greece, pp. 135-158*
- › Hudson Robert Y. (1959) *Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters*. Journal of the Waterways and Harbors Division. Proceedings of the ASCE
- › Instituto Mexicano del Transporte, *Clima marítimo de oleaje del proyecto de ampliación del Puerto de Veracruz*.
- › Iribarren Cabanilles R. y Nogales y Olano C. (1964) *Obras Marítimas: Oleaje y Diques*. Editorial Dossat. S. A. Madrid
- › Jensen, Ole Juul and Juhl Jorgcn (1987) *Overtopping on Breakwaters and Sea Dikes*
- › Jensen, Ole Juul and Sorensen T., (1979) *Over spilling/Overtopping of Rubble-Mound Breakwaters. Results of Studies. Useful in Design Procedures, pp. 51-65*
- › Juul Jensen, O. (1984) *A Monograph on Bubble Mound Breakwaters*. Published by Danish Hydraulic Institute
- › Kobayashi, M., et al. (1987) *Bearing capacity of rubble mound supporting a gravity structure*, Pept. Port and Harbour Res. Inst., Vol. 26, No. 5, pp 215-252
- › Lamberti A. and Franco L. (1994) *Italian Experience on Upright Breakwaters. Wave Barriers in Deepwater's*. Port and Harbour Research Institute. Yokosuka, Japan
- › Losada, I.J.; Dalrymple, R.A.; Losada, M.A. (1993) *Water waves on crown breakwaters. Journal of Waterway. Port, Coastal and Ocean Engineering. ASCE. Vol. 199-4, pp. 367-380*
- › Losada, M.A. (1992) *Recent developments in the design of mound breakwaters. Chapter 21 of Handbook of Coastal and Ocean Engineering. John B. Herbich, Ed, pp. 939-1050*
- › Lundgren H (1969) *wave shock Forces: an analysis of deformations and forces in the wave and in the foundation*. Symposium Research on Wave Action (Proceedings) Vol. II-Delft Hydraulic Laboratory
- › Martin, F. L., Vidal C., Losada, M.A. & Medina R., (1995) *Un método para el cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas*. Revista de Ingeniería del Agua, Vol. 2, N° 3 Universidad Politécnica de Valencia. España pp 37-52

- › Oumeraci H. (1994) *Review and analysis of vertical breakwater failures-lesson learned*. Coastal Engineering, 22, pag. 3-29 (Special Issue)
- › Silva Casarín Rodolfo (2005), *Análisis y descripción estadística del oleaje SD/49*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- › Silva Casarín Rodolfo (2005), *Diseño es estructuras marítimas – Sección I “Flujo en estructuras”*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- › Silva Casarín Rodolfo (2005), *Diseño es estructuras marítimas – Sección II “Estabilidad de diques rompeolas”*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- › ROM 0.0 (2001), *Recomendaciones para obras marítimas ROM 0.0.Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Puertos del Estado.
- › Saville, T. (1962) *An approximation of the wave run-up frequency distribution*. Proc. 8th International Conference on Coastal Engineering, ICCE. México
- › Shore Protection Manual (1984) Volume II Department of Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers,. COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER
- › Takahashi S. (1996) *Design of Vertical Breakwaters*. Port and Harbour Research Institute. Ministry of Transport
- › Tanimoto, K. and Yagyu, T., and Goda, Y. (1982) *Irregular wave tests for composite breakwater foundation*. Proc. 18th Conf. Coastal Eng., Capetown, pp. 2144-2163.
- › Van der Meer Jentsje W (1990) *Static and dynamic stability of loose materials*. Coastal Protection, Pilatrczyk (ed.)Balkema, Rotterdam
- › Van der Meer, J. W. (1988) *Stability of cubes, tetrapods and accropode*. Design of Breakwaters. Proceedings of the conference Breakwaters '88. Edit. Thomas Telford, London
- › Van der Meer, J. W. (1992), *Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters*, pp. 17-18
- › Van der Meer, J. W.; Pilarczyk, K. W. (1987) *Stability of breakwater Armour Layers deterministic and Probabilistic Design*