



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Diseño por riesgo y construcción de la
ampliación del rompeolas oeste en el puerto de
Salina Cruz, Oaxaca**

T E S I S

Que para optar por el grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA

P r e s e n t a

JORGE ALONSO BASHULTO MÁRQUEZ

DIRECTOR DE TESIS

DR. EDGAR G. MENDOZA BALDWIN



2012

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Ing. Carlos Manuel Chávarri Maldonado

Secretario: Ing. Zarate Rocha Luis

Vocal: Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin

1er. Suplente: Ing. Héctor Juvencio López Gutiérrez

2do.Suplente: Dr. Rodolfo Silva Casarín

Ciudad Universitaria, Distrito Federal, 2012.

TUTOR DE TESIS
DR. EDGAR G. MENDOZA BALDWIN

FIRMA

A mi madre infinitas gracias, por ser la persona más amada por mí, por saber ser el bastión que me impulsó y me sigue impulsando a lograr todo lo que ella quería de mi, y sé que aun sigue queriendo desde donde esta ahora, y en mi corazón, desde ahí le debo todo lo que soy. Para ti madre hermosa es esta tesis.

AGRADECIMIENTOS

La presente tesis es un esfuerzo en el cual, directamente o indirectamente, participaron varias personas, leyendo, opinando, corrigiendo, dándome ánimo, acompañándome en los momentos de crisis y momentos de felicidad.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme la oportunidad de continuar con mis estudios profesionales.

Gracias a la Facultad de Ingeniería por todo los conocimientos que adquirí en sus aulas.

A mis profesores de quienes recibí una gran ayuda durante la formación y preparación.

Gracias al Instituto de Ingeniería por abrirme las puertas y apoyarme en la realización de este trabajo, así como a los compañeros del Grupo de Ingeniería de Costas y Puertos, por el apoyo brindado en la realización de este trabajo.

Quisiera agradecer especialmente a mi familia, a mis amigas y amigos, por todo el apoyo ofrecido, por alentarme y por sus buenos deseos.

A mi asesor el Dr. Edgar G. Mendoza Baldwin, agradezco su paciencia y su comprensión ante las ausencias, su gran apoyo, confianza, por haberme aceptado y dirigir esta tesis, que para mí es un honor y por permitirme terminar este trabajo. Y por encima de todo, le agradezco que me haya apoyado en situaciones difíciles durante el trayecto.

Al Ing. Héctor J. López Gutiérrez, por haber compartido sus conocimientos y experiencias de tipo profesional que ayudaron a pulir este trabajo.

A la Dra. Angélica Félix Delgado, por su apoyo, sus comentarios y ayuda, sus atinadas correcciones en el proceso de elaboración de esta tesis.

A los miembros del jurado por haber tomado la atención de leer esta tesis y creer en mí, al Dr. Rodolfo Silva Casarín, Ing. Carlos Manuel Chavarri Maldonado, Ing. Luis Zarate Rocha y al Ing. Sergio Macuil Robles.

Finalmente quiero agradecer al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por haberme financiado gran parte de mis estudios de maestría, otorgándome una beca.

R E S U M E N

Esta tesis consta de dos partes, en la primera se presentan los conceptos básicos del estudio del oleaje y las consideraciones para el diseño geométrico y mecánico de las obras de protección costera. Se presenta también una clasificación de dichas obras en función de su operación hidráulica, así como la metodología de diseño por riesgo siguiendo las Recomendaciones de Obras marítimas (ROM 0.0) españolas. Por otro lado, se delimitan los aspectos a considerar para la elección del método constructivo, las actividades previas al inicio de los trabajos y las medidas preventivas durante la colocación de las capas que componen el rompeolas, a su vez, se describe la secuencia de colocación de los materiales y la variedad de equipos que se pueden utilizar dependiendo del método de construcción.

La segunda parte de la tesis consiste en la aplicación de toda metodología de diseño descrita en la primera parte al caso de la ampliación del rompeolas oeste del puerto petrolero de Salina Cruz en Oaxaca, el cual toma en cuenta las afectaciones económicas, ambientales y sociales de un eventual fallo de la estructura. Vía simulaciones de Montecarlo, se generaron climas de oleaje a fin de verificar los diseños propuestos y elegir la alternativa óptima. Finalmente se propone un método constructivo y se determina el tiempo y costo de la obra terminada.

A B S T R A C T

This thesis is divided in two parts; the first one presents the basics of the study ocean waves and the main aspects of geometrical and mechanical design of shore protection structures. One way to classify maritime structures attending its hydraulic operation is presented. The central objective of this first part is to present a design methodology based on the Spanish Recommendations on Maritime Structures (ROM). The main aspects that should be taken into account for the selection of the constructive methodology and the preventive actions after and during the construction are also discussed. A variety of construction equipment for breakwaters is also presented.

The second part is the application of the methods and actions presented in before to the design of the breakwater number 2 of the oil port at Salina Cruz, Oaxaca taking into account the economic, social, and environmental effects of the eventual failure of the structure. Using Monte Carlo simulations, a set of wave climates were generated to verify the proposed the design and gather information to select the optimum alternative. The example is complemented with the proposal of a constructive methodology and the estimation of the time and cost of the breakwater.

ÍNDICE

RESUMEN	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE	III
Lista de símbolos	VII
Índice de figuras	IX
Índice de tablas	XI
INTRODUCCIÓN	XIII
<i>Organización de la Tesis</i>	<i>XIV</i>
<i>Objetivos</i>	<i>XV</i>
1 CONCEPTOS BÁSICOS DE OLEAJE	19
1.1 <i>Introducción</i>	<i>19</i>
1.2 <i>Parámetros característicos del oleaje</i>	<i>19</i>
1.2.1 Celeridad, longitud y periodo.....	<i>20</i>
1.2.2 Clasificación de oscilaciones marinas.....	<i>22</i>
1.2.3 Clasificación de oleaje.....	<i>24</i>
1.3 <i>Fenómenos de propagación del oleaje</i>	<i>25</i>
1.3.1 Refracción.....	<i>25</i>
1.3.2 Difracción.....	<i>26</i>
1.3.3 Reflexión.....	<i>26</i>
1.3.4 Rotura.....	<i>28</i>
1.4 <i>Teorías de oleaje</i>	<i>28</i>
1.4.1 Teoría lineal.....	<i>29</i>
1.4.2 Estado de mar.....	<i>31</i>
1.4.3 Definiciones estadísticas de los parámetros del oleaje.....	<i>32</i>
2 OBRAS DE PROTECCIÓN DE PUERTOS	37
2.1 <i>Introducción</i>	<i>37</i>
2.2 <i>Obras paralelas a la costa</i>	<i>37</i>
2.3 <i>Obras perpendiculares a la costa</i>	<i>37</i>
2.3.1 Escolleras.....	<i>37</i>
2.3.2 Espigones.....	<i>38</i>
2.3.3 Rompeolas.....	<i>38</i>
2.4 <i>Tipología de diques de abrigo</i>	<i>39</i>
2.5 <i>Rompeolas en talud</i>	<i>41</i>
2.6 <i>Rompeolas de paramento vertical</i>	<i>43</i>
2.7 <i>Tipos especiales</i>	<i>46</i>
2.8 <i>Selección de la tipología de rompeolas</i>	<i>46</i>

2.9	<i>Condicionantes de diseño en protecciones portuarias</i>	47
3	DISEÑO POR RIESGO DE ESTRUCTURAS MARÍTIMAS	53
3.1	<i>Introducción</i>	53
3.2	<i>Recomendaciones para obras marítimas ROM</i>	54
3.3	<i>Criterios generales del proyecto</i>	55
3.3.1	Carácter General de la Obra	55
3.3.2	Índice de repercusión económica (IRE).....	56
3.3.3	Índice de repercusión social y ambiental (ISA).....	58
3.4	<i>Criterios de proyecto dependientes del carácter general</i>	60
3.4.1	Carácter Operativo de la Obra	60
3.4.2	Índice de repercusión económica operativo (IREO).....	60
3.4.3	Índice de Repercusión Social y Ambiental Operativo (ISAO).....	62
3.5	<i>Valores Recomendados</i>	62
3.5.1	Vida útil mínima.....	63
3.5.2	Máxima probabilidad conjunta de fallo para los estados límite últimos y de servicio	63
3.5.3	Operatividad mínima	64
3.5.4	Número medio de paradas	64
3.5.5	Duración máxima de una parada	64
3.6	<i>Procedimiento de verificación</i>	65
3.6.1	Agrupación de Modos de Falla en Estados Límite	65
3.6.2	Agrupación de Modos de Parada en Estados Límite	66
3.6.3	Estados límite últimos (ELU).....	66
3.6.4	Estados límite de servicio (ELS)	66
3.6.5	Estados límites operativos (ELO).....	66
3.6.6	Métodos de verificación	67
4	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	71
4.1	<i>Introducción</i>	71
4.2	<i>Prevención de daños a escolleras producidos por el oleaje durante su construcción</i>	71
4.2.1	Verificación del terreno	72
4.3	<i>Actividades previas</i>	74
4.3.1	Instalaciones auxiliares.....	75
4.3.2	Disponibilidad de materiales	76
4.4	<i>Tipos de métodos constructivos</i>	76
4.5	<i>Colocación de capas del rompeolas vía marítima</i>	77
4.5.1	Gánguiles.....	77
4.5.2	Grúas sobre pontón.....	79
4.5.3	Elección de los equipos	80
4.5.4	Secuencia de colocación.....	80
4.5.5	Control de colocación.....	81
4.6	<i>Colocación de capas del rompeolas vía terrestre</i>	81
4.6.1	Secuencia de colocación.....	81
4.7	<i>Elementos artificiales</i>	83
5	DISEÑO DE ROMPEOLAS EN TALUD	87
5.1	<i>Introducción</i>	87
5.2	<i>Caracterización de una tipología</i>	87

5.2.1	Parámetros de los Elementos Estructurales	87
5.2.2	Parámetros Geométricos de la Sección Transversal	87
5.2.3	Parámetros del proyecto	88
5.2.4	Número de Iribarren (parámetro de surf).....	89
5.3	<i>Fenómenos de flujo sobre el talud</i>	90
5.3.1	Ascenso máximo (Run-up)	90
5.3.2	Descenso máximo (Run-down)	90
5.3.3	Rebase	91
5.3.4	Transmisión	91
5.3.5	Reflexión	91
5.4	<i>Consideraciones del diseño geométrico</i>	91
5.4.1	Formulaciones para el cálculo del ascenso máximo (Run up).....	92
5.4.1.1	Formulación para oleaje regular, formulación de Losada y Giménez-Curto (1981).....	92
5.4.1.2	Formulación para oleaje irregular (Ahrens, 1988)	92
5.4.1.3	Formulación para oleaje irregular (Van der Meer, et al., 1988).....	93
5.4.2	Formulaciones para el cálculo de la transmisión	94
5.4.3	Formulaciones para el cálculo de la reflexión	97
5.4.4	Formulaciones para estimar el gasto medio de rebase.....	100
5.4.4.1	Formulaciones del modelo de rebase $Q=ae^{-(bR)}$	103
5.4.4.2	Formulaciones del modelo de rebase $Q=aR^{-b}$	107
5.4.4.3	Formulaciones del modelo de rebase $Q=R$	108
5.5	<i>Estabilidad en diques de talud</i>	109
5.5.1	Introducción.....	109
5.5.2	Reseña histórica.....	109
5.5.3	Amenazas adicionales al oleaje	111
5.5.3.1	Vientos	112
5.5.3.2	Mareas.....	113
5.5.3.3	Tsunamis	113
5.5.3.4	Resonancia en puertos.....	114
5.5.3.5	Avenidas	114
5.5.3.6	Inundaciones	114
5.5.4	Estabilidad de diques.....	115
5.5.5	Modos de Falla Hidráulica en un Rompeolas en Talud.....	116
5.5.6	Características y funciones de las capas del dique.....	117
5.5.7	Criterios de avería.....	119
5.6	<i>Diseño preliminar de diques en talud</i>	121
5.7	<i>Diseño mecánico de diques en talud</i>	121
5.7.1	Formulación de Hudson, 1959.....	121
5.7.2	Formulación de Van der Meer, 1988.....	124
5.7.3	Formulación de Losada, et al., (1982).	126
5.7.4	Cálculo de las piezas del morro	128
5.7.5	Anchos de la Corona.....	129
5.7.6	Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria	130
6	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR RIESGO	134
6.1	<i>Introducción</i>	134
6.2	<i>Análisis del riesgo</i>	136
6.2.1	Criterios generales de proyecto	136
6.2.2	Carácter general	137
6.2.3	Índice de Repercusión Económica.....	138
6.2.4	Índice de repercusión social y ambiental (ISA)	141
6.2.5	Criterios de proyecto dependientes del carácter general.....	143

6.2.6	Vida útil mínima.....	143
6.2.7	Máxima probabilidad conjunta de fallo en la vida útil	144
6.3	<i>Carácter operativo</i>	144
6.3.1	Índice de repercusión económica operativo.....	145
6.3.2	Índice de repercusión social y ambiental operativo.....	146
6.3.3	Criterios de proyecto dependientes del carácter operativo	147
6.3.4	Operatividad mínima	147
6.3.5	Número medio de paradas	147
6.3.6	Duración máxima de una parada	148
6.4	<i>Resumen de criterios del proyecto</i>	148
6.4.1	Parámetros de Proyecto	150
6.5	<i>Caracterización de la altura de ola</i>	151
6.6	<i>Diseño del dique</i>	153
6.6.1	Diseño mecánico del dique.....	153
6.6.2	Diseño geométrico del dique	156
6.6.3	Peso y espesor de la capa secundaria y núcleo	157
6.6.4	Ancho de la corona.....	158
6.7	<i>Verificación de la sección del rompeolas</i>	159
6.7.1	Modo de fallo pérdida de Piezas de la Coraza.....	160
6.7.2	Modo de fallo rebase	161
6.7.3	Resumen de distribuciones aleatorias generadas	163
6.8	<i>Verificación final del diseño</i>	168
6.9	<i>Procedimiento constructivo</i>	171
6.9.1	Colocación del núcleo	171
6.9.2	Colocación de banquetta y capa secundaria.....	172
6.9.3	Colocación de coraza.....	173
6.9.4	Programa de ejecución de los trabajos.....	174
6.9.5	Costo de Construcción.....	176
7	CONCLUSIONES	179
7.1	<i>Futuras líneas de investigación</i>	180
	BIBLIOGRAFÍA	183
	ANEXO A	189

Lista de símbolos

<i>A</i>	Coficiente del ámbito del sistema económico y productivo al que sirve la obra
<i>Au</i>	Coficiente experimental para determinar el ascenso máximo sobre la estructura
<i>Ac</i>	Área erosionada
<i>AI</i>	Avería de Iribarren
<i>Aw</i>	Coficiente para determinar la función de estabilidad
<i>a</i>	Amplitud de la onda
<i>B</i>	Coficiente de la importancia de la estrategia del sistema económico y productivo al que sirve la obra
<i>B</i>	Ancho de la corona del dique
<i>Bu</i>	Coficiente experimental para determinar el ascenso máximo sobre la estructura
<i>BW</i>	Coficiente para determinar la función de estabilidad
<i>C</i>	Coficiente de la importancia que tiene la obra para el sistema económico y productivo al que sirve
<i>C_o</i>	Parámetro económico de dimensionalización
<i>C_{RI}</i>	Costo por el cese de las actividades económicas directamente relacionadas con el tramo de obra.
<i>C_R</i>	Reflexión
<i>C_{RD}</i>	Costo de reconstrucción del tramo de obra a su estado inicial
<i>D</i>	Coficiente que analiza la posibilidad de que sea simultaneo el máximo periodo de demanda con la presencia del agente que induce la parada operativa
<i>C_T</i>	Transmisión
<i>D</i>	Destrucción
<i>D_{n50}</i>	Diámetro nominal de las piezas de la coraza
<i>e</i>	Espesor de las capas del dique
<i>E</i>	Coficiente que caracteriza la intensidad de la demanda en el periodo de tiempo considerado
<i>ELS</i>	Estados Límite de Servicio
<i>ELO</i>	Estados Límite Operativos
<i>ELU</i>	Estados Límite Últimos
<i>F</i>	Coficiente que analiza la adaptabilidad de la demanda y del entorno económico a la presencia de la parada operativa
<i>Fc</i>	Francobordo del dique
<i>f(h)</i>	Función de ecuación de verificación
<i>g</i>	Función que define la ecuación de verificación
<i>g</i>	Aceleración de la gravedad
<i>H</i>	Altura de ola
<i>Hi</i>	Altura de la ola incidente
<i>Hrms</i>	Altura de ola media cuadrática
<i>Hs</i>	Altura de ola significativa
<i>h</i>	Profundidad
<i>IA</i>	Inicio de Avería
<i>ID</i>	Inicio de Destrucción
<i>Ir</i>	Número de Iribarren
<i>IRE</i>	Índice de repercusión económica
<i>Iro</i>	Número de Iribarren crítico
<i>IREO</i>	Índice de repercusión económico operativo
<i>ISA</i>	Índice de repercusión social y ambiental
<i>ISA_l</i>	Subíndice que evalúa la probabilidad y alcance de pérdida de vidas humanas

ISA_2	Subíndice que evalúa los daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico
ISA_3	Subíndice que evalúa la alarma social ante el fallo total de la obra
$ISAO$	Índice de repercusión social y ambiental operativo
$ISAO_1$	Subíndice que evalúa la probabilidad y alcance de pérdida de vidas humanas
$ISAO_2$	Subíndice que evalúa los daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico
$ISAO_3$	Subíndice que evalúa la alarma social ante el fallo total de la obra
$k\Delta$	Coefficiente de capa
Kd	Coefficiente de estabilidad
Kr	Coefficiente de refracción
k	Número de onda
L	Longitud de onda
Lo	Longitud de onda en aguas profundas
NMM	Nivel medio del mar
Ns	Número de estabilidad
n	Número de elementos
n	Rugosidad de la coraza
N	Número de eventos
P_E	Probabilidad de excedencia
Pf_{ELS}	Probabilidad de fallo ante los estados límite de servicio
Pf_{ELU}	Probabilidad de fallo ante los estados límite últimos
Q	Descarga adimensional por rebase
q	Rebase
Rd	Descenso máximo sobre el dique
Ru	Ascenso máximo sobre el dique
S	Nivel de avería del dique
SPM	Shore Protection Manual (SPM)
T	Periodo
T_R	Periodo de retorno
W	Peso del elemento de la coraza principal
W_{min}	Pesos de las piezas del dique determinados con la simulación
W_p	Peso de las piezas del dique determinado a priori
β	Ángulo de pendiente del dique
β_{ELS}	Coefficiente de funcionalidad del tramo de obra
β_{ELU}	Coefficiente de fiabilidad del tramo de obra
γ_s	Peso específico de elemento de la capa principal
γ_w	Peso específico del agua de mar
Δ	Densidad relativa
ω	Frecuencia angular
ξ	Número de Iribarren
Ψ	Función de estabilidad

Índice de figuras

Figura 1.1 Generación de oleaje.....	19
Figura 1.2 Parámetros característicos del oleaje	20
Figura 1.3 Grupo de olas	21
Figura 1.4 Periodo-energía de las ondas (Kinsman, 1965)	23
Figura 1.5 Oleaje tipo SEA (izq.) y oleaje tipo SWELL (der.).....	25
Figura 1.6 Esquema del oleaje tipo SEA (mar de viento) y tipo SWELL (mar de fondo).....	25
Figura 1.7 Refracción del oleaje	26
Figura 1.8 Difracción del oleaje	26
Figura 1.9 Reflexión del oleaje.....	27
Figura 1.10 Tipos de rotura	27
Figura 1.11 Teorías de oleaje.....	29
Figura 1.12 Parámetros característicos de la onda	31
Figura 2.1 Escolleras en Alvarado, Ver.	38
Figura 2.2 Espigones en Tuxpan, Ver.....	38
Figura 2.3 Rompeolas en el puerto de Veracruz, Ver.....	39
Figura 2.4 Ejemplos de rompeolas en talud	42
Figura 2.5 Ejemplos de rompeolas de paramento vertical.....	43
Figura 2.6 Ejemplos de rompeolas horizontales compuestos.....	44
Figura 2.7 Rompeolas compuestos.....	45
Figura 2.8 Rompeolas especiales.....	46
Figura 2.9 Muelle de abrigo de zona portuaria	49
Figura 2.10 Muelle adosado a un dique	49
Figura 4.1 Dragado.....	72
Figura 4.2 Relleno con medios marítimos.....	73
Figura 4.3 Relleno y consolidación	73
Figura 4.4 Dique final	73
Figura 4.5 Cargadero de gánguiles.....	76
Figura 4.6 Gánguil autopropulsable (izq.) y remolcable (der.)	77
Figura 4.7 Gánguiles con apertura de fondo	78
Figura 4.8 Gánguil de vertido lateral.....	78
Figura 4.9 Gánguil de vertido lateral.....	79
Figura 4.10 Grúa sobre pontón colocando escollera	79
Figura 4.12 Colocación de mantos secundarios	82
Figura 4.11 Colocación de material de núcleo.....	82
Figura 4.13 Colocación de piezas de la coraza	82
Figura 4.14 Terminación de colocación de la coraza.....	82
Figura 4.15 Construcción de patio de colado	83
Figura 4.16 Patio de almacenamiento.....	83
Figura 4.17 Traslado al sitio de la obra	84
Figura 4.18 Colocación de elementos prefabricados.....	84
Figura 5.1 Parámetros geométricos de rompeolas en talud	88
Figura 5.2 Modelo ilustrativo de ascenso y descenso máximo.....	90
Figura 5.3 Modelo ilustrativo de rebase.....	91
Figura 5.4 Coeficientes de permeabilidad nominal, van der Meer, 1988.....	94
Figura 5.5 Daños generados por el rebase del oleaje extremo a rompeolas e instalaciones y embarcaciones	101
Figura 5.6 Valores críticos del gasto medio de rebase en litros por segundo.....	102
Figura 5.7 Parámetros involucrados en el calculo del rebase.....	103
Figura 5.8 Modos de Fallo de un dique en Talud.....	116
Figura 5.9 Inicio de avería	119

Figura 5.10 Inicio de Iribarren	119
Figura 5.11 Inicio de destrucción.....	119
Figura 5.12 Destrucción.....	120
Figura 5.13 Diagrama lógico para el diseño preliminar de las estructuras en talud.....	122
Figura 5.14 Ejemplo de bloque de concreto prefabricados (Coastal Engineering Manual).....	123
Figura 5.15 Ajustes de la función de estabilidad con el n'' de Iribarren, pura escolleras, inicio de avería y varios taludes. Losada y Giménez-Curto (1979).	127
Figura 5.16 Zona de los morros de los diques rompeolas donde se inicia la avería. Vidal el al. (1991)	129
Figura 6.1 Ubicación geográfica del puerto de Salina Cruz	135
Figura 6.2 Situación actual de terminal marítima de PEMEX.....	136
Figura 6.3 Proyecto de ampliación	137
Figura 6.4.Posibles afectaciones en caso de fallo de la estructura.....	143
Figura 6.5 Criterios generales de proyecto para el tramo II	149
Figura 6.6 Parámetros de proyecto.	150
Figura 6.7 Agentes de proyecto.....	151
Figura 6.8. Régimen extremal de alturas de ola significativa	151
Figura 6.9. Probabilidad conjunta altura significativa y periodo medio de ola.....	152
Figura 6.10 Niveles avería.	154
Figura 6.11 Sección tipo del rompeolas propuesta.....	170
Figura 6.12 Colocaión de núcleo via maritima	171
Figura 6.13 Colocación del núcleo via terrestre.....	172
Figura 6.14 Colocación de banquetta de apoyo de coraza	173
Figura 6.15 Colocación y afine de capa secundaria.....	173
Figura 6.16 Colocación de coraza principal	174

Índice de tablas

Tabla 1.1 Clasificación de las ondas por su periodo (Johnson et al, 1978).....	22
Tabla 1.2 Clasificación del oleaje de acuerdo a profundidad de propagación	24
Tabla 1.3 Tipo de rotura en función del número de Iribarren.....	28
Tabla 2.1 Clasificación de los rompeolas de acuerdo a su forma	40
Tabla 2.2 Ventajas y desventajas de rompeolas verticales	48
Tabla 2.3 Ventajas y desventajas de rompeolas en talud	48
Tabla 3.1 Grado de repercusión económica de la obra en función del IRE.....	57
Tabla 3.2 Valores propuestos para el coeficiente A.....	57
Tabla 3.3 Valores propuestos para el coeficiente B.....	57
Tabla 3.4 Valores propuestos para el coeficiente C.....	57
Tabla 3.5 Probabilidad y alcance de pérdida de vidas humanas (ISA ₁)	58
Tabla 3.6 Daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico (ISA ₂).....	59
Tabla 3.7 Posibilidad de alarma social (ISA ₃).....	59
Tabla 3.8 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión social y ambienta (ISA).....	59
Tabla 3.9 Valores para el coeficiente D	61
Tabla 3.10 Valores para el coeficiente E.....	61
Tabla 3.11 Valores para el coeficiente F.....	61
Tabla 3.12 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión económica operativa (IREO).....	61
Tabla 3.13 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión social y ambienta operativa (ISAO).....	62
Tabla 3.14 Vida útil mínima en la fase de proyecto servicio	63
Tabla 3.15 Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.U.	63
Tabla 3.16 Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.S.	63
Tabla 3.17 Operatividad mínima en la fase de servicio.....	64
Tabla 3.18 Número medio de paradas operativas en el intervalo de tiempo	64
Tabla 3.19 Duración máxima probable en horas.....	65
Tabla 3.20 Método de verificación recomendado en función del carácter del tramo de obra.....	67
Tabla 5.1 Coeficientes de ajuste para el calculo del Ru en función de la porosidad.....	92
Tabla 5.2 Valores de porosidad aplicables para Losada, et al., 1980.....	92
Tabla 5.3 Coeficientes de la ecuación de Van der Meer para estimar el ascenso máximo en taludes permeables	94
Tabla 5.4 Formulaciones para el calculo de la transmisión.....	95
Tabla 5.5 Coeficientes de Reflexión Típicos de Estructuras Costeras	98
Tabla 5.6 Formulaciones para el calculo del coeficiente de reflexión.....	98
Tabla 5.7 Formulaciones de diseño para el calculo de rebase modelo $Q=ae^{(bR)}$	104
Tabla 5.8 Formulaciones de diseño para el calculo de rebase modelo aR^{-b}	107
Tabla 5.9 Formulaciones de diseño para el calculo de rebase modelo $Q=R$	108
Tabla 5.10 Umbrales del parámetro de daño, S, para diferentes niveles de avería	120
Tabla 5.11 Valores de Kd para la Formulación de Hudson (Shore Protection Manual (1984))	123
Tabla 5.12 Valores de daño, S, para la formulación de van der Meer, 1988.....	124
Tabla 5.13 Ajustes del modelo exponencial de Losada y Giménez - Curto (1979). Bandas de confianza y valores máximos de la función de estabilidad correspondientes a la banda de confianza superior del 95%. Inicio de avería.	127
Tabla 5.14 Valores máximos de la función de estabilidad, Ψ , para bloques paralelepípedicos. De Losada y Desiré (1985)	128
Tabla 5.15 Factores de incremento del peso de las piezas del morro con respecto a de las piezas del manto principal del tronco del dique. Talud de bloques cúbicos de concreto $\cot \alpha = 2$	129
Tabla 5.16 Valores del Coeficiente de Capa S.P.M. (1984)	130
Tabla 6.1 Valor del ámbito del sistema económico y productivo de la obra.	140
Tabla 6.2 Valor de importancia estratégica del sistema económico y productivo de la obra.	140
Tabla 6.3 Valor de importancia de la obra en sistema económico y productivo al que sirve.....	141
Tabla 6.4 Clasificación de la obra conforme a su repercusión económica.	141

<i>Tabla 6.5 ISA₁ Posibilidad de pérdidas humanas.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 6.6 ISA₁ Posibilidad de daños al ambiente y al patrimonio histórico.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 6.7 ISA₁ Posibilidad alarma social.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 6.8 Clasificación de la obra por alarma social.....</i>	<i>143</i>
<i>Tabla 6.9 Vida útil de la obra.....</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 6.10 Probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.U de la obra.....</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 6.11 Probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.S.....</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 6.12 Valores para el coeficiente D.....</i>	<i>145</i>
<i>Tabla 6.13 Valores para el coeficiente E.....</i>	<i>145</i>
<i>Tabla 6.14 Valores para el coeficiente F.....</i>	<i>145</i>
<i>Tabla 6.15 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión económica operativa (IREO).....</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 6.16 Posibilidad de pérdidas humanas.....</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 6.17 Daños al medio ambiente y al patrimonio histórico artístico.....</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 6.18 Posibilidad de alarma social.....</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 6.19 Operatividad mínima en la fase de servicio.....</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 6.20 Número medio de paradas operativas admisibles en el intervalo de tiempo.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 6.21 Duración máxima admisible en horas.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 6.22 Resumen de índices calculados.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 6.23 Máxima probabilidad conjunta admisible en la fase de servicio para los E.L.U.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 6.24 Máxima probabilidad conjunta admisible en la fase de servicio para los E.L.S.....</i>	<i>149</i>
<i>Tabla 6.25 Umbrales del parámetro de daño para diversos tipos de avería, S.....</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 6.26 Parámetros de ajuste del modelo exponencial para la función de estabilidad (Losada 1990).....</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 6.27 Número de tormentas generadas en simulaciones.....</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 6.28 Duración en horas de tormenta generadas por año.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabla 6.29 Horas que se superan los valores admisibles del diseño mecánico.....</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 6.30 Horas que se superan los valores admisibles del diseño geométrico.....</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 6.31 Probabilidad de fallo estados limite últimos.....</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 6.32 Probabilidad de fallo estados limite de servicio.....</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 6.33 Comparativa de diseños propuestos.....</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 6.34 Valores del diseño propuesto.....</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 6.35 Programa de ejecución de rompeolas propuesto.....</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 6.36 Costo de construcción de rompeolas.....</i>	<i>176</i>

INTRODUCCIÓN

A la largo de la historia el hombre ha buscado la manera de protegerse del impacto de las olas del mar, tanto para realizar sus actividades de forma segura como para la proteger los bienes próximos a la costa. Los diques rompeolas son estructuras que se construyen en el mar, ligados a la costa o no, para responder a dicha necesidad de seguridad relativa, en específico, a las actividades portuarias, el transporte marítimo, el atraque de embarcaciones y parte de la industria de la recreación costera.

En la medida que la demanda transporte marítimo ha aumentado los requerimientos de infraestructura portuaria lo han hecho también, por lo que muchos puertos se han visto en la necesidad de ampliar sus instalaciones y han tenido que construir nuevos rompeolas o extender los ya existentes. De igual manera, al aumentar el tamaño y calado de las embarcaciones, se han tenido que adecuar tanto los puertos como las obras de protección, para la recepción de dichos buques.

Los diseños de rompeolas que se hagan en el futuro cercano, para ser viables, deben satisfacer completamente los requisitos del proyecto (en términos de operatividad y seguridad), ser económicos (no necesariamente solo baratos) y deben funcionar con un nivel de seguridad aceptable (el diseñador debe conocer los modos y condiciones de fallo). Sin embargo, conjugar estos tres aspectos no es tarea fácil.

Los diseños tradicionales limitan la seguridad de la obra a la aplicación de un coeficiente de seguridad, que se traduce en una obra segura pero muy costosa máxime si se considera únicamente daño nulo en toda la vida útil. Como alternativa el diseño por riesgo, práctica que se presenta, detalla y aplica en esta tesis, admite ciertas probabilidades de fallo admisibles y que dependen de los usos e importancia de la obra, lo que se traduce en diseños menos costosos, con un nivel de seguridad controlado y que cumplen con las funciones solicitadas por el usuario.

El presente trabajo expone, entonces, una variante al diseño determinista que, al tomar en cuenta las repercusiones económicas así como las implicaciones sociales y ambientales del fallo de una estructura, permite crear diseños audaces pero sin comprometer la seguridad y operatividad de las áreas portuarias y adyacentes.

Organización de la Tesis

El desarrollo de los temas del presente trabajo se encuentra organizado de la siguiente manera:

Capítulo 1. Conceptos básicos de oleaje

En este capítulo se definen los conceptos básicos para el estudio del oleaje, su forma de propagación, clasificación y parámetros que lo describen.

Capítulo 2. Obras de protección de puertos

En este capítulo se presenta una clasificación de las obras de protección portuarias y las principales tipologías existentes. Se delinean las ventajas y desventajas de seleccionar una tipología, así como los criterios que deben tomarse en cuenta para la elección de la sección de rompeolas más adecuada.

Capítulo 3. Diseño por riesgo de estructuras marítimas

En este capítulo se describe la metodología del diseño por riesgo, con base en la metodología que proponen las Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.0 redactadas por puertos del Estado de España.

Capítulo 4. Aspectos constructivos

Aquí se presentan las principales consideraciones antes y durante la construcción de diques en talud, los posibles daños que se pueden presentar durante la construcción, las medidas previas antes de iniciar la construcción, los métodos constructivos, maquinaria y equipo que se puede emplear de acuerdo con el método elegido y recomendaciones para la colocación de cada capa del dique rompeolas.

Capítulo 5. Diseño de rompeolas en talud

En este capítulo se describen las metodologías disponibles en la literatura para el diseño de rompeolas en talud, los fenómenos de flujo de mayor importancia para su diseño y la forma de estimarlos, las consideraciones para el diseño geométrico y sus principales formulaciones y los conceptos de estabilidad requeridos para el diseño mecánico de los diques.

Capítulo 6. Aplicación de la metodología de diseño por riesgo

En este capítulo se sigue la metodología de diseño por riesgo que sugieren las ROM 0.0 en un caso de aplicación que consiste en el diseño geométrico y mecánico de un tramo de la ampliación del rompeolas oeste del puerto de Salina Cruz, Oaxaca. Se lleva a cabo un proceso de verificación nivel III.

Capítulo 7. Conclusiones

Se presentan las conclusiones obtenidas en la realización de este trabajo así como las ventajas y desventajas de utilizar la metodología de diseño por riesgo.

Objetivos

- Describir y aplicar la metodología de diseño por riesgo como lo indican las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM 0.0) españolas para determinar el diseño óptimo de una estructura de acuerdo con la importancia de la obra misma y las áreas que protege, tomando en cuenta las repercusiones económicas, sociales y ambientales en caso de fallo de la misma.
- Emitir recomendaciones de carácter práctico para la construcción de diques en talud, los métodos para su construcción, las medidas preventivas durante la construcción y las actividades previas a la construcción del mismo.

CAPÍTULO 1

CONCEPTOS BÁSICOS DE OLEAJE

1 CONCEPTOS BÁSICOS DE OLAJE

1.1 Introducción

El oleaje es un fenómeno generado por la acción de las fuerzas de la naturaleza en cualquier cuerpo de agua a superficie libre, dichas fuerzas condicionan el tipo de ola que será inducida. La más visible de estas fuerzas, llamadas generadoras, es la acción del viento sobre la superficie del mar.

1.2 Parámetros característicos del oleaje

El oleaje es un fenómeno donde actúan un conjunto de fuerzas que se pueden dividir en dos grupos: 1) las fuerzas que crean el oleaje (generadoras) como el viento y movimientos tectónicos submarinos (sismos) entre otros; y 2) las fuerzas restauradoras, que intentando regresar la superficie a su estado en equilibrio, logran la propagación de las ondas. En esta clasificación destacan la fuerza gravitatoria (peso propio del fluido) y la tensión superficial.

La intensidad del oleaje depende de la intensidad del viento, de su duración y de la longitud (fetch) sobre la cual éste transmite energía a la ola (figura 1.1)

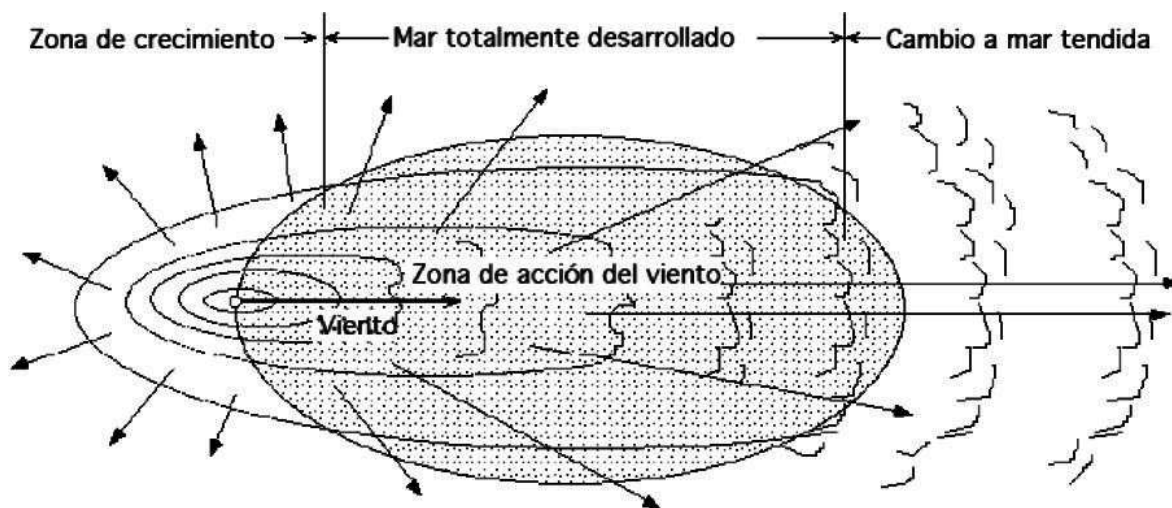


Figura 1.1 Generación de oleaje

La figura 1.2 muestra al perfil de dos olas sucesivas, idealizadas. En ella se pueden observar los principales parámetros que la definen.

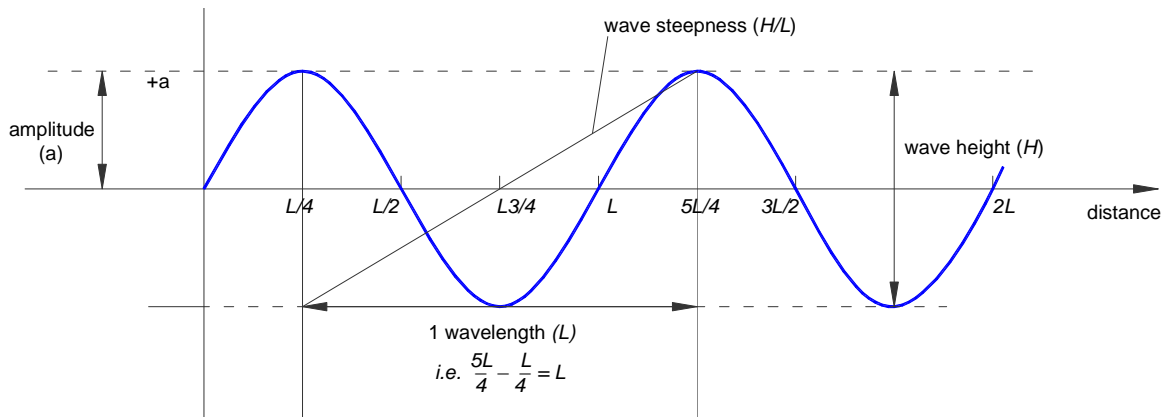


Figura 1.2 Parámetros característicos del oleaje

Tales como:

Altura de ola	H	Distancia vertical entre un seno y una cresta sucesivos
Amplitud	a	Máxima desviación desde el nivel medio
Longitud de onda	L	Distancia horizontal entre dos crestas sucesivas
Periodo	T	Tiempo que tardan en pasar dos crestas sucesivas por el mismo punto
Frecuencia	f	Número de crestas que pasan cada segundo por un punto fijo ($f = 1/T$)

Otros parámetros importantes son los siguientes:

Frecuencia angular	ω	$\omega = 2\pi/T$
Numero de onda	k	$K = 2\pi/L$
Celeridad	c	Velocidad con que se desplaza la onda ($C = L/T$)
Peralte	ε	H/L

1.2.1 Celeridad, longitud y periodo

La celeridad es la velocidad con que se desplaza la onda. Dado que la distancia de una longitud de onda se recorre, por definición, en un tiempo igual al periodo de la ola, es fácil comprender que la celeridad se puede obtener como:

$$c = \frac{L}{T} \quad (1.1)$$

Dispersión del oleaje

La llamada ecuación de dispersión relaciona la celeridad con la profundidad y la longitud de onda. El concepto de dispersión es de capital importancia para comprender fenómenos como el agrupamiento del oleaje y los efectos que éste puede causar, principalmente la resonancia en dársenas portuarias.

La ecuación de dispersión se escribe:

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (1.2)$$

Combinando las dos ecuaciones anteriores, se puede escribir la celeridad como:

$$c = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (1.3)$$

En la ecuación anterior se puede comprobar que una ola viaja tanto más rápido cuanto mayor es su periodo. El concepto de dispersión implica que las olas se separan en su propagación hacia la costa, ordenándose por sus periodos. Comúnmente, dentro de un mismo tren de ondas las olas de mayor periodo suelen tener también mayor altura, por lo cual al salir del área de generación el registro de oleaje tiende a ordenarse en grupos de olas (figura 1.3).

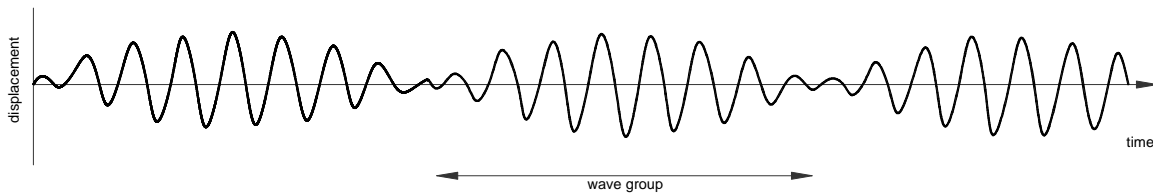


Figura 1.3 Grupo de olas

En función del número de onda, k , y la frecuencia angular, ω , y de la ecuación de dispersión, puede escribirse la longitud de onda como:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = \frac{gT}{\omega} \tanh(kh) \quad (1.4)$$

Como puede observarse, la ecuación que proporciona la longitud de onda ha de resolverse necesariamente por iteraciones. Esta ecuación indica que la longitud de onda decrece con la profundidad, debido al comportamiento de la función $\tanh(kh)$, que se incrementa

linealmente con valores pequeños de kh , pero tiende asintóticamente a la unidad en profundidades indefinidas

En profundidades indefinidas, puede considerarse que la tangente hiperbólica tiende a la unidad, y por tanto, la longitud de onda es:

$$L \approx \frac{gT^2}{2\pi} \quad (1.5)$$

1.2.2 Clasificación de oscilaciones marinas

Las oscilaciones marinas de acuerdo a su periodo, fuerza generadora y la cantidad de energía que normalmente aportan, se pueden clasificar de acuerdo a la tabla 1.1 y a la figura 1.4.

Tabla 1.1 Clasificación de las ondas por su periodo (Johnson *et al*, 1978)

Nombre	Periodo (T)	Longitud (L)	Altura (H)	Fuerza generadora	Fuerza restauradora
Capilares	0 a 0.1 s	2 a 7 cm	1 a 2 mm	Viento	Tensión superficial
Ultragravedad	0.1 a 1 s	Centímetros	Centímetros	Viento	Tensión superficial y gravedad
Gravedad	1 a 30 s	De metros a cientos de metros	De centímetros a 15 m	Viento	Gravedad
Infragravedad	30 s a 30 min	100 a 200 m	Pequeña	Viento	Gravedad, fuerza de Coriolis
Periodo Largo	5 min a 24 h	Pueden llegar a ser de escala planetaria	1 a 5 m	Sismos, derrumbes, atracción de cuerpos celestes	Gravedad, fuerza de Coriolis
Transmarea	Más de 24 h	-	0 a 12m	Oscilaciones climáticas	Gravedad, fuerza de Coriolis

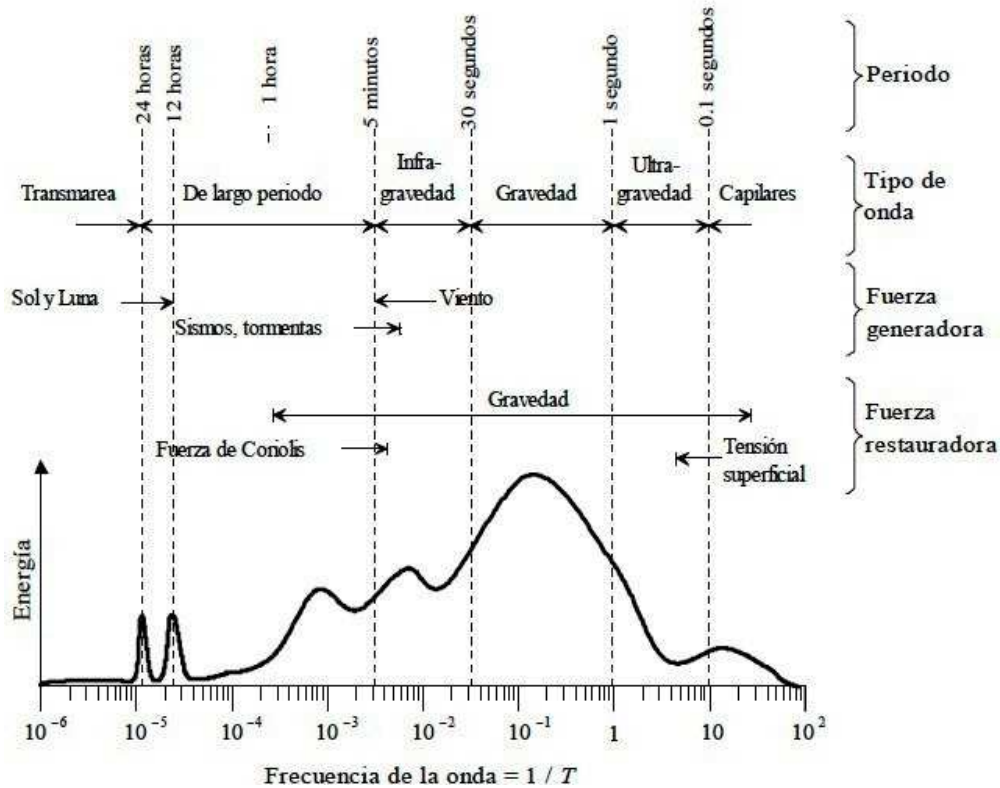


Figura 1.4 Periodo-energía de las ondas (Kinsman, 1965)

Clasificación de acuerdo al desplazamiento

1. Progresivas
2. Estacionarias

Conforme a la teoría del oleaje:

1. *Ondas Senoidales*.- Son aquellas que se presentan en aguas profundas y semejan a la trayectoria de una función seno.
2. *Ondas Conoidales*.- Son aquellas que se presentan en aguas someras y cuyo perfil asemeja una función dada por un conjunto de series matemáticas que contienen el Jacobiano y el coseno elíptico designado con las letras "Cn".
3. *Trocoidales*.- Son similares a las antes descritas, pero tienen la forma de una trocoide (valles muy cortos).
4. *Solitaria*.- No presenta valle, no es periódica y no tiene definida una longitud de onda.

1.2.3 Clasificación de oleaje

El oleaje se puede clasificar de varias maneras, debido a los varios factores y la variabilidad de estos, algunas de sus clasificaciones serían atendiendo a parámetros físicos que ocasionan o disipan la perturbación: fuerzas perturbadoras y restauradoras, o bien según las características intrínsecas del oleaje en si: periodo y longitud de onda.

Clasificación de acuerdo con la profundidad relativa

Teóricamente, las ecuaciones que representan al oleaje que se propaga en cualquier profundidad relativa, h/L , se denominan de ondas en aguas intermedias o en zona de transición. Frecuentemente, este tipo de ecuaciones se simplifican asumiendo que las ondas sólo son dependientes de su longitud o periodo, T , y de la profundidad. Esto conlleva a dos extremos de aproximaciones según su profundidad relativa:

- *Aguas profundas*. Cuando la profundidad h es igual o mayor que la mitad de su longitud de onda, L , el oleaje no experimenta modificaciones debidas a la profundidad.
- *Aguas poco profundas*. Cuando la profundidad h es igual o menor que un vigésimo de su longitud de onda, L , el oleaje está completamente controlado por la profundidad del agua.

De igual manera, la clasificación del oleaje se puede también realizar utilizando el concepto de celeridad, que es una relación directa entre la frecuencia y la longitud de onda (tabla 1.2)

Tabla 1.2 Clasificación del oleaje de acuerdo a profundidad de propagación

Clasificación del oleaje por la profundidad a la que se propaga.			
Clasificación	h/L	$(2\pi h)/L$	$\tanh(2\pi h/L)$
Aguas profundas	$>1/2$	$>\pi$	≈ 1
Aguas transicionales	$1/25$ a $1/2$	$1/4$ a π	$\tanh(2\pi h/L)$
Aguas someras	$>1/25$	$>1/4$	$\approx 2\pi h/L$

Clasificación de acuerdo con la zona de propagación

El oleaje SEA, o mar de viento (figura 1.5 izq.), que es el que se produce en la zona de generación (también denominada FETCH). Es un oleaje muy desordenado, con frentes pequeños y en muchas direcciones, aunque predomina la del viento. El oleaje SEA es completamente impredecible; dada una altura de ola determinada, la siguiente tiene las misma probabilidad de ser o más grande o más pequeña. Las dos características más claras de este tipo de oleaje son la asimetría y el apuntalamiento o esbeltez de sus ondas.

El oleaje SWELL, o mar de fondo (figura 1.5 der.), que se da fuera de la zona de generación, con olas de diferentes periodos, pero más ordenadas y viajando en una misma dirección principal. Se puede observar sobre profundidades reducidas, el oleaje que se acerca a la costa es más regular, forma frentes de cresta muy grandes y las diferencias entre periodos y longitudes de onda son mínimas, surge una periodicidad, las direcciones no son tan dispersas, y se presentan ciertas direcciones predominantes



Figura 1.5 Oleaje tipo SEA (izq.) y oleaje tipo SWELL (der.)

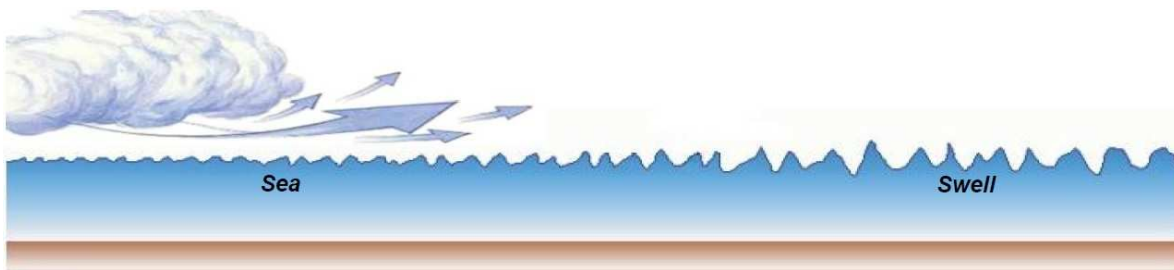


Figura 1.6 Esquema del oleaje tipo SEA (mar de viento) y tipo SWELL (mar de fondo)

1.3 Fenómenos de propagación del oleaje

El oleaje al propagarse sobre la superficie del mar va sufriendo deformaciones, por el efecto del fondo o por el encuentro con algún obstáculo, lo que origina los fenómenos de refracción, difracción, reflexión y rotura.

1.3.1 Refracción

El efecto que tiene el fondo del mar sobre el oleaje es el de un freno y este tiende a deformarse adaptándose a la configuración de las curvas batimétricas.

En general, y a partir del punto donde este efecto de freno se hace notable, ocurre cuando la profundidad es igual a la semilongitud de onda, los frentes de onda sufrirán cambios en su alineación que tienden a hacerlos paralelos con los distintos escalones de profundidad representados por las líneas batimétricas (figura 1.7)

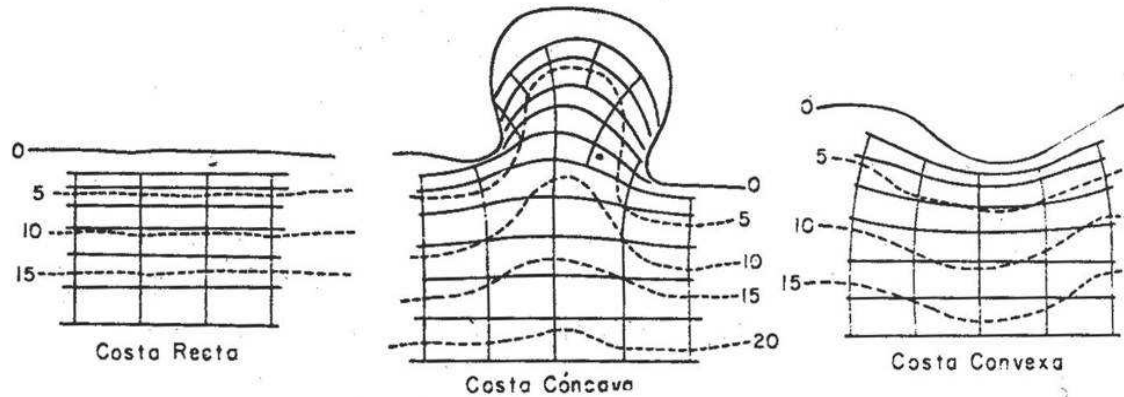


Figura 1.7 Refracción del oleaje

1.3.2 Difracción

Es un fenómeno de transferencia de la energía de unas zonas a otras. Se produce cuando la onda encuentra en su camino un obstáculo que impide su paso a la zona de posterior del mismo (figura 1.8).

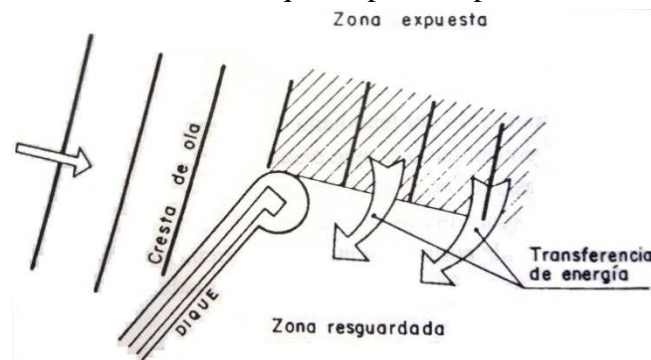


Figura 1.8 Difracción del oleaje

Este fenómeno es de gran interés en el diseño y explotación de obras e instalaciones marítimas. La resonancia en darsenas, las condiciones de entrada a un puerto, los azolvamientos y las variaciones de las playas próximas a una obra son algunos de los casos comunes en los que la difracción del oleaje juega un papel principal.

1.3.3 Reflexión

Este fenómeno consiste en el choque del oleaje con un obstáculo vertical, sin que se presenten condiciones de rotura (figura 1.9). Se cumplen dos principios:

- El ángulo de incidencia es igual al de reflexión
- En una pared vertical, la altura de la ola reflejada es dos veces la de la ola incidente

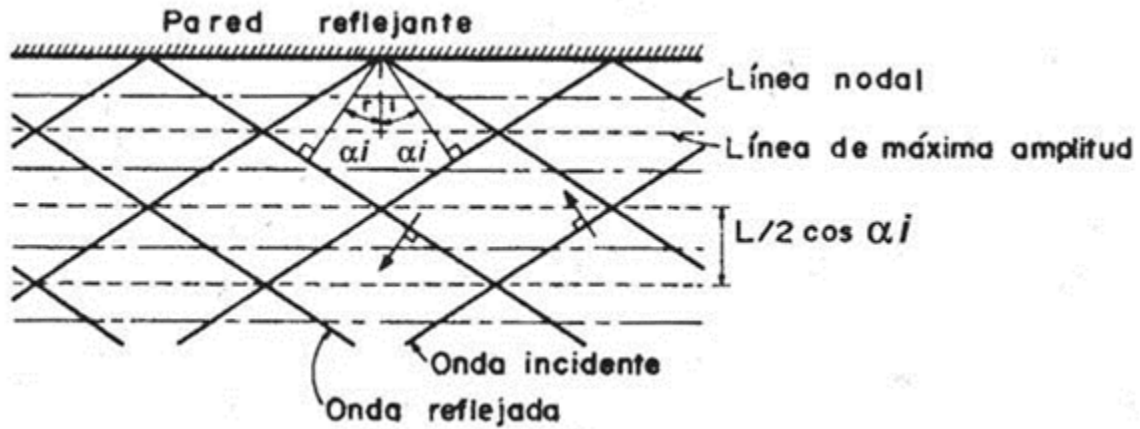
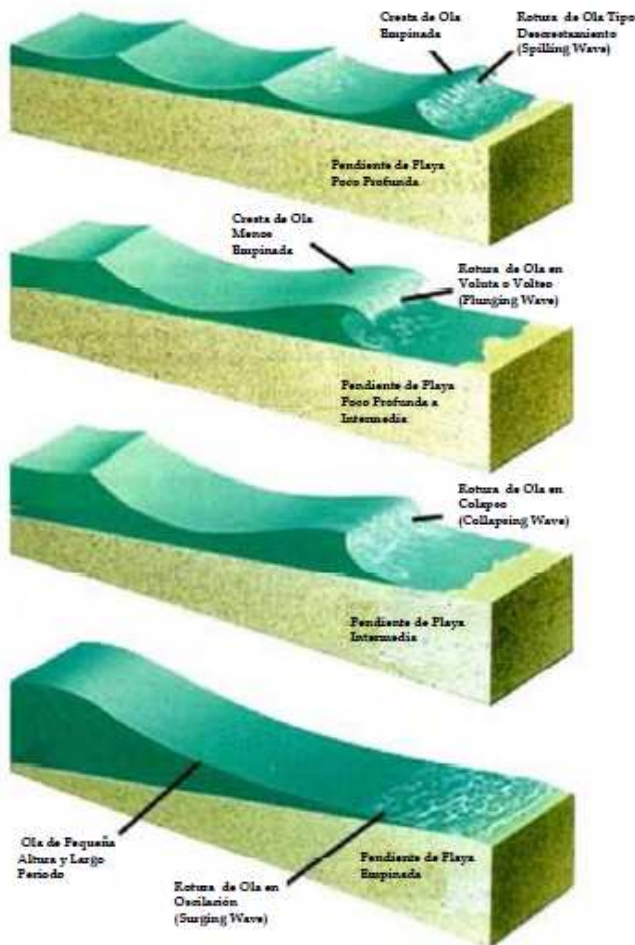


Figura 1.9 Reflexión del oleaje

Tipos de rotura:



Spilling - Descrestamiento

Plunging - Voluta

Collapsing - Colapso

Surging - Oscilación

Figura 1.10 Tipos de rotura

1.3.4 Rotura

Es el proceso por el que la ola libera la energía que no puede soportar. La rotura o rompiente de una onda de gravedad ocurre cuando la estructura del movimiento oscilatorio pierde la capacidad de mantenerse estable.

- **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 este 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.

La predicción del tipo de rotura es posible mediante el número de Iribarren (tabla 1.3):

$$Ir = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}} \quad (1.6)$$

Tabla 1.3 Tipo de rotura en función del número de Iribarren.

Tipo de rotura	Número de Iribarren
Descrestamiento	$Ir < 0.50$
Voluta	$0.50 < Ir < 3.0$
Colapso	$3.0 < Ir < 3.5$
Oscilación	$Ir > 3.5$

1.4 Teorías de oleaje

Las teorías que describen el oleaje son aproximaciones a la realidad. Pueden describir bien aquellos fenómenos cuyas condiciones satisfagan las asunciones hechas en su derivación. Asimismo, pueden no describir otros fenómenos que violen esas asunciones. Al adoptar una teoría, ha de asegurarse de que el fenómeno de interés está descrito razonablemente bien por la teoría adoptada. Entre las principales clasificaciones de la teoría del oleaje se

encuentran: la teoría senoidal, la tricoidal, la cnoidal y la teoría de la onda solitaria (figura 1.11).



Figura 1.11 Teorías de oleaje

1.4.1 Teoría lineal

La primera aproximación para definir en forma matemática el movimiento y las características del oleaje fue planteada por Airy en 1845, la cual se ajusta a los requerimientos de la ingeniería hidráulica desde el punto de vista del diseño de obras marítimas. Esta teoría es también conocida como teoría de las ondas de amplitud pequeña, siendo su principal inconveniente que no permite obtener el transporte de masa líquida.

Entre 1847 y en 1880 Stokes desarrolló una teoría para ondas de amplitud finita, cuya primera aproximación coincide con los resultados obtenidos por Airy de la teoría lineal, en el cual el potencial de velocidades es función directa de la esbeltez de la onda (H/L).

Las hipótesis en que se basa la teoría lineal son las siguientes:

1. El agua es homogénea e incompresible; (lo que implica que la densidad, ρ , es constante)

1. La tensión superficial puede ser despreciada
2. El efecto de Coriolis debido a la rotación de la tierra puede ser asimismo despreciado
3. La presión en la superficie libre del mar es uniforme y constante
4. El agua del mar carece de viscosidad
5. No existe interacción del oleaje con ningún otro movimiento marino. El flujo es irrotacional
6. El fondo del mar constituye un límite horizontal, fijo e impermeable, lo que implica que la velocidad vertical en él es nula
7. La amplitud de onda es pequeña y su forma es invariable en el tiempo y espacio
8. Las ondas son planas (de dos dimensiones)

De las hipótesis anteriores, la 1ª, 2ª y 3ª pueden ser aceptadas en la mayor parte de problemas de Ingeniería Marítima. Las tres últimas han de asumirse necesariamente en la mayor parte de los problemas de Ingeniería Costera y Portuaria.

Una conclusión de la 1ª hipótesis estriba en que las líneas de corriente en un fluido incompresible son paralelas. En efecto, la ecuación de conservación de masa dice que:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla * (\rho \vec{u}) = 0 \quad (1.7)$$

Si el fluido es incompresible, la densidad es constante, esto es $\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$. Por tanto, la ecuación anterior se puede escribir:

$$\nabla * (\vec{u}) = 0 \quad (1.8)$$

lo que quiere decir que la divergencia de la velocidad es nula, o lo que es lo mismo, que las líneas de flujo son paralelas.

El hecho de que el flujo sea irrotacional implica que el campo correspondiente deriva de un potencial, es decir, que puede escribirse, para las velocidades horizontales, u , y verticales, w , las siguientes ecuaciones:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (1.9)$$

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (1.10)$$

De la ecuación anterior se obtiene que si se conoce el potencial (x, z, t) en todo el ámbito del estudio, se pueden conocer también las velocidades de las partículas. En general, la onda se caracteriza (ver figura 1.12) por su longitud, L , su altura, H , su periodo, T , y la profundidad, d , sobre la que se propaga.

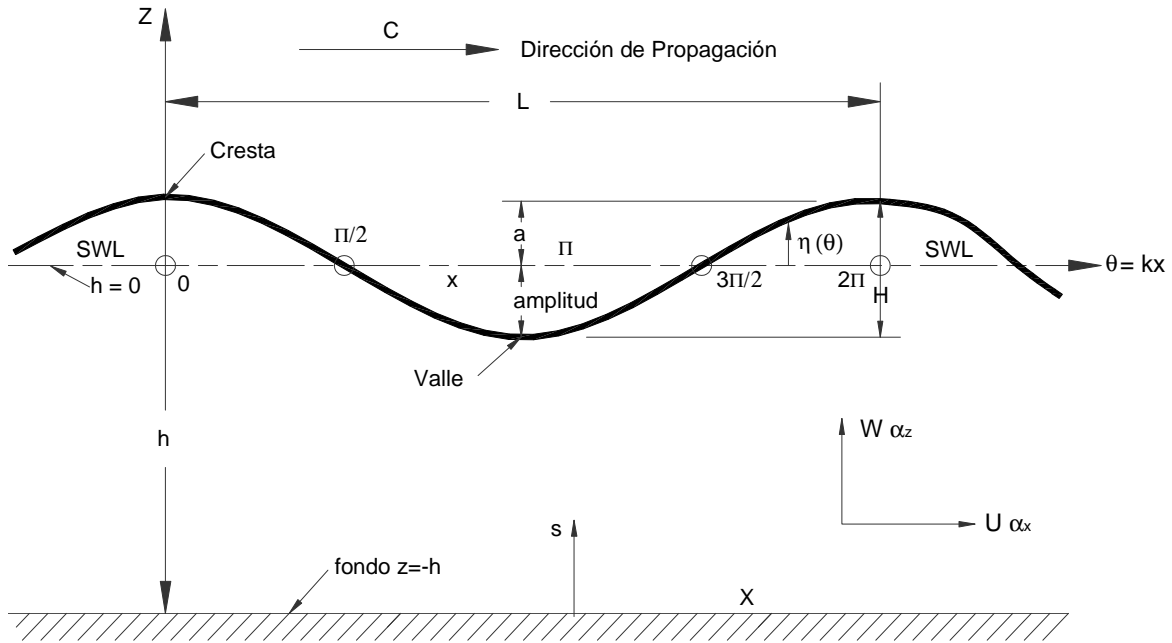


Figura 1.12 Parámetros característicos de la onda

1.4.2 Estado de mar

Las hipótesis básicas para el estudio del oleaje consisten en considerarlo como un proceso estocástico, estacionario y ergódico.

- **Proceso estocástico**, es aquel que se asume aleatorio, es decir, con cierta probabilidad de ocurrir.
- **Proceso estacionario** es tal que sus propiedades estadísticas como la media o la varianza, permanecen constantes en un intervalo de tiempo.
- **Proceso ergódico**, es aquel que permite extrapolar las características estadísticas obtenidas de los distintos sucesos a un solo evento.

Gracias a estas suposiciones se acepta caracterizar un estado de mar con un sólo registro y analizarlo descomponiéndolo en elementos frecuenciales sinusoidales. Basado en lo anterior, un estado de mar se define como el intervalo de tiempo donde la dinámica del oleaje admite variaciones suficientemente lentas que permiten aceptar este fenómeno como proceso estacionario.

1.4.3 Definiciones estadísticas de los parámetros del oleaje

La descripción estadística del oleaje se basa en un análisis pormenorizado, ola por ola, del registro de estado del mar, con una serie de criterios, se separan las olas, obteniendo para cada una su altura, H , periodo, T , longitud, L , etc.

De esta manera se obtendrá una muestra, consistente en una serie de datos representando cada una de las características de cada una de las olas. Y es en esta muestra en la que se obtienen los parámetros estadísticos que representan el estado del mar. Parámetros como la altura de ola significativa, la altura de ola media cuadrática, altura de ola media, altura de ola máxima, periodo de paso por cero, etc., que se describen en los apartados siguientes.

Altura de ola significativa

Para calcularla, supóngase que se ordena de mayor a menor el registro de oleaje. La altura de ola significativa, denotada como H_s o $H_{1/3}$, es la media aritmética del tercio de olas más altas del registro.

$$H_{1/3} = \sum_{i=1}^{N/3} \frac{H_i}{N/3} \quad (1.11)$$

Altura de ola media cuadrática

Algunos autores sostienen que es la ola que mejor representa la energía de un estado del mar. Su expresión es la siguiente:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2} \quad (1.12)$$

Altura de ola media

La altura de ola media del registro es simplemente, la media de las alturas de ola simples, es decir:

$$\bar{H} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i \quad (1.13)$$

Otras alturas de ola

De la misma manera que $H_{1/3}$ se pueden definir otras alturas de ola, como $H_{1/10}$, $H_{1/100}$, $H_{1/x}$, etc, de forma análoga (ordenado de mayor a menor el registro de oleaje)

$$H_{1/X} = \sum_{i=1}^{N/X} \frac{H_i}{N/X} \quad (1.14)$$

Periodos característicos del oleaje

Existen distintos periodos del oleaje según se mida dentro del registro: periodo de paso por cero (T_z), periodo entre crestas (T_c), periodo significativo ($T_{1/3}$), periodo medio (\bar{T}), etc.

CAPÍTULO 2

OBRAS DE PROTECCIÓN DE PUERTOS

2 OBRAS DE PROTECCIÓN DE PUERTOS

2.1 Introducción

La función principal de una obra de protección es la de generar áreas de calma para realizar operaciones portuarias relacionadas con el transporte marítimo, la actividad náutica, deportiva, etc.

Están constituidas por escolleras naturales y/o artificiales de distintos tamaños y habitualmente coronadas espaldones de concreto y, según su función, se denominan diques de abrigo o rompeolas, escolleras y espigones.

En general las dimensiones de las obras de protección son función del agente predominante que es, en este caso el oleaje, en una primera clasificación tenemos:

- Obras paralelas a la costa
- Obras perpendiculares a la costa

2.2 Obras paralelas a la costa

Ubicadas sobre la línea de costa o a corta distancia de ella reciben el impacto del oleaje en su fase final de propagación, tienen la función de fijar la línea de playa, ya que son estructuras formadas por muros de protección reflejantes o no reflejantes, malecones rígidos o flexibles, que colocándolos paralelamente a la línea de playa forman un dique entre ésta y el mar.

2.3 Obras perpendiculares a la costa

Reciben el impacto directo del oleaje y su función es la generar zonas de abrigo o protegidas y reducir el transporte de litoral. Dentro de ellas se encuentran:

- Escolleras
- Espigones
- Rompeolas

2.3.1 Escolleras

Estas estructuras se construyen principalmente para encauzar la desembocadura de los ríos para ayudar a desazolvar la bocana al aumentar la velocidad de la corriente reduciendo el área de salida del gasto de agua, evitando el depósito de material (ver figura 2.1 ejemplo de escolleras).

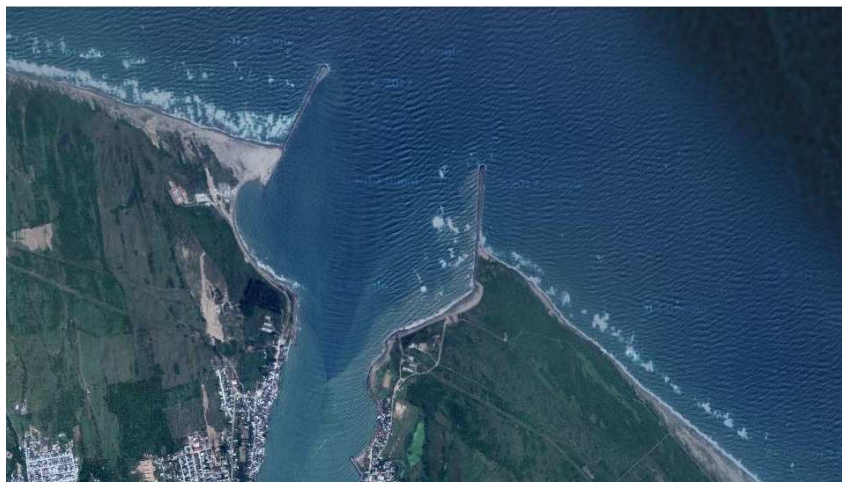


Figura 2.1 Escolleras en Alvarado, Ver.

2.3.2 Espigones

Estas estructuras se construyen generalmente en forma perpendicular a la línea de costa con el fin de evitar la erosión ocasionada por el transporte litoral, o para la protección de una zona destinada a un puerto que solo necesite protección en una sola dirección del oleaje por encontrarse en una zona de semi resguardo natural (ver figura 2.2 ejemplo de espigones).



Figura 2.2 Espigones en Tuxpan, Ver.

2.3.3 Rompeolas

Su función principal es proporcionar protección a un puerto creando condiciones de calma para las actividades portuarias, amortiguando, disipando y/o reflejando la energía del oleaje (ver figura 2.3 ejemplo de rompeolas).



Figura 2.3 Rompeolas en el puerto de Veracruz, Ver.

2.4 Tipología de diques de abrigo

La sección tipo de un dique de abrigo fijo emergido se ordena en tres partes: cimentación, cuerpo central y superestructura. La clasificación se realiza según el papel que cada una de ellas desempeña:

- La función principal de la superestructura es proporcionar protección frente a los rebases, camino de rodadura, acceso, etcétera y en su caso, línea de atraque a sotamar del dique.
- El cuerpo central es el principal elemento resistente frente a la acción del oleaje, provocando su transformación mediante procesos como la rotura o la reflexión.
- La cimentación es la parte del dique en contacto con el suelo y por tanto la vía de transmisión de los esfuerzos al terreno.

Los diques de abrigo pueden adquirir distintas secciones, que se diferencian por:

- Las dimensiones de cada una de las partes
- La forma de controlar el flujo de energía incidente
- Las características del flujo de agua en su interacción con la estructura

- El comportamiento frente a las fuerzas debidas al oleaje

Entre las clasificaciones de rompeolas que podemos mencionar se encuentran las siguientes:

- Monocapa y multicapa
- Rebasable y no rebasable
- En talud, vertical, mixto, berma, con espaldón y otros perfiles.

De acuerdo a su forma se pueden distinguir tres principales grupos de estos (tabla 2.1):

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

Tabla 2.1 Clasificación de los rompeolas de acuerdo a su forma

Rompeolas en Talud	<ul style="list-style-type: none"> -Rompeolas homogéneo -Rompeolas multicapas -Rompeolas con elementos de concreto prefabricados -Rompeolas en talud con berma -Rompeolas sumergidos
Rompeolas de paramento vertical	<ul style="list-style-type: none"> -Rompeolas de concreto monolítico -Rompeolas de bloques de mampostería -Rompeolas de bloques celulares -Rompeolas de cajones de concreto (Cajón)

Especiales (no gravitacionales)	<ul style="list-style-type: none">-Rompeolas muro en cortina -Rompeolas de pila de acero -Rompeolas en base horizontal -Rompeolas flotantes -Rompeolas neumáticos -Rompeolas hidráulico
---------------------------------	--

2.5 Rompeolas en talud

Un rompeolas en talud consiste en la construcción de un terraplén con pendientes laterales ya sea de rocas acomodadas al azar o la utilización de elementos prefabricados de concreto. En la figura 2.4 se observan los principales tipos de rompeolas en talud.

En dicha figura se pueden observar: el rompeolas más básico, aquel construido con piedra colocada aleatoriamente (a). Para incrementar la estabilidad y disminuir la transmisión del oleaje, así como disminuir los costos de materiales, las multicapas del talud de escombros fueron desarrolladas teniendo un núcleo de extracción de cantera corrida (b). La estabilidad de la capa exterior del rompeolas puede ser reforzada usando un diseño con elementos prefabricados de concreto, mientras que la transmisión del oleaje puede reducirse usando una superestructura (muros de protección y pantallas), además los cuales pueden funcionar al camino del rompeolas como un acceso (c).

Los rompeolas construidos únicamente por bloques de concreto (d) son construidos, para usarlos sobre todo como una barrera simple que ofrezca la protección costera. Aunque el oleaje transmitido no es tan reducido como para este tipo de rompeolas, su fácil procedimiento de construcción y su permeabilidad relativa alta del cuerpo son características aprovechables; recientemente los rompeolas de arrecifes o rompeolas sumergidos (e) han sido construidos para la protección costera, aun cuando no afecte la belleza marina.

En el rediseño de los rompeolas (f) se utiliza el concepto básico de establecer un equilibrio entre la forma del talud y la acción del oleaje. Este tipo de diques admite el desplazamiento de un gran volumen de material y por ello tiene una gran berma al frente, esta característica es la que también le da nombre a la tipología.

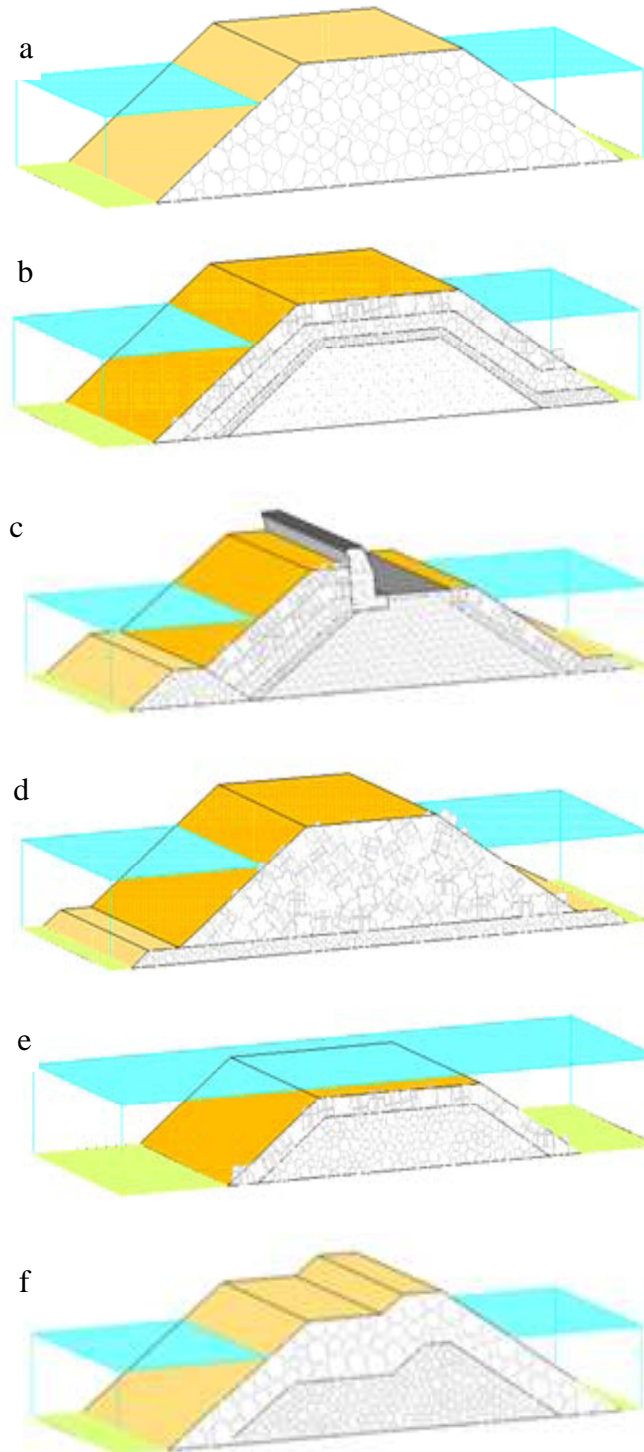
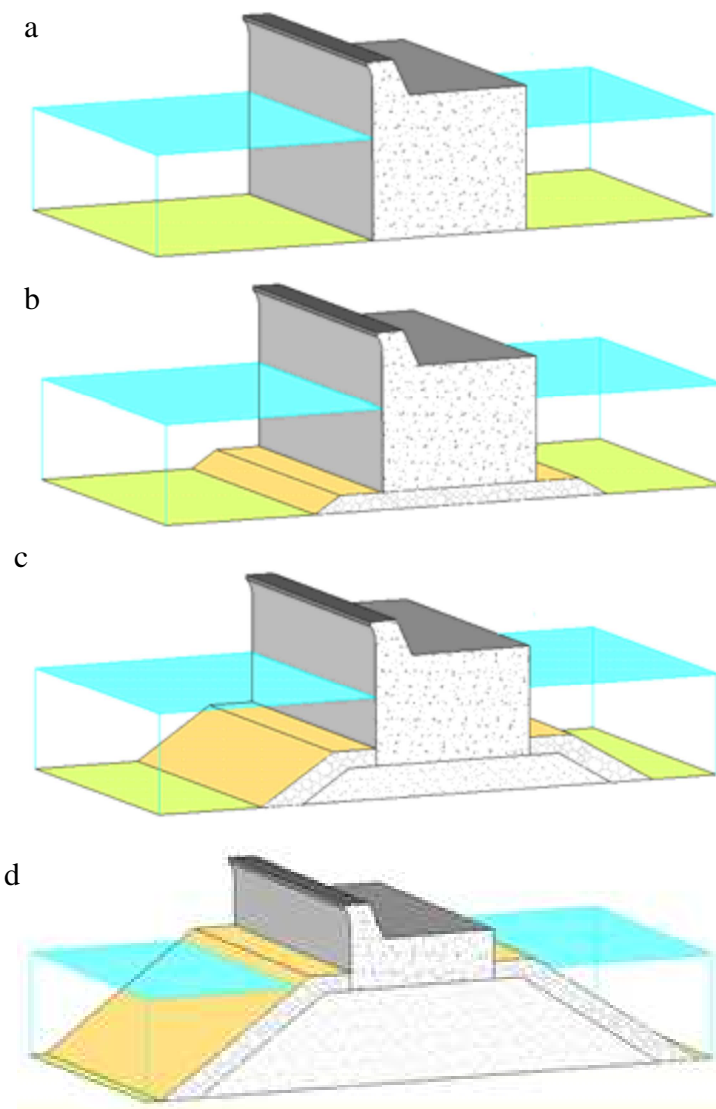


Figura 2.4 Ejemplos de rompeolas en talud

2.6 Rompeolas de paramento vertical



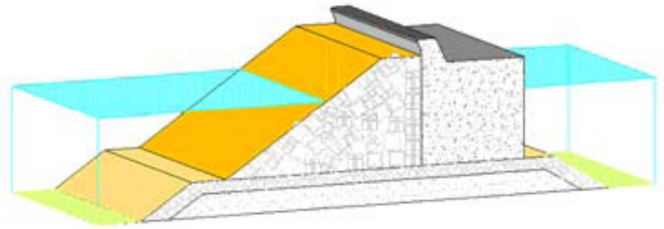
La idea original del rompeolas vertical es la de reflejar las olas, mientras que el rompeolas en talud busca disipar la energía por rotura. La figura (2.5) muestra cuatro tipos de rompeolas teniendo diferentes alturas en sus banquetas de apoyo. El paramento vertical más simple es mostrado en (a), mientras que los otros son rompeolas compuestos con una banqueta de escollera, particularmente son compuestos de banqueta baja (b y c) y por último los compuestos de banqueta alta (d). Por conveniencia, la altura de la banqueta de estos rompeolas es más alta que nivel de aguas bajas NAB. El rompeolas de banqueta baja no causa la rotura de las olas sobre la banqueta, mientras que en el de banqueta alta sí se presenta rotura.

Figura 2.5 Ejemplos de rompeolas de paramento vertical

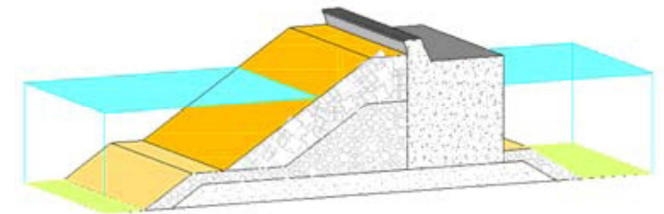
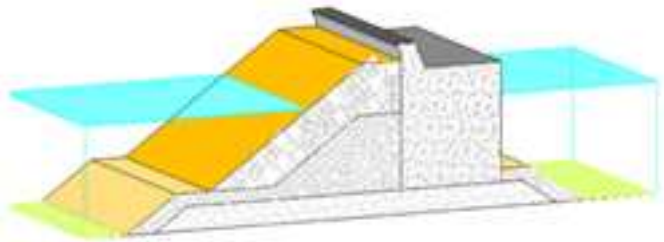
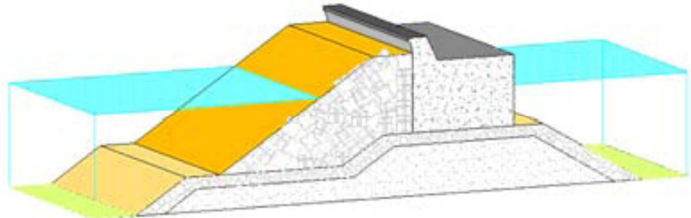
Debido a que los rompeolas con banqueta alta pueden ser inestables a causa de las presiones de impacto generadas por el oleaje y al fenómeno de la socavación causada por la rotura de ola, los rompeolas con baja banqueta son de uso más común. Los rompeolas compuestos con una banqueta relativamente alta (c) son más bajos que el nivel de aguas bajas NAB, de vez en cuando generan presiones de la ola impulsiva debido a la rotura de la ola.

Para aminorar la reflexión del oleaje y la fuerza de ruptura de la ola sobre el paramento vertical, se pueden colocar, al frente del paramento, elementos prefabricados de concreto.

Esto es llamado un rompeolas compuesto cubierto con elementos prefabricados de concreto disipadores de olas, los cuales se conocen también como rompeolas horizontales compuestos.



Estos rompeolas no son nuevos, ya que los rompeolas de pared vertical que sufrían daño, eran a menudo reforzados con la colocación de grandes piedras o elementos de concreto prefabricados frente a ellos para disipar la energía de la ola y reducir la fuerza de oleaje; particularmente aquella que se origina por la rotura de las olas. Los modernos rompeolas horizontales compuestos, ocupan un diseño con elementos prefabricados de concreto, como tetrápodos, dolos o core-loc.



El rompeolas horizontal compuesto es muy similar a los de talud, tienen en la capa exterior elementos de concreto prefabricados.

Figura 2.6 Ejemplos de rompeolas horizontales compuestos

La figura (2.6) muestra como la sección transversal de un rompeolas horizontal compuesto varía con la altura de la banqueta.

La figura (2.7) muestra algunos tipos de rompeolas compuestos, teniendo diferentes secciones verticales. Un muro vertical con bloques de mampostería (a) inicialmente fue el más popular. Los bloques celulares (b) también han sido usados para formar un muro erguido en un rompeolas vertical. Aunque, con la invención del cajón (c) estos rompeolas causaron más confiabilidad, y subsecuentemente eran más construidos alrededor del mundo. El rompeolas de tipo cajón ha sido mejorado usando en lo alto del mismo, un declive o inclinación (d) o de muros perforados que disminuyen las reflexiones y las fuerzas de impacto (e) (con olas rompiendo).

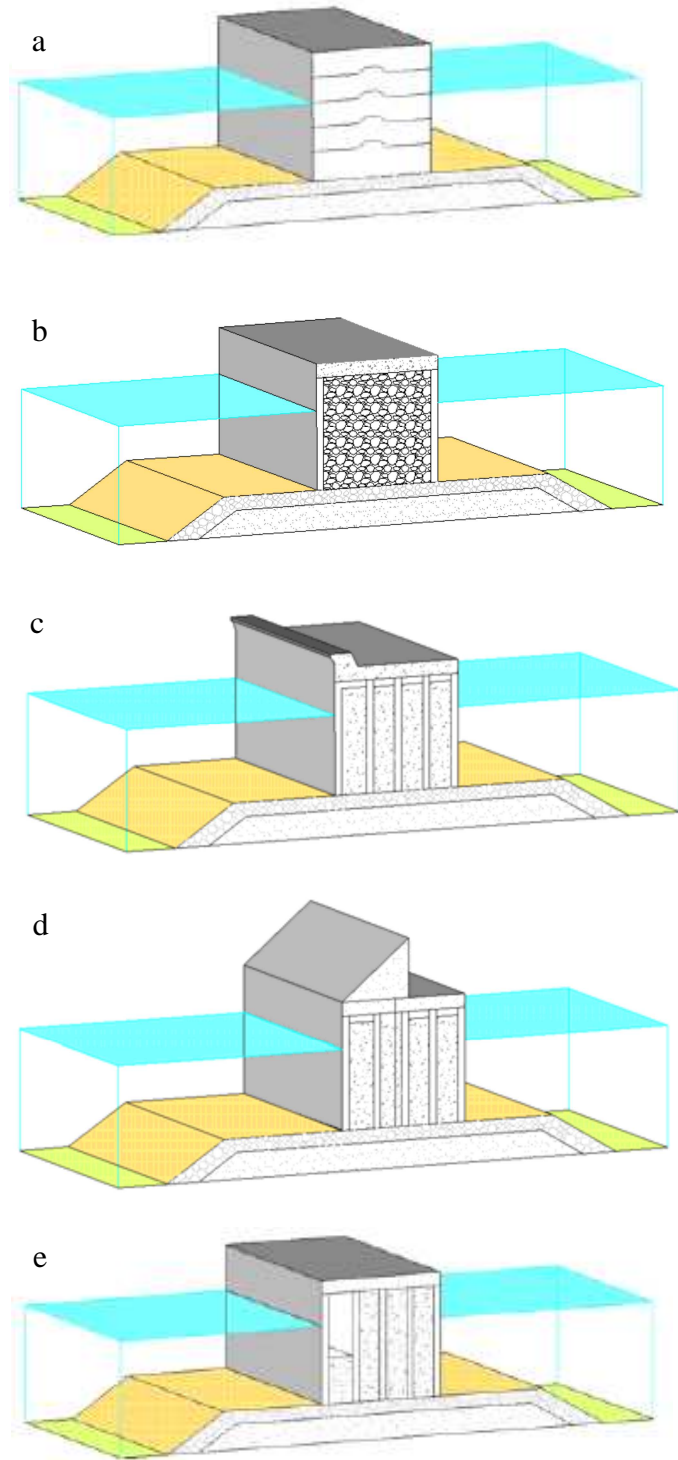


Figura 2.7 Rompeolas compuestos

2.7 Tipos especiales

Estos rompeolas son aquellos utilizados para algún tipo de función específica. Aunque no son comúnmente usados, su historia es larga, y de hecho, algunos eran construidos en tiempos antiguos.

Los rompeolas especiales, sin embargo, no siempre permanecen como especiales, es solo que algunos tardan en estandarizarse, por ejemplo, los rompeolas de tipo cajón perforado han llegado a ser tan populares en algunos países que ahora son tomados en cuenta como rompeolas de tipo estándar

Los rompeolas especiales pueden ser de tipo no gravitacional como un pilar, flotantes, o de tipo neumático. En la figura (2.8) se muestran algunos rompeolas especiales. El muro protector o la pantalla contra olas (a) es comúnmente usado como un rompeolas secundario para proteger las pequeñas embarcaciones dentro de un puerto, el tipo (b) es usado para disipar parte de la energía de las olas. Un rompeolas de placa horizontal (c) rompe las olas por reducción del fondo. Un rompeolas flotante (d) es muy eficaz en profundidades grandes, pero su efecto se limita a olas relativamente cortas (bajo periodo). El rompeolas neumático (e) rompe las olas debido a la corriente de agua inducida por un flujo de burbujas de aire.

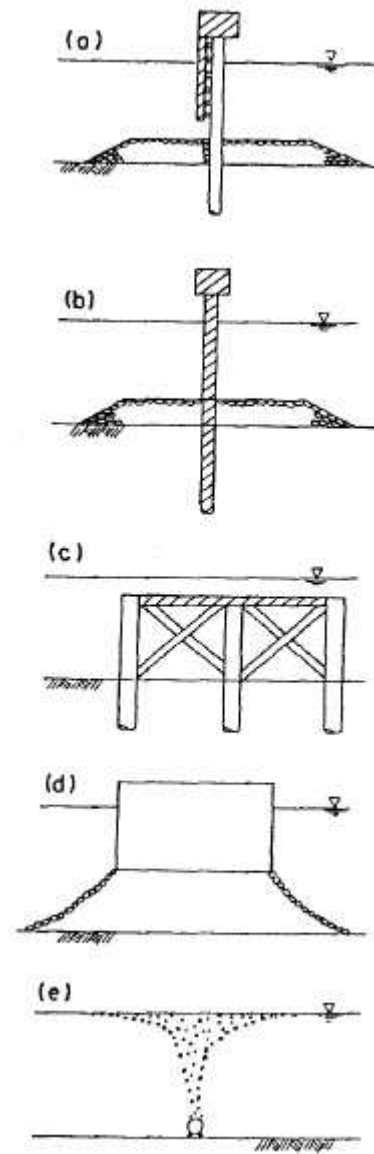


Figura 2.8 Rompeolas especiales

2.8 Selección de la tipología de rompeolas

Para determinar el tipo adecuado de sección de rompeolas para la protección de un puerto, se deben de revisar distintos factores. Aunque el factor económico sea de los más importantes, se deben revisar también factores como el ambiental, las necesidades sociales, funcionalidad e incluso el carácter estético.

Entre los criterios técnicos para seleccionar la tipología más adecuada para un rompeolas se tienen:

1. Los procesos de transformación del oleaje que se desea mitigar, ya que la energía transmitida, reflejada y disipada dependen de la tipología
2. La disposición en planta
3. Las características de oscilación
4. El factor económico

A continuación se listan un grupo de elementos igualmente importantes:

1. Diseño de rompeolas
2. Las condiciones ambientales
3. Condiciones de utilización
4. Las condiciones de ejecución de los trabajos
5. Los costos de la construcción
6. Los métodos constructivos
7. Importancia de los rompeolas
8. Los materiales de construcción disponibles
9. Mantenimiento

Para elegir entre un rompeolas de paramento vertical y uno en talud, se puede tomar una mejor decisión si se conocen las ventajas y desventajas de cada tipo específico, mismas que se detallan en la tabla 2.2 y tabla 2.3.

2.9 Condicionantes de diseño en protecciones portuarias

La función de los diques portuarios es proporcionar a los buques condiciones adecuadas y seguras para su permanencia en puerto y/o para que puedan desarrollarse las operaciones portuarias necesarias para las actividades del muelle, como son carga, descarga y transbordo de pasajeros, vehículos y mercancías que permitan su transferencia entre buques o entre éstos y tierra u otros medios de transporte.

Por lo que dependiendo del tipo de protección requerida serán diferentes las condiciones de diseño del dique portuario. Entre las funciones principales de protección de los diques portuarios tenemos las siguientes:

- Abrigo una zona portuaria
- Abrigo a un muelle adosado
- Abrigo de zonas de navegación
- Encauzamientos

Tabla 2.2 Ventajas y desventajas de rompeolas verticales

ROMPEOLAS VERTICALES	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> -Menor ocupación del fondo marino, así como menor cantidad de material a emplear -Requiere de menor mantenimiento -Construcción más rápida Menor riesgo de fallo durante la construcción -Menor impacto ambiental durante su construcción -Reutilización de material de dragado para relleno de las celdas -Rapidez en su construcción -Permite el atraque en el lado resguardado -Pueden ser desmantelados fácilmente 	<ul style="list-style-type: none"> -Concentran su peso en un área menor -Se requiere un suelo de mayor resistencia para desplantarlo -Reflejan el oleaje, generando mayores esfuerzos sobre la estructura y dificultando su navegación en las inmediaciones al dique vertical -Se requiere maquinaria sofisticada y mano de obra calificada -No existe transmisión de oleaje

Tabla 2.3 Ventajas y desventajas de rompeolas en talud

ROMPEOLAS EN TALUD	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> -Uso de material natural -Construcción del dique por vía terrestre o por vía marítima -Menor impacto ambiental -Se crea un arrecife natural -Las averías se producen de forma gradual 	<ul style="list-style-type: none"> -La gran cantidad de material a utilizar para su construcción, lo que podría encarecer la obra -Se requieren bancos de rocas cercanos y disponibles -Requieren de mantenimiento durante toda su vida útil -No se puede atracar en el lado protegido

Cabe mencionar que de acuerdo con la función del dique existen condicionantes de diseño que se pueden permitir hasta cierto grado. A continuación se presenta, de manera muy resumida, las características hidráulicas y estructurales que se exigen a un rompeolas según el tipo de actividad:

Abrigo en una zona portuaria

- Rebase limitado (se admite solo cierto grado de rebase)
- Transmisión limitada
- Riesgo mínimo

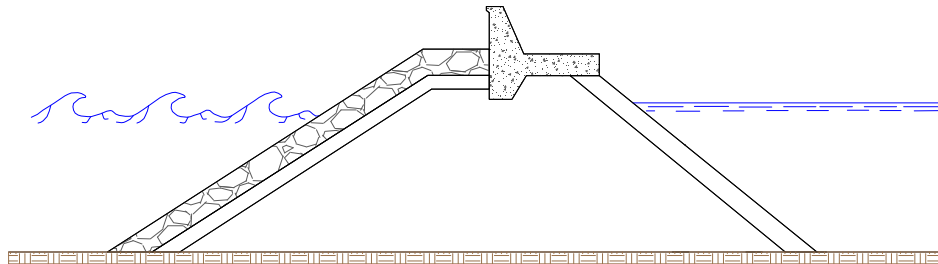


Figura 2.9 Muelle de abrigo de zona portuaria

Abrigo a un muelle adosado

- Mínimo rebase
- Transmisión limitada
- Riesgo mínimo
- Calado suficiente

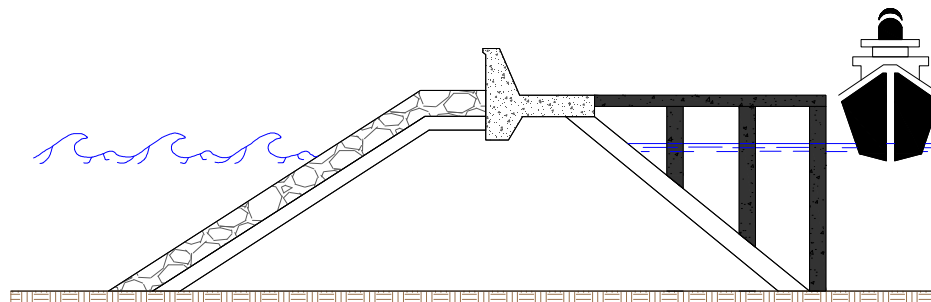


Figura 2.10 Muelle adosado a un dique

Abrigo de zonas de navegación

- Agitación limitada
- Calado suficiente
- Transmisión y rebase admisibles
- Averías admisibles

Encauzamientos

- Agitación limitada
- Permeabilidad mínima
- Factores favorables:
 - Rebase admisibles
 - Averías admisibles

CAPÍTULO 3

**DISEÑO POR RIESGO DE ESTRUCTURAS
MARÍTIMAS**

3 DISEÑO POR RIESGO DE ESTRUCTURAS MARÍTIMAS

3.1 Introducción

Las obras marítimas se construyen para permitir o facilitar un sinnúmero de actividades, razón por la que deben forjarse en principios de seguridad y fiabilidad durante el tiempo que vayan a permanecer en servicio. Sin embargo, por múltiples causas las obras pueden perder, de manera súbita o progresiva y parcial o totalmente, sus capacidades resistentes u operativas en formas y mecanismos conocidos como modos de falla y modos de parada operativa. Determinar el valor de la probabilidad de fallo que se debe admitir en un diseño es, quizá, la parte más compleja del diseño.

El principio del costo mínimo de la estructura puede regir la determinación de la máxima probabilidad de fallo aceptable, sin embargo, cuando la pérdida de vidas humanas o daños al medio ambiente se presentan, obtener un valor admisible se puede convertir en un problema bastante complejo y controversial. La aceptación o no de un determinado riesgo tiene dos facetas: la correspondiente a las personas expuestas a dicho riesgo y la del proyectista que debe tomar la decisión de aceptarlo o no. Por ello es importante que existan normas que reflejen los niveles de riesgo que la sociedad está dispuesta a tolerar y determinar si estos niveles de riesgo tolerables son compatibles con las metas de las distintas industrias involucradas.

España es un país de gran tradición marítima consciente de la importancia de contar con recomendaciones que permitan alcanzar altos niveles de calidad en el diseño de estructuras, así como ante el hecho de garantizar se cuenten con requerimientos mínimos de seguridad. Razón por la que ha implementado un programa integral de redacción, revisión y actualización de guías que incorporan los avances en el estado del arte, así como la amplia experiencia en ingeniería marítima de ese país.

De este compendio se desprenden las *Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.0*, documento de prestigio nacional e internacional puesto que es una excelente herramienta técnica y científica, la que se adapta en Europa e Iberoamérica, como documentos base para la definición de los criterios técnicos de las obras e infraestructuras marítimas.

Estas recomendaciones permiten especificar una obra a partir de las repercusiones económicas, sociales y ambientales que su destrucción, pérdida de funcionalidad o parada momentánea de servicio cause al entorno al que sirve; así como la vida útil de la estructura, la probabilidad máxima admisible ante alguna falla de la obra, el número medio de paradas máximas permitidas por intervalo de tiempo, y duración.

3.2 Recomendaciones para obras marítimas ROM

El Programa de las “Recomendaciones para Obras Marítimas” (Programa R.O.M.) se inició en 1987 con la constitución de la Comisión Técnica comisionada de redactar recomendaciones que facilitasen y guiasen a los distintos organismos estatales y empresas privadas en proyecto, construcción, mantenimiento y explotación de las Construcciones Marinas y en particular de las Obras Marítimas. Dicho Programa se estructuró en las siguientes series:

- Serie 0: Recomendaciones de carácter general
- Serie 1: Obras exteriores: diques de abrigo
- Serie 2: Obras interiores: muelles y estructuras de amarre y fondeo
- Serie 3: Forma y disposición en planta
- Serie 4: Superestructuras portuarias

Desde esa fecha, la Comisión Técnica en conjunto con especialistas y bajo la colaboración con Instituciones y Organismos Públicos y Privados, está trabajando en las distintas áreas de las Construcciones Marinas, dando como consecuencia la publicación de las siguientes recomendaciones:

R.O.M. 0.2: *Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias.*

Esta Recomendación queda sustituida por la presente Recomendación.

R.O.M. 0.3: *Acciones climáticas I: Oleaje.*

R.O.M. 0.4: *Acciones climáticas II: Viento.*

R.O.M. 0.5: *Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas.*

R.O.M. 3.1: *Proyecto de la configuración marítima de los puertos, canales de acceso y áreas de flotación.*

R.O.M. 4.1: *Recomendaciones para el proyecto y construcción de pavimentos portuarios.*

Las experiencias acumuladas de la aplicación de estas guías, y las revisiones constantes que conllevaron a actualizaciones dieron lugar a una nueva etapa del programa, 2001-2003, en la cual se incluyeron más temas y un plan de trabajo para garantizar la calidad de los documentos.

Dentro del apartado de las Recomendaciones de carácter general se encuentra el *Procedimiento general y bases de cálculo para el proyecto de obras marítimas y portuarias (ROM 0.0)* cuyo objetivo reside en verificar si una alternativa de proyecto durante toda su vida útil es: confiable frente a la seguridad, funcional frente al servicio y, operativa frente al uso y explotación.

Para cumplir con estos objetivos es necesaria la determinación de criterios generales de proyecto, los que se definen como aquellos que rigen el nivel de riesgo que se debe admitir en el diseño, es decir, la probabilidad de fallo a ser aceptada.

Por ende es necesario definir la obra en el *espacio*, lo que refiere a dividir la obra en tramos todo cuanto sea necesario que presenten una geometría homogénea, además se debe garantizar que en cada tramo, el valor de los agentes que actúen sobre él sea el mismo y si fallase dicho tramo, las repercusiones que ocasione al entorno sean las mismas; también es definir la obra en tiempo implica que la vida útil se divida en intervalos, donde la magnitud de los factores de proyecto no cambie, es decir, que se puedan considerar variables estadísticamente estacionarias.

3.3 Criterios generales del proyecto

Los criterios generales de proyecto se emplean para definir y verificar el nivel de riesgo que se debe admitir en el diseño. Los que se obtienen a partir de un análisis previo, que pretende definir el carácter de la estructura. Dos de ellos deben ser meticulosamente definidos:

3.3.1 Carácter General de la Obra

La importancia de una obra marítima, así como su consecuencia económica, social y ambiental se evalúa mediante una predicción de los posibles efectos que se producirían al entorno en caso de destrucción total o pérdida completa de funcionalidad; esta predicción se hace con ayuda de los índices *IRE* (índice de repercusión económica) e *ISA* (índice de repercusión social y ambiental). Los que se abordaran con a detalle más adelante.

El carácter operativo de la obra. Las repercusiones económicas y el impacto social y ambiental que se producen como consecuencia de que una obra marítima deje de operar o reduzca su nivel de operatividad; se valoran a través de su carácter operativo; es otra medida de la importancia de la obra pero en términos de su supuesta pérdida de funcionalidad temporal, para esta predicción se utilizan los índices *IREO* (índice de repercusión económica operativa) e *ISAO* (índice de repercusión social y ambiental operativo).

Una vez determinados los índices, la obra se encuentra caracterizada y es posible determinar los criterios generales de proyecto haciendo uso de las tablas que proporciona la *ROM 0.0*

Índices para determinar el carácter general

El carácter general de la obra se establecerá en función de los siguientes índices:

- Índice de repercusión económica, IRE
- Índice de repercusión social y ambiental, ISA

3.3.2 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.

$$IRE = \frac{C_{RD} + C_{RI}}{C_o} \quad (3.1)$$

Donde:

C_{RD} : es el costo de reconstrucción del tramo de obra a su estado inicial.

C_{RI} : es el costo por el cese de las actividades económicas directamente relacionadas con el tramo de obra.

C_o : es un parámetro económico de adimensionalización

Para obtener el costo por reconstrucción C_{RD} , se cuantifica el costo para regresar el tramo de obra a su estado original, suponiendo la falla propuesta para valorar el carácter general. En caso de no poder hacer esta cuantificación, la ROM indica la posibilidad de suponer el costo por reconstrucción igual a la inversión inicial, actualizado al año de análisis. Se especula que esta última alternativa está excedida, sin embargo, en caso de destrucción total, el costo por reconstrucción equivaldría al costo de construcción. Para determinar el C_{RI} se evalúan los costos por cese o afectación de las actividades directamente relacionadas con la obra.

El coeficiente de adimensionalización C_o es variable, depende de la estructura económica y nivel de progreso del país donde se edifique la obra. El valor de C_o corresponde entonces, a la mitad de costo de una obra habitual, entendida como aquella que demande mediana inversión, como costo anual por mantenimiento.

En función del valor del Índice de Repercusión Económica IRE, las obras marítimas se clasificarán en tres tipos correspondientes a tres subintervalos:

Tabla 3.1 Grado de repercusión económica de la obra en función del IRE

IRE	Clasificación
$IRE \leq 5$	Obras con repercusión económica baja
$5 < IRE \leq 20$	Obras con repercusión económica media
$IRE > 20$	Obras con repercusión económica alta

Este parámetro se valora a precios de mercado durante el periodo de la reconstrucción.

Es importante no perder de vista que los dos costos C_{RD} y C_{RI} deben estar referidos al mismo año.

En caso de que esta cuantificación resulte muy compleja, la ROM 0.0 proporciona una formulación alternativa para evaluar el cociente C_{RI}/C_o :

$$C_{RI}/C_o = C * [A + B] \quad (3.2)$$

Los valores de los coeficientes se obtienen de las tablas propuestas según los siguientes razonamientos:

A: Valora el ámbito del sistema económico y productivo al que sirve la obra (tabla 3.2)

Tabla 3.2 Valores propuestos para el coeficiente A

Ámbito de sistema	A
Local	1
Regional	2
Nacional / Internacional	5

B: Valora la importancia estratégica del sistema económico y productivo al que sirve la obra (tabla 3.3).

Tabla 3.3 Valores propuestos para el coeficiente B

Importancia estratégica del sistema	B
Irrelevante	0
Relevante	2
Esencial	5

C: Valora la importancia que tiene la obra para el sistema económico y productivo al que sirve (tabla 3.4).

Tabla 3.4 Valores propuestos para el coeficiente C

Importancia de la obra	C
Irrelevante	0
Relevante	1
Esencial	2

Una vez obtenido el IRE se caracteriza el grado de repercusión económica del tramo de obra, con ayuda de la tabla 3.1

3.3.3 Índice de repercusión social y ambiental (ISA)

Estima de manera cualitativa 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- artístico y (3) de la alarma social generada, considerando que el fallo se produce una vez consolidadas las actividades económicas directamente relacionadas con la obra.

El ISA se define por el sumatorio de tres subíndices:

$$ISA = \sum_{i=1}^3 ISA_i \quad (3.3)$$

ISA₁: es la posibilidad de alcance de pérdidas humanas.

ISA₂: son los daños al medio ambiente y al patrimonio histórico artístico.

ISA₃: es la posibilidad de alarma social.

El valor del ISA para los tres subíndices se obtiene de las tablas siguientes:

ISA1: Es el subíndice que evalúa la probabilidad y alcance de pérdida de vidas humanas (tabla 3.5).

Tabla 3.5 Probabilidad y alcance de pérdida de vidas humanas (ISA₁)

Probabilidad y alcance de pérdidas humanas	ISA ₁	Observaciones
Remoto	0	Improbable que se produzcan daños a personas.
Bajo	3	La pérdida de vidas humanas es posible pero poco probable (accidental), afectando a pocas personas.
Alto	10	La pérdida de vidas humanas es muy probable pero afectando a un número no elevado de personas.
Catastrófico	20	La pérdida de vidas humanas y daños a las personas es tan grave que afecta la capacidad de respuesta regional.

ISA2: Es el subíndice que evalúa los daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico (tabla 3.6)

Tabla 3.6 Daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico (ISA₂)

Daños en el medio ambiente y en el patrimonio artístico-histórico	ISA₂	Observaciones
Remoto	0	Improbable que se produzcan daños ambientales o al patrimonio.
Bajo	2	Daños leves reversibles (menos de un año) o pérdida de elementos de escaso valor.
Medio	4	Daños importantes pero reversibles (menos de 5 años) o pérdidas de elementos significativos del patrimonio.
Alto	8	Daños irreversibles al ecosistema o pérdidas de unos pocos elementos muy importantes del patrimonio.
Muy alto	15	Daños irreversibles al ecosistema, implicando la extinción de especies protegidas o la destrucción de espacios naturales protegidos o un número elevado de elementos importantes del patrimonio.

ISA3: Es el subíndice que evalúa la alarma social ante el fallo total de la obra (tabla 3.7).

Tabla 3.7 Posibilidad de alarma social (ISA3)

Alarma social	ISA₃	Observaciones
Bajo	0	No hay indicios de que pueda existir una alarma social significativa asociada al fallo de la estructura.
Medio	5	Alarma social mínima asociada a valores de los subíndices ISA ₁ e ISA ₂ altos.
Alto	10	Alarma social mínima debida a valores de los subíndices ISA ₁ , catastrófico e ISA ₂ , muy alto.
Máxima	15	Alarma social máxima.

En función del valor, del índice de repercusión social y ambiental (ISA), las obras marítimas se clasificarán en (tabla 3.8):

Tabla 3.8 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión social y ambiental (ISA)

ISA	Clasificación
$ISA < 5$	Obras sin repercusión social y ambiental significativa
$5 \leq ISA < 20$	Obras con repercusión social y ambiental baja
$20 \leq ISA < 30$	Obras con repercusión social y ambiental alta
$ISA \geq 30$	Obras con repercusión social y ambiental muy alta

3.4 Criterios de proyecto dependientes del carácter general

A falta de estudios específicos, en función del carácter general de la obra marítima se fijarán:

- La vida útil mínima de obras definitivas.
- La máxima probabilidad conjunta de fallo del tramo y el nivel de operatividad.
- Los métodos de verificación de la seguridad y del servicio frente a los modos de fallo adscritos a estados límite último y de servicio, y los métodos de verificación de la explotación.
- Frente a los modos de parada operativa.
- Los planes de conservación, inspección, auscultación e instrumentación del tramo de obra.

3.4.1 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 valorarán por medio de su carácter operativo. Éste se evaluará seleccionando de entre los modos principales de parada operativa, aquel que proporcione el nivel mínimo de operatividad.

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. A las partes de la obra cuya parada operativa implique repercusiones diferentes, se les podrá asociar un carácter específico.

Índices para determinar el carácter operativo

A falta de una determinación específica, el carácter operativo de una obra marítima se establecerá en función de los siguientes índices:

- Índice de repercusión económica operativo, IREO
- Índice de repercusión social y ambiental operativo, ISAO

3.4.2 Índice de repercusión económica operativo (IREO)

Este índice valora cuantitativamente los costes ocasionados por la parada operativa del tramo de obra.

El Índice de Repercusión Económica Operativo, IREO, se evaluará mediante la ecuación siguiente:

$$IREO = F * [D + E] \quad (3.4)$$

Donde (D), (E) y (F), evalúan la simultaneidad, intensidad y adaptabilidad de la demanda a la situación de parada. Estos coeficientes se valorarán de acuerdo a las siguientes tablas:

D: Analiza la posibilidad de que sea simultaneo el máximo periodo de demanda con la presencia del agente que induce la parada operativa (tabla 3.9).

Tabla 3.9 Valores para el coeficiente D

Simultaneidad del periodo	D
Periodos no simultáneos	0
Periodos simultáneos	5

E: Caracteriza la intensidad de la demanda en el periodo de tiempo considerado (tabla 3.10).

Tabla 3.10 Valores para el coeficiente E

Intensidad del uso de la demanda	E
Poco intensivo	0
Intensivo	3
Muy intensivo	5

F: Analiza la adaptabilidad de la demanda y del entorno económico a la presencia de la parada operativa (tabla 3.11).

Tabla 3.11 Valores para el coeficiente F

Adaptabilidad de la demanda	F
Adaptabilidad alta	0
Adaptabilidad media	1

En función del valor del Índice de Repercusión Económica Operativo (IREO), las obras marítimas se clasificarán en (tabla 3.12):

Tabla 3.12 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión económica operativa (IREO)

IREO	Clasificación
$IREO \leq 5$	Obras con repercusión económica operativa baja
$5 < IREO \leq 20$	Obras con repercusión económica operativa media
$IREO > 20$	Obras con repercusión económica operativa alta

3.4.3 Índice de Repercusión Social y Ambiental Operativo (ISAO)

Estima de manera cualitativa 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 y (3) la alarma social generada. . La determinación aproximada del ISAO se define por la siguiente expresión:

$$ISAO = \sum_{i=1}^3 ISAO_i \quad (3.5)$$

Donde:

- ISAO1* es la posibilidad de alcance de pérdidas humanas.
ISAO2 son los daños al medio ambiente y al patrimonio histórico artístico.
ISAO3 es la posibilidad de alarma social.

Donde los valores de los subíndices del ISAO se calculan utilizando los mismos criterios para el cálculo del ISA y por lo tanto se utilizan las mismas tablas (tablas 3.5, 3.6 y 3.7)

En función del valor del índice de repercusión social y ambiental ISAO, los tramos de la obra marítima se clasificarán en cuatro tipos correspondientes a cuatro subintervalos, $ISAO_i$, $i = 1, 2, 3, 4$, (tabla 3.13).

Tabla 3.13 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión social y ambienta operativa (ISAO)

ISAO	Clasificación
$ISAO < 5$	Obras sin repercusión social y ambiental significativa
$5 \leq ISAO < 20$	Obras con repercusión social y ambiental baja
$20 \leq ISAO < 30$	Obras con repercusión social y ambiental alta
$ISAO \geq 30$	Obras con repercusión social y ambiental muy alta

3.5 Valores Recomendados

En esta sección se recomiendan valores de la vida útil mínima, las máximas probabilidades conjuntas de fallo frente a la seguridad y el servicio y la operatividad mínima, número medio de paradas máximo y duración máxima de una parada.

3.5.1 Vida útil mínima

La vida útil de una obra, corresponde al intervalo de tiempo en el que ésta cumple adecuadamente con los objetivos para los cuales fue diseñada. Para objeto de estas recomendaciones la vida útil mínima de la obra se fijará en función del índice de repercusión económica (IRE), los valores propuestos se presentan en la tabla 3.14.

Tabla 3.14 Vida útil mínima en la fase de proyecto servicio

IRE	Vida útil [años]
≤ 5	15
6-20	25
>20	50

3.5.2 Máxima probabilidad conjunta de fallo para los estados limite últimos y de servicio

La probabilidad conjunta de fallo $P_{f,ELU}$, del tramo de obra, frente a los modos de fallo principales adscritos a los estados límite últimos no podrá exceder los valores consignados en la tabla 3.15, en su vida útil.

Tabla 3.15 Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.U.

ISA	$P_{f,ELU}$	β_{ELU}
< 5	0.20	0.84
5-19	0.10	1.28
20-29	0.01	2.32
≥ 30	0.0001	3.71

Donde el valor de β_{ELU} corresponde a la fiabilidad mínima admisible del tramo de obra en su vida útil.

La máxima probabilidad conjunta de fallo para el carácter operativo corresponde a la probabilidad de que la obra falle, frente a los estados limite de servicio durante la fase de servicio (tabla 3.16).

Tabla 3.16 Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.S.

ISA	$P_{f,ELS}$	β_{ELS}
< 5	0.20	0.84
5-19	0.10	1.28
20-29	0.07	1.50
≥ 30	0.07	1.50

Donde el valor de β_{ELS} ahora se convierte en el índice de funcionalidad de la obra.

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 3.16, 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.

3.5.3 Operatividad mínima

En la fase de proyecto servicio y para los casos en los cuales no haya sido especificada a priori, la operatividad del tramo frente a los modos principales adscritos a los estados límite de parada en condiciones de trabajo operativas normales será, como mínimo, el valor consignado en la tabla 3.17, en función del IREO, índice de repercusión económico operativo del tramo.

Tabla 3.17 Operatividad mínima en la fase de servicio

IREO	Operatividad, $r_{f,ELO}$	β_{ELO}
≤ 5	0.85	1.04
6-20	0.95	1.65
> 20	0.99	2.32

3.5.4 Número medio de paradas

En el intervalo de tiempo que se especifique que, en general será el año, y para aquellos casos en los cuales no haya sido especificado a priori, el número medio de ocurrencias N_m , de todos los modos adscritos a los estados límite de parada, será, como máximo, el valor consignado en la tabla 3.18.

Tabla 3.18 Número medio de paradas operativas en el intervalo de tiempo

ISAO	Número medio de paradas
< 5	10
5-19	5
20-29	2
≥ 30	0

3.5.5 Duración máxima de una parada

Una vez producido un modo de parada operativa la duración máxima probable no podrá exceder el valor que se presenta en la tabla 3.19 como función del carácter operativo de la obra.

Tabla 3.19 Duración máxima probable en horas

	ISAO			
IREO	< 5	5-19	20-29	≥ 30
≤ 5	24	12	6	0
6-20	12	6	3	0
≥ 20	6	3	1	0

Los valores que proporciona la ROM 0.0 para los criterios de proyecto no deben ser tomados como definitivos, habrá ocasiones en que la probabilidad conjunta de fallo, la vida útil de la obra o cualquier otro de los criterios, se establezca mediante un análisis económico o de cualquier otra índole, cuando eso suceda los valores de las recomendaciones deberán tomarse como los valores umbrales, máximos o mínimos según sea el caso.

3.6 Procedimiento de verificación

Se aplica para comprobar cuando y cómo un tramo de obra deja de cumplir en una fase de proyecto los requisitos del proyecto. Para ello, el procedimiento debe incluir una secuencia de actos que incluirá, al menos, las siguientes actividades: (1) definición de los condicionantes de proyecto y las bases de cálculo; (2) selección de los estados límite, definición de los modos de fallo y parada, formulación de la ecuación de verificación, de las condiciones de trabajo y establecimiento de los tipos de combinación; y, (3) resolución de la ecuación verificación y cálculo de la probabilidad de ocurrencia de cada modo y del conjunto de modos en la fase de proyecto.

Estas actividades, finalmente, permiten declarar, o no, que un proyecto es fiable y funcional frente a todos los modos de fallo últimos y de servicio, y operativa frente a todos los modos de parada.

3.6.1 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, ELU, que incluyen los modos de falla que provocan la pérdida de capacidad estructural o resistente.
2. Estados Límite de Servicio, ELS, que incluyen los modos de falla que provocan la pérdida de servicio por razones estructurales y funcionales.

3.6.2 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 (ELO), 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.

3.6.3 Estados límite últimos (ELU)

Son aquellos estados que producen la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra o de una parte de ella. Siempre que sean significativos deberán tomarse en consideración los siguientes estados límite últimos:

- Pérdida de equilibrio estático
- Agotamiento resistente o rotura
- Deformación
- Inestabilidad
- Fatiga y dinámicos
- Colapso progresivo

3.6.4 Estados límite de servicio (ELS)

Engloban aquellos estados que producen la pérdida de funcionalidad de la obra o de una parte de ella, de forma reversible o irreversible, debido a un fallo estructural, estético, ambiental o por condicionante legal. Siempre que sean significativos deberán tomarse en consideración los siguientes estados límite de servicio:

- Pérdida de durabilidad
- Alteraciones geométricas acumulativas
- Vibraciones excesivas
- Fisuración excesiva
- Deformaciones excesivas
- Estéticos, ambientales y legales

3.6.5 Estados límites operativos (ELO)

Son todos aquellos en los que, se reduce o se suspende temporalmente la explotación por causas externas a la obra o a sus instalaciones, sin que haya daño estructural en ellas o en alguno de sus elementos.

Deben considerarse en los estados límite de parada operativa todos aquellos modos que pueden ocasionar:

- Una reducción temporal de la fiabilidad y la funcionalidad de la obra y sus instalaciones.
- Efectos ambientales y repercusiones sociales temporalmente inaceptables.

3.6.6 Métodos de verificación

Los métodos para verificar o comprobar los requisitos de seguridad, servicio y explotación de una alternativa de proyecto frente a un modo de fallo o de parada operativa, en función del carácter general del tramo de obra se indican en la tabla 3.20

Tabla 3.20 Método de verificación recomendado en función del carácter del tramo de obra

	<i>ISA</i>			
<i>IRE</i>	<i>s₁</i>	<i>s₂</i>	<i>s₃</i>	<i>s₄</i>
r₁	[1]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
r₂	[2]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
r₃	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]

Donde

- [1] : Es el método de coeficientes de seguridad global, Nivel I.
 [2] : Es el método de coeficientes parciales, Nivel I.
 [3] : Engloba los métodos que pertenecen al Nivel II.
 [4] : Engloba los métodos que pertenecen al Nivel III.

CAPÍTULO 4

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

4.1 Introducción

El correcto funcionamiento de una estructura marítima no solo depende de qué tan bien está calculada o de qué tan grande es la sollicitación a la que está sometida durante un temporal. Depende, en gran medida, de las prevenciones y consideraciones tomadas antes y durante la construcción de las mismas.

En este capítulo se presenta una revisión de los procedimientos de ejecución, en el que se incluyen consideraciones y recomendaciones sobre aquellos aspectos constructivos de diques en talud; así como el análisis de un plan de ejecución, con los procedimientos de seguimiento y control.

Se verán los condicionantes de la obra, su plan de ejecución, la elección de equipos o de procedimientos constructivos específicos.

4.2 Prevención de daños a escolleras producidos por el oleaje durante su construcción

Durante la construcción del dique en talud, hay zonas en que el núcleo no se encuentra protegido, ya que no se ha colocado la capa secundaria o la coraza. Para construir adecuadamente el dique y en particular en los desfases en la colocación de las distintas capas, se recomienda proceder de la siguiente manera:

- Verificar que el ancho y la cota de coronación de la plataforma de avance considerada en el proyecto coincida con las condiciones climáticas previstas para el periodo en que se está construyendo y con los medios que se están empleando.
- Revisar para cada capa la altura de ola que produce daños no admisibles.
- Llevar un registro continuo de las boyas cercanas para prever las alturas de ola incidente en las zonas sensibles del dique. Las previsiones realizadas con 72 horas de anticipación son de gran fiabilidad, las previsiones realizadas con días de anticipación tienen una fiabilidad moderada.
- Tener un plan de actuación cuando se prevea la llegada de olas con alturas que puedan ocasionar daños.

- Contar con escolleras de distintos tamaños para poder reforzar el frente de trabajo de acuerdo con el plan de actuación en caso de algún temporal.
- Tener sistemas de alarma y protocolos de seguridad ya que combinaciones como el nivel del mar, la altura de ola y la cota de coronación, pueden originar el rebase y ocasionar daños a la estructura del dique, a las personas y al equipo que se encuentra sobre la estructura.
- Construir morros temporales cuando el plazo de ejecución del dique exceda el periodo de calma. Se deberá tener en cuenta lo siguiente:
 - Si los morros provisionales no han sido considerados en el proyecto se consideraran como obra provisional
 - El retiro del material de los morros provisionales suele ser tardío y costoso, pero sino se retiran crean zonas de permeabilidad diferente a la del resto del dique que podría afectar su funcionalidad

4.2.1 Verificación del terreno

En ocasiones, el suelo donde se va desplantar el dique no tiene la capacidad suficiente para soportar las cargas que se le transmitirán. Para resolver este problema se pueden usar algunas alternativas como las siguientes:

- a) Eliminación de estratos de suelos con baja capacidad de carga
 - Dragar el material hasta estratos firmes o cota de proyecto
 - Antes de colocar el material, verificar que en el fondo no se hayan depositado suelos finos por acarreo natural
- b) Tratamientos de mejoramientos del suelo
 - Construcción de columnas de grava por vibrosustitución
 - Inyecciones de alta presión - jet-grouting



Figura 4.1 Dragado

c) Construcción del dique por fases (consolidando el suelo). Se debe seguir la siguiente secuencia:

1. Dragar cuando el terreno lo requiera (figura 4.1).
2. Colocar el material del dique hasta llegar a la cota de coronación de proyecto, esto con el fin de transmitir al suelo cargas admisibles (figura 4.2)

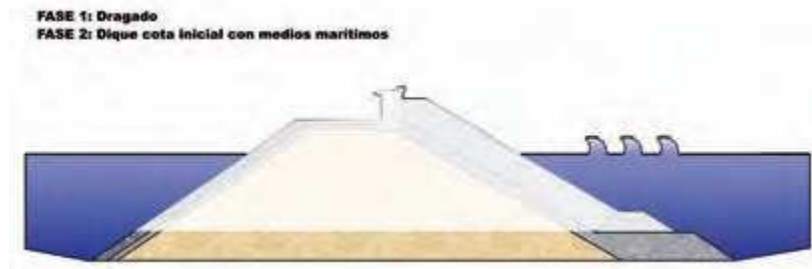


Figura 4.2 Relleno con medios marítimos

3. Esperar el tiempo necesario para que el suelo se consolide y aumente su capacidad de carga a causa del peso que soporta (figura 4.3)



Figura 4.3 Relleno y consolidación

4. Una vez consolidado el suelo, colocar el resto del material que constituye el dique (figura 4.4.)

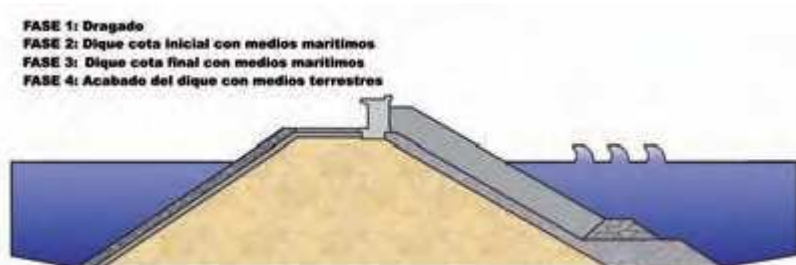


Figura 4.4 Dique final

4.3 Actividades previas

Antes de iniciar la construcción del dique se debe:

- Reconocer la batimetría de la zona de desplante del dique y de zonas aledañas que podrían resultar afectadas por la construcción de éste.
- Prever de los climas marítimo y meteorológico:
 - Dirección, periodo y altura de ola
 - Dirección y velocidad de las corrientes
 - Dirección y velocidad del viento
- Analizar la propagación del oleaje:
 - Para distintas situaciones de avance en la construcción del dique se relacionará, mediante estudios de propagación en modelo físico o matemático, el clima marítimo en las boyas de referencia -dirección, período y altura de ola- con el clima de las zonas más sensibles del dique, en principio, la de avance y sus proximidades
 - Los estudios de propagación se complementarán con estudios de rebase para las distintas cotas de coronación del dique en las distintas fases constructivas
- Determinar los umbrales de riesgo de la siguiente forma:
 - Se calcularán las alturas de ola incidente que producen daños no tolerables a los distintos mantos que se construyen o que provocan rebases no tolerables
 - Se relacionará la ola incidente -altura, período y dirección- con la ola en la boya de referencia
- Elaborar un protocolo de actuación para los diferentes niveles de umbrales de riesgo, que deben contener la siguiente información:
 - Refuerzo de los taludes
 - Retirada del personal de las zonas de riesgo
 - Retirada de la maquinaria sobre el dique
 - Retirada de las embarcaciones y refugio en el puerto
- Planear la activación de alarmas. Para cada caso de superación de los umbrales de riesgo se deben activar alarmas que alcancen a todas las personas afectadas por el

protocolo. Deberá de haber señalización y/o señales acústicas que informen al personal de la inminencia situación de riesgo.

4.3.1 Instalaciones auxiliares

Para la construcción de estas obras de abrigo muchas veces es necesario contar o construir instalaciones auxiliares tales como:

- Muelles auxiliares. Estos muelles servirán para que tanto los gánguiles como pontones y otras embarcaciones atraquen. En muchas ocasiones no se cuenta con este tipo de muelles, por lo que puede ser necesario construirlos y considerar su costo en el de la obra.
- Áreas para instalación de plantas de fabricación de elementos artificiales y sus patios de colado.
- Almacén de elementos de elementos artificiales y escolleras naturales.
- Instalación de boyas para medir el oleaje.
- Balizamiento de la zona de trabajo, el cual debe de ser aprobado por la autoridad marítima.
- Caminos de acceso a los almacenes, muelles auxiliares, banco de materiales y al dique.
- Construcción de cargaderos para los gánguiles (figura 4.5). Se recomienda que sobre cada gánguil puedan descargar por lo menos dos camiones al mismo tiempo. Para determinar las dimensiones del cargadero se debe considerar:
 - El nivel máximo de la marea
 - El franco bordo de las embarcaciones con carga
 - Una distancia mínima de 50 cm de separación entre los gánguiles al pasar con cualquier punto que puedan colisionar

Para determinar la distancia de caldo del muelle provisional se recomienda considerar:

- La altura mínima de la marea
- El calado de las embarcaciones a plena carga
- Una distancia mínima de 1 m en la profundidad mínima donde pudieran encallar las embarcaciones



Figura 4.5 Cargadero de gánguiles

4.3.2 Disponibilidad de materiales

La construcción de un dique exige una gran cantidad de materiales, por lo que hay que realizar una prevención de las cantidades necesarias a suministrar, por día, de cada uno de los materiales que se vaya a demandar, ya sean elementos naturales o prefabricados. Para ello hay que considerar los siguientes aspectos:

- La disponibilidad del banco de materiales, el principal, para la construcción del dique
- La explotación del banco de material
- El transporte a la obra o al lugar de almacenamiento
- El almacenamiento en el banco de materiales o lugares intermedios
- Los medios de carga, transporte y colocación en obra, tanto terrestres como marítimos

El control de calidad de los materiales, para asegurar que cumplen con las especificaciones del proyecto, se debe realizar sin intervenir en el proceso constructivo, es decir, se deberá realizar a la salida del banco de materiales o en la planta de fabricación.

4.4 Tipos de métodos constructivos

- Vía marítima: uso de gánguiles y grúas sobre pontones.
- Vía terrestre: uso de equipo rodante. El núcleo siempre se corona inicialmente sobre el nivel del mar.
- Operaciones mixtas: útil para realizar parte sumergida y finalización de la obra.

4.5 Colocación de capas del rompeolas vía marítima

Equipos para la colocación de las capas

A continuación se mencionan algunos de los equipos que se pueden emplear para la colocación de los materiales de las diferentes capas que forman los rompeolas.

4.5.1 Gánguiles

Los Gánguiles o Barcazas (*Hopper Barges*) son embarcaciones dotadas de una cántara o bodega donde se almacena el material de las escolleras para su transporte hasta el lugar de vertido. La capacidad de almacenamiento oscila entre 50 y 2000 m³. Pueden ser barcos autopropulsados (mar abierto) o remolcados (aguas poco profundas) (figura 4.6).



Figura 4.6 Gánguil autopropulsable (izq.) y remolcable (der.)

Según el método de descarga del material se pueden clasificar en:

- Gánguil cerrado: Descarga por medios mecánicos auxiliares
 - Gánguil con apertura de fondo: por apertura de compuerta giratoria
 - Gánguil de charnela: vaciado por apertura longitudinal del casco
 - Gánguil con vertido lateral
-
- **Gánguiles con apertura de fondo (figura 4.7)**
 - Las capacidades de estos equipos varían de entre los 300-400 m³ hasta más de 1000 m³
 - La amplitud de abertura para los equipos de menor apertura varia de entre 1.5 y 2.0 m y de entre 3.0 y 4.0 m.
 - La velocidad de traslado que alcanzan es de entre 2 y 4 m/s cargados y entre 2.5 y 6 m/s sin carga.

- El calado a plena carga varía de unos modelos a otros alrededor entre 3.5 y 4.5 m.
- Generalmente los gánguiles no admiten impacto de escolleras de más de 5 ton. con caídas mayores a 3 m, por lo que estas se deben colocar con maquinas cargadoras, generalmente grúas y palas mecánicas. Sin embargo, hay equipos con las cubiertas protegidas que admiten impactos de hasta 20 ton. con una caída de 4 m de altura.
- Pueden trabajar con altura $H_s \leq 2$ m.



Figura 4.7 Gánguiles con apertura de fondo

- **Gánguiles con vertido lateral (figura 4.8 y 4.9)**

- Tienen divisiones en la cubierta por lo que pueden trasladar materiales con diferentes granulometrías y verterlos en diferentes lugares.
- De igual manera se cargan con el auxilio de palas mecánicas y grúas.
- Tienen gran precisión en la colocación.



Figura 4.8 Gánguil de vertido lateral



Figura 4.9 Gánguil de vertido lateral

4.5.2 Grúas sobre pontón

El pontón es un tipo de embarcación o casco hecho de madera, acero o materiales plásticos, tiene forma de paralelepípedo generalmente y es usado como plataforma flotante para diferentes usos (figura 4.10). Estas embarcaciones pueden ser autopropulsadas y se utilizan para transportar y colocar los materiales de la capa secundaria o la coraza ya que estos generalmente son elementos de mayor tamaño que no admiten los gánguiles, o para elementos que necesiten ser colocados con precisión.

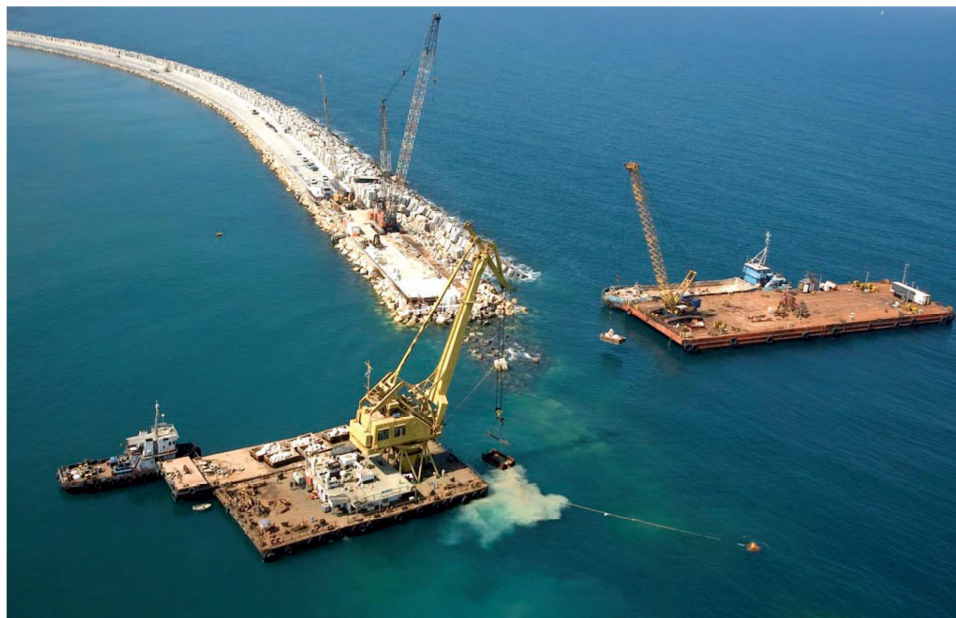


Figura 4.10 Grúa sobre pontón colocando escollera

4.5.3 Elección de los equipos

El número y la capacidad de los equipos para colocar el material del dique dependen de los siguientes aspectos:

- El rendimiento que se desea obtener.
- Las distancias a recorrer.
- Las condiciones climáticas en las que se tiene contemplado trabajar.
- La planeación del trabajo que se desea realizar.

Los gánguiles se eligen de manera que los ciclos de vertido (carga, traslado de ida, descarga traslado de vuelta) queden lo más cercano posible, combinando rendimientos de tiempos de carga, distancias, velocidad de traslado y tiempos de descarga.

Se recomienda disponer de material almacenado en la zona del muelle de carga de los gánguiles para hacer más eficiente el funcionamiento del ciclo, ya que en ocasiones el suministro de material puede estar condicionado a restricciones horarias.

4.5.4 Secuencia de colocación

- La colocación de material iniciará por el núcleo
- Se recomienda extender el núcleo en capas no mayores a 5 m y proteger los taludes con la capa secundaria y la coraza a la mayor brevedad. Para las distintas profundidades se determinarán las capas secundarias o de coraza requeridas para proteger el núcleo de la acción del oleaje.

En función de la altura de la ola de diseño, del tamaño de las partículas del núcleo y de la cota de coronación de éste puede ser necesario colocar una capa de protección en la superficie superior del núcleo con la finalidad de protegerlo hasta que se termine la sección del dique por medios terrestres.

- La colocación de la capa secundaria y de la coraza se realizará lo mas pronto posible con el fin de:
 - Reducir la superficie del núcleo expuesta a la agitación del oleaje para disminuir los daños en cado de algún temporal o tormenta
 - Asegurar la estabilidad de los taludes
 - Optimizar la utilización de los materiales, a fin de disminuir las pérdidas ocasionadas por el oleaje

4.5.5 Control de colocación

Tras los vertidos se realizarán controles batimétricos y en función de los resultados de los mismos se reconsiderarán, si fuese necesario, los planes de vertido.

Antes de colocar cada capa se comprobará que la anterior está dentro de tolerancias. Las dos características que condicionan la estabilidad de los diques en talud frente al oleaje son: las propiedades de las partículas (peso, forma y densidad) y el talud.

Se deben establecer procedimientos para verificar:

- Las características físico-químicas de las escolleras naturales y artificiales que establezca el proyecto.
- La geometría de las capas, talud y espesor.

Además, se debe evitar que los controles interfieran en los procesos constructivos.

4.6 Colocación de capas del rompeolas vía terrestre

La colocación de la capas del dique vía terrestre suele se más barata, los equipos utilizados se pueden emplear en otras actividades constructivas, sin embargo la transportación de mucho volumen a pie de obra suele ser muy costosa.

4.6.1 Secuencia de colocación

1. Los camiones inician descargado el material que forma el núcleo en la zona inmediata del frente (figura 4.11).
2. Con un tractor o un cargador se empuja y expande el material quedando taludes de entre 1.1:1 y 1.3:1.
3. Con una retroexcavadora se afinan los taludes hasta alcanzar los taludes de proyecto (figura 4.12).
4. Las partes de los taludes que la retroexcavadora no alcanzo a rectificar de manera correcta se completan colocando el material con una charola accionada por una grúa o se vierte el material desde un gánguil.
5. Tras comprobar la correcta colocación de material en el núcleo se repiten los pasos anteriores para la colocación de la capa secundaria (figura 4.13).

6. La coraza se colocará con apoyo de una grúa o retroexcavadora trabajando en obtener los taludes de proyecto, hasta el nivel de la coronación de la estructura (figura 4.14).

Es importante considerar que antes de continuar con el nuevo tramo del núcleo y de la capa secundaria, se deberá colocar la coraza a fin de proteger el núcleo y capa secundaria ya colocadas en caso de un temporal o tormenta.

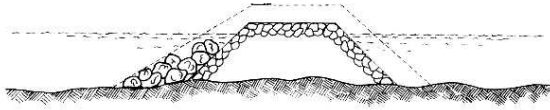


Figura 4.11 Colocación de material de núcleo

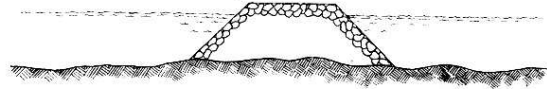


Figura 4.12 Colocación de mantos secundarios

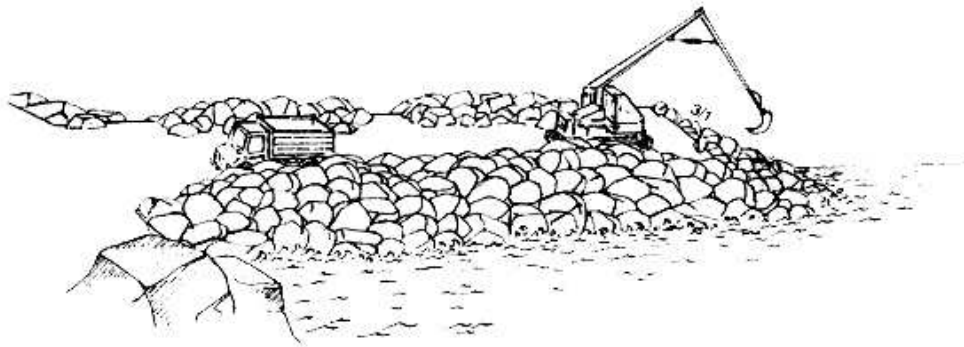


Figura 4.13 Colocación de piezas de la coraza

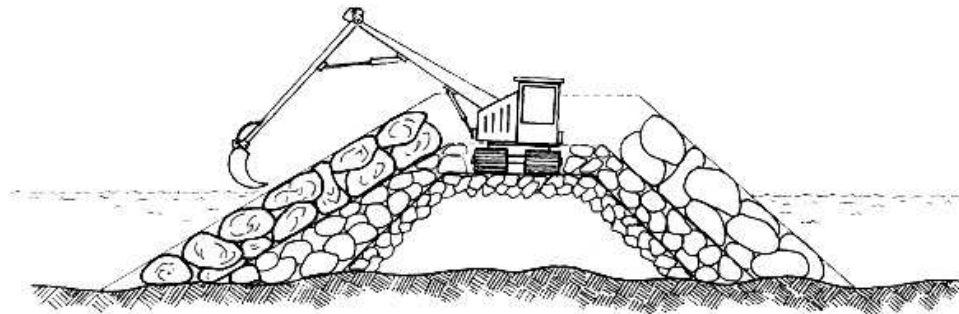


Figura 4.14 Terminación de colocación de la coraza

4.7 Elementos artificiales

- En caso de usar elementos artificiales de concreto para la coraza, se deberá construir un patio de colado (figura 4.15) y se deberá disponer de los recursos para la fabricación de estos, tales como cimbras, materiales pétreos, planta de fabricación de concreto, etc.



Figura 4.15 Construcción de patio de colado

- Se deberán colar los elementos artificiales de acuerdo al programa de construcción y el tiempo requerido de esta manera evitar el desabasto y el atraso de la obra, se deberán colocar en un patio de almacenamiento (figura 4.16).



Figura 4.16 Patio de almacenamiento

- Los elementos artificiales se deberán trasladar del patio de colado a la obra con el empleo de una grúa de suficiente capacidad y equipada, se deberá evitar dañar los elementos (figura 4.17).



Figura 4.17 Traslado al sitio de la obra

- Se colocaran los elementos prefabricados con apoyo de una grúa de capacidad suficiente (figura 4.18), se colocarán las capas marcadas por el proyecto.



Figura 4.18 Colocación de elementos prefabricados

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE ROMPEOLAS EN TALUD

5 DISEÑO DE ROMPEOLAS EN TALUD

5.1 Introducción

Los criterios de diseño determinan las características geométricas y mecánicas de una estructura dependen de la importancia y usos de la misma, de la seguridad asociada y del área que se desea proteger de la acción del oleaje.

El diseño de las estructuras se puede dividir en dos líneas principales: el diseño geométrico que se determina en función del comportamiento hidráulico requerido o permisible y el diseño mecánico que es el que determina el tamaño y/o peso de las piezas que conformaran el dique y que deberán resistir las solicitaciones impuestas.

Los principales parámetros relativos al comportamiento hidráulico son el ascenso máximo, el descenso máximo, el rebase, la transmisión y la reflexión.

En este capítulo se presentan las formulaciones y criterios para el diseño mecánico y geométrico de un dique en talud que aseguran su correcto funcionamiento.

5.2 Caracterización de una tipología

En este apartado se presentan los parámetros que permiten caracterizar una tipología de dique de escollera, a saber, estructurales, geométricos, de proyecto y del medio físico.

5.2.1 Parámetros de los Elementos Estructurales

- Características de los elementos estructurales
 - Elementos del manto principal
 - Tipo y tamaño, pesos, densidades, colocación
 - Mantos secundarios
 - Filtros, tamaños, pesos y densidades
 - Manto talud posterior, tamaños, densidades
 - Espaldón
 - Dimensiones, peso

5.2.2 Parámetros Geométricos de la Sección Transversal

Los parámetros geométricos que caracterizan un rompeolas en talud se muestran en la figura 5.1.

- Profundidad de agua hs
- Profundidad de la cresta de la berma de pie por debajo del NMM ht
- Altura de la cresta de la berma de la coraza desde el fondo hc
- Francobordo relativo al nivel de agua en reposo (NMM) Rc
- Francobordo de la coronación de la coraza relativa al NMM Ac
- Diferencia entre la coronación del espaldón y la cresta de la coraza Fb
- Francobordo de la base del espaldón hp
- Anchura del espaldón B
- Anchura de la berma de coronación bs
- Anchura de la berma de pie bi
- Espesores del manto, submanto y filtros ta, tu, tf
- Angulo de la pendiente del dique del lado del mar α
- Angulo del talud posterior β

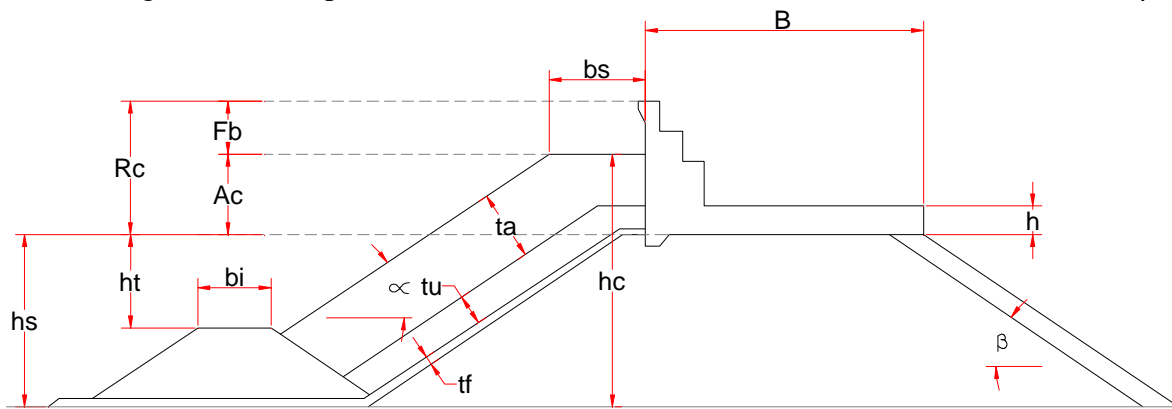


Figura 5.1 Parámetros geométricos de rompeolas en talud

5.2.3 Parámetros del proyecto

Además de las dimensiones geométricas presentadas en el apartado anterior, para definir estructural y formal la sección es necesario describir y caracterizar las propiedades del medio físico, terreno, los materiales y los medios constructivos.

Geometría del entorno y del terreno.

- Profundidad a pie de dique con respecto al nivel NMM ho
- Pendiente del fondo en el frente de la sección tan β

Parámetros del agua.

- Peso específico del agua γ_w
- Aceleración de la gravedad g
- Viscosidad cinemática del agua ν
- Viscosidad dinámica del agua μ

Parámetros del terreno.

Naturaleza del fondo

Cohesión

c

Angulo de rozamiento interno

ϕ

Parámetros de los materiales.

Peso específico

γ_s

5.2.4 Número de Iribarren (parámetro de surf)

El valor de este parámetro caracteriza la forma en que rompen las olas al incidir en el talud del dique. También es utilizado para categorizar la forma en que las ondas rompen por fondo.

Este parámetro puede ser hallado en la literatura denotado como ξ o como Ir, y su definición principal es:

$$Ir = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_o}{L_o}}} \quad (5.1)$$

Donde:

- α ángulo de inclinación del talud
- H_o altura de la ola en aguas profundas
- L_o longitud de onda en aguas profundas ($L_o = g T^2 / 2\pi$)
- T período de onda
- g aceleración debida a la gravedad

Con el fin de extender el uso del número de Iribarren, es práctica común sustituir la altura de ola en aguas profundas por la altura en el punto de rompiente, H_b , en cuyo caso el parámetro se denota como Ir_b . Del mismo modo, cuando se utiliza oleaje espectral, el número de Iribarren puede tomar alguna de las siguientes formas:

$$Ir_{om} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_m}}} \quad (5.2)$$

donde

L_m y L_p longitudes de onda relativas al periodo medio y pico, respectivamente
 H_s altura de ola significante

$$I_{rom} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_m}}} \quad o \quad I_{rop} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_p}}}$$

5.3 Fenómenos de flujo sobre el 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

5.3.1 Ascenso máximo (Run-up)

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. Este valor es importante en el diseño de las estructuras costeras porque de él depende el nivel de la cresta de la estructura lo que, a su vez, define si la obra será rebasable o no (figura 5.2).

5.3.2 Descenso máximo (Run-down)

Es la distancia vertical desde el nivel medio en reposo hasta el mínimo nivel que alcanza la superficie libre del agua sobre el (figura 5.2)

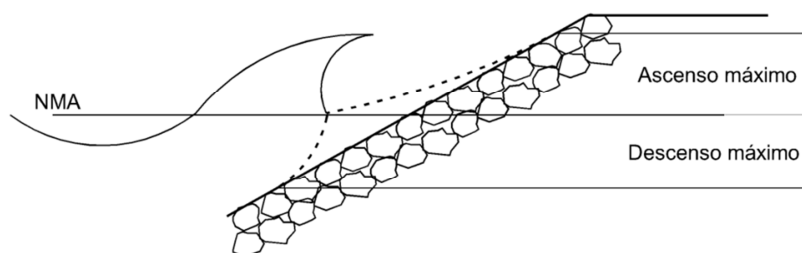


Figura 5.2 Modelo ilustrativo de ascenso y descenso máximo.

5.3.3 Rebase

Proceso intermitente que ocurre cuando el ascenso máximo es superior a la cota de coronación de la estructura (figura 5.3). El rebase se puede presentar con olas menores a las de diseño. Es importante señalar que es para que se considere rebase, el flujo debe ser continuo, es decir, si las olas salpican la parte alta de la estructura pero no se forma una lámina continua, no se considera rebase

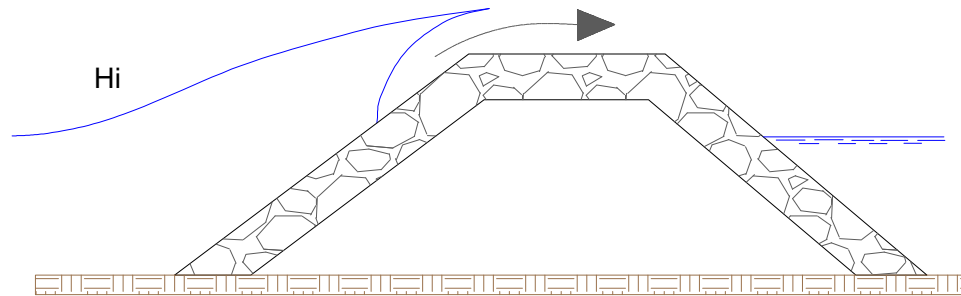


Figura 5.3 Modelo ilustrativo de rebase

5.3.4 Transmisión

Se define como la relación entre la altura de ola transmitida y la altura de la onda incidente (H_{st} y H_s) o como la raíz cuadrada de la relación entre la energía transmitida y la incidente (E_t y E_i) promediadas en el tiempo.

5.3.5 Reflexión

Es el resultado del rebote de las olas contra un obstáculo, cuando dicha reflexión es significativa, la interacción entre las ondas incidente y reflejada puede crear un estado de oleaje caótico.

5.4 Consideraciones del diseño geométrico

El estudio de fenómenos como el ascenso del oleaje (run-up), el descenso (run down) sobre la cara de estructuras de protección es de suma importancia para el diseño de dique, ya que estos fenómenos influyen en el dimensionamiento del dique.

La condición básica para el dimensionamiento del rompeolas consiste en determinar el ascenso del oleaje sobre el talud de la estructura, para determinar si existel rebase de la ola por encima de ella, ya que de acuerdo al rebase se establecerá la cota máxima del dique, que determinará si es rebasable o no.

5.4.1 Formulaciones para el cálculo del ascenso máximo (Run up)

En el cálculo del rebase se deben evaluar dos variables: la cota máxima de ascenso de la lámina sobre el talud y el caudal medio de rebase.

5.4.1.1 Formulación para oleaje regular, formulación de Losada y Giménez-Curto (1981)

Para diques en talud construidos con un núcleo y manto principal de piezas de escollera o artificiales, sometidos a oleaje regular, el ascenso y descenso se puede expresar en función del número de Iribarren y con unos coeficientes del ajuste que dependen de la permeabilidad de la sección del manto principal (Losada y Giménez-Curto, 1981).

$$R_U = A_U(1 - e^{B_U I r}) \quad (5.3)$$

Los coeficientes del ajuste, A_U y B_U se representan en función de una porosidad media, n , del manto principal. Los valores de estos coeficientes para los distintos tipos de piezas del manto principal se presentan a continuación (tabla 5.1).

Tabla 5.1 Coeficientes de ajuste para el cálculo del R_U en función de la porosidad

Diques homogéneos	Diques impermeables
$A_U = -4.706n + 3.293$	$A_U = -3.825n + 3.344$
$B_U = -1.569n + 0.038$	$B_U = -1.179n + 0.081$

Donde:

n porosidad definida de acuerdo con los valores de la tabla adimensional (tabla 5.2)

Tabla 5.2 Valores de porosidad aplicables para Losada, et al., 1980

Material	Porosidad
Dolos	0.56
Tetrápodos	0.50
Cubos	0.57
Escollera clasificada	0.40
Escollera sin clasificar	0.31

5.4.1.2 Formulación para oleaje irregular (Ahrens, 1988)

El cálculo del ascenso máximo (R_U) para pendientes suaves y taludes impermeables sometidos a oleaje irregular producto de experimentos realizados por Ahrens(1981), de Waal y van der Meer (1982) da como resultado las siguientes fórmulas:

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 1.6Ir_p \quad \text{para } Ir_p < 2.5 \quad (5.4)$$

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 4.5 - 0.2Ir_p \quad \text{para } Ir_p > 2.5 \quad (5.5)$$

Con un
$$Ir_p = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{op}}}}$$

Donde:

$H_{S2\%}$	Run up excedido un 2% de las alturas de ola
H_s	Altura de ola significativa
Ir_p	Número de Iribarren calculado con el periodo pico T_p
L_{op}	Longitud de onda calculada con el periodo pico T_p
g	aceleración de la gravedad
T_p	Periodo pico
$\tan \alpha$	Angulo del talud

5.4.1.3 Formulación para oleaje irregular (Van der Meer, et al., 1988)

En 1992 van der Meer, et al., experimentalmente obtuvieron las ecuaciones para los calculo del Run up, de resultados de ascenso obtenidos sobre diques de escollera permeables, las cuales aplican para taludes con permeabilidad variable n entre 0.4 y 0.6 de acuerdo con la definición de permeabilidad nominal de van der Meer, 1988 (figura 5.4).

$$\frac{Ru_{x\%}}{H_s} = aI_r \quad \text{para } Ir_p < 1.5 \quad (5.6)$$

$$\frac{Ru_{x\%}}{H_s} = bI_r^c \quad \text{para } Ir_p > 1.5 \quad (5.7)$$

El Run up para diques permeables esta limitado a un valor máximo que viene dado por la siguiente expresión:

$$\frac{Ru_{x\%}}{H_s} = d \quad (5.8)$$

Donde el $Ru_{x\%}$ es el ascenso que es superado por en $n\%$ de las olas del estado de mar y a, b, c y d son los coeficientes de las ecuaciones para estimar el ascenso máximo en los taludes permeables (tabla 5.3).

Tabla 5.3 Coeficientes de la ecuación de Van der Meer para estimar el ascenso máximo en taludes permeables.

Porcentaje de excedencia, x	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
2.0	0.96	1.17	0.46	1.97
5.0	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
33	0.72	0.88	0.41	1.35
50	0.47	0.6	0.34	0.82

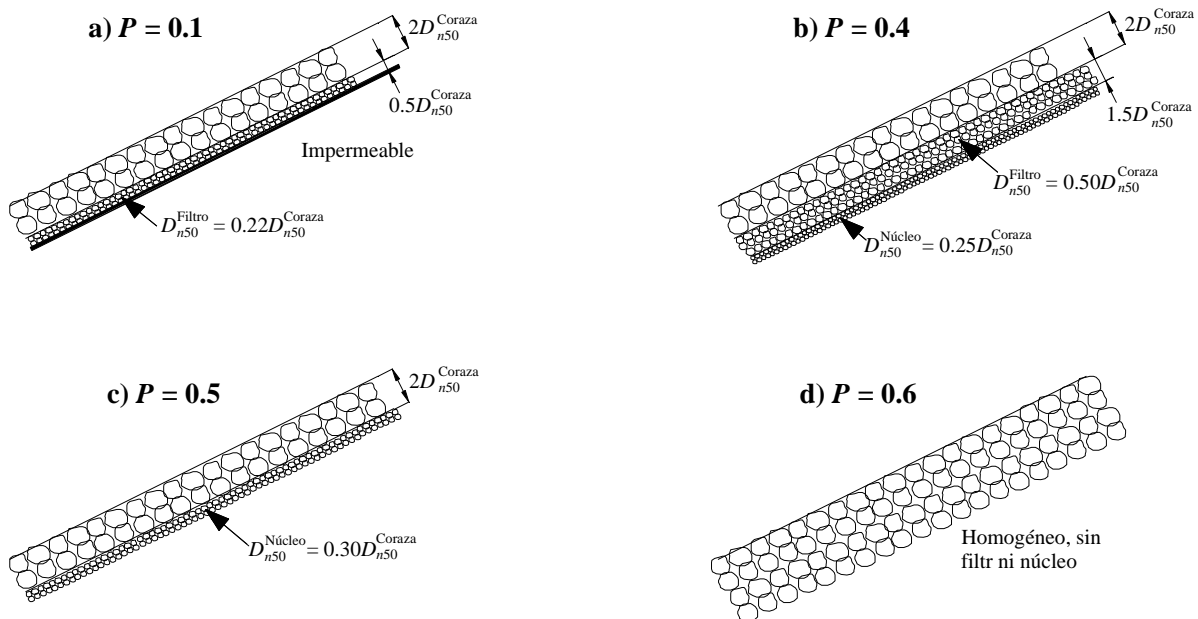


Figura 5.4 Coeficientes de permeabilidad nominal, van der Meer, 1988.

5.4.2 Formulaciones para el cálculo de la transmisión

El proceso de transmisión de la energía del oleaje se puede producir o bien a través del terreno o el dique, o bien por encima del mismo, al producirse rebase. Dependiendo del tipo de transmisión que suceda, dependerá de los siguientes parámetros.

Transmisión por rebase

- Altura de coronación o francobordo F_c
- Altura de la lámina de agua que alcanza la coronación

Transmisión a través del dique y el terreno

- Propiedades hidráulicas del dique o cimentación
- Anchura o longitud de propagación B

La energía transmitida se evalúa mediante un coeficiente de transmisión C_T , siendo su valor el cociente de la altura de ola transmitida y la incidente (H_{st}/H_s), o como la raíz cuadrada de la relación entre la energía transmitida y la incidente (E_t y E_i) promediadas en el tiempo, esto es:

$$C_t = \frac{H_{st}}{H_s} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad (5.9)$$

Por lo general, los valores del coeficiente de transmisión que se reportan en la literatura son obtenidos en laboratorio y la mayoría en pequeña escala, por lo que al utilizarlos se debe considerar que dichos valores pueden estar distorsionados por efectos de escala.

En la tabla 5.4 se muestran las principales expresiones para el calculo de transmisión, tanto en diques que permiten rebase como los que no permiten rebase.

Tabla 5.4 Formulaciones para el calculo de la transmisión

Transmisión en diques no rebasables	Transmisión en diques con rebase									
<p>Numata, 1976. Oleaje regular</p> $C_t = \frac{1}{1 + \frac{\alpha_t^*}{\xi}}$ $\alpha_t^* = 1.48 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.66}$ <p>B_s Anchura del dique al nivel medio del mar</p> <p>D Diámetro característico de las piezas de la coraza</p>	<p>Numata, 1976. Oleaje regular</p> $C_t = \frac{1}{\left[1 + \alpha_t \left(\frac{H}{L} \right)^{\beta_t} \right]^2} \quad \frac{h}{L} < 0.25$ <p>h profundidad a pie de dique</p> <p>H altura de ola</p> <p>L longitud de onda en la profundidad h</p> <p>α_t y β_t coeficientes de ajuste</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Material</th> <th style="text-align: center;">α_t</th> <th style="text-align: center;">β_t</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Escollera clasificada</td> <td style="text-align: center;">$1.260 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.670}$</td> <td style="text-align: center;">$\frac{1}{2}$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Tetrápodos</td> <td style="text-align: center;">$1.184 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.895}$</td> <td style="text-align: center;">$\frac{1}{2}$</td> </tr> </tbody> </table>	Material	α_t	β_t	Escollera clasificada	$1.260 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.670}$	$\frac{1}{2}$	Tetrápodos	$1.184 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.895}$	$\frac{1}{2}$
Material	α_t	β_t								
Escollera clasificada	$1.260 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.670}$	$\frac{1}{2}$								
Tetrápodos	$1.184 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.895}$	$\frac{1}{2}$								

<p>Seelig, 1980. Oleaje regular</p> $C_t = C \left(1 - \frac{R_c}{R_u} \right)$ <p>R_c francobordo R_u ascenso máximo teórico $C = 0.51 - 0.11(B/l)$ l altura total de la estructura</p>	<p>Van der Meer, 1990. Oleaje irregular</p> $C_t = 0.8 \quad -2.0 < \frac{R_c}{H_s} < -1.13$ $C_t = 0.46 - 0.3 \frac{R_c}{H_s} \quad -1.13 < \frac{R_c}{H_s} < 1.2$ $C_t = 0.10 \quad 1.2 < \frac{R_c}{H_s} < 2.0$
	<p>Daemen, 1991. Oleaje irregular</p> $C_T = a \frac{R_c}{D_{n50}} + b$ $a = 0.031 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.24$ $b = -5.42 S_{op} + 0.0323 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.0017 \left(\frac{B}{D_{n50}} \right)^{1.84} + 0.51$ <p>Limitaciones $C_{t_{max}} = 0.75, C_{t_{min}} = 0.075, 1 < \frac{H_s}{D_{n50}} < 6$ y $0.001 < S_{op} < 0.05$</p>
	<p>d'Angremond, et al., 1996. Oleaje irregular</p> <p>Dique permeable $0.075 < C_t < 0.8$</p> $C_t = -0.4 \frac{R_c}{H_s} + 0.64 \left(\frac{B_s}{H_s} \right)^{-0.31} \left(1 - e^{-0.5\xi} \right)$ <p>Dique impermeable $0.075 < C_t < 0.8$</p> $C_t = -0.4 \frac{R_c}{H_s} + 0.80 \left(\frac{B_s}{H_s} \right)^{-0.31} \left(1 - e^{-0.5\xi} \right)$
	<p>Briganti, et al., 2003. Oleaje irregular. Diques permeables de cresta larga $B_s/H_s > 10$</p>

	$C_t = -0.35 \frac{R_c}{H_s} + 0.51 \left(\frac{B_s}{H_s} \right)^{-0.65} \left(1 - e^{-0.41\xi} \right)$
--	---

Es importante resaltar que el coeficiente de transmisión no alcanza la unidad aún en estructuras relativamente bajas, y que no llega a ser nulo en estructuras coronadas considerablemente por arriba del nivel medio del mar.

5.4.3 Formulaciones para el cálculo de la reflexión

El proceso de la reflexión del oleaje se produce siempre que haya un cambio brusco en las propiedades geométricas del medio, como el resultado del rebote de las olas contra un obstáculo.

Factores:

- Forma de la estructura y ángulo del talud
- Ángulo de incidencia del oleaje
- Profundidad de agua
- Pendiente del fondo
- Permeabilidad, porosidad, rugosidad
- Oleaje: altura de ola y periodo

Cuando el oleaje incide sobre una pared vertical de longitud indefinida, impermeable y lisa, se puede admitir que la reflexión es completa, sin procesos de disipación, rotura ni transmisión.

La energía reflejada se evalúa mediante un coeficiente de reflexión C_r que cuantifica la magnitud del proceso, siendo su valor el cociente de la altura de ola reflejada y la ola incidente.

$$C_r = \frac{H_{sr}}{H_s} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad (5.10)$$

Donde

H_s altura de ola significativa de la onda incidente, m
 H_{sr} altura de ola significativa de la onda reflejada, m

A pesar de los avances en la ingeniería marítima, el coeficiente de reflexión de las estructuras costeras sigue calculándose mediante formulaciones empíricas desarrolladas a partir de experimentación en laboratorio.

La tabla 5.5 tomada de Goda (1985) presenta algunos valores característicos del coeficiente de reflexión en estructuras costeras.

Tabla 5.5 Coeficientes de Reflexión Típicos de Estructuras Costeras

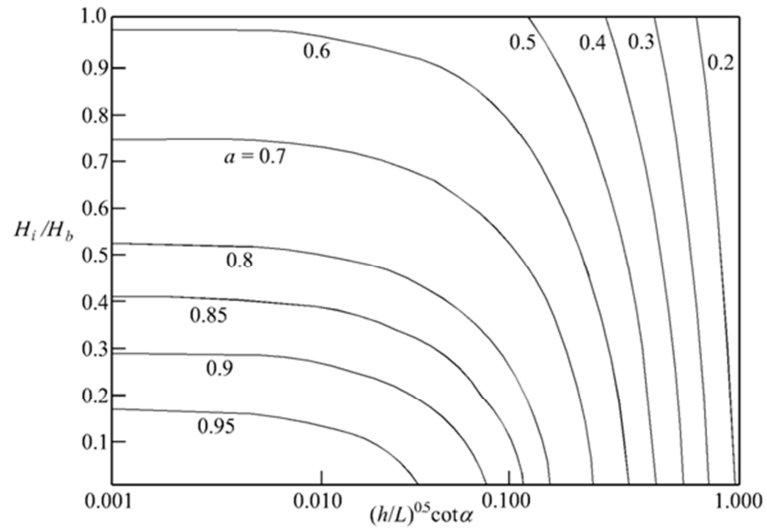
Estructura	Coefficiente de Reflexión (Cr)
Dique vertical no rebasable	0.7 – 1
Dique vertical rebasable	0.5 - 0.7
Dique en talud de roca (pendiente 1:2 a 1:3)	0.3 - 0.6
Dique en talud de bloques artificiales de concreto	0.3 - 0.5
Dique vertical disipador de energía	0.3 - 0.8
Playa natural	0.05 - 0.2

En la tabla 5.6 se muestran las principales expresiones para el cálculo del coeficiente de reflexión para diferentes estructuras.

Tabla 5.6 Formulaciones para el calculo del coeficiente de reflexión

Autor	Expresión																													
Numata (1976). Reflexión en diques verticales porosos	$C_r = \alpha_r \left(\frac{B}{D} \right)^{\beta_r}$ para $\frac{H}{L} > 0.01$ Donde α_t y β_t coeficientes de ajuste que se obtienen de la tabla																													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Material</th> <th>B/D</th> <th>h/L</th> <th>α_r</th> <th>β_r</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">Escollera sin clasificar</td> <td rowspan="2">< 8</td> <td>≤ 0.15</td> <td>0.35</td> <td>1.7(h/L)</td> </tr> <tr> <td>≥ 0.15</td> <td>0.35</td> <td>0.69(h/L)^{-0.2}</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">> 8</td> <td>≤ 0.15</td> <td>1.19(h/L)</td> <td>0.12</td> </tr> <tr> <td>≥ 0.15</td> <td>0.38(h/L)^{-0.1}</td> <td>0.12</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Tetrápodos</td> <td>< 5</td> <td>< 0.15</td> <td>0.35</td> <td>0.6(h/L)^{-0.49}</td> </tr> <tr> <td>> 5</td> <td>> 0.15</td> <td>0.35</td> <td>0.04(h/L)^{-1.1}</td> </tr> </tbody> </table>	Material	B/D	h/L	α_r	β_r	Escollera sin clasificar	< 8	≤ 0.15	0.35	1.7(h/L)	≥ 0.15	0.35	0.69(h/L) ^{-0.2}	> 8	≤ 0.15	1.19(h/L)	0.12	≥ 0.15	0.38(h/L) ^{-0.1}	0.12	Tetrápodos	< 5	< 0.15	0.35	0.6(h/L) ^{-0.49}	> 5	> 0.15	0.35	0.04(h/L) ^{-1.1}
Material	B/D	h/L	α_r	β_r																										
Escollera sin clasificar	< 8	≤ 0.15	0.35	1.7(h/L)																										
		≥ 0.15	0.35	0.69(h/L) ^{-0.2}																										
	> 8	≤ 0.15	1.19(h/L)	0.12																										
		≥ 0.15	0.38(h/L) ^{-0.1}	0.12																										
Tetrápodos	< 5	< 0.15	0.35	0.6(h/L) ^{-0.49}																										
	> 5	> 0.15	0.35	0.04(h/L) ^{-1.1}																										
Seelig (1983) Diques permeables no rebasables	$C_r = \frac{a\xi^2}{\xi^2 + b}$ Para taludes lisos recomienda a=1.0 y b=5.5 Para núcleo impermeable a se toma de la figura si es de una capa y																													

de la tabla si es de dos o más capas y b no cambia.



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

Valores de a para dos o más capas de recubrimiento

Allsop (1990)
Diques permeables
no rebasables con
oleaje irregular

$$C_r = \frac{a\xi^2}{\xi^2 + b} \quad \longrightarrow \quad \xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{0m}}}}$$

Tipo de manto principal	a	b
Liso	0.96	4.80
Escollera (2 capas)	0.64	8.85
Escollera (1 capa)	0.64	7.22
Grandes rocas (2 capas)	0.64	9.64
Grandes rocas (1 capa)	0.67	7.87

Valores de a y b para oleaje irregular

Zanuttigh, et al.,
2008

$$C_r = \tanh(a\xi^b) \quad \begin{aligned} a &= 0.167(1 - \exp(-3.2\gamma_f)) \\ b &= 1.49(\gamma_f - 0.38)^2 + 0.86 \end{aligned}$$

	<p>γ_f factor de rugosidad de acuerdo a la siguiente tabla:</p> <table border="1" data-bbox="776 344 1133 520"> <thead> <tr> <th>Material</th> <th>γ_f</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Roca permeable</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>Roca impermeable</td> <td>0.55</td> </tr> <tr> <td>Liso</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table> <p>Valores del coeficiente de rugosidad para diversos materiales (Zanuttigh, et al., 2008)</p> <p>Para elemento prefabricados: $b = 0.87$ y γ_f de acuerdo a la siguiente tabla</p> <table border="1" data-bbox="711 663 1198 999"> <thead> <tr> <th>Elemento</th> <th>a</th> <th>γ_f</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tetrápodos (2 capas)</td> <td>0.38</td> <td>0.102</td> </tr> <tr> <td>Core-Loc (1 capa)</td> <td>0.44</td> <td>0.113</td> </tr> <tr> <td>Xbloc (1 capa)</td> <td>0.45</td> <td>0.112</td> </tr> <tr> <td>Acrópodos (1 capa)</td> <td>0.46</td> <td>0.115</td> </tr> <tr> <td>Antifer (2 capas)</td> <td>0.47</td> <td>0.115</td> </tr> <tr> <td>Cubos (2 capas)</td> <td>0.47</td> <td>0.108</td> </tr> <tr> <td>Cubos (1 capa)</td> <td>0.50</td> <td>0.120</td> </tr> </tbody> </table> <p>Valores de a y γ_f para elementos prefabricados (Zanuttigh, et al., 2008)</p>	Material	γ_f	Roca permeable	0.40	Roca impermeable	0.55	Liso	1.00	Elemento	a	γ_f	Tetrápodos (2 capas)	0.38	0.102	Core-Loc (1 capa)	0.44	0.113	Xbloc (1 capa)	0.45	0.112	Acrópodos (1 capa)	0.46	0.115	Antifer (2 capas)	0.47	0.115	Cubos (2 capas)	0.47	0.108	Cubos (1 capa)	0.50	0.120
Material	γ_f																																
Roca permeable	0.40																																
Roca impermeable	0.55																																
Liso	1.00																																
Elemento	a	γ_f																															
Tetrápodos (2 capas)	0.38	0.102																															
Core-Loc (1 capa)	0.44	0.113																															
Xbloc (1 capa)	0.45	0.112																															
Acrópodos (1 capa)	0.46	0.115																															
Antifer (2 capas)	0.47	0.115																															
Cubos (2 capas)	0.47	0.108																															
Cubos (1 capa)	0.50	0.120																															
<p>Zanuttigh, et al., 2008. Diques rebasables y sumergidos.</p>	$C_r = F_t \tanh(a \zeta^b) \quad F_t = 0.67 + 0.37 \frac{R_c}{H_{st}}$ <p>Donde</p> <p>R_c francobordo, m</p> <p>H_{st} altura de ola significativa a pie de dique, m</p> <p>La ecuación es válida si se cumple que $-1 \leq R_c/H_{st} \leq 0.05$</p>																																

5.4.4 Formulaciones para estimar el gasto medio de rebase

El rebase del oleaje (overtopping) es el fenómeno que se genera cuando el ascenso de la ola sobre la cara del rompeolas rebasa la arista del coronamiento, sobrepasando por lo tanto la cota de diseño del rompeolas. El rebase se puede presentar con olas menores a las de diseño, para que se considere rebase, el flujo debe ser continuo, es decir, si las olas salpican la parte alta de la estructura pero no se forma una lámina continua, no se considera rebase.

El rebase de las estructuras puede generar daños directos, erosionando el talud interior del rompeolas, lo que es de igual forma grave, provocando agitación en la zona de resguardo y generando inseguridad para las embarcaciones (figura 5.5)

Geométricamente, el rebase ocurre cuando el nivel máximo de ascenso supera la cota del francobordo, R_c , el francobordo se define como la distancia vertical desde el nivel medio del agua hasta la parte más alta de la estructura.

Algunos problemas que se pueden ocasionar al haber rebase de un dique son:

- Averías en la estructura de la coronación o en el interior del dique
- Una transmisión no contemplada
- Afectaciones económicas por la inoperatividad de las instalaciones abrigadas
- Daños y afectaciones físicas al personal e instalaciones de la zona abrigada.



Figura 5.5 Daños generados por el rebase del oleaje extremo a rompeolas e instalaciones y embarcaciones

La magnitud admisible del rebase dependerá del requerimiento funcional de la estructura, así como del uso que se le da a la corona de éste. Algunos factores a considerar para determinar el rebase admisible son:

- Nivel de operatividad deseable en las instalaciones abrigadas por el dique.
- Estabilidad de la coronación y de la cara de sotamar de la estructura.
- Capacidad de los sistemas de drenaje de la cara de sotamar.

- Posibles daños que se puedan ocasionar a las instalaciones y personal situados en la zona de abrigo.
- Las instalaciones o caminos sobre la corona del dique tendrán su propio requerimiento de rebase admisible.

Los criterios de diseño por rebase deben incluir dos escenarios: el rebase durante condiciones normales de operación y el rebase durante eventos extremos.

El caudal medio de rebase determina midiendo el volumen de agua que sobrepasa la estructura por unidad de longitud de la misma y por unidad de tiempo. La figura 5.6 presenta los valores críticos del gasto medio de rebase y su peligrosidad asociada.

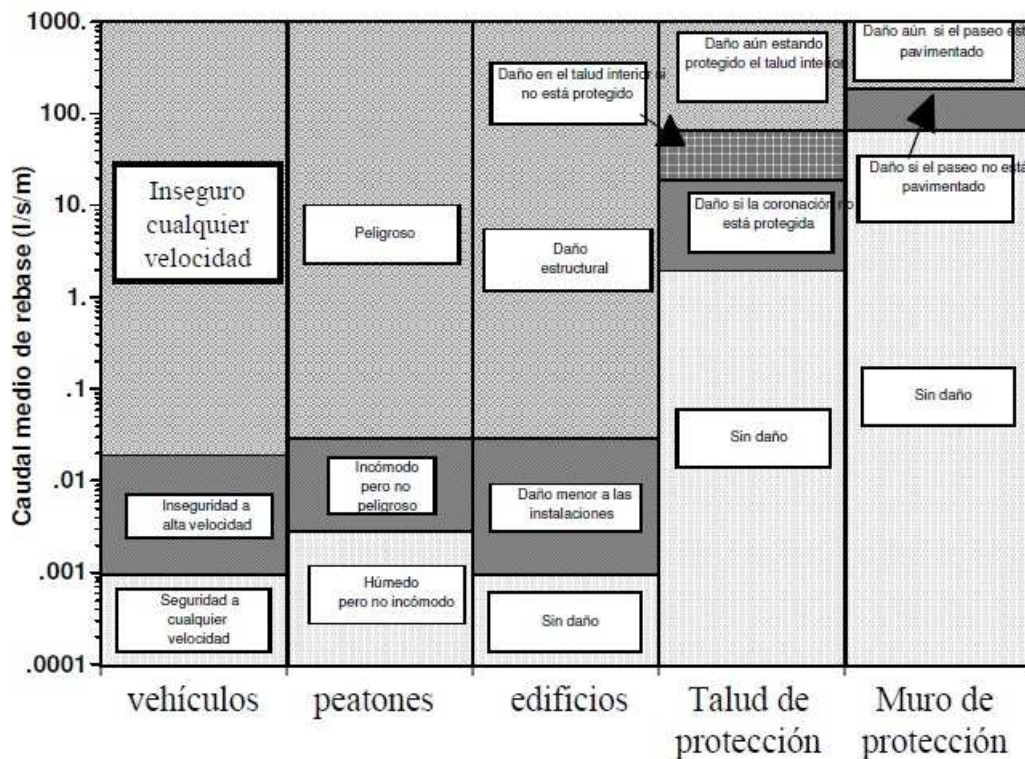


Figura 5.6 Valores críticos del gasto medio de rebase en litros por segundo

Antes de revisar las expresiones para estimar el cálculo del gasto de rebase se deben definir los parámetros geométricos que influyen y que están involucrados en el cálculo de éste, tales como las dimensiones de las secciones del dique de diseño (figura 5.7).

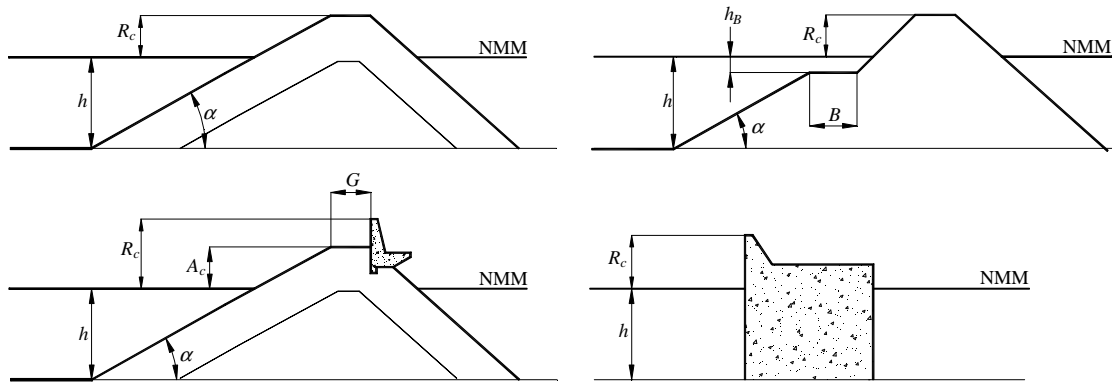


Figura 5.7 Parámetros involucrados en el calculo del rebase

Donde:

R_c	francobordo, m
h	profundidad a pie de dique, m
α	ángulo del talud expuesto al oleaje, grados
h_B	profundidad de la berma, m
B	ancho de la berma, m
A_c	altura de coronación, m
G	ancho de la corona, m

Actualmente existen dos modelos básicos de formulaciones matemáticas para la estimación el gasto medio de rebase.

$$1) Q = ae^{-(br)}$$

$$2) Q = aR^{-b}$$

Donde

Q	gasto medio de rebase por metro de estructura, adimensional
R	francobordo, adimensional

De las formulaciones recientes para el calculo de rebase, el procedimiento consiste en calcular el franco bordo adimensional, con él determinar el valor del gasto adimensional y finalmente despejar el gasto medio de rebase, q .

5.4.4.1 Formulaciones del modelo de rebase $Q=ae^{-(bR)}$

Las formulaciones de diseño para el calculo de rebase del modelo $Q=ae^{-(bR)}$ se presentan en la tabla 5.7 que se muestra a continuación.

Tabla 5.7 Formulaciones de diseño para el calculo de rebase modelo $Q=ae^{(bR)}$

Autores	Gasto adimensional																																																																																																																		
Owen, 1980, 1982. Impermeables, lisas, rugosas, taludes rectos y con berma	$Q = \frac{q}{gH_s T_m}$																																																																																																																		
	Francobordo adimensional																																																																																																																		
	$R = \frac{R_c}{H_s} \left(\frac{s_{om}}{2\pi} \right)^{0.5} \frac{1}{\gamma_r}$																																																																																																																		
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-bottom: 10px;"> <thead> <tr> <th style="width: 30%;">Pendiente</th> <th style="width: 10%;">a</th> <th style="width: 10%;">b</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1:1</td><td>0.008</td><td>20</td></tr> <tr><td>1:1.5</td><td>0.010</td><td>20</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>0.013</td><td>22</td></tr> <tr><td>1:3</td><td>0.016</td><td>32</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>0.019</td><td>47</td></tr> </tbody> </table> <p style="font-size: small; margin: 0;">Coeficientes a y b para taludes rectos, lisos y olas no limitadas por fondo</p>	Pendiente	a	b	1:1	0.008	20	1:1.5	0.010	20	1:2	0.013	22	1:3	0.016	32	1:4	0.019	47																																																																																																
	Pendiente	a	b																																																																																																																
1:1	0.008	20																																																																																																																	
1:1.5	0.010	20																																																																																																																	
1:2	0.013	22																																																																																																																	
1:3	0.016	32																																																																																																																	
1:4	0.019	47																																																																																																																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 70%;">Tipo de superficie</th> <th style="width: 30%;">γ_r</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Liso impermeable</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>Una capa de roca sobre base impermeable</td><td>0.8</td></tr> <tr><td>Grava y gaviones</td><td>0.7</td></tr> <tr><td>Capa de roca todo uno de ancho mayor al doble del D_{50}</td><td>0.5-0.6</td></tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center; font-size: small; margin: 0;">Factor de reducción por rugosidad</p>	Tipo de superficie	γ_r	Liso impermeable	1.0	Una capa de roca sobre base impermeable	0.8	Grava y gaviones	0.7	Capa de roca todo uno de ancho mayor al doble del D_{50}	0.5-0.6																																																																																																									
Tipo de superficie	γ_r																																																																																																																		
Liso impermeable	1.0																																																																																																																		
Una capa de roca sobre base impermeable	0.8																																																																																																																		
Grava y gaviones	0.7																																																																																																																		
Capa de roca todo uno de ancho mayor al doble del D_{50}	0.5-0.6																																																																																																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-bottom: 10px;"> <thead> <tr> <th style="width: 10%;">Pendiente</th> <th style="width: 10%;">h_B (m)¹</th> <th style="width: 10%;">B (m)²</th> <th style="width: 10%;">a×10⁴</th> <th style="width: 10%;">b</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-4.0</td><td rowspan="3">10</td><td>64</td><td>20</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>91</td><td>22</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>145</td><td>41</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-2.0</td><td rowspan="3">5</td><td>34</td><td>17</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>98</td><td>24</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>159</td><td>47</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-2.0</td><td rowspan="3">10</td><td>48</td><td>19</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>68</td><td>24</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>86</td><td>46</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-2.0</td><td rowspan="3">20</td><td>8.8</td><td>15</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>20</td><td>25</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>85</td><td>50</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-2.0</td><td rowspan="3">40</td><td>3.8</td><td>23</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>5.0</td><td>26</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>47</td><td>51</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-1.0</td><td rowspan="3">5</td><td>155</td><td>33</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>190</td><td>37</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>500</td><td>70</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-1.0</td><td rowspan="3">10</td><td>93</td><td>39</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>340</td><td>53</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>300</td><td>80</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-1.0</td><td rowspan="3">20</td><td>75</td><td>46</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>34</td><td>50</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>39</td><td>62</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">-1.0</td><td rowspan="3">40</td><td>12</td><td>49</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>24</td><td>56</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>1.5</td><td>63</td></tr> <tr><td>1:1</td><td rowspan="3">0</td><td rowspan="3">10</td><td>97</td><td>42</td></tr> <tr><td>1:2</td><td>290</td><td>57</td></tr> <tr><td>1:4</td><td>300</td><td>80</td></tr> </tbody> </table> <p style="font-size: x-small; margin: 0;">1 h_B es la profundidad de la berma, m 2 B es el ancho de la berma, m</p>	Pendiente	h _B (m) ¹	B (m) ²	a×10 ⁴	b	1:1	-4.0	10	64	20	1:2	91	22	1:4	145	41	1:1	-2.0	5	34	17	1:2	98	24	1:4	159	47	1:1	-2.0	10	48	19	1:2	68	24	1:4	86	46	1:1	-2.0	20	8.8	15	1:2	20	25	1:4	85	50	1:1	-2.0	40	3.8	23	1:2	5.0	26	1:4	47	51	1:1	-1.0	5	155	33	1:2	190	37	1:4	500	70	1:1	-1.0	10	93	39	1:2	340	53	1:4	300	80	1:1	-1.0	20	75	46	1:2	34	50	1:4	39	62	1:1	-1.0	40	12	49	1:2	24	56	1:4	1.5	63	1:1	0	10	97	42	1:2	290	57	1:4	300	80
Pendiente	h _B (m) ¹	B (m) ²	a×10 ⁴	b																																																																																																															
1:1	-4.0	10	64	20																																																																																																															
1:2			91	22																																																																																																															
1:4			145	41																																																																																																															
1:1	-2.0	5	34	17																																																																																																															
1:2			98	24																																																																																																															
1:4			159	47																																																																																																															
1:1	-2.0	10	48	19																																																																																																															
1:2			68	24																																																																																																															
1:4			86	46																																																																																																															
1:1	-2.0	20	8.8	15																																																																																																															
1:2			20	25																																																																																																															
1:4			85	50																																																																																																															
1:1	-2.0	40	3.8	23																																																																																																															
1:2			5.0	26																																																																																																															
1:4			47	51																																																																																																															
1:1	-1.0	5	155	33																																																																																																															
1:2			190	37																																																																																																															
1:4			500	70																																																																																																															
1:1	-1.0	10	93	39																																																																																																															
1:2			340	53																																																																																																															
1:4			300	80																																																																																																															
1:1	-1.0	20	75	46																																																																																																															
1:2			34	50																																																																																																															
1:4			39	62																																																																																																															
1:1	-1.0	40	12	49																																																																																																															
1:2			24	56																																																																																																															
1:4			1.5	63																																																																																																															
1:1	0	10	97	42																																																																																																															
1:2			290	57																																																																																																															
1:4			300	80																																																																																																															
<p style="text-align: center; font-size: small; margin: 0;">Coeficientes a y b para taludes con berma</p>																																																																																																																			

Van der Meer, et al., 1995. Taludes impermeables, lisos, rectos y con berma	Gasto adimensional												
	Para $\xi_p > 2$ $Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	Para $\xi_p < 2$ $Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}}$											
	Francobordo adimensional												
	$R = \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}$	$R = \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}$											
	Coeficientes de ajuste $\xi_p < 2$ $a = 0.06, \quad b = 5.2 \quad \text{con} \quad 0.3 < \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{om}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} < 2$ $\xi_p > 2$ $a = 0.2, \quad b = 2.6$												
Factor de reducción por rugosidad <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Tipo de superficie</th> <th>γ_r</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Asfalto o concreto lisos</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>Revestimiento con bloques</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>Pasto (3 cm de alto)</td> <td>0.90-1.00</td> </tr> <tr> <td>1 capa de roca de diámetro D, ($H_s/D = 1.5-3.0$)</td> <td>0.55-0.60</td> </tr> <tr> <td>2 o más capas de roca de diámetro D, ($H_s/D = 1.5-6.0$)</td> <td>0.50-0.55</td> </tr> </tbody> </table>		Tipo de superficie	γ_r	Asfalto o concreto lisos	1.00	Revestimiento con bloques	1.00	Pasto (3 cm de alto)	0.90-1.00	1 capa de roca de diámetro D, ($H_s/D = 1.5-3.0$)	0.55-0.60	2 o más capas de roca de diámetro D, ($H_s/D = 1.5-6.0$)	0.50-0.55
Tipo de superficie	γ_r												
Asfalto o concreto lisos	1.00												
Revestimiento con bloques	1.00												
Pasto (3 cm de alto)	0.90-1.00												
1 capa de roca de diámetro D, ($H_s/D = 1.5-3.0$)	0.55-0.60												
2 o más capas de roca de diámetro D, ($H_s/D = 1.5-6.0$)	0.50-0.55												
Factor de reducción de berma $\gamma_b = \frac{\xi_{eq}}{\xi_p} = 1 - r_b(1 - r_{dB}) \quad 0.6 < \gamma_b < 1.0$													
Factor de reducción de aguas someras $\gamma_h = \frac{H_{2\%}}{1.4H_s}$													
Factor de reducción por incidencia oblicua: $\gamma_\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{para } 0^\circ \leq \beta \leq 10^\circ \\ \cos(\beta - 10^\circ) & \text{para } 10^\circ \leq \beta \leq 50^\circ \\ 0.6 & \text{para } \beta > 50^\circ \end{cases}$ ondas de cresta corta $\gamma_\beta = 1 - 0.0033\beta$													
El valor mínimo de cualquier combinación de factores γ es de 0.5													

Franco, et al., 1994 y Franco, et al., 1999 Rompeolas vertical con y sin perforaciones en el frente	Gasto adimensional	
	$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	
	Francobordo adimensional	
	$R = \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_\beta \gamma_s}$	
	Coeficientes de ajuste $a = 0.082$ γ $b = 3.0$	
	El factor de reducción por incidencia oblicua	
	ondas de cresta larga $\gamma_\beta = \begin{cases} \cos \beta & \text{para } 0^\circ \leq \beta \leq 37^\circ \\ 0.79 & \text{para } \beta > 37^\circ \end{cases}$	
	ondas de cresta corta $\gamma_\beta = \begin{cases} 0.83 & \text{para } 0^\circ \leq \beta \leq 20^\circ \\ 0.83 \cos(20^\circ - \beta) & \text{para } \beta > 20^\circ \end{cases}$	
	Factor de reducción por permeabilidad del muro	
	Geometría frontal	γ_s
	Muro plano impermeable	1.00
	Muro plano impermeable con nariz	0.78
	Muro perforado (20% en área)	0.72 – 0.79
	Muro perforado (20% en área) abierto en la parte superior	0.58

5.4.4.2 Formulaciones del modelo de rebase $Q=aR^{-b}$

Las formulaciones de diseño para el calculo de rebase del modelo $Q= aR^{-b}$ se presentan en la tabla 5.8 que se muestra a continuación.

Tabla 5.8 Formulaciones de diseño para el calculo de rebase modelo aR^{-b}

Bradbury, et al., 1988 Taludes impermeables de roca con superestructuras	Gasto adimensional																																																				
	$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$																																																				
	Francobordo adimensional																																																				
	$R = \left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{s_{om}}{2\pi} \right)^{0.5}$ <p>Pendiente única es 1:2</p> <p>Geometrías y coeficientes de ajuste</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Sección</th> <th>G/H_s</th> <th>G/R_c</th> <th>A_c/R_c</th> <th>$a \times 10^9$</th> <th>b</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">a</td> <td rowspan="4">0.79-1.7</td> <td>0.75</td> <td>0.28</td> <td>6.7</td> <td>3.5</td> </tr> <tr> <td>0.58</td> <td>0.21</td> <td>3.6</td> <td>4.4</td> </tr> <tr> <td>1.07</td> <td>0.39</td> <td>5.3</td> <td>3.5</td> </tr> <tr> <td>0.88</td> <td>0.32</td> <td>1.8</td> <td>3.6</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>1.6-3.3</td> <td>2.14</td> <td>0.39</td> <td>1.0</td> <td>2.8</td> </tr> <tr> <td>c</td> <td>0.79-1.7</td> <td>1.07</td> <td>0.71</td> <td>1.6</td> <td>3.2</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>0.79-1.7</td> <td>1.07</td> <td>1.00</td> <td>0.37</td> <td>2.9</td> </tr> <tr> <td>e</td> <td>0.79-1.7</td> <td>0.83</td> <td>1.00</td> <td>1.30</td> <td>3.8</td> </tr> </tbody> </table>						Sección	G/H_s	G/R_c	A_c/R_c	$a \times 10^9$	b	a	0.79-1.7	0.75	0.28	6.7	3.5	0.58	0.21	3.6	4.4	1.07	0.39	5.3	3.5	0.88	0.32	1.8	3.6	b	1.6-3.3	2.14	0.39	1.0	2.8	c	0.79-1.7	1.07	0.71	1.6	3.2	d	0.79-1.7	1.07	1.00	0.37	2.9	e	0.79-1.7	0.83	1.00	1.30
Sección	G/H_s	G/R_c	A_c/R_c	$a \times 10^9$	b																																																
a	0.79-1.7	0.75	0.28	6.7	3.5																																																
		0.58	0.21	3.6	4.4																																																
		1.07	0.39	5.3	3.5																																																
		0.88	0.32	1.8	3.6																																																
b	1.6-3.3	2.14	0.39	1.0	2.8																																																
c	0.79-1.7	1.07	0.71	1.6	3.2																																																
d	0.79-1.7	1.07	1.00	0.37	2.9																																																
e	0.79-1.7	0.83	1.00	1.30	3.8																																																
Aminti, et al., 1988 Taludes impermeables de roca, cubos, y tetrápodos con superestructuras	Gasto adimensional																																																				
	$Q = \frac{q}{gH_s T_m}$																																																				
	Francobordo adimensional																																																				
	$R = \left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{s_{om}}{2\pi} \right)^{0.5}$ <p>Extensión de los trabajos de Bradbury. El oleaje es irregular, no limitado por fondo.</p>																																																				

Coeficientes de ajuste				
Material	cot α	G/H_s	$a \times 10^8$	b
Roca	2.00	1.10	17	2.41
		1.85	19	2.30
		2.60	2.3	2.68
	1.33	1.10	5.0	3.10
		1.85	6.8	2.65
		2.60	3.1	2.69
Cubos	2.00	1.10	8.3	2.64
		1.85	15	2.43
		2.60	84	2.38
	1.33	1.10	62	2.20
		1.85	17	2.42
		2.60	1.9	2.82
Tetrápodos	2.00	1.10	1.9	3.08
		1.85	1.3	3.80
		2.60	1.1	2.88
	1.33	1.10	5.6	2.81
		1.85	1.7	3.02
		2.60	0.92	2.98

5.4.4.3 Formulaciones del modelo de rebase $Q=R$

Hay un caso excepcional presentado por Pedersen, et al., 1992 que se muestra en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Formulaciones de diseño para el calculo de rebase modelo $Q=R$

Pedersen, et al., 1996 Taludes permeables de roca con superestructura	Gasto adimensional
	$Q = \frac{qT_m}{L_m^2}$
	Francobordo adimensional
	$R = 3.2 \times 10^{-5} \frac{H_s^5 \tan \alpha}{R_c^3 A_c B}$
Los trabajos de Pedersen, et al., 1992 pueden agruparse de manera que $a=1$ y $b=1$ de tal manera que $Q=R$	

5.5 Estabilidad en diques de talud

5.5.1 Introducción

Como ya se ha mencionado el diseño mecánico es el que determina el tamaño y/o peso de las piezas que conformaran el dique y que deberán resistir las solicitaciones impuestas del oleaje.

La profundidad del mar a lo largo de la estructura varía desde cero (en el caso de diques ligados a tierra) en la zona del inicio del dique, hasta una profundidad máxima al final en el morro y como esa profundidad determina la altura máxima del oleaje, la ola de diseño teórico para cada sección de la estructura variará de un máximo valor frente al morro a cero cerca del arranque. Por tanto, el tamaño teórico de los elementos de roca podrá variar de sección a sección. Esta variación continua de tamaños no es práctica desde el punto de vista constructivo, sin embargo, permite utilizar adecuadamente todos los tamaños de roca obtenidos en el banco de roca o pedrera. Por otra parte si no es posible utilizar diversos tamaños se recomienda que la longitud total de la obra se divida en 2 a 4 zonas y cada una se diseñe para diferente altura de oleaje. Dicho oleaje se considera casi siempre rompiente, excepto en el primer tramo que incluye el morro, ya que ahí el oleaje podrá romper o no romper.

Los enfoques mas recientes para el cálculo de las dimensiones de un dique, pretenden determinar la posibilidad de falla de la estructura en base a la respuesta que tenga esta ante las solicitaciones del oleaje.

5.5.2 Reseña histórica

La primera publicación de una fórmula para el cálculo del peso de los cantos de un dique de escollera, se debe a Castro (1933). Iribarren (1938) presenta una fórmula para el cálculo del peso de los bloques del manto principal. En esta fórmula, el peso depende del tamaño de la altura de ola, de la pendiente del talud, de la densidad relativa de los bloques y de dos coeficientes, correspondientes al rozamiento y tipo de los bloques. En 1950, Iribarren y Nogales generalizan la fórmula de Iribarren (1938) introduciendo el efecto de la profundidad y del período mediante una modificación en la altura de ola. Larras (1952) presenta otra fórmula en la que incluye la profundidad y la longitud de onda.

Hudson y Jackson (1959) presentan una fórmula que ha tenido una amplia difusión en el mundo, con una estructura similar a la de Iribarren. Iribarren (1965) resumió su trabajo de investigación y 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.

En 1966, Carstens et al, presentan los primeros resultados de ensayos de diques de escollera con oleaje irregular. Font (1968) prueba empíricamente la influencia de la duración de los temporales en la estabilidad de los diques rompeolas. Van Oorschot and d'Angremond (1968) presentan la primera prueba de la validez de la hipótesis de equivalencia introducida por Saville (1962).

Battjes (1974a, 1976) 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 sobre el talud y de la estabilidad de los diques de escollera. En esta línea están los trabajos experimentales de Ahrens and MacCartney, 1975, Bruun and Johannesson, 1976, 1977, Bruun and Günbak, 1976, 1977, 1978.

En 1976, el PIANC¹ elaboró un informe en el cual presenta las fórmulas más importantes usadas hasta entonces en el cálculo de dichos diques, mostrándose la gran disparidad existente entre los diferentes resultados obtenidos. Las averías ocurridas en los diques de Bilbao (1976), Sines (1978) y San Ciprián (1979) pusieron en entredicho la validez de los métodos de diseño empleados hasta entonces en el cálculo de los diques de piezas sueltas y en los métodos de cálculo del oleaje.

Whillock y Price (1976) señalan que en los elementos de gran trabazón, como es el caso de dolos, el margen de seguridad entre la iniciación de la avería y la destrucción del manto es muy bajo, introduciendo por primera vez el concepto de 'fragilidad' un talud. Magoon y Baird (1977) destacan la importancia de los movimientos de los cantos bajo la acción del oleaje en la rotura de las piezas, especialmente de las más esbeltas y con más desarrollo de trabazón.

Losada y Giménez-Curto (1979a) utilizan el concepto de curvas de interacción para el análisis directo de la estabilidad y reconocen la aleatoriedad intrínseca de la respuesta de los diques de escollera. Losada y GiménezCurto (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 diques de escollera con incidencia oblicua.

En 1984, Lorenzo y Losada, demuestran, con información de campo, ensayos de laboratorio y modelo numérico, la fragilidad de los taludes de dolos de gran tamaño, debida

¹ Asociación Internacional Permanente de Congresos de Navegación

exclusivamente a la debilidad estructural de las piezas. Estos resultados pueden hacerse extensivos a aquellas piezas artificiales con miembros de gran esbeltez y que desarrollan trabazón. Desiré (1985) y Losada y Desiré (1985) llevan a cabo una amplia experimentación con oleaje regular sobre estabilidad de diques con mantos de piezas paralelepípedicas, poniendo de relieve la fuerte aleatoriedad de la respuesta.

Por lo que respecta a los morros de los diques rompeolas la experiencia muestra que son menos estables que las secciones del tronco, en dicha experiencia se fundamentan las recomendaciones de Iribarren (1964) y Brunn (1973) de aumentar el peso de los cantos del morro con respecto a los del manto del talud exterior. De entre la información experimental existente cabe destacar el trabajo de Vidal et al. (1991), los cuales destacan la baja reserva de estabilidad de las secciones averiadas, es decir, la fragilidad de las mismas.

Los primeros estudios sobre diques berma están asociados a los de perfil de equilibrio de playas de gravas, Van Hijun (1974, 1976). Van Hijun and Pilarczyk (1982), desarrollaron un modelo que describe el perfil de playas de gravas gruesas. Muchos de los interrogantes sobre el comportamiento de este tipo de diques, especialmente los referentes al transporte longitudinal de las piezas y a la durabilidad de escolleras sometidas a movimientos continuos, son fuente de continua investigación, Medina (1992).

Entre las aportaciones más destacables en el campo de los diques de baja cota de coronación, se puede citar los ensayos de Ahrens (1987) y Van der Meer (1988) sobre diques rebasables. En diques sumergidos, se cuenta con la experimentación de Givler y Sørensen (1986). La experimentación de Vidal et al. (1992, 1993, 1994a) estudia por primera vez la estabilidad de los distintos sectores que componen los diques rebasables y sumergidos: talud exterior, coronación, talud interior y morros de los diques rebasables y sumergidos.

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 es de destacar el trabajo de Losada et al. (1988), en el que se tratan de determinar las acciones sobre piezas paralelepípedicas con diferentes condiciones de contorno. La combinación de estos resultados con los modelos numéricos de flujo sobre diques en talud, Kobayashi et al. (1987, 1989, 1990, 1992), Sun et al. (1992), Cruz et al. (1992), facilitan un nuevo enfoque al problema.

5.5.3 Amenazas adicionales al oleaje

Una clasificación de las ondas oceánicas usa las fuerzas que generan al oleaje, las cuales a su vez están asociadas con una longitud de onda característica es la siguiente:

- Las fuerzas meteorológicas (viento, presión del aire) generan el oleaje local y distante.
- Los maremotos o terremotos generan grandes ondas conocidas como tsunamis, los cuales normalmente son clasificados como ondas en aguas poco profundas, ya que su longitud de onda es mucho mayor que la profundidad donde se propagan.
- Las mareas (fuerzas astronómicas) siempre se propagan de acuerdo con su longitud de onda en aguas poco profundas, por lo que son consideradas como ondas largas.

5.5.3.1 Vientos

Al viento se le considera como la corriente horizontal (o casi) de aire que circula con relativa proximidad a la superficie terrestre. Es producto de:

1. El movimiento de rotación y de traslación terrestres que dan origen a diferencias considerables en la radiación solar.
2. El desigual calentamiento del aire, que produce diferencias de presión.

Los vientos que afectan las costas se clasifican en: globales, estacionales, locales, ciclónicos y anticiclónicos

- Vientos globales. Son aquellos que determinan las características del tiempo en el planeta y se originan por las diferencias de presión y temperatura existentes en todo el mundo.
- Vientos estacionales. Se producen debido a que el aire sobre la tierra es más caliente en verano y más frío en invierno, en comparación con el aire presente en el océano más cercano, en la misma estación.
- Vientos locales. Ocurren por las variaciones diarias de temperatura entre la tierra y el agua, que se dan principalmente en verano. La tierra, debido a la presencia del sol, se calienta más rápidamente que el mar durante el día. El aire caliente que proviene de la tierra se eleva, dirigiéndose hacia el mar, y es reemplazado a nivel del suelo por el aire frío del mar.
- Ciclónicos y anticiclónicos. En las áreas anticiclónicas la presión es superior a la normal, a diferencia de las ciclónicas donde la presión es inferior a la normal. Al formarse un área ciclónica el viento se desvía a la derecha en el hemisferio norte y a la izquierda en el hemisferio sur. Lo contrario sucede en las zonas anticiclónicas donde el viento corre hacia la izquierda en el hemisferio boreal y hacia la derecha en el austral.

De acuerdo a la zona de estudio se pueden clasificar los vientos de la siguiente manera:

- Viento reinante Aquel que se presenta con mayor frecuencia en la zona de estudio, presentan una misma dirección la mayor parte del año.
- Vientos dominantes. Se refieren a los vientos que presentan intensidades máximas en la zona de estudio.

5.5.3.2 Mareas

Existen dos tipos de fenómenos que producen las mareas, uno es el viento sostenido a alta velocidad, como es el caso de los vientos producto de perturbaciones atmosféricas (ciclones, huracanes, tormentas tropicales, etc.) y el otro debido a las atracciones de los cuerpos celestes, combinados con la rotación de la tierra.

Marea astronómica

Es el cambio periódico del nivel del mar, producido principalmente por las fuerzas gravitacionales que ejercen la Luna y el Sol. La acción de estas fuerzas da como resultado el ascenso y descenso del nivel del agua con respecto a un plano de referencia.

Aunque existen muchas anomalías en las mareas, éstas se clasifican en tres grandes grupos:

- Mareas Semidiurnas. Producen dos pleamares y dos bajamares en el intervalo de un tiempo de un día lunar (término medio de 24,84 horas); La causa es debida a una mayor influencia de las ondas semidiurnas.
- Mareas Diurnas. Producen una pleamar y una bajamar en un día lunar; La mayor influencia se debe a las ondas diurnas.
- Mareas Mixtas. Es un tipo intermedio entre las anteriores; en estos casos la mayor pleamar sigue a la mayor bajamar y viceversa.

Marea de tormenta

Una marea de tormenta es la elevación temporal del nivel del mar causada por el agua impulsada sobre tierra, principalmente por la fuerza de los vientos del huracán hacia la costa y, sólo de manera secundaria, por la reducción de la presión barométrica a nivel del mar entre el ojo de la tormenta y la región externa.

5.5.3.3 Tsunamis

Los tsunamis (tsunami es una palabra japonesa que significa onda de puerto), también llamados ondas sísmicas o maremotos, son ondas oceánicas gravitacionales generadas por movimientos súbitos del fondo marino, atribuidos principalmente a sismos, deslizamientos de tierra, actividad volcánica y procesos geológicos en general.

El período de los tsunamis (de minutos a pocas horas) es muy diferente al del oleaje que generalmente se observa en el océano, que es generado por viento y tiene períodos de segundos a minutos; y aunque más cercano, es menor que el de mareas astronómicas o meteorológicas (varias horas). La magnitud de un maremoto, en particular la masa de agua inicial, depende de muchos factores, principalmente de la localización, velocidad, aceleración y profundidad del movimiento forzador, las características del mecanismo de generación (ubicación de la zona de liberación de energía, inclinación del plano de subducción, propagación de la brecha y orientación de la falla) y la eficiencia y acoplamiento entre estos movimientos y los desplazamientos del agua, es decir, la eficiencia de los mecanismos transmisores de la energía al cuerpo de agua.

5.5.3.4 Resonancia en puertos

Este fenómeno se asocia a grupos de olas y se origina por la interacción entre las oscilaciones y los contornos del medio donde se propagan, de forma tal que pueden provocar situaciones de resonancia en las que las acumulaciones de energía determinan el comportamiento de las áreas de abrigo. Los modos libres viajan con la celeridad de las oscilaciones de los cuerpos de agua semicerrados; si ambas celeridades coinciden, el cuerpo de agua oscila en condiciones de resonancia. Estos modos libres pueden forzar la oscilación de arcos amarrados y estructuras flotantes.

5.5.3.5 Avenidas

Si bien la descarga de los ríos contribuye a la renovación de las aguas en los puertos, en ocasiones presentan altas concentraciones de sedimentos en suspensión generados por diversos procesos en la zona terrestre sin embargo, estas concentraciones pueden aumentar sustancialmente durante avenidas extraordinarias y depositarse en las dársenas portuarias, que podría repercutir en las operaciones del puerto.

5.5.3.6 Inundaciones

Los efectos de las oscilaciones con periodos mayores a tres horas, como las mareas, son las responsables de la variación horaria de la profundidad. Las oscilaciones generadas por las ondas sísmicas suelen ser imperceptibles en aguas profundas, pero los efectos de someramiento provocan que, al incidir sobre la playa, alcancen grandes alturas y puedan causar inundaciones y daños a la infraestructura portuaria.

5.5.4 Estabilidad de diques

Los diques rompeolas se suelen diseñar con diferentes capas, con piezas de tamaño decreciente desde el manto exterior, o manto principal, hasta el núcleo. Los mantos secundarios, con piezas de tamaño decreciente hacia el interior, deben cumplir la misión de apoyo y filtro con las piezas de los mantos adyacentes. Estos diques se denominarán multicapa. En algunos casos, bien debido al pequeño volumen del dique, a la disponibilidad de material, o a la escasa importancia de la transmisión a través del dique u otros factores, es económico construir diques de una sola capa, esto es, monocapa. El peso de las piezas del manto principal influye directamente en la estabilidad del talud. Un dique en talud se dice estable si las olas no son capaces de extraer ninguna pieza del manto principal (Losada, 1990).

Bruun, 1979, tras analizar las posibles causas de fallo de un dique rompeolas expuesto a la acción del oleaje, realizó una síntesis de ellas, agrupándolas en once causas principales, que comprenden la estabilidad hidrodinámica de las piezas, la estabilidad mecánica de las mismas, la estabilidad geotécnica de todo el conjunto granular y errores constructivos.

- Extracción de las piezas del manto principal a causa del oleaje.
- Movimientos continuos de los cantos del manto principal sin grandes desplazamientos instantáneos, pero capaces de deformar a largo plazo la geometría del manto (falla por fatiga).
- Rotura de las piezas del manto principal a causa de choques.
- Deslizamiento del manto por falta de fricción con las capas subyacentes.
- Fallas debidas a una baja capacidad de carga del terreno de cimentación.
- Averías en el manto interior y en la corona causadas por rebase.
- Socavación en la base del espaldón.
- Discrepancias en las características de los materiales.
- Defectos de construcción que crean zonas débiles.
- Erosión de pie o socavación en la parte inferior del dique.
- Falta de compacidad en las capas subyacentes, que al permitir el paso del agua al interior, producen fuerzas de levantamiento sobre el espaldón y capas inferiores

La estabilidad hidrodinámica se refiere a la capacidad de las piezas de un dique de oponerse al movimiento que les induce el oleaje.

1. Extracción de las piezas del manto principal a causa del oleaje.
2. Movimientos continuos de los cantos del manto principal sin grandes desplazamientos instantáneos, pero capaces de deteriorar en el tiempo la conformación del manto. Se puede considerar como una rotura por fatiga.

El movimiento de una pieza integrada en el manto de un dique puede ser de dos tipos:

- Cabeceos (giros) sobre sus apoyos en el manto.
- Desplazamientos de su posición en el manto a otra nueva.

5.5.5 Modos de Falla Hidráulica en un Rompeolas en Talud

El conjunto de fallas al que pueden estar sometidos los rompeolas se pueden agrupar en 3 clasificaciones (figura 5.8).

- Falla por movimiento o pérdida de piezas
- Fallas de origen geotécnico
- Fallas por errores constructivos

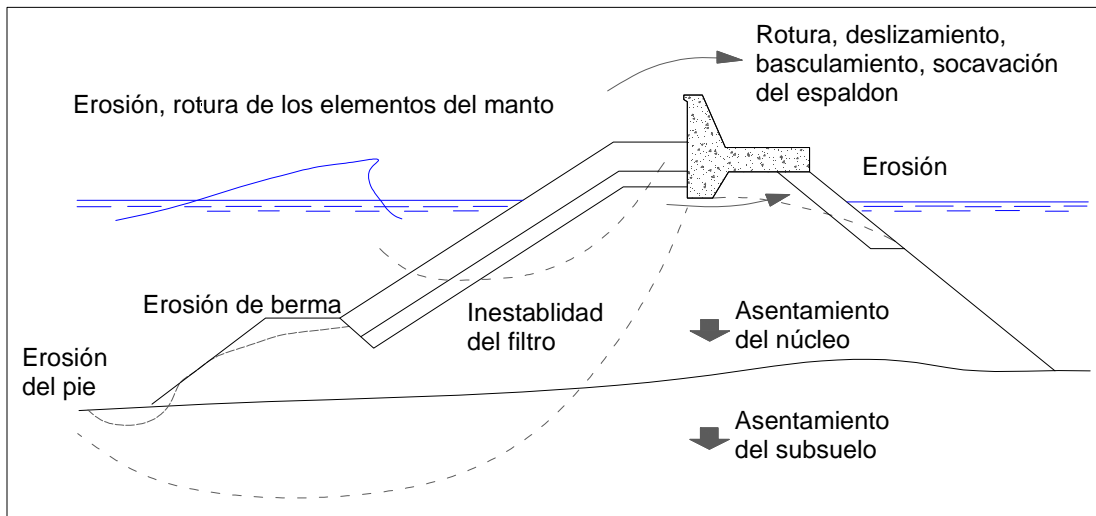


Figura 5.8 Modos de Fallo de un dique en Talud

Falla por movimiento o pérdida de piezas

- Extracción de las piezas del manto principal a causa de las fuerzas inducidas por el oleaje.
- Movimientos continuos de los bloques del manto principal sin grandes desplazamiento instantáneos, pero capaces de deformar a largo plazo la geometría del manto (fatiga).
- Rotura de las piezas por choques entre ellas.

Fallas de origen geotécnico

- Deslizamiento del manto por falta de fricción con las capas subyacentes.
- Fallas debidas a una baja capacidad de carga en el terreno de cimentación.
- Erosión de pie o socavación.
- Falta de compacidad en las capas subyacentes, que al permitir el paso de agua al interior, producen fuerzas de levantamiento sobre las capas superiores.

Fallas por errores constructivos

- Averías en el manto interior y en la corona por rebase.
- Socavación en la base de la superestructura.
- Discrepancias en las características de los materiales.
- Defectos de construcción que crean zonas débiles.

5.5.6 Características y funciones de las capas del dique

Manto principal

- Efectos del oleaje sobre el manto
 - Ascenso y descenso de la masa de agua.
 - Fuerzas de inercia y arrastre.
 - Ofrecer un ambiente estético y de recreación.
- Modos de fallo principales
 - Fallo global por deslizamiento (se excede la fricción entre capas o la fricción en círculo de deslizamiento).
 - Fallo por inestabilidad de las piezas.
 - Fallo por rotura de las piezas.

Mantos secundarios

- Base de apoyo adecuada para el manto principal (y en su caso el espaldón).
- Ejerce función de filtro para evitar el lavado de material a través de los huecos.
- Protección temporal para el núcleo durante el proceso constructivo.
- Se dimensionan a partir de manto principal.
- Tamaños y pesos de elementos de mantos secundarios (Condición de filtro).
 - Se deducen a partir del peso del manto y deben cumplir condición de filtro para evitar pérdidas.
 - Colocar uno o varios filtros entre el manto principal y el núcleo.
 - Se va reduciendo el tamaño a partir del manto y hacia el núcleo hasta alcanzar un tamaño adecuado.

Núcleo

- Volumen esencial del dique
 - Construido con material todo uno de cantera (material barato en comparación con resto de capas).
- Funciones
 - Base de apoyo a mantos secundarios y en su caso al espaldón.
 - Constituir una barrera impermeable frente a la transmisión de la energía del oleaje.
 - Transmisión de esfuerzos al terreno.
 - Plataforma de trabajo para construcción de capas de filtro y manto; paso de camiones para avance de la obra (construcción con medios terrestres).
- Anchura y altura de coronación
 - Según medios constructivos.
 - Circulación de vehículos de obra.
 - Dimensiones de la base de la grúa requisitos funcionales: anchura de espaldón.
 - Cota: por encima del nivel de agua (0.5 – 1 m sobre el nivel de pleamar medio (PM)).
 - Taludes de proyecto: Talud manto principal.

Banqueta a pie de dique

- Protección contra la socavación
 - En terrenos de baja capacidad de carga.
 - Con material del filtro principal o secundario (nunca núcleo).
- Espesor: en número de tongadas
 - “Tongada”: espesor mínimo construible y controlable (0.25 a 0.50 m).
 - Espesor de banqueta: (0.5 a 2.0 m).

Berma de apoyo del manto

- Objetivos
 - Apoyo del manto principal.
 - Retención de las piezas del manto desplazadas.
- Fallo de berma posible, fallo del manto
- Dimensionamiento
 - Altura de ola de cálculo (H_s); periodo del oleaje.
 - Nivel de agua: bajamar (pleamar).
 - Diámetro D_{50} y peso W de la escollera.
 - Nivel de daño previsto.
 - Anchura de berma: mayor anchura admite mayor nivel de daños antes de fallar.

5.5.7 Criterios de avería

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

La intensidad de la avería puede clasificarse de diferentes maneras. Una de ellas es la de Losada et al. (1986), que define cuatro intensidades de avería, reconocibles mediante la inspección visual de los diques: Iniciación de Avería (IA), Avería de Iribarren (AI), y Destrucción (D). Vidal et al. (1991) añadió un cuarto nivel, intermedio entre la avería de Iribarren y la destrucción; el Inicio de Destrucción (ID).

Inicio de avería (IA)

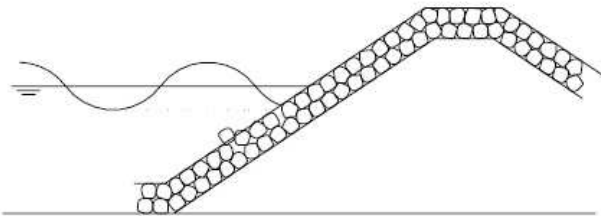


Figura 5.9 Inicio de avería

El nivel de daño define las condiciones en las que se encuentra el manto principal cuando un 5% de las unidades son desplazadas de su posición original una distancia igual o superior a la del lado del cubo equivalente (D_{50}). Figura 5.9

Avería de Iribarren (AI)

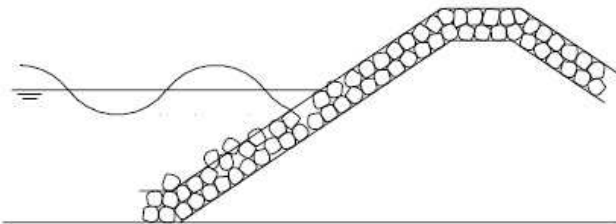


Figura 5.10 Inicio de Iribarren

Se produce cuando la avería afecta al manto hasta la profundidad de un canto o, más concretamente, del lado del cubo equivalente. Es decir, cuando la zona erosionada alcanza la segunda capa del manto principal. Figura 5.10

Inicio de destrucción (ID)

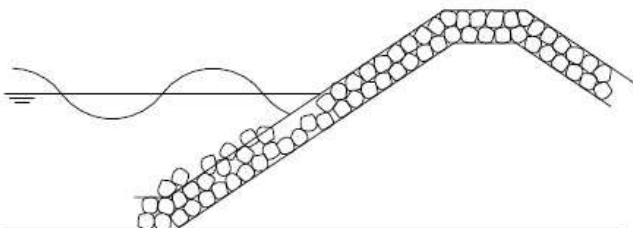
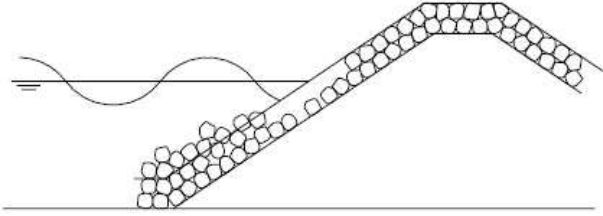


Figura 5.11 Inicio de destrucción

Se produce al iniciarse el daño en la segunda capa del manto principal. Figura 5.11

Destrucción (D)

Se produce cuando el manto secundario (o filtro) es dañado y su material es extraído. Figura 5.12

Figura 5.12 Destrucción

Van der Meer y Pilarzick (1984) popularizaron un nuevo sistema para medir el nivel de daño, basado en los informes de Broderick y Ahrens de 1982. Estos últimos crearon una definición de daño independiente de la geometría del dique.

Definieron daño en el manto principal como el área de erosión normalizada al cuadrado del diámetro equivalente de los bloques que lo componen.

$$S = \frac{A_s}{Dn_{50}^2} \quad (5.11)$$

Donde.

- A_d área erosionada, m²
 W_{50} peso correspondiente al tamaño 50%, en peso, de la curva granulométrica de las piezas del manto, kg
 γ_s peso volumétrico de las piezas del manto, kg/m³

Una descripción física del daño S sería el número de cuadrados de lado D_{50} que cabrían en el área erosionada A_d

El daño producido en el manto depende de la inclinación de éste. Por ello, a partir de unos taludes determinados se puede evaluar el valor de S de acuerdo con la tabla 5.10

Tabla 5.10 Umbrales del parámetro de daño, S , para diferentes niveles de avería

Nivel de daño, S				
cot α	IA	AI	ID	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12
2.0	2.0	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

5.6 Diseño preliminar de diques en talud

La figura 5.13 muestra un esquema general para la elección y diseño de los elementos estructurales de los diques en talud, la evaluación necesaria para seleccionar un elemento y los requerimientos de la estructura general para determinar el diseño preliminar.

5.7 Diseño mecánico de diques en talud

5.7.1 Formulación de Hudson, 1959.

La fórmula de Hudson se deriva de una serie de pruebas de ondas regulares a través de modelos de rompeolas. La fórmula viene dada por:

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (5.12)$$

Donde

W	peso de las piezas del manto principal, kg
K_D	coeficiente de estabilidad, adimensional
γ_s	peso volumétrico del material del manto, kg/m ³
S_r	densidad relativa de la coraza= $(\gamma_s/\gamma_w)-1$
γ_w	peso volumétrico del agua marina, kg/m ³

La altura de la ola a usar para la formulación de Hudson $H = H_{1/10} = 1.27 H_s$. Los valores de γ_s y γ_w pueden ser tomados como 2.6 ton/m³ y 1.025 ton/m³ respectivamente para fines del diseño.

Características de la Formulación de Hudson

- Ensayos con oleaje regular
- No toma en cuenta el periodo ni la duración de la tormenta
- Solo admite daño nulo
- Diques no rebasables y núcleo impermeable

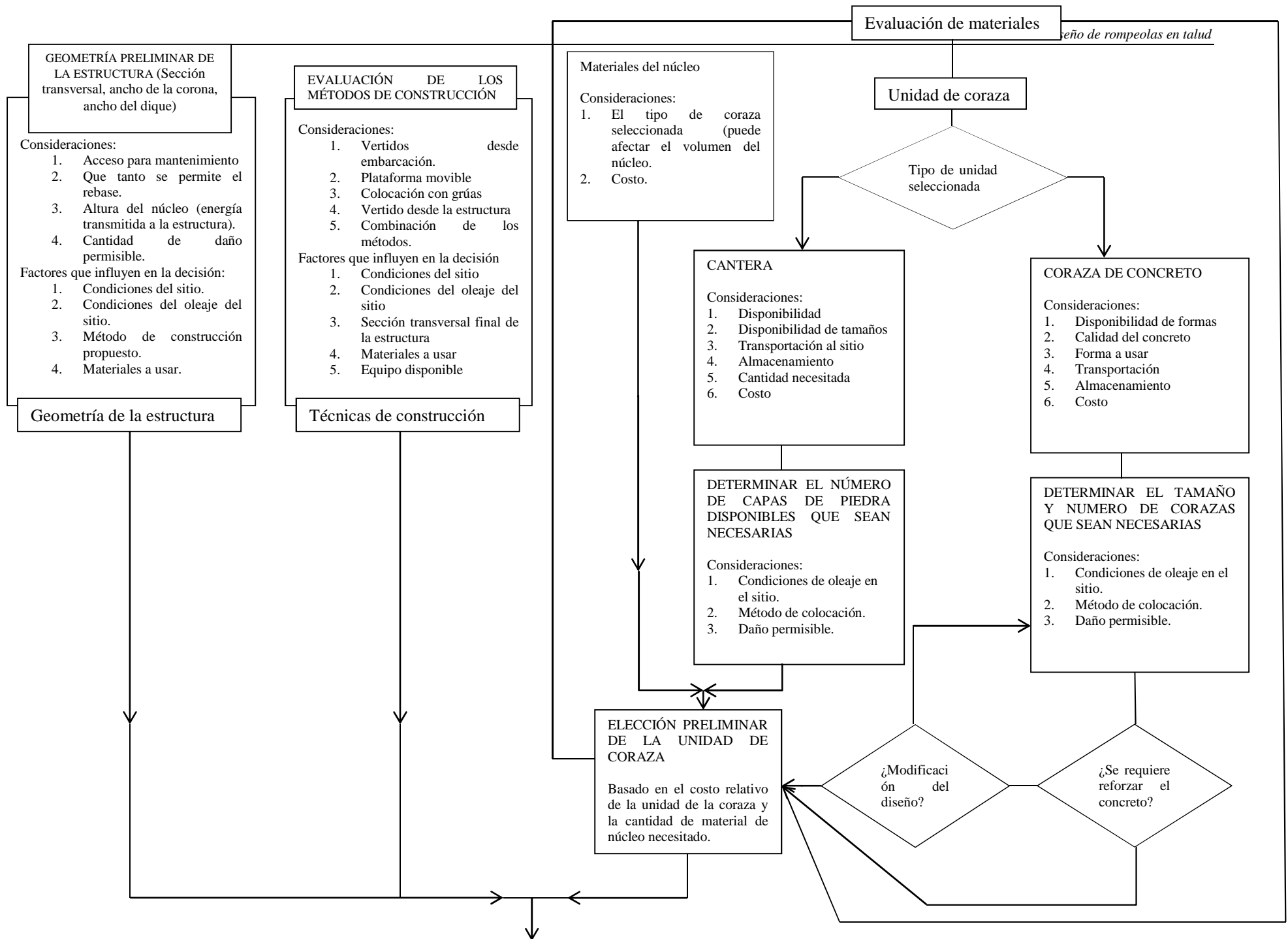


Figura 5.13 Diagrama lógico para el diseño preliminar de las estructuras en talud

En la Tabla 5.11 se muestran los valores de K_d del Shore Protection Manual para la formula de Hudson tanto para roca como para elementos prefabricados de concreto de diferentes formas (figura 5.14).

Tabla 5.11 Valores de K_d para la Formulación de Hudson (Shore Protection Manual (1984))

Tipo de pieza	Capas	Cot α	K_d Tronco	K_d Morro
Roca rodada lisa vertida	2	1.5 a 3.0	1.2	1.1
Roca rodada lisa vertida	>3	1.5 a 3.0	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 2.0 3.0	7.0 7.0 7.0	5.0 4.5 3.5
Tribar, colocación aleatoria	2	1.5 2.0 3.0	9.0 9.0 9.0	8.3 7.8 6.0
Tribar, colocación uniforme (1 capa)	1	1.5 a 3.0	12.0	7.5
Dolos, colocación aleatoria	2	2.0 3.0	15.8 ⁽²⁾ 15.8 ⁽²⁾	8.0 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	1.5 2.0	16.0 16.0	13 13
Accropode, colocación especial	1 1	1.5 2.0	10.0 10.0	10 10
X-block®	1 1 1	1.33 1.50 2.00	13.0 15.0 14.0	---- ---- ----

(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 KD a la mitad.

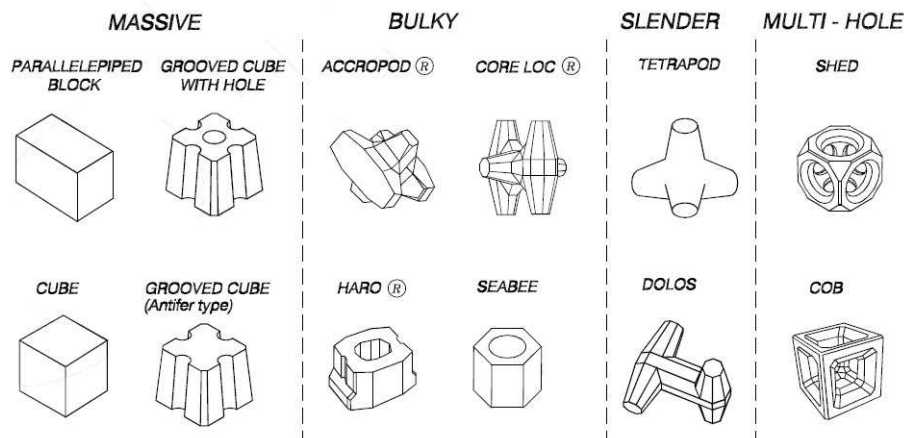


Figura 5.14 Ejemplo de bloque de concreto prefabricados (Coastal Engineering Manual).

5.7.2 Formulación de Van der Meer, 1988

Van der Meer propone dos formulaciones para el cálculo de las piezas del manto, dependiendo el tipo de rotura, para la rotura tipo plunging y rotura surging. 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).

Para la rotura en voluta (plunging):

$$\frac{H_s}{S_r D_{50}} \sqrt{\xi_m} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \quad (5.13)$$

Para la rotura en oscilación (surging):

$$\frac{H_s}{S_r D_{50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} (\sqrt{\cot \alpha}) \xi_m^P \quad (5.14)$$

Donde

H_s	altura de diseño, considerando la altura de ola significativa, m
D_{50}	diámetro nominal de roca equivalente al arista de un cubo, m
S_r	densidad relativa de la coraza
P	factor de permeabilidad de Van der Meer (figura 5.5.)
α	ángulo de inclinación del talud, grados
N	número de olas del estado de mar, ($1000 < N < 7000$)
S	parámetro de daño cuyos valores se muestran en la Tabla 5.12
ξ_m	parámetro de surf referido al periodo medio (T_m)

Tabla 5.12 Valores de daño, S , para la formulación de van der Meer, 1988

Pendiente	Daño inicial	Daño intermedio	Falla
1:1.5	2	3 – 5	8
1:2	2	4 – 6	8
1:3	2	6 – 9	12
1:4	3	8 – 12	17
1:6	3	8 - 12	17

La transición entre la rotura en plunging y en surging se puede calcular utilizando un valor crítico de ξ_c (CIRIA, 1991)².

$$\xi_c = (6.2P^{0.31}\sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (5.15)$$

Dependiendo del ángulo de la pendiente y la permeabilidad, esta transición se encuentra entre $\xi_c = 2,5$ a $3,5$. Cuando el valor de parámetro de surf es mayor que ξ_c , la fórmula para rotura en surging debe ser utilizada. Para $\cot \alpha \geq 4$, la transición de plunging a surging no existe para estos taludes, solamente la rotura en surging debe ser usada.

Coraza con elementos prefabricados

La fórmula de Hudson 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 5.11.

Van der Meer realizó ensayos para bloques artificiales 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 (H_s/L_o), 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:

a) Cubos

$$\frac{H_s}{S_r D_n} = \left(6.7 \frac{N_d^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) \left(\frac{H_s}{L_o} \right)^{-0.1} \quad 0 < Nd < 2.0 \quad (5.16)$$

b) Tetrápodos

$$\frac{H_s}{S_r D_n} = 0.85 \left(\frac{H_s}{L_o} \right)^{-0.2} \quad \text{daño nulo} \quad (5.17)$$

² CIRIA (1991). Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering. Construction Industry Research and Information Association, United Kingdom, 907p.

c) Acrópolis

$$\frac{H_s}{S_r D_n} = 3.7 \text{ para inicio de avería} \quad (5.18)$$

$$\frac{H_s}{S_r D_n} = 4.1 \text{ para fallo} \quad (5.19)$$

5.7.3 Formulación de Losada, et al., (1982).

Losada y Gimenez-Curto (1982), utilizando datos experimentales obtenidos por otros autores con oleaje regular, demostraron que la influencia de la densidad de las piezas del manto principal en la estabilidad, queda bien representada si se combina la función del peso adimensional con la de densidad relativa de las piezas mediante la función de estabilidad.

$$W = \Psi \gamma H^3 R \quad (5.20)$$

Donde:

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (5.21)$$

La función de estabilidad, está relacionada con el número de estabilidad o número de Hudson, N_s , de la siguiente manera:

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3}$$

Losada y Giménez-Curto (1979), propusieron un modelo exponencial para la función Ψ mediante el cual analizaron la estabilidad de diques en talud de piezas sueltas sometidos a oleaje regular. La expresión propuesta, correspondiente a la curva de mejor ajuste a los datos, es la siguiente:

$$\Psi = A_w (I_r - 2.654 \tan \alpha) e^{B_w (I_r - 2.654 \tan \alpha)} \text{ para } I_r > I_{r0} \quad (5.22)$$

Donde A_w y B_w son coeficientes de ajuste (que dependen del nivel de avería, tipo de piezas, forma de colocación y pendiente del talud).

La Figura 5.15 muestra, a modo de ejemplo, los resultados experimentales de la función de estabilidad, Ψ en función del número de Iribarren, I_r , para varias pendientes del talud, en el caso de escolleras naturales.

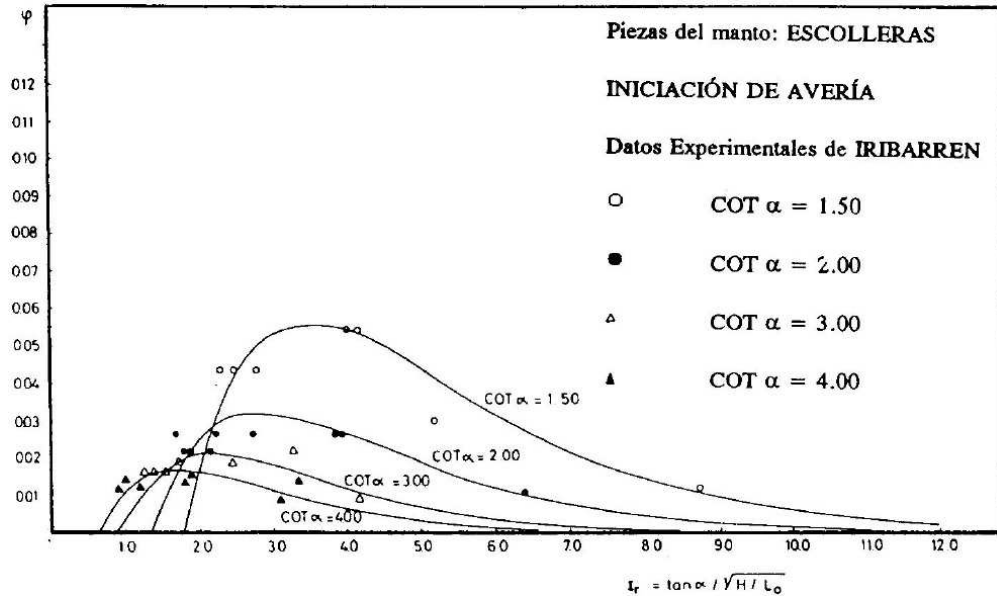


Figura 5.15 Ajustes de la función de estabilidad con el n° de Iribarren, para escolleras, inicio de avería y varios taludes. Losada y Giménez-Curto (1979).

Tabla 5.13 Ajustes del modelo exponencial de Losada y Giménez - Curto (1979). Bandas de confianza y valores máximos de la función de estabilidad correspondientes a la banda de confianza superior del 95%. Inicio de avería.

Tipo de pieza	cot α	A_w	B_w	$2.654 \tan \alpha$	BC 95%	Ψ_{\max}
Escollera (Inicio de avería)	1.50	0.09035	-0.5879	1.77	1.41	0.0797
	2.00	0.05698	-0.6627	1.33	1.46	0.0462
	3.00	0.04697	-0.8084	0.88	1.35	0.0289
	4.00	0.04412	-0.9339	0.66	1.64	0.0285
Escollera sin clasificar (Daño nulo)	2.50	0.18340	-0.5764	1.06	1.57	0.1838
	3.50	0.18190	-0.6592	0.76	1.5	0.1523
	5.00	0.1468	-0.6443	0.53	1.52	0.1274
Tetrápodos (Inicio de avería)	1.33	0.03380	-0.3141	1.99	1.64	0.0649
	1.50	0.02788	-0.3993	1.77	2.27	0.0583
	2.00	0.02058	-0.5078	1.33	1.93	0.0288
Bloques 1.5A*A*A (Inicio de avería)	1.50	0.06819	-0.5148	1.77	3.28	0.1598
	2.00	0.03968	-0.6247	1.33	2.37	0.0554
	3.00	0.03410	-0.7620	0.88	1.77	0.0291

Losada y Giménez-Curto (1979) determinaron las bandas de confianza de la curva ajustada. Para el caso de los resultados ajustados por la función exponencial Ψ , el valor de la banda de confianza superior que incluye el 95% de los datos se representa en la columna correspondiente a BC de la Tabla 5.13. La columna de la derecha de la Tabla 5.13 muestra los valores obtenidos al multiplicar el valor máximo de la función de estabilidad, obtenido mediante la expresión $(\Psi = Aw(Ir - 2.654 \tan \alpha)e^{Bw(Ir - 2.654 \tan \alpha)})$, por el valor de la banda superior de confianza del 95%.

Siempre que sean previsible oleajes con números de Iribarren alrededor de los correspondientes al máximo de Ψ se utilizará el valor de Ψ aumentado de la columna de la derecha de la tabla 5.13 como valor de diseño.

Losada y Desiré (1985), tras una extensa experimentación con bloques paralelepípicos obtuvieron los valores máximos aumentados (nivel de confianza 95%) de la función de estabilidad dados en la tabla 5.14.

Tabla 5.14 Valores máximos de la función de estabilidad, Ψ , para bloques paralelepípicos. De Losada y Desiré (1985)

TIPO BLOQUE	AxAxA			AxAx1.5A			AxAx2A		
	1.5	2.0	2.5	1.5	2.0	2.5	1.5	2.0	2.5
Cot α	1.5	2.0	2.5	1.5	2.0	2.5	1.5	2.0	2.5
Inicio avería	0.060	0.047	0.043	—	—	0.084	0.120	—	0.116
Avería Iribarren	0.033	0.028	0.024	—	—	0.030	0.042	—	0.038
Destrucción	0.027	0.022	0.018	—	—	0.021	0.035	—	0.027

5.7.4 Cálculo de las piezas del morro

La acción del oleaje sobre los morros de los diques es diferente que sobre el talud del tronco, debido a que el oleaje ataca los diferentes sectores del morro con ángulos de incidencia diferentes. Por otro lado, la difracción y refracción sobre el morro provocan la concentración del oleaje sobre el morro y la rotura sobre el mismo en voluta.

Vidal et al. (1991), presentaron un trabajo experimental comparativo entre la estabilidad de las secciones del tronco del dique y de las de los morros, con bloques cúbicos de concreto y un talud $\cot \alpha = 2$. Hasta este trabajo, en el cálculo de las piezas de los morros, se utilizaba la recomendación dada por Iribarren y Nogales (1964) y Bruun (1985) de multiplicar por 1.5 el peso de las piezas del talud exterior del tronco del dique.

En el caso de producirse la rotura del oleaje sobre el morro, Vidal et al. (1991), encontraron que el daño en el morro de diques no rebasables era causado por el impacto del chorro de la voluta sobre las piezas del manto. El inicio del daño se produce en un sector de unos 60° contados hacia la zona abrigada desde el punto de tangencia de los rayos con la superficie

cónica del manto (figura 5.16). Una vez iniciado el daño, este progresa en sentido contrario al de propagación del oleaje, al quedar sin soporte las piezas contiguas a las extraídas. En ese mismo estudio, Vidal et al. (1991) llegaron a las siguientes conclusiones:

- Existe un sector de estabilidad mínima (figura 5.16)
- Dependiendo del nivel de avería de diseño, el peso de las piezas del morro debe ser entre 1.3 y 1.8 veces el de las piezas del dique. Estos factores de aumento de peso se muestran en la Tabla 5.15.
- Dado que las piezas removidas en el morro quedan fuera de la sección, el morro es muy frágil, por ello el aumento en el peso de las piezas es ineludible.

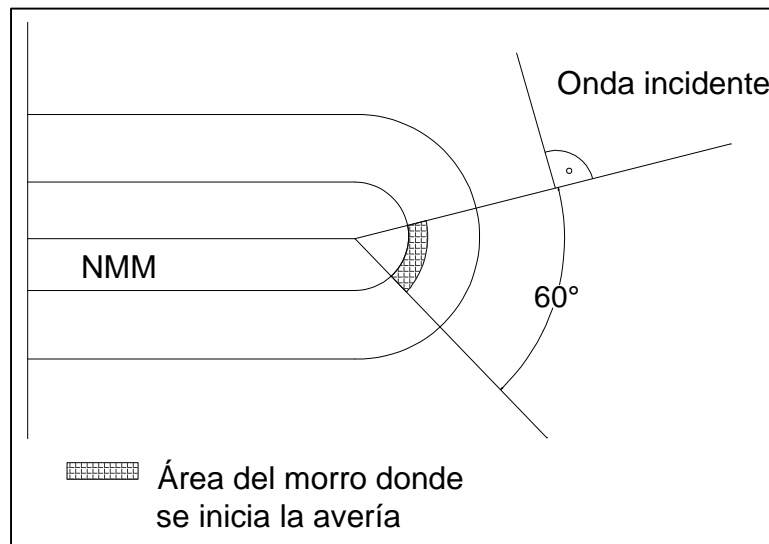


Figura 5.16 Zona de los morros de los diques rompeolas donde se inicia la avería. Vidal et al. (1991)

Tabla 5.15 Factores de incremento del peso de las piezas del morro con respecto a de las piezas del manto principal del tronco del dique. Talud de bloques cúbicos de concreto con $\alpha = 2$

Nivel de daño	Valor del factor de aumento del peso
Inicio de avería	1.50
Avería de Iribarren	1.90
Inicio de destrucción	2.5

5.7.5 Anchos de la Corona

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), etc. El Shore Protection Manual (SPM) de 1984, establece un ancho mínimo: $B_{\min} = (3 \text{ a } 4) D_{50}$. Y determina el ancho teórico de la corona mediante la siguiente expresión:

$$B = nk\Delta \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_s}} \quad (5.23)$$

Donde

- B ancho de la corona
 N número de capas
 $K\Delta$ coeficiente de capa (Tabla 5.16)
 W peso de los elementos de la capa principal
 γ_s peso específico de los elementos de la capa principal

Tabla 5.16 Valores del Coeficiente de Capa S.P.M. (1984)

Tipo de Elemento	$K\Delta$
Roca lisa, $n = 2$	1.02
Roca rugosa, $n = 2$	1.00
Roca rugosa, $n > 3$	1.00
Roca clasificada	---
Cubo	1.10
Tetrápodo	1.04
Dolos	0.94

5.7.6 Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria

Cálculo del peso de las piezas de la capa secundaria

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.

El SPM 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 SPM recomienda la variación de 1/200 a 1/6000.

$$W_{cs} = \frac{W}{10} \approx \frac{W}{15}$$

Donde

- W_{cs} peso de las piezas de la capa secundaria
 W peso de las piezas de la coraza

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

Cálculo del peso de las piezas del núcleo

$$W_{cs} = \frac{W}{200} \approx \frac{W}{4000} \approx \frac{W}{6000}$$

Donde

W_n peso de las piezas del núcleo

Espesor de las capas

El cálculo para determinar el espesor de las capas que conformaran el dique lo rige la siguiente fórmula:

$$e = nk\Delta \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_r}} \quad (5.24)$$

Donde

e espesor promedio por capa
 N número de capas
 $K\Delta$ coeficiente de capa (Tabla 5.16)
 W peso de los elementos de la capa principal
 γ_s peso específico de los elementos de la capa principal

CAPÍTULO 6

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR RIESGO

6 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR RIESGO

El caso de aplicación que se eligió para aplicar la metodología descrita a lo largo de este trabajo es el diseño de la Obra de Protección para la ampliación de la escollera 2 en el puerto de Salina Cruz, Oaxaca.

6.1 Introducción

El puerto de Salina Cruz, se localiza en el estado de Oaxaca en la parte norte del Golfo de Tehuantepec, en situación geográfica 16°09'30'' latitud norte y 95°11'30'' longitud este. Está catalogado como puerto de altura y cabotaje. Sus límites comprenden un área de circunferencia de 0.5 millas; cuyo centro es el punto de intersección del eje del canal con la línea imaginaria que une los extremos de los dos rompeolas.

Su principal zona de influencia incluye los Estados de Veracruz, Chiapas y el propio estado de Oaxaca. Sin embargo, también tiene influencia en los Estados de Tabasco, Campeche, Quintana Roo, Yucatán y Puebla. Además tiene influencia en otros puertos comerciales de la cercanía como son Acapulco, Lázaro Cárdenas, Puerto Madero y Puerto Quetzal en Guatemala.

La Administración Portuaria Integral (API) de Salina Cruz, señala que dicho puerto cuenta con un canal de navegación cuya longitud asciende a 500 m y un ancho de plantilla de 82 m, con una profundidad de 13 m a través del cual pueden circular barcos de 197 m de largo y 32 m de ancho.

Cuenta también con un patio de contenedores con una superficie de 9619.45 m² repartidos en tres bodegas que pueden almacenar aproximadamente 2750 TEU's de café, ácido tereftálico, cemento fertilizante y 3310 m² de espacio libre entre bodegas.

Para la realización de las maniobras de embarque/desembarque y entrega-recepción, la API de Salina Cruz, cuenta con el siguiente equipo portuario: una grúa de muelle, tres grúas de marco, dos grúas autopropulsada, trece tractocamiones, tres cargadores frontales, dos retroexcavadoras, un tractor ferroviario, veintidós plataformas, dos almejas y veintidós montacargas.

El anuario estadístico de los puertos mexicanos del año 2004 señaló que en lo que respecta al Puerto de Salina Cruz, el número de toneladas transitadas disminuyó a principios del siglo XXI, ya que en el año 1999 se alcanzaron los 17737060 de toneladas movilizadas,

mientras que en el año 2004 únicamente se transportaron 14833487 toneladas. Sin embargo, el PM de la CEPAL estipuló que en el año 2005, el puerto de Salina Cruz transportó 16,408,306 de toneladas.

Las actividades petroleras que se realizan en este puerto, son de gran importancia. A través de la terminal marítima de PEMEX, ubicada en el Recinto Portuario, se abastece a todo el Pacífico de nuestro país, lo que lo posiciona como un puerto petrolero muy relevante a nivel nacional.



Figura 6.1 Ubicación geográfica del puerto de Salina Cruz

El Puerto comercial cuenta con una sección de muelle especializado para atención de embarcaciones portacontenedores; en la zona pesquera se tienen diez tramos de muelles en espigón y un muelle marginal para el servicio de embarcaciones pesqueras; en el área que ocupa la terminal marítima a cargo de PEMEX se tiene un muelle para carga de gas y una sección de muelle para atención de buquetanques para carga de productos derivados del petróleo, líquidos y, en el Sector Naval, se dispone de dos muelles marginales para reparación a flote, un sincroelevador y un astillero para reparación de embarcaciones, todos propiedad del Gobierno Federal.

La situación actual de terminal Marítima de PEMEX se muestra en la figura 6.2.



Figura 6.2 Situación actual de terminal marítima de PEMEX

El presente trabajo consiste en el análisis de la ampliación del rompeolas oeste, el cual se divide en tres tramos principales, la unión con el rompeolas existente de aproximadamente 100 m, el cuerpo principal del rompeolas de una longitud de 800 m y el tramo final que incluye el morro con una longitud de 100 m; en su conjunto la ampliación del rompeolas oeste suma una longitud de 1000 m. (figura 6.3).

El objetivo de la ampliación de la escollera es brindar una mayor zona de abrigo para la construcción de otros dos muelles de carga de productos derivados de petróleo.

Cabe señalar que el objetivo de este capítulo es ejemplificar la metodología de diseño por riesgo para el diseño de obras marítimas, y que el resultado final puede no coincidir con la ampliación construida, sin embargo, no por ello alguno de los diseños es errado, solo diferente en cuanto a la asimilación de la información y el manejo, precisamente, del riesgo.

6.2 Análisis del riesgo

En este apartado se revisará, con el procedimiento y bases de cálculo que sugieren las Recomendaciones de obras Marítimas (ROM 0.0), si la obra cumple con las características de seguridad, funcionalidad y de operatividad, de acuerdo con la importancia de la obra.

6.2.1 Criterios generales de proyecto

El primer paso consiste en definir el tramo de obra y verificar que satisface unas determinadas funciones con la fiabilidad, la funcionalidad y la operatividad requeridas; se analiza la importancia de la obra a partir de los criterios generales ya mencionados,

revisando los posibles tipos de falla, la falla de carácter general y la falla de carácter operativo y los modos de falla mas desfavorables para la construcción del rompeolas.

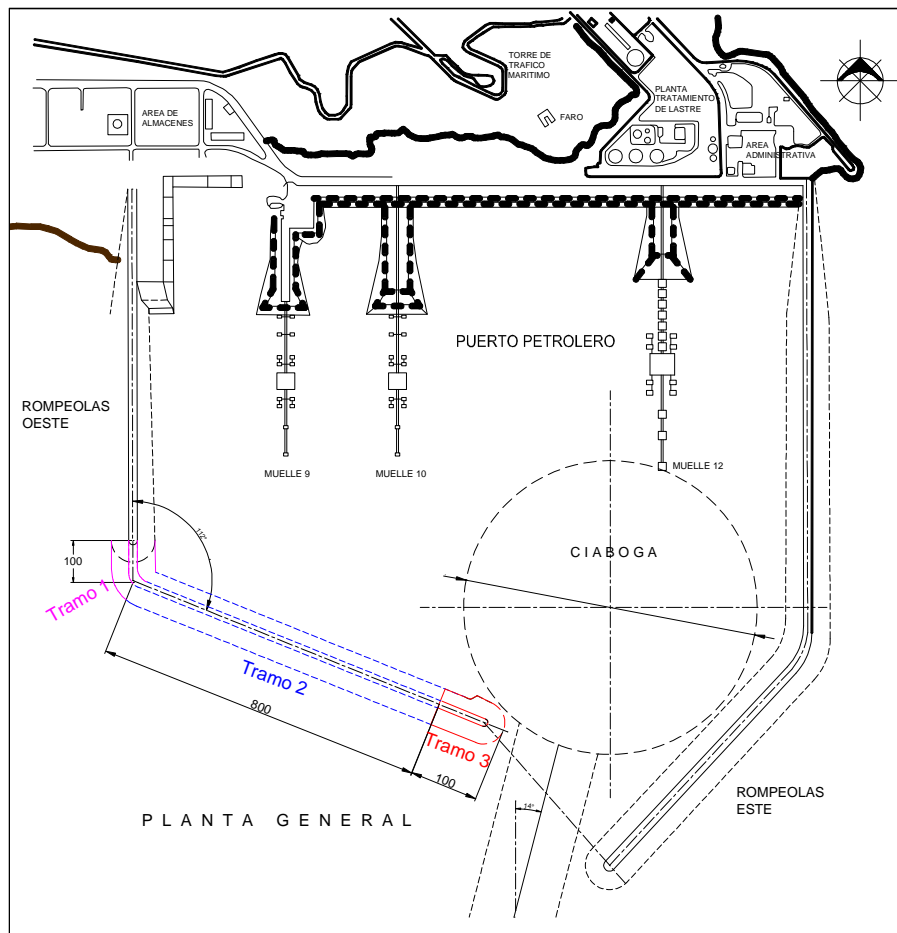


Figura 6.3 Proyecto de ampliación

- **Tramo 1** **Conexión con muelle existente**
- **Tramo 2** **Cuerpo principal de la ampliación**
- **Tramo 3** **Morro de la ampliación**

6.2.2 Carácter general

El carácter general del tramo de la obra se determinará considerando un modo principal de fallo adscrito a un estado límite último, es decir será función de la seguridad.

Como se mencionó en el Capítulo 3, el carácter general se establece en función del Índice de Repercusión económica (IRE) y el Índice de Repercusión Social y Ambiental (ISA), así como del modo de falla que quiera ser evaluado, que para este caso de estudio será la evaluación del carácter general de la obra tomando como modo de falla la pérdida de piezas de la coraza.

6.2.3 Índice de Repercusión Económica

Aquí se clasifica el grado de repercusión económica que tendría la obra a consecuencia del modo de fallo, y se calcula con la siguiente fórmula:

$$IRE = \frac{C_{RD} + C_{RI}}{C_o} \quad (6.1)$$

Donde:

C_{RD} : es la valoración de las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra, es decir el costo para que el estado de la obra vuelva a su estado original antes de la ocurrencia de la falla.

C_{RI} : es el costo por el cese de las actividades económicas directamente relacionadas con la obra.

C_o : es un parámetro económico de adimensionalización.

Considerando un costo de construcción promedio de \$360,000.00³ pesos por cada metro lineal se tiene:

Rompeolas	Longitud (m)	Costo Total (\$)
Tramo 2	800	\$288,000,000.00

C_{RD} : \$288,000,000.00

Para la evaluación de C_{RI} se evalúa el costo económico que se registraría en caso de suspensión de actividades directamente relacionadas a la obra a consecuencia del fallo de la estructura.

Petróleos Mexicanos, a través de la Terminal de Operación Marítima y Portuaria de Salina Cruz, distribuyó durante los primeros dos meses del año más de 15 millones de barriles de productos petrolíferos para cubrir la demanda del litoral del pacífico mexicano. La gasolina Pemex Magna fue el producto que más se comercializó, alcanzando una cifra de más de 5 millones de barriles, seguida del combustóleo pesado con alrededor de 4,500,000 barriles y la gasolina Pemex Diesel, que alcanzó más de 3 millones de barriles⁴.

³ Ver Anexo A. Estimación del costo de rompeolas

⁴ GLOBAL ENERGY THE JOURNAL OF THE POWER RESOURCES, MARZO 2011

De igual forma, en el periodo referido se distribuyeron más de 754 mil barriles de gasolina Pemex Premium, casi 500 mil barriles de Turbosina -combustible utilizado en aviones y helicópteros- y alrededor de 83 mil barriles de producto intermedio.

Lo que se traduce, de acuerdo con los precios promedio al público de petrolíferos⁵, en 2 mil 43 millones de pesos por concepto de ventas en los primeros dos meses del año.

Gasolina magna	\$ 975,650,000.00
Combustóleo pesado	\$ 784,970,180.00
Diesel	\$ 605,910,000.00
Premium	\$ 156,010,140.00
Turbosina	\$ 108,484,965.00
TOTAL	\$ 2,631,025,285.00

Lo que representa al puerto ingresos por **\$65,775,632.13** pesos diarios por conceptos de ventas distribuidas desde la terminal marítima de Salina Cruz.

$$C_{RI} = \$65,775,632.13$$

C_0 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.

Las ROM 0.0 recomiendan 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.

En México el parámetro de adimensionalización oscila entre uno y cinco millones de dólares dependiendo de la importancia del Puerto, y depende de la estructura y el nivel económico del país donde se construye la obra, variando en consecuencia, con el transcurso del tiempo, así:

$$C_0 = \$25,000,000.00$$

Sustituyendo los valores obtenidos en la expresión se tiene:

$$IRE = \frac{288,000,000.00 + 65,775,632.13}{25,000,000.00} = 14.15$$

⁵ INDICADORES PETROLEROS PEMEX JUNIO 2012

En ocasiones el cálculo de C_{RI} se dificulta por razones de complejidad desproporcionada respecto a la magnitud de la obra o bien por falta de estudios previos. Al ser un valor complicado para ser determinado se puede obtener su valor aproximado de manera cualitativa.

A continuación se presenta el cálculo cualitativo del C_{RI} para compararlo con el calculado de forma analítica.

El cálculo que se efectúa mediante el cociente de la siguiente expresión C_{RI} / C_o a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{C_{RI}}{C_o} = C(A + B) \quad (6.2)$$

A valora el ámbito del sistema económico y productivo al que sirve la obra marítima. El Puerto petrolero de Salina Cruz es una de los principales puertos nacionales, por lo que su zona de influencia únicamente de carácter regional/nacional, razón por la cual el valor asignado para este coeficiente es $A = 5$ (tabla 6.1).

Tabla 6.1 Valor del ámbito del sistema económico y productivo de la obra.

Ámbito de sistema	A
Local	1
Regional	2
Nacional / Internacional	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 Salina Cruz es posible, asignar a $C = 5$ (tabla 6.2).

Tabla 6.2 Valor de importancia estratégica del sistema económico y productivo de la obra.

Importancia estratégica del sistema	B
Irrelevante	0
Relevante	2
Esencial	5

Finalmente para evaluar la importancia de la obra para el sistema económico y productivo al que sirve (C), debido a que la construcción es una ampliación a la obra ya existente, se considera de importancia relevante, se elige el valor mediano $C = 1$ (tabla 6.3).

Tabla 6.3 Valor de importancia de la obra en sistema económico y productivo al que sirve.

Importancia de la obra	C
Irrelevante	0
Relevante	1
Esencial	2

Sustituyendo los valores obtenidos se tiene:

$$C_{RI} = C(A + B) C_O \quad (6.3)$$

$$C_{RI} = 1(5+2) (\$25,000,000.00)$$

$$C_{RI} = \$175,000,000.00$$

Finalmente, el Índice de Repercusión Económica queda:

$$IRE = \frac{288,000,000.00 + 175,000,000.00}{25,000,000.00} = 18.52$$

Como se puede observar existe una diferencia en las maneras de determinar C_{RI} , sin embargo, al calcular el IRE el valor de los dos cálculos se encuentra en el rango de una obra con repercusión económica media.

En función del valor del Índice de Repercusión Económica (IRE), el tramo del rompeolas del proyecto de las obras de protección de la ampliación de escollera 2 en el puerto de Salina Cruz, Oaxaca, tiene una repercusión económica media ($5 < IRE \leq 20$) (tabla 6.4).

Tabla 6.4 Clasificación de la obra conforme a su repercusión económica.

IRE	Clasificación
$IRE < 5$	Obras con repercusión económica baja
$5 < IRE < 20$	Obras con repercusión económica media
$IRE > 20$	Obras con repercusión económica alta

6.2.4 Índice de repercusión social y ambiental (ISA)

Estima, de manera cualitativa, el impacto social y ambiental esperado en el caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la obra marítima.

El ISA se define por el sumatorio de tres subíndices:

$$ISA = \sum_{i=1}^3 ISA_i \quad (6.4)$$

Tabla 6.5 ISA₁ Posibilidad de pérdidas humanas.

Probabilidad y alcance de pérdidas humanas	ISA ₁	Observaciones
Remoto	0	Improbable que se produzcan daños a personas
Bajo	3	La pérdida de vidas humanas es posible pero poco probable (accidental), afectando a pocas personas
Alto	10	La pérdida de vidas humanas es muy probable pero afectando a un número no elevado de personas
Catastrófico	20	La pérdida de vidas humanas y daños a las personas es tan grave que afecta la capacidad de respuesta regional

Tabla 6.6 ISA₁ Posibilidad de daños al ambiente y al patrimonio histórico.

Daños en el medio ambiente y en el patrimonio artístico-histórico	ISA ₂	Observaciones
Remoto	0	Improbable que se produzcan daños ambientales o al patrimonio.
Bajo	2	Daños leves reversibles (menos de un año) o pérdida de elementos de escaso valor.
Medio	4	Daños importantes pero reversibles (menos de 5 años) o pérdidas de elementos significativos del patrimonio.
Alto	8	Daños irreversibles al ecosistema o pérdidas de unos pocos elementos muy importantes del patrimonio.
Muy alto	15	Daños irreversibles al ecosistema, implicando la extinción de especies protegidas o la destrucción de espacios naturales protegidos o un número elevado de elementos importantes del patrimonio.

Tabla 6.7 ISA₁ Posibilidad alarma social.

Alarma social	ISA ₃	Observaciones
Bajo	0	No hay indicios de que pueda existir una alarma social significativa asociada al fallo de la estructura.
Medio	5	Alarma social mínima asociada a valores de los subíndices ISA ₁ e ISA ₂ altos.
Alto	10	Alarma social mínima debida a valores de los subíndices ISA ₁ , catastrófico e ISA ₂ , muy alto.
Máxima	15	Alarma social máxima.

La clasificación de la obra de acuerdo con los valores obtenidos corresponde a una alarma social baja (tabla 6.8).

Tabla 6.8 Clasificación de la obra por alarma social

<i>ISA</i>	Clasificación
<i>ISA < 5</i>	Obras sin repercusión social y ambiental significativa
$5 < ISA < 20$	Obras con repercusión social y ambiental baja
$20 < ISA < 30$	Obras con repercusión social y ambiental alta
<i>ISA < 30</i>	Obras con repercusión social y ambiental muy alta

Tal como se puede observar en la figura 6.4, no existiría riesgo significativo de daños al medio ambiente, pérdida de vidas humanas o algún tipo de alarma social a consecuencia del fallo de la estructura. Las consecuencias serían de índole económica, ya que una falla traería como consecuencia una baja operatividad en las operaciones de embarque de productos petroleros.



Figura 6.4. Posibles afectaciones en caso de fallo de la estructura

6.2.5 Criterios de proyecto dependientes del carácter general

En función del carácter general de la obra marítima se fijarán:

- La vida útil mínima de obras definitivas.
- La máxima probabilidad conjunta de fallo del tramo y el nivel de operatividad.

6.2.6 Vida útil mínima

La duración de la fase de proyecto o vida útil será, como mínimo, el valor consignado en función del *IRE* (tabla 6.9)

Tabla 6.9 Vida útil de la obra

IRE	Vida útil [años]
< 5	15
6-20	25
>20	50

6.2.7 Máxima probabilidad conjunta de fallo en la vida útil

Valores recomendados para la máxima probabilidad conjunta para los E.L.U.

La probabilidad conjunta de fallo $P_{f,ELU}$, del tramo de obra, frente a los modos de fallo principales adscritos a los estados límite últimos no podrá exceder los valores consignados en la tabla 6.10, en su vida útil.

Tabla 6.10 Probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.U de la obra.

ISA	$P_{f,ELU}$	β_{ELU}
< 5	0.20	0.84
5-19	0.10	1.28
20-29	0.01	2.32
> 30	0.0001	3.71

Valores recomendados para la máxima probabilidad conjunta para los E.L.S.

La probabilidad conjunta de fallo $P_{f,ELS}$, del tramo de obra frente a los modos de fallo principales adscritos a los estados límite de servicio, no podrá exceder los valores consignados en la tabla 6.11 durante la fase de proyecto servicio.

Tabla 6.11 Probabilidad conjunta en la fase de servicio para los E.L.S

ISA	$P_{f,ELS}$	β_{ELS}
< 5	0.20	0.84
5-19	0.10	1.28
20-29	0.07	1.5
≥ 30	0.07	1.5

6.3 Carácter operativo

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 valorarán por medio de su carácter operativo.

6.3.1 Índice de repercusión económica operativo

Valora cuantitativamente los costes ocasionados por la parada operativa del tramo de obra. El *IREO* se evaluará mediante la siguiente ecuación:

$$IREO = F * [D + E] \quad (6.5)$$

Donde:

D: analiza la simultaneidad del máximo periodo de demanda y la presencia del agente que induce la parada operativa (tabla 6.12).

Tabla 6.12 Valores para el coeficiente D

Simultaneidad del periodo	<i>D</i>
Periodos no simultáneos	0
Periodos simultáneos	5

E: caracteriza la intensidad de uso de la demanda en el periodo de tiempo considerado (tabla 6.13).

Tabla 6.13 Valores para el coeficiente E

Intensidad del uso de la demanda	<i>E</i>
Poco intensivo	0
Intensivo	3
Muy intensivo	5

F: caracteriza la adaptabilidad de la demanda y del entorno económico al modo de parada operativa (tabla 6.14).

Tabla 6.14 Valores para el coeficiente F

Adaptabilidad de la demanda	<i>F</i>
Adaptabilidad alta	0
Adaptabilidad media	1

Sustituyendo los valores obtenidos en la fórmula del *IREO* se obtiene el siguiente valor:

$$IREO = 1 * [5 + 3] = 8$$

En función del valor del Índice de Repercusión Económica Operativa (*IREO*), se tiene un tramo de obra con repercusión económica operativa media (tabla 6.15).

Tabla 6.15 Clasificación de las obra de acuerdo a la repercusión económica operativa (IREO)

IREO	Clasificación
$IREO \leq 5$	Obras con repercusión económica operativa baja
$5 < IREO \leq 20$	Obras con repercusión económica operativa media
$IREO > 20$	Obras con repercusión económica operativa alta

6.3.2 Índice de repercusión social y ambiental operativo

Estima de manera cualitativa la repercusión social y ambiental esperable, en el caso de producirse un modo de parada operativa de la obra marítima.

El *ISAO* se define por la sumatoria de tres subíndices:

$$ISAO = \sum_{i=1}^3 ISAO_i \quad (6.6)$$

Tabla 6.16 Posibilidad de pérdidas humanas

Probabilidad y alcance de pérdidas humanas	ISAO₁	Observaciones
Remoto		Improbable que se produzcan daños a personas.
Bajo	3	La pérdida de vidas humanas es posible pero poco probable (accidental), afectando a pocas personas.
Alto	10	La pérdida de vidas humanas es muy probable pero afectando a un número no elevado de personas.
Catastrófico	20	La pérdida de vidas humanas y daños a las personas es tan grave que afecta la capacidad de respuesta regional.

Tabla 6.17 Daños al medio ambiente y al patrimonio histórico artístico

Daños en el medio ambiente y en el patrimonio artístico-histórico	ISAO₂	Observaciones
Remoto		Improbable que se produzcan daños ambientales o al patrimonio.
Bajo	2	Daños leves reversibles (menos de un año) o pérdida de elementos de escaso valor.
Medio	4	Daños importantes pero reversibles (menos de 5 años) o pérdidas de elementos significativos del patrimonio.
Alto	8	Daños irreversibles al ecosistema o pérdidas de unos pocos elementos muy importantes del patrimonio.
Muy alto	15	Daños irreversibles al ecosistema, implicando la extinción de especies protegidas o la destrucción de espacios naturales protegidos o un número elevado de elementos importantes del patrimonio.

Tabla 6.18 Posibilidad de alarma social

Alarma social	ISA _{O3}	Observaciones
Bajo		No hay indicios de que pueda existir una alarma social significativa asociada al fallo de la estructura.
Medio	5	Alarma social mínima asociada a valores de los subíndices ISA ₁ e ISA ₂ altos.
Alto	10	Alarma social mínima debida a valores de los subíndices ISA ₁ , catastrófico e ISA ₂ , muy alto.
Máxima	15	Alarma social máxima.

6.3.3 Criterios de proyecto dependientes del carácter operativo

En función del carácter operativo de la obra marítima se recomiendan en el intervalo de tiempo considerado, que por lo general será de un año.

- La operatividad mínima
- El número medio de paradas operativas
- La duración máxima de una parada operativa

6.3.4 Operatividad mínima

La operatividad del tramo frente a los modos principales adscritos a los estados límite de parada en condiciones de trabajo operativas normales será, como mínimo, el valor correspondiente al *IREO* determinado (tabla 6.19)

Tabla 6.19 Operatividad mínima en la fase de servicio

<i>IREO</i>	Operatividad, $\Gamma_{I,ELO}$	β_{ELO}
≤ 5	0.85	1.04
6-20	0.95	1.65
> 20	0.99	2.32

Los resultados de indican que los fallos de operatividad no tienen repercusiones socio-ambientales relevantes. Sin embargo, es recomendable no sobrepasar los límites indicados.

6.3.5 Número medio de paradas

El número medio de ocurrencias N_m (tabla 6.20), de todos los modos adscritos a los estados límite de parada, de acuerdo a la determinación del *ISA O* será:

Tabla 6.20 Número medio de paradas operativas admisibles en el intervalo de tiempo

<i>ISAO</i>	Número medio de paradas (Nm)
< 5	10
6-19	5
20-29	2
≥ 30	0

6.3.6 Duración máxima de una parada

La duración máxima probable expresada en horas, una vez producida la parada, no podrá exceder el valor consignado de acuerdo a los cálculos del *IREO* e *ISAO*.

Tabla 6.21 Duración máxima admisible en horas

	<i>ISAO</i>			
<i>IREO</i>	< 5	6-19	20-29	≥ 30
≤ 5	24	12	6	0
6-20	12	6	3	0
≥ 20	6	3	1	0

6.4 Resumen de criterios del proyecto

A continuación se presenta un resumen de los índices calculados (tabla 6.22)

Tabla 6.22 Resumen de índices calculados

Carácter general		Carácter operativo	
<i>IRE</i>	14	<i>IREO</i>	8
<i>ISA</i>	4	<i>ISAO</i>	2

Con los índices de repercusión de carácter general y operativo, se obtienen de las recomendaciones los criterios generales de proyecto.

Valores recomendados para la máxima probabilidad conjunta para los E.L.U (tabla 6.23).

Tabla 6.23 Máxima probabilidad conjunta admisible en la fase de servicio para los E.L.U.

<i>ISA</i>	P_{fELU}	β_{ELU}
< 5	0.20	0.84
5-19	0.10	1.28
20-29	0.01	2.32
> 30	0.0001	3.71

Valores recomendados para la máxima probabilidad conjunta para los E.L.S. (tabla 6.24)

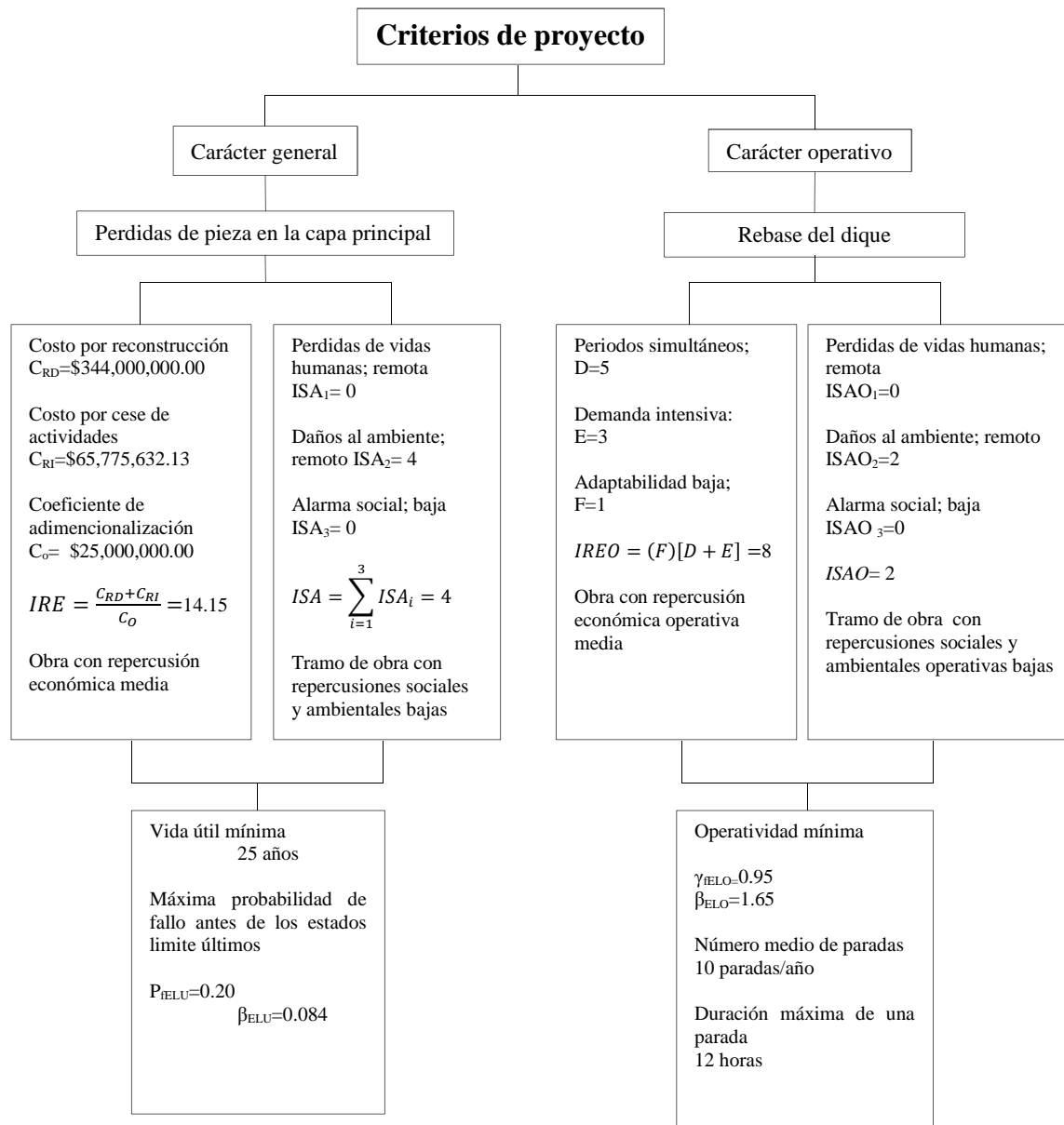


Figura 6.5 Criterios generales de proyecto para el tramo II

Tabla 6.24 Máxima probabilidad conjunta admisible en la fase de servicio para los E.L.S.

ISA	P_{fELS}	β_{ELS}
< 5	0.20	0.84
5-19	0.10	1.28
20-29	0.07	1.5
≥ 30	0.07	1.5

En la figura 6.5 se presentan los índices calculados de repercusión de carácter general y operativo, con los cuales se obtienen las recomendaciones y los criterios de carácter general y operativo del proyecto.

6.4.1 Parámetros de Proyecto

Sirven para definir y caracterizar la geometría de la obra y del terreno y las propiedades del medio físico, del terreno y de los materiales, el conjunto de agentes y de sus acciones sobre la obra marítima (Figura 6.6).

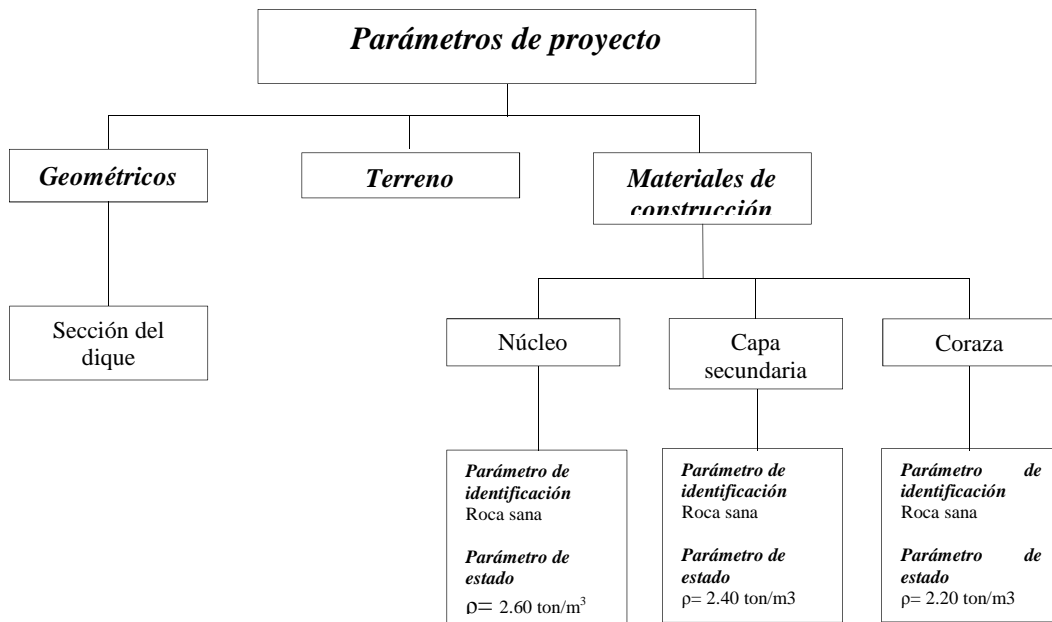


Figura 6.6 Parámetros de proyecto.

En el pre-diseño de la obra marítima los factores del medio físico caracterizan dicho medio y suelen ser las predominantes en su seguridad y su operatividad.

La caracterización de los agentes marítimos a los que estará sometida la estructura se inicia con su clasificación, en este caso se analizarán solamente los agentes que se muestran en la Figura 6.7.

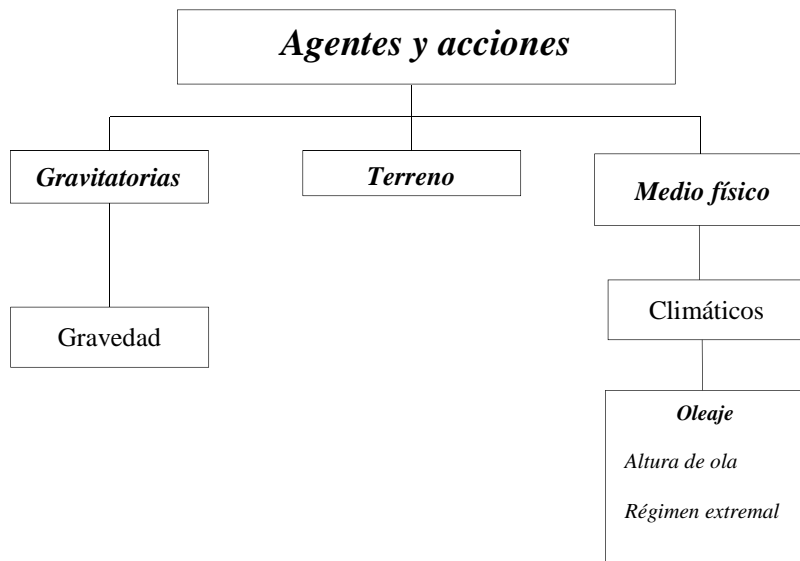


Figura 6.7 Agentes de proyecto

Existen otros agentes que podrían ser considerados, tales como las mareas, los vientos, sismos, tsunamis, la resonancia, entre otros. Pero no son del alcance del presente trabajo.

6.5 Caracterización de la altura de ola

Para dimensionar adecuadamente la sección geométrica del rompeolas, es necesario, definir la altura de ola de diseño considerando tanto los agentes como los estados límite.

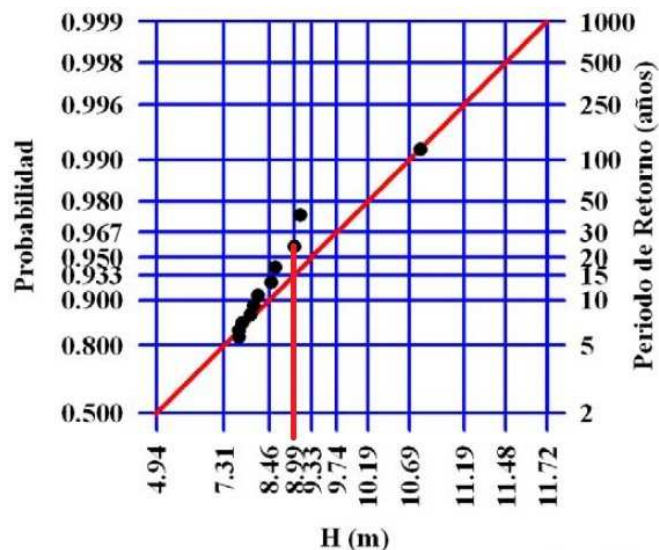


Figura 6.8. Régimen extremal de alturas de ola significante

Conviene primero, obtener el periodo de retorno de la altura de ola asociada a la tormenta de diseño. Así, del Atlas de Clima marítimo de la Vertiente Pacífica Mexicana de Silva et al, 2008 (figura 6.8) se puede obtener la altura de ola de diseño para el periodo de retorno de la tormenta de 25 años.

De la misma manera de acuerdo con la altura de ola significativa en la figura (6.9) se obtiene el periodo asociado a la altura de diseño H_s .

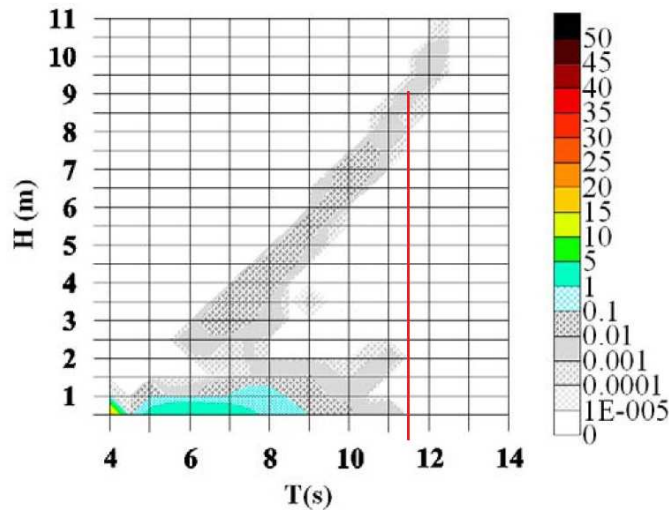


Figura 6.9. Probabilidad conjunta altura significativa y periodo medio de ola

La altura de ola determinada en las tablas anteriores corresponde a H_s , sin embargo, la altura de ola para las fórmulas de diseño de Iribarren, Hudson, y Losada-Giménez, probadas con oleaje regular, se ha empleado $H_{1/10} = 1.27 H_s$ para obtener resultados mas acordes con la realidad.

Por lo que para el cálculo de este ejercicio $H_{\text{diseño}} = H_{1/10} = 1.27 H_s$

$$H_{1/10} = 11.42 \text{ m}$$

$$T = 11.5 \text{ s}$$

6.6 Diseño del dique

6.6.1 Diseño mecánico del dique

Se emplea la formulación de Losada para calcular la estabilidad de las piezas de la capa de coraza.

$$W = \Psi \gamma H^3 R \quad (6.7)$$

Donde

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (6.8)$$

$$S_r = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (6.9)$$

$$\Psi = A_w(Ir - 2.654 \tan \alpha) e^{B_w(Ir - 2.654 \tan \alpha)} \text{ para } Ir > I_{ro} \quad (6.10)$$

$$Ir = \frac{\tan \beta}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad I_{ro} = 2.654 \tan \beta \quad L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$$

Se determinan los parámetros de diseño

Parámetros de diseño			
Altura de ola ($H_{1/10}$)	11.42 m	Talud	1.5:1
Periodo	11.5 s	Nivel de daño	IA
Peso específico de la coraza	2.60 Ton/m ³	Tormenta de diseño (años)	25
Peso específico del agua de mar	1.025 Ton/m ³	Coeficiente de capa ($k\Delta$)	1
Número de capas (n)	2	Porosidad (n)	0.31

Sustituyendo se tiene:

$$S_r = \frac{2.60}{1.025} = 2.54$$

$$R = \frac{2.54}{(2.54 - 1)^3} = 0.699$$

Para determinar el valor de los coeficientes A_w y B_w se debe definir antes el nivel de avería.

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 (figura 6.10).

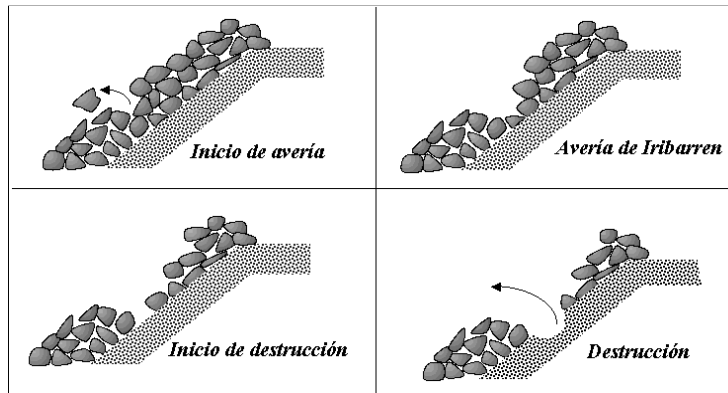


Figura 6.10 Niveles avería.

El nivel de avería mencionado se relaciona con el parámetro S , que depende del área erosionada y del tamaño de las piezas del manto principal.

$$S = \frac{A_d}{D_{50}^2} \quad (6.11)$$

Donde

A_d es el área media erosionada de la sección transversal del manto principal

D_{50} es el diámetro nominal de las piezas del manto principal.

La tabla 6.25 muestra los valores de S dependiendo del tipo de talud y nivel de avería,

Tabla 6.25 Umbrales del parámetro de daño para diversos tipos de avería, S .

Niveles de daño, S				
Cot α	IA	AI	ID	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12
2.0	2.0	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

En el caso específico de este trabajo se ha considerado un nivel de daño admisible como inicio de avería, por lo cual $S=1.5$

En la tabla 6.26 se encuentran los valores de A_w , B_w , I_{r_o} , el factor por el que se debe 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 6.26 Parámetros de ajuste del modelo exponencial para la función de estabilidad (Losada 1990).

Tipo de pieza	$\cot \alpha$	A_w	B_w	$2.654 \tan \alpha$	BC 95%	Ψ_{\max}
Escollera (Inicio de avería)	1.50	0.09035	-0.5879	1.77	1.41	0.0797
	2.00	0.05698	-0.6627	1.33	1.46	0.0462
	3.00	0.04697	-0.8084	0.88	1.35	0.0289
	4.00	0.04412	-0.9339	0.66	1.64	0.0285

Para el caso de aplicación:

$$A_w = 0.09035 \quad B_w = -0.5879 \quad BC_{95\%} = 1.41 \quad I_{r_o} = 1.77$$

Para determinar el número de Iribarren:

$$L_o = \frac{g T^2}{2\pi} = \frac{(9.81)(11.5)^2}{2\pi} = 206.48$$

$$IR = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}} = \frac{0.667}{\sqrt{\frac{8.99}{104.98}}} = 3.20$$

Comparando el valor, se tiene que:

$$Ir(3.20) > I_{r_o}(1.77)$$

De manera que

$$\Psi = 0.09035(3.20 - 2.654 (0.667))e^{-0.5879(2.40 - 2.654 (0.667))} = 0.0557$$

Multiplicando por el 95% de la banda de confianza BC

$$\Psi_{95\%} = (0.0557) (1.41) = 0.0786$$

Finalmente sustituyendo en la ecuación de Losada para determinar el peso de las piezas

$$W = \Psi \gamma H^3 R = (0.0786)(1.025) (11.42)^3 (0.699) = 83.74 \approx 84 \text{ ton}$$

$$W = 84 \text{ ton}$$

6.6.2 Diseño geométrico del dique

El diseño geométrico del dique consiste en determinar, principalmente, el ascenso máximo o run-up permitido. Para ello se empleará el método de Losada et al. (1981) para estimar el ascenso máximo para oleaje regular.

$$\frac{R_U}{H} = A_U(1 - e^{Bu_U r}) \tag{6.12}$$

Donde A_U y B_U son los coeficientes de ajuste según la porosidad del material con que esta construido el dique.

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} .

$$Ru_{rms} = H_{rms}[A_U(1 - e^{Bu_U r})] \tag{6.13}$$

Los coeficientes que permiten establecer estos valores para diques con núcleo homogéneo son:

Diques homogeneos	Diques impermeables
Au = -4.706n + 3.293	Au = -3.825n + 3.344
Bu = -1.569n + 0.038	Bu = -1.179n + 0.081

Donde n es la porosidad del material de la coraza

Material	Porosidad
Dolos	0.56
Tetrápodos	0.50
Cubos	0.57
Escollera clasificada	0.40
Escollera sin clasificar	0.31

Primero se determina el valor de la altura de ola cuadrática media

$$H_{rms} = \frac{H_S}{\sqrt{2}} \tag{6.14}$$

Sustituyendo se tiene:

$$H_{rms} = \frac{8.99}{\sqrt{2}} = 6.36 \text{ m}$$

Sustituyendo en las ecuaciones se obtienen los valores de A_u y B_u

$$A_u = -4.706(0.31) + 3.293 = 1.8341$$

$$B_u = -1.569(0.31) + 0.038 = -0.4484$$

Por lo que el ascenso máximo es:

$$Ru_{rms} = 6.36[1.8431(1 - e^{-0.4484(3.20)})] = 8.88 \text{ m}$$

6.6.3 Peso y espesor de la capa secundaria y núcleo

Para la determinación el rango de los pesos de la capa secundaria, se utilizan las relaciones de $W/10$ a $W/15$, su función principal es la de soportar los elementos de la coraza y al mismo tiempo confinar el material del núcleo, para el núcleo se utilizan las relaciones $W/200$ a $W/4000$ y se utilizara roca y rezaga producto de la explotación de banco.

Capa secundaria

$$W = \frac{83,800}{10}; \frac{83,800}{15}$$

El rango de los pesos de las piezas de la capa secundaria es:

$$W = [8,400, 5,590] \text{ kg}$$

Núcleo

$$W = \frac{83,800}{200}; \frac{83,800}{4000}$$

El rango de los pesos de las piezas del núcleo es:

$$W = [420, 21] \text{ kg}$$

6.6.4 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, el uso de la corona, el proceso constructivo, detalles estéticos, etc.

$$B = nk\Delta \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_r}} \quad (6.15)$$

Donde

- B ancho de la corona
- n número de capas (2)
- $k\Delta$ coeficiente de capa (Roca rugosa=1.00)
- W peso de los elementos de la capa principal
- γ_r peso específico de los elementos de la capa principal

$$B = (2)(1) \sqrt[3]{\frac{83,780}{2600}} \approx 6.36 \text{ m}$$

Sin embargo, se recomienda que el ancho de la corona sea de mínimo 3 o 4 piezas de coraza y de igual manera por el sistema constructivo a emplear se tomará un ancho de 4 piezas.

$$B= 15.40 \text{ m}$$

Espesor de las capas

- **Para la capa secundaria**

El cálculo para determinar el espesor de las capas que conformaran el dique lo rige la siguiente fórmula:

$$e = nk\Delta \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_r}} \quad (6.16)$$

$$B = (2)(1) \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{8,400 + 5,590}{2}\right)}{2,600}} \approx 2.90 \text{ m}$$

6.7 Verificación de la sección del rompeolas

Para la verificación ante los estados límite últimos y de servicio, se hará uso de la técnica de simulación de Monte Carlo, esto ante la escases de datos recabados en campo y con la finalidad de verificar que el dique cumpla con la probabilidad de fallo establecida por los criterios de proyecto.

Para que la simulación Monte Carlo sea fiable, la muestra constará en generación de números aleatorios con la misma probabilidad de ocurrencia para la generación de oleaje de acuerdo con la distribución de probabilidad de Poisson.

Las simulaciones se harán a partir de un estado de mar definido, con resultados datos promedios obtenidos del Atlas de Clima marítimo de la Vertiente Pacífica Mexicana del Grupo de Ingeniería de Costas del Instituto de Ingeniería de la UNAM que cuenta con los registros desde el año de 1948 al año 2007, se generarán altura de ola (H_s) para la vida útil mínima de la obra, es decir, 25 años con su respectivo periodo medio asociado a esa altura de ola.

Las simulaciones se realizaron en el programa Matlab, los datos que se introducen para obtener el oleaje, promedio del número de eventos de tormenta, duración promedio de las tormentas.

El procedimiento de verificación consiste en revisar si el tramo satisface los requisitos de seguridad y servicio establecidos, con una probabilidad de falla conjunta que no supere los valores que estipulan los estados límite último y estados límite de servicio.

La probabilidad de fallo que se obtenga de la simulación es la probabilidad que tiene el tramo de obra de fallar frente al estado de mar analizado.

Los pasos para la verificación de la sección del rompeolas se numeran a continuación:

1. Se determina la ecuación de verificación
2. Se determina el valor de la variable de diseño (W o R_u en este caso) frente al modo de falla adscrito a un estado límite (último o de servicio).
3. Se genera una distribución de alturas de ola para el estado de mar de diseño
4. Se evalúa la variable de diseño con respecto a la simulación generada del estado de mar de diseño

5. Se contabilizan el número de fallos, es decir, cuando los datos de la simulación sobrepasan los valores admisibles de los modos de falla resultantes de las variables de diseño
6. Se estima la probabilidad de falla
7. Se verifica si se cumple con la probabilidad de falla admisible

6.7.1 Modo de fallo pérdida de Piezas de la Coraza

1. Ecuación de verificación

La ecuación de verificación se establece como una función $f(H)$ que considera la altura de ola como variable aleatoria:

$$f(h) = W_p - W_{min}(h) \quad (6.17)$$

Donde

W_p es el peso de las piezas previamente determinado
 W_{min} es el peso de las piezas que se calcularan mediante la simulación numérica

2. Valores admisibles de diseño

$$W = 84 \text{ ton}$$

3. Generar una distribución de alturas de ola para el estado de mar de diseño

Se generaron alturas de ola para la vida mínima útil de la estructura, la muestra constó en la generación de 1492 horas de tormenta distribuidas en un periodo de 25 años, en los cuales se verifica que se cumpla con los requisitos de seguridad y funcionalidad de la estructura.

4. Evaluación de la variable de diseño

El método de verificación de la ecuación es la siguiente:

$$f(h) > 0$$

Esto es $W_p > W_{min}(h)$ No existe falla

$$W_p < W_{min}(h) \quad \text{Existe falla}$$

5. Contabilización de el número de fallos

La situación más desfavorable para la verificación de los estados limite últimos se presenta en el año 22 donde el registro indica una proyección de 4 tormentas con una duración de 98 horas en el año, de las cuales 5 horas se exceden las solicitaciones máximas del diseño admisible (ver anexo 1.1)

6. Estimación de la Probabilidad de falla

La probabilidad de fallo P_f estará dada por el número de veces que se cumple que $f(H) < 0$ dividido entre en número total de olas que conforman la muestra.

$$P_f = \frac{\text{Numero de horas } f(h) \leq 0}{\text{Numero de horas del estado de mar}} = \frac{6}{98} = 0.061$$

7. Verificación de la probabilidad de fallo

Como se observa, la probabilidad de fallo (P_f) es menor a la establecida de 0.20, por lo cual se considera que el diseño es aceptable y cumple con los requisitos de seguridad y funcionalidad establecidos en el análisis previo.

$$(P_f \text{ admisible}) 0.20 > 0.061$$

6.7.2 Modo de fallo rebase

1. Ecuación de verificación

La ecuación de verificación se establece como una función $f(H)$ que considera la altura de ola como variable aleatoria:

$$f(h) = Ru_p - Ru_{min}(h) \quad (6.18)$$

Donde

Ru_p es el ascenso máximo admisible determinado.

Ru_{min} es el ascenso calculara mediante la simulación numérica del oleaje.

2. Valores admisibles de diseño

$$Ru = 8.88 \text{ m}$$

3. Generar una distribución de alturas de ola para el estado de mar de diseño

Se generaron alturas de ola para la vida mínima útil de la estructura, la muestra constó en la generación de 1492 horas de tormenta distribuidas en un periodo de 25 años, en los cuales se verifica que se cumpla con los requisitos de funcionalidad de la estructura.

4. Evaluación de la variable de diseño

El método de verificación de la ecuación es la siguiente:

$$f(h) > 0$$

Esto es	$Ru_p > Ru_{min}(h)$	No existe falla
	$Ru_p < Ru_{min}(h)$	Existe falla

5. Contabilización de el número de fallos

La situación mas desfavorable para la verificación de los estados limite de servicios se presenta de manera conjunta que la de los estados limite últimos, en el año 22, donde ocurre la tormenta mas desfavorable, el registro indica una proyección de 4 tormentas con una duración de 98 horas en el año, de las cuales 5 horas se exceden las solicitudes máximas del rebase admisible

6. Estimación de la Probabilidad de falla

La probabilidad de fallo P_f estará dada por el número de veces que se cumple que $f(H) < 0$ dividido entre en número total de olas que conforman la muestra.

$$P_f = \frac{\text{Numero de horas } f(h) \leq 0}{\text{Numero de olas del estado de mar}} = \frac{4}{98} = 0.048$$

7. Verificación de la probabilidad de fallo

Como se observa, la probabilidad de fallo (P_f) es menor a la establecida de 0.20, por lo cual se considerar que el diseño se acepta y cumple con los requisitos de seguridad y funcionalidad establecidos en el análisis previo.

$$(P_f \text{ admisible}) 0.20 > 0.048$$

Criterio de operatividad

Se observa que el número de horas no excede la duración máxima admisible de una parada, al igual que no se exceden el número medio de paradas operativas en el ninguno de los años de la vida útil.

Duración máxima de una parada > Duración máxima simulada registrada
12 horas > 1 horas

Número medio de paradas operativas admisibles > Número de paradas simuladas registradas

10 paradas > 1 paradas

6.7.3 Resumen de distribuciones aleatorias generadas

Se realizaron un total de nueve simulaciones de oleaje, la simulación no. 1 corresponde a los datos descritos en los párrafos anteriores. Los datos de las simulaciones 2 a la 9 se realizaron modificando la altura significativa admisible de diseño para verificar los requerimientos de estabilidad de la estructura y determinar si las probabilidades de fallo cumplían con la probabilidad de fallo mínima establecida por las ROM.

La tabla 6.27 muestra la cantidad de tormentas generadas por año en cada una de las simulaciones realizadas.

Tabla 6.27 Número de tormentas generadas en simulaciones

AÑO	SIMULACIÓN								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2	2	2	3	3	2	2	2	2
2	2	1	1	1	0	2	1	1	2
3	0	5	1	3	5	0	5	1	2
4	3	2	0	1	4	3	2	0	1
5	5	3	2	2	2	5	3	2	0
6	3	1	5	3	0	4	1	5	1
7	3	3	1	3	1	4	3	1	1
8	1	3	3	2	1	1	3	3	0
9	1	2	2	1	3	1	2	2	0
10	1	2	3	1	6	1	2	5	3
11	1	3	2	3	1	1	3	2	1
12	2	3	0	4	2	1	4	0	2
13	4	2	4	2	2	4	2	4	0
14	3	1	1	1	2	3	1	1	6

Tabla 6.27 (Cont.)

15	3	2	1	2	4	3	2	1	1
16	2	1	3	1	3	2	1	3	3
17	3	2	2	0	1	3	2	2	1
18	3	3	2	1	2	3	3	2	3
19	1	2	3	4	5	1	2	3	3
20	1	1	0	2	1	1	1	0	1
21	5	0	2	1	0	4	0	2	5
22	4	0	1	1	0	4	0	1	0
23	2	0	6	4	2	3	0	6	3
24	2	3	2	0	1	2	3	2	2
25	3	3	1	4	5	2	2	1	2

La tabla 6.28 indica la duración de las tormentas en horas totales por año en las simulaciones realizadas.

Tabla 6.28 Duración en horas de tormenta generadas por año.

AÑO	SIMULACIÓN								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	53	39	55	74	72	53	39	55	45
2	44	21	20	27	0	44	21	20	50
3	0	94	30	68	112	0	94	30	49
4	73	53	0	30	81	73	53	0	18
5	127	65	51	54	46	127	65	51	0
6	119	21	102	73	0	119	21	102	16
7	91	65	18	66	33	91	65	18	20
8	23	90	67	55	20	23	90	67	0
9	15	38	47	28	80	15	38	47	0
10	28	44	113	24	127	28	44	113	77
11	26	85	43	52	26	26	85	43	24
12	54	96	0	108	46	54	96	0	38
13	75	44	98	55	37	75	44	98	0
14	60	20	21	26	39	60	20	21	131
15	87	50	22	80	97	87	50	22	22
16	54	24	84	22	72	54	24	84	72
17	81	56	39	0	38	81	56	39	29
18	71	73	50	22	52	71	73	50	72
19	17	55	69	102	121	17	55	69	71
20	20	22	0	42	19	20	22	0	30
21	98	0	47	26	0	98	0	47	145
22	98	0	20	26	0	98	0	20	0
23	66	0	140	105	52	66	0	140	79
24	45	73	48	0	30	45	73	48	63
25	67	85	22	89	96	67	85	22	47

La tabla 6.29 muestra el número de horas que el tramo no satisface los requisitos de seguridad y servicio establecidos, es decir, que se superan los valores admisibles de falla. Se indica la altura de la ola H_s con la que se verifica la estabilidad de la estructura.

Tabla 6.29 Horas que se superan los valores admisibles del diseño mecánico.

	SIMULACIÓN								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
AÑO									
1									
2									
3									
4									
5									
6				11					
7							9		
8					7				
9									
10									
11									
12									
13			12					11	
14									
15									
16									
17									
18		12							
19							7		12
20									
21									
22	6					12			
23									
24									
25									
HS	8.99	7.20	7.40	7.40	7.10	7.70	7.00	7.40	8.00

La tabla 6.30 muestra el número de horas que el tramo no satisface los requisitos de funcionalidad establecidos, es decir, que se superan los valores admisibles de los estados límite de servicio. Se indica la altura de la ola H_s con la que se verifica la estabilidad de la estructura.

Tabla 6.30 Horas que se superan los valores admisibles del diseño geométrico.

	SIMULACIÓN								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
AÑO									
1									
2									
3									
4									
5									
6				11					
7							11		
8					7				
9									
10									
11									
12									
13			12					12	
14									
15									
16									
17									
18		11							
19			8				7	8	12
20									
21						11			
22	4								
23									
24									
25									
HS	8.99	7.20	7.40	7.40	7.10	7.70	7.00	7.40	8.00

La tabla 6.31 muestra la probabilidad de fallo anual de estados límite últimos y altura de ola asociada a la probabilidad.

Tabla 6.31 Probabilidad de fallo estados limite últimos

	SIMULACIÓN								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
AÑO									
1									
2									
3									
4									

Tabla 6.31 (Cont.)

6				15.07%					
7							11.39%		
8					12.96%				
9									
10									
11									
12									
13			12.24%					11.22%	
14									
15									
16									
17									
18		16.44%							
19							5.56%		16.90%
20									
21									
22	6.12%						12.24%		
23									
24									
25									
HS	8.99	7.20	7.40	7.40	7.10	7.70	7.00	7.40	8.00

La tabla 6.32 muestra la probabilidad de fallo anual de estados límite de servicio y altura de ola asociada a la probabilidad.

Tabla 6.32 Probabilidad de fallo estados limite de servicio

	SIMULACIÓN								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
AÑO									
1									
2									
3									
4									
5									
6				15.07%					
7							13.92%		
8					12.96%				
9									
10									
11									

Tabla 6.32 (Cont.)

12									
13			12.24%						12.24%
14									
15									
16									
17									
18		15.07%							
19			11.59%					5.56%	11.59% 16.90%
20									
21							11.22%		
22	4.08%								
23									
24									
25									
HS	8.99	7.20	7.40	7.40	7.10	7.70	7.00	7.40	8.00

6.8 Verificación final del diseño

De acuerdo con los resultados de las simulaciones, se puede evaluar el diseño con diferentes alturas de ola, verificando que se cumpla con las probabilidades de fallo admisibles ante los estados límite últimos y límite de servicio.

Así, de acuerdo con los datos de las tablas 6.29, 6.30, 6.31 y 6.32 se obtiene la tabla 6.33, donde se realiza una comparación del diseño de la estructura con variaciones de la altura *Hs*. En ella se indica el peso de las piezas de la coraza, el diámetro de la roca requerido, los pesos de las capas adicionales y las probabilidades de falla antes ELU y ELS.

Tabla 6.33 Comparativa de diseños propuestos

S	<i>Hs</i> (m)	<i>W</i> (ton)	<i>V</i> (m ³)	<i>Ru</i> (m)	<i>D</i> (m)	<i>B</i> (m)	C. Secundaria (ton)		Núcleo (kg)		Pf ELU (%)	Pf ELS (%)
							W+	W-	W+	W-		
1	8.99	83.78	32.22	8.88	3.95	15.79	8.38	5.59	418.91	20.95	6.12	4.08
2	7.20	42.51	16.35	7.02	3.15	12.60	4.25	2.83	212.55	10.63	16.44	15.07
3	7.40	47.33	18.20	7.48	3.26	13.06	4.73	3.16	236.66	11.83	12.24	12.24
4	7.40	47.33	18.20	7.48	3.26	13.06	4.73	3.16	236.66	11.83	15.07	15.07
5	7.10	41.87	16.11	7.24	3.13	12.53	4.19	2.79	209.37	10.47	12.96	12.96
6	7.70	53.15	20.44	7.71	3.39	13.57	5.31	3.54	265.73	13.29	12.24	11.22
7	7.00	39.32	15.12	6.87	3.07	12.27	3.93	2.62	196.61	9.83	11.39	13.92
8	7.40	47.33	18.20	7.48	3.26	13.06	4.73	3.16	236.66	11.83	11.22	12.24
9	8.00	59.31	22.81	7.95	3.52	14.08	5.93	3.95	296.56	14.83	16.90	16.90

Como se puede observar, la estructura tiene diferentes probabilidades de fallo, y todas son menores que las probabilidades admisibles para los ELU y ELS determinadas con las ROM.

Sin embargo, a pesar de que todos los diseños mostrados cumplen las probabilidades de fallo, el peso que requiere el elemento de la coraza principal es función de la altura de ola. De modo que se designa como diseño adecuado el no 7, es decir, con $H_s = 7.00$ m ya que cumple con las probabilidades de fallo admisibles y es el que requiere elementos de menor peso, lo que se traducirá en un ahorro para la construcción de la estructura.

El diseño que se considera como óptimo, para el tramo de obra revisado, arroja como resultados los mostrados en la tabla 6.34.

Tabla 6.34 Valores del diseño propuesto

H_s (m)	W (ton)	V (m ³)	Ru (m)	D (m)	B (m)	C. Secundaria (ton)		Núcleo (kg)		Ancho Capa secundaria (m)
						W+	W-	W+	W-	
7.00	39.32	15.12	6.87	3.07	12.27	3.93	2.62	196.61	9.83	2.16

Para un diseño por riesgo mas eficiente se recomienda considerar las siguientes variables para la correcta caracterización del clima marítimo:

- El número de temporales por año
- La altura de ola significativa máxima $H_{s_{máx}}$ de cada temporal
- Duración del temporal
- Nivel de marea astronómica asociada al temporal

La figura 6.11 muestra un esquema de la sección final del rompeolas diseñado.

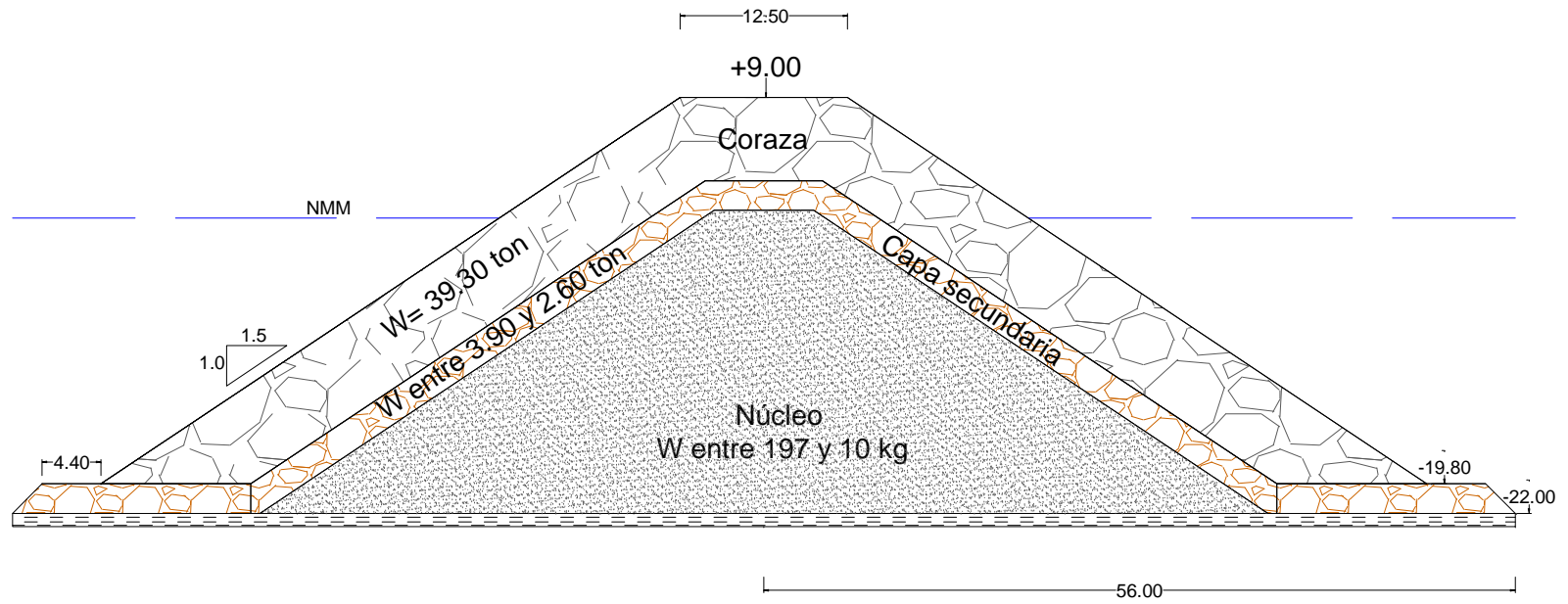


Figura 6.11 Sección tipo del rompeolas propuesta

6.9 Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo propuesto consiste en realizar operaciones mixtas, es decir, vertidos a través de embarcación y vertidos vía terrestre. Se debe asegurar que el daño a las capas inferiores sea mínimo, protegiéndolas con la roca pesada tan pronto como sea posible. Una distancia común entre un frente y el otro es de 25 a 30 m dependiendo de las condiciones del oleaje.

6.9.1 Colocación del núcleo

Se realizarán vertidos desde embarcación para la colocación del núcleo, esta embarcación contará con capacidad de 1500 toneladas (figura 6.12). Se determinará su rendimiento de acuerdo al ciclo de trabajo mostrado a continuación.

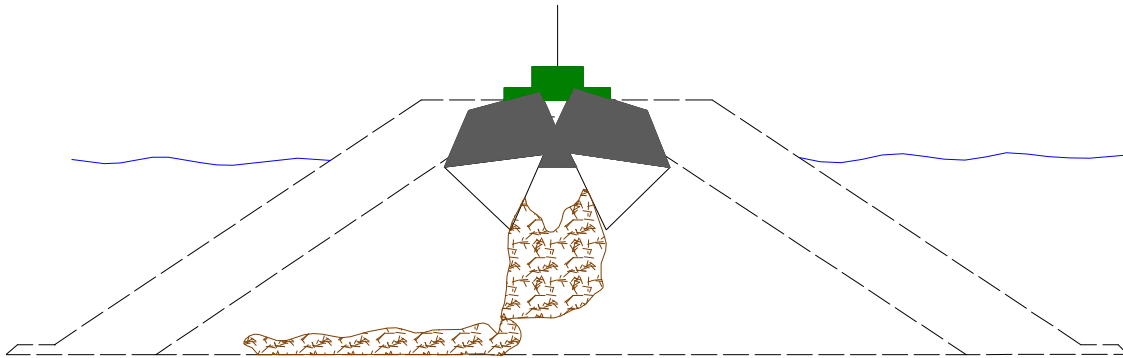


Figura 6.12 Colocación de núcleo via marítima

Velocidad media gánguil en carga 10.0 km/h
 Distancia de vertido 20 km
 Tiempo de posicionamiento y descarga 0,5 horas
 Velocidad media gánguil en lastre 13 km/h

Con la utilización de una embarcación y considerando vertidos dimensionados con un rendimiento teórico de un 80 % de capacidad, así como jornadas de 12 horas efectivas de trabajo se tiene un rendimiento teórico de **200 ton/hr.**

		GÁNGUIL 1											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Carga		■	■	■				■	■	■			
Transporte Ida				■	■	■				■	■	■	
Descarga						■						■	
Transporte vuelta							■	■	■				■

La propuesta por vía terrestre consiste en la utilización de 5 camiones con capacidad de 40 ton para la colocación del núcleo, que trabajaran de manera conjunta con la embarcación (figura 6.13).

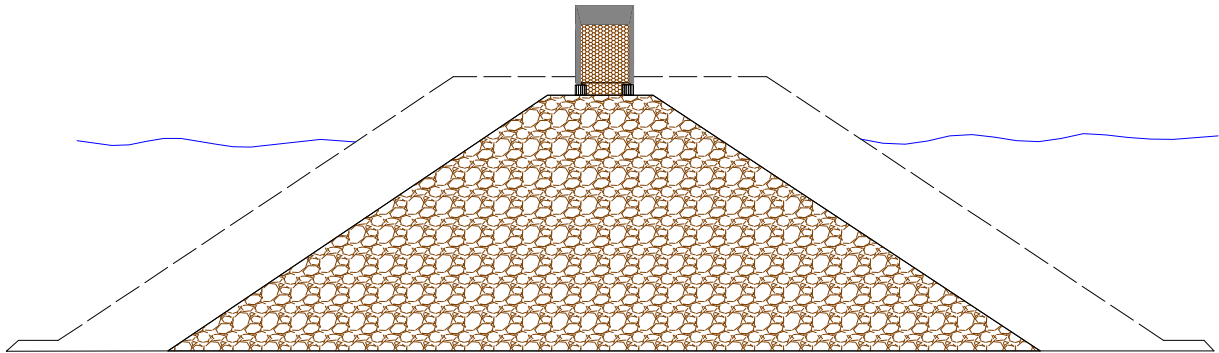


Figura 6.13 Colocación del núcleo via terrestre

Distancia de acarreo 10 km	
Suministro de material	200 t/h
Tiempo de llenado en carga	0.25 hr
Velocidad media camión en carga	15.0 km/h
Tiempo de posicionamiento y descarga	0.25 horas
Velocidad media camión vacío	20 km/h

Con la utilización de estos 5 camiones y considerando un rendimiento efectivo al 80 % de su capacidad de carga , se obtiene un rendimiento teórico de **95 ton/hr.**

Con una retroexcavadora se afinaran los taludes hasta alcanzar los taludes de proyecto. Las partes de los taludes que la retroexcavadora no alcanzo a rectificar de manera correcta se completan colocando el material con una charola accionada por una grúa.

6.9.2 Colocación de banquetta y capa secundaria

La colocación de la banquetta para apoyo de la coraza principal se realizará con ayuda de una grúa que accionará una charola para la correcta colocación de las piezas, colocando las piezas de acuerdo a las cotas del proyecto (figura 6.14).

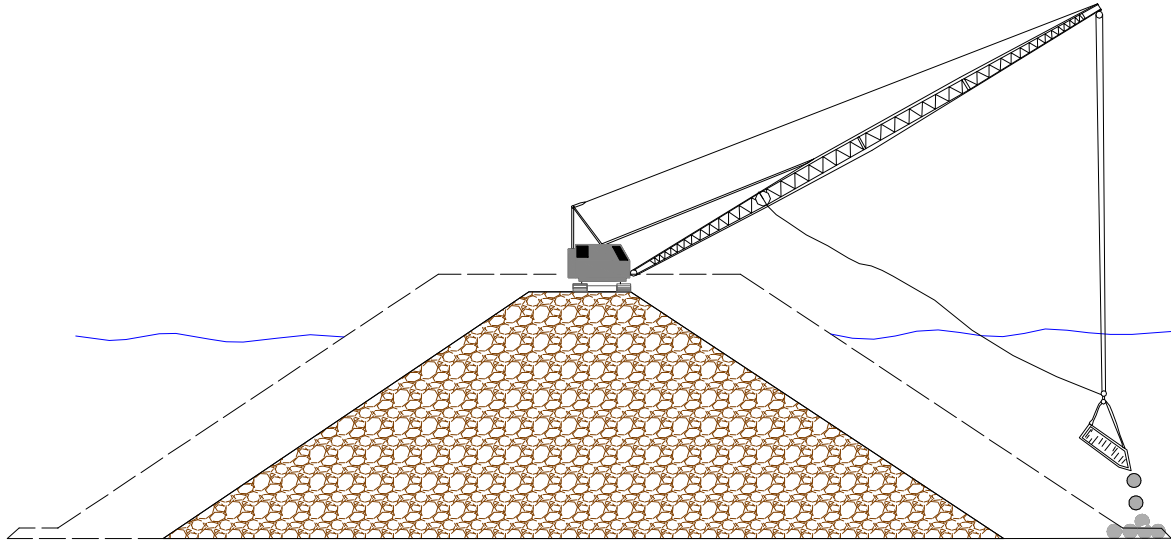


Figura 6.14 Colocación de banqueta de apoyo de coraza

La colocación de las piezas de la capa secundaria se propone se realice con vertedros desde camiones y con apoyo de la grúa y la charola se afinen los taludes hasta alcanzar lo indicado en el proyecto (figura 6.15)

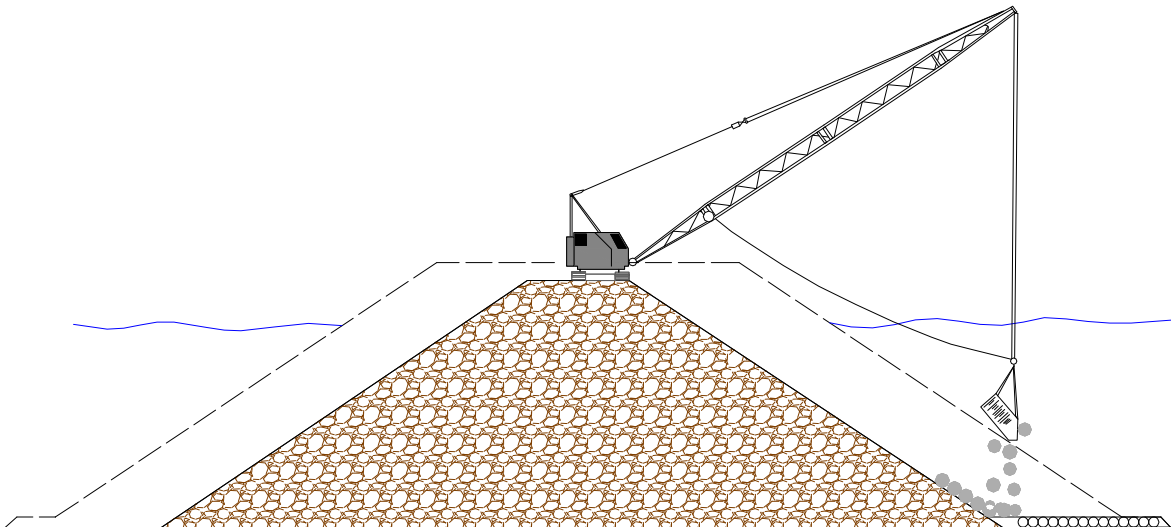


Figura 6.15 Colocación y afinado de capa secundaria

6.9.3 Colocación de coraza

Hay que señalar que antes de iniciar un nuevo tramo de núcleo y capa secundaria se debe de ir colocando la coraza para la protección de éstos en caso de algún temporal.

La colocación de la coraza se realizará con una grúa que llevará colocado como accesorio de izado un gancho para rocas, se protegerán las partes de núcleo y capa secundaria ya construidas, hasta el nivel de coronación de proyecto (figura 6.16).

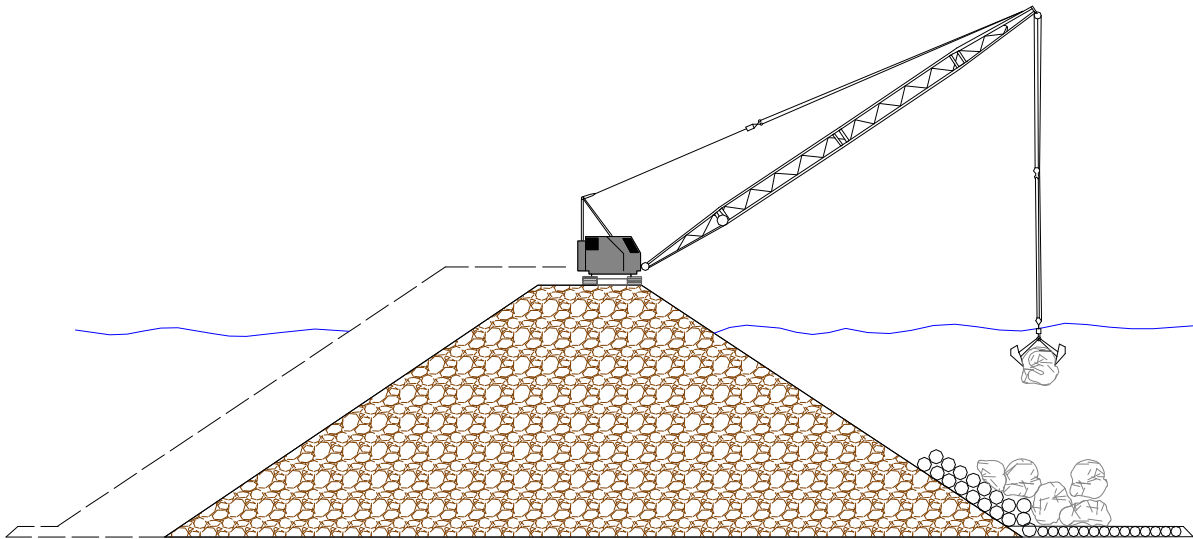


Figura 6.16 Colocación de coraza principal

6.9.4 Programa de ejecución de los trabajos

A continuación se presenta el programa de ejecución de las capas que contempla la construcción del tramo de dique propuesto (tabla 6.35), se establece un avance diario de 3.8 metros lineales.

Hay que señalar que el siguiente programa es condiciones normales de trabajo y que podría variar en caso de existir alguna eventualidad causada por condiciones extremas de oleaje como sería el caso de ciclones o tormenta. Por lo que es recomendable el inicio de trabajos pasada la temporada de huracanes en el Océano Pacífico, para evitar retrasos por condiciones climáticas.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO				PROGRAMA DE EJECUCIÓN DE TRABAJOS											
CLAVE	CONCEPTOS	UNIDAD	CANTIDAD	OBRA: AMPLIACIÓN DE ROMPEOLAS 2 SALINA CRUZ, OAXACA.											
				AÑO 1											
				Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8	Mes 9	Mes 10		
A	COLOCACIÓN DE ROCA EN CUERPO DE ROMPEOLAS														
1	ESCOLLERA MARÍTIMA CON BLOQUES DE PIEDRA DE HASTA 50 TON DE PESO PARA CORAZA PRINCIPAL INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	339,527.27	26.07%	26.07%	26.07%	21.80%								
2	SUMINISTRO DE MATERIAL Y CONFORMACIÓN DE CAPA SECUNDARIA, CON MATERIAL PÉTREO, CON PESO DENTRO, DEL RANGO DE 4000 KG A 2,500 KG. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. P. U.	TON	24,466.67	8.64%	24.52%	24.52%	24.52%	7.79%							
3	SUMINISTRO DE MATERIAL Y CONFORMACIÓN DE BANQUETA DE APOYO PARA MANTO PRINCIPAL, CON MATERIAL PÉTREO, CON PESO DENTRO, DEL RANGO DE 4000 KG A 2,500 KG. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. P. U.	TON	66,166.67	17.92%	23.58%	23.58%	23.58%	11.35%							
4	COLOCACIÓN DE PIEDRA NATURAL PRODUCTO DE EXPLOTACIÓN DE BANCO DE PRÉSTAMO, PARA ESTRUCTURACIÓN DE NÚCLEO DE ROMPEOLAS. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	197,046.15	17.36%	22.84%	22.84%	22.84%	14.13%							

Tabla 6.35 Programa de ejecución de rompeolas propuesto

6.9.5 Costo de Construcción

Una vez dimensionada la estructura, se procede a determinar el costo de construcción del tramo analizado de acuerdo con las dimensiones de ésta, en el presupuesto mostrado en la tabla 6.36

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		CATALOGO DE CONCEPTOS (PRECIOS UNITARIOS)				
		REVISIÓN: 0				
OBRA: AMPLIACIÓN DE ROMPEOLAS 2 SALINA CRUZ, OAXACA.		FECHA REV.:		FECHA:		
JORGE A. BASHULTO MARQUEZ		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE LEGAL:				
No.	Actividades y Conceptos	Unidad	Cantidad	IMPORTES EN PESOS \$		OBSERVACIONES
				Precio Unitario (con número)	Costo Total del Concepto	
	COLOCACIÓN DE ROCA EN CUERPO DE ROMPEOLAS					TALUD 1.5:1
NÚCLEO	COLOCACIÓN DE PIEDRA NATURAL PRODUCTO DE EXPLOTACIÓN DE BANCO DE PRÉSTAMO, PARA ESTRUCTURACIÓN DE NÚCLEO DE ROMPEOLAS. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	339,527.27	\$426.70	\$144,874,940.12	
BERMA	SUMINISTRO DE MATERIAL Y CONFORMACIÓN DE BANQUETA DE APOYO PARA MANTO PRONCIPAL, CON MATERIAL PÉTREO, CON PESO DENTRO, DEL RANGO DE 4000 KG A 2,500 KG. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. P. U.	TON	24,466.67	\$474.96	\$11,620,797.95	
CAP. SEC	SUMINISTRO DE MATERIAL Y CONFORMACIÓN DE CAPA SECUNDARIA, CON MATERIAL PÉTREO, CON PESO DENTRO, DEL RANGO DE 4000 KG A 2,500 KG. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. P. U.	TON	66,166.67	\$474.96	\$31,426,817.33	
CORAZA	ESCOLLERA MARÍTIMA CON BLOQUES DE PIEDRA DE HASTA 50 TON DE PESO PARA CORAZA PRINCIPAL. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	197,046.15	\$566.39	\$111,605,936.06	
					\$299,528,491.46	

Tabla 6.36 Costo de construcción de rompeolas

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

7 CONCLUSIONES

Los métodos de diseño por riesgo 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 incertidumbre es tratada como variables aleatorias durante la vida útil del proyecto y son traducidas en una probabilidad de fallo. La utilización de los métodos de diseño por riesgo de estructuras marítimas son un avance adicional, o al menos, una alternativa de la aproximación de los métodos deterministas.

Una vez definida la vida útil probable de la obra, las consideraciones que se deben tomar están enfocadas directamente en el nivel de riesgo que se considera admisible para la misma. De manera que es conveniente realizar un estudio económico para estimar cuál es el riesgo que implica considerar como definitivo el resultado del diseño, o considerar alguna modificación, ya que se debe tomar en cuenta que la destrucción de la obra proyectada, si el riesgo es alto, la convierte en la menos económica de todas puesto que el costo final de la obra se sobrellevaría varias veces el costo inicial de su construcción.

Este tipo de diseño es una herramienta de gran utilidad en la toma de decisiones sobre la viabilidad de un proyecto, ya que valorizadas las afectaciones por repercusiones económicas, sociales y ambientales que el fallo de la obra generaría, puede establecerse una probabilidad de fallo máxima admisible adecuada a las características del proyecto. Esta ventaja no se tiene en los diseños deterministas, al contrario, un mal uso de los factores de seguridad se puede traducir en obras sobredimensionadas y por lo tanto muy costosas o en obras subdimensionadas y por lo tanto con mayor riesgo de fallo.

El diseño por riesgo no debe separarse del aspecto económico, el análisis de riesgo debe estar apoyado en un estudio económico y debe existir una relación de compromiso entre la optimización económica y el riesgo admisible de la obra, en función de las afectaciones que el fallo de la estructura pueda generar.

Cabe que señalar que para la correcta aplicación de la metodología de diseño por riesgo, las variables aleatorias involucradas deben estar perfectamente caracterizadas.

La caracterización de las variables, se hace con mediciones en campo, experimentación en laboratorio, etc., y la calidad de la caracterización, será proporcional a la dimensión y calidad de los registros, por lo que es necesario invertir en mayor infraestructura y dispositivos que faciliten la obtención de datos de calidad. Así como el acceso a esta información.

Los diseños por riesgo permiten calcular la probabilidad de fallo de una determinada estructura, pero no son un método de diseño en sí, habrá ocasiones en que la probabilidad conjunta de fallo, la vida útil de la obra o cualquier otro de los criterios, se establezca mediante un análisis económico o de cualquier otra índole. Ya que las recomendaciones fijan un riesgo máximo admisible y el calculista propondrá diseños cuya probabilidad de fallo sea igual o inferior a la máxima probabilidad de fallo admisible o recomendada, pero en ningún momento define cual es el diseño óptimo de la estructura.

Las ROM 0.0 enseñan una metodología del diseño por riesgo aplicable de manera general, aunque se generaron en España, pueden aplicarse en el diseño en cualquier parte del mundo. Lo ideal sería contar con un programa similar en México que reflejen las condiciones de nuestro país.

En el caso del ejemplo de aplicación presentado, la coraza se diseñó de bloques de roca natural, ya que se consideró que la roca es abundante en la región y sería más económico que la fabricación de bloques de concreto, que en algunos casos dependiendo del modelo es necesario el pago de una patente.

El correcto funcionamiento de una estructura no solo depende de qué tan bien fue diseñada, implica varios factores como los aspectos constructivos, las prevenciones y consideraciones tomadas antes y durante su construcción.

La elección del método constructivo adecuado, se determinará de acuerdo a las condicionantes del proyecto y de los recursos con los que se disponga para la construcción de las estructuras; así como de los equipos con los que se puede contar para la ejecución de los trabajos.

Finalmente es importante señalar que las recomendaciones indicadas en el presente trabajo no deben ser tomadas como únicas, existe una gran cantidad de alternativas validas a aplicarse, que dependen de factores tanto económicos, sociales, ambientales y de proyecto, que uno como contratista deberá tomar en cuenta.

7.1 Futuras líneas de investigación

- La adaptación de las recomendaciones de obras marítimas ROM 0.0 para su correcta aplicación en México que se apaguen a las características de los puertos mexicanos.

- Una mejor valorización de los parámetros de cálculo de los índices que se ajusten a la situación real del país, estableciendo valores o métodos de calculo generales aplicables a todo el territorio nacional.
- La creación de normas y manuales mexicanos para el diseño y construcción de obras marítimas, que incluya la información más reciente y que se complemente con las tecnologías con las que cuenta el país para su correcto entendimiento.

BIBLIOGRAFÍA

- Ahrens, J. y Heimbaugh, M. (1988). 'Irregular wave run up on revetments'. *Journal of Waterway, Port and Coastal Engineering*. Vol. 114:4. pp. 524-530.
- Airy, G.B., 1845. Tides and waves. *Encycl. Metrop*, 1: 241-396.
- Allsop, N. W. H. (1990). Reflection performance of rock armoured slopes in random waves. New York. 1460-1472 p.
- Aminti, P. y Franco, L. (1988). Wave overtopping on rubble mound breakwaters. Torremolinos, España. 770-781 p.
- Battjes, J. A. (1974) Surf similarity Proceeding of the 14th Conf. Eng. Copenhagen, Denmark, pp. 466-480.
- Boussinesq, J., 1872. Theorie des ondes et des remous qui se propagent le long d'un canal rectangulaire horizontal, en communiquant au liquide contenu dans ce canal de vitesses sensiblement pareilles de la surface au fond. *J. Math. Pures Appl*.
- Bradbury, A. P. y Allsop, N. W. (1988). Hydraulic effects of breakwater crown walls. Londres. 385-396 p.
- Briganti, R., Van der Meer, J. W., Buccino, M. y Calabrese, M. (2003). Wave transmission behind low
- Bruun, P. y Johannesson, P. (1974). A critical review of the hydraulics of rubble mound structures. Reporte No. R3-1974, Norwegian Institute of Technology.
- BSI (1991). *Maritime Structures – Part 7 : Guide to the Design and Construction of Breakwaters (BS 6349:Part 7 : 1991)*. British Standards Institution, London, 88p.
- César Vidal, Miguel A. Losada, Raúl Medina E Iñigo Losada (1994) Vol.1 Núm. I Análisis de la estabilidad de diques rompeolas, pp. 17-34.
- CIRIA (1991). *Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering*. Construction Industry Research and Information Association, United Kingdom, 907p.
- Daemen, I. F. R. (1991). 'Wave transmission at low crested structures'. Delft University of Technology.
- Enrique Copeiro, Miguel García (2008) *Diques de Escollera* pp 129-132, Ediciones Díaz de Santos.
- Estimation of Wave Transmission Coefficients for Overtopping of impermeables Breakwaters (1980) U.S. ARMY, CORPS OF ENGINEERS COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER.
- Franco, C. y Franco, L. (1999). 'Overtopping formulas for caisson breakwaters with nonbreaking 3D waves'. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. Vol. 125. pp. 98-108.
- Franco, L., de Gerloni, M. y van der Meer, J. W. (1994). Wave overtopping on vertical composite breakwaters. Kobe, Japón. 1030-1045 p.
- GLOBAL ENERGY THE JOURNAL OF THE POWER RESOURCES, Marzo de 2011

- Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas (2008) Puertos del Estado Gobierno de España.
- Hudson, R. Y. (1959). 'Laboratory investigation of rubble mound breakwaters'. Journal of the Waterways and Harbour Division, ASCE. Vol. 85(WW3). pp. 93-121.
- INDICADORES PETROLEROS PEMEX JUNIO 2012
- Jesús Huidobro (2009) “Diseño de rompeolas bajo un concepto de riesgo” Tesis de maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería UNAM.
- Johnson, R, Mansard, E y Ploeg, J (1978), Effects of wave grouping on breakwater stability, Int Conference on Coastal Engineering, ASCE, Hamburgo.
- Juan Esteban Flores Álvarez (2008) “Deflectores de oleaje en rompeolas a talud” Tesis de maestro en ciencias en Hidráulica, IPN.
- Kinsman, B (1965), Wind waves, Printice-Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey.
- Korteweg, D. y de Vries, G., 1895. On the change of form of long waves advancing in a rectangular canal, and on a new type of stationary waves. Philosophical Magazine, Series #5, 36: 422-443.
- Losada, M. A. y Giménez-Curto, L. A. (1982). 'Mound breakwaters under oblique wave attack ; a working hypothesis'. Coastal Engineering. Vol. 6. pp. 83-92.
- Losada, M. A., Dalrymple, R. A. y Vidal, C. (1990). 'Water waves in the vicinity of breakwaters'. Journal of Coastal Research. Vol. I-7(Spring). pp. 119-138.
- Mendoza E., (2011) “Curso de Diseño de estructuras marítimas”, Instituto de Ingeniería UNAM.
- Numata, A. (1976). 'Laboratory formulation for transmission and reflection at a permeable breakwater of artificial blocks'. Coastal Eng. Jpn. Vol. XIX. pp. 47-58.
- Owen, M. W. (1980). Design of seawalls allowing for wave overtopping. Reporte No. 924, Hydraulics Research Station. Wallingford.
- Owen, M. W. (1982). The hydraulic design of seawall profiles. Londres. 185-192 p.
- Pedersen, J. (1996). Experimental study of wave forces and wave overtopping on breakwater crown walls (Series paper 12). Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Dept. of Civil Engineering, Universidad de Aalborg.Aalborg, Dinamarca.
- Pedersen, J. y Burcharth, H. (1992). Wave force on crown walls. Venecia. 1489-1502 p.
- Powell, K. A. y Allsop, N. W. H. (1985). Low-crest breakwaters, hydraulic performance and stability. Reporte No. SR 57, Hydraulic Research, Wallingford.
- Powell, K. A. y Allsop, N. W. H. (1985). Low-crest breakwaters, hydraulic performance and stability. Reporte No. SR 57, Hydraulic Research, Wallingford.
- 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.
- Seelig, W. y Ahrens, J. (1981). Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments and breakwaters. Reporte No. 81-1, CERC. Vickburg, MS.
- Shore Protection Manual (1984) Volume II Department of Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers,. COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER.

- Silva, R., (2003) “Análisis y descripción estadística del oleaje”, Instituto de Ingeniería UNAM, pp. 2-6.
- Steven A. Hughes, Headquarters, U.S. Army Corps of Engineers. (2003). Estimating Irregular Wave Runup on Smooth, Impermeable Slopes.
- Stokes, G., 1847. On the oscillatory waves. Transactions Cambridge Phil. Soc, 8(441): 157-229.
- 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., Briganti, R., Wang, B. y Zanuttigh, B. (2004). Wave transmission at lowcrested structures including oblique wave attack. Lisboa, Portugal. 4152-4164 p.
- Van der Meer, J. W.; Pilarczyk, K. W. (1987) Stability of breakwater Armour Layers deterministic and Probabilistic Design.
- Van der Meer, J.W. (1990). Rubble Mounds – Recent Modifications, Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Volume 1, edited by J.B. Herbich, Gulf Publishing Company, Houston, pp. 883-894.
- Vidal, C., Losada, M. A. y Medina, R. (1991). 'Stability of mound breakwater's head and trunk'. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 117(6). pp. 570-587.
- Zanuttigh, B. y van der Meer, J. W. (2008). 'Wave reflection from coastal structures in design conditions'. Coastal Engineering. Vol. 55. pp. 771-779.

ANEXO A

**ESTIMACIÓN DEL COSTO DE UN
ROMPEOLAS**

ANEXO A

Estimación del costo del rompeolas

Para la determinación del costo de un rompeolas debemos determinar primero la sección óptima de diseño tomando en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los parámetros de diseño
- Hacer una evaluación de los métodos de construcción
- Evaluación de los materiales a seleccionar, disponibilidad y costo.

Al final del análisis se determinará si se modifica el diseño.

Para determinar cual es la sección mas optima evaluaremos la estructura con dos criterios diferentes:

- Talud 2:1
- Talud 1.5:1

1) GEOMETRIA PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA

Consideraciones:

1. Que tanto se permite el rebase.
2. Cantidad de daño permisible.

Factores que influyen en la decisión:

1. Condiciones del sitio.
2. Condiciones del oleaje del sitio.
3. Método de construcción propuesto.

Formulación de diseño:

FORMULACIÓN DE LOSADA ET AL. (1979)

$$W = \Psi \gamma_w H^3 R \quad \Psi = A_w (I_r - 2.654 \tan \alpha) e^{B_w (I_r - 2.654 \tan \alpha)}$$

2) EVALUACIÓN DE MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

Consideraciones:

- Vertidos desde embarcación.
- Colocación con grúas
- Vertido desde la estructura
- Combinación de los métodos.

Factores que influyen en la decisión:

- Condiciones del sitio
- Condiciones del oleaje del sitio
- Sección transversal final de la estructura
- Materiales a usar
- Equipo disponible

3) EVALUACIÓN DE MATERIALES

Tipo de coraza: **ROCA**

Consideraciones:

- Disponibilidad
- Disponibilidad de tamaños
- Transportación al sitio
- Almacenamiento
- Cantidad necesitada
- Costo

4) DISEÑO PRELIMINAR

Talud 2:1

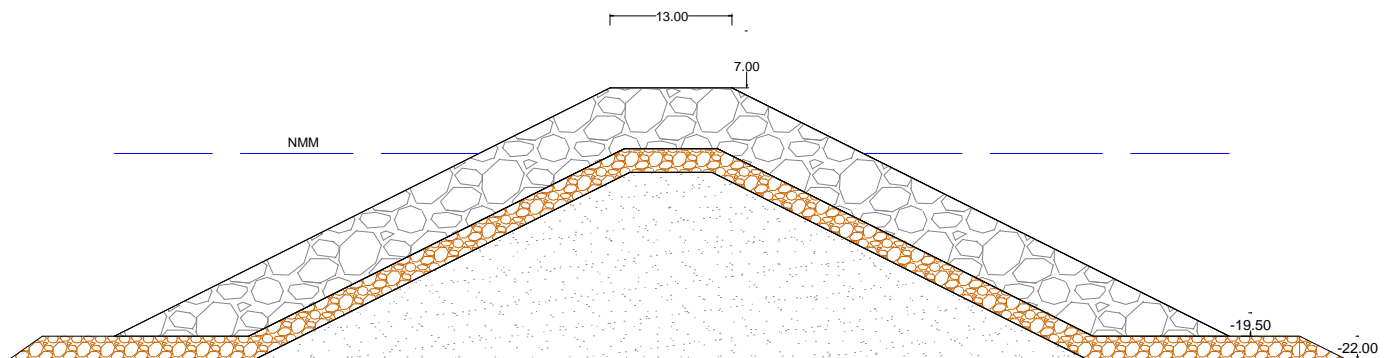
Parámetros de diseño:

Altura de ola ($H_{1/10}$)	11.42 m	Número de capas	2
Periodo	11.5 s	Talud	2:1
Peso específico de la coraza	2.45 Ton/m ³	Nivel de daño	IA
Peso específico del agua de mar	1.025 Ton/m ³	Tormenta de diseño (años)	25
Número de capas (n)	2	Porosidad (n)	0.31

A. DISEÑO

Hs	H10	γ_s	γ_w	Sr	R	T	tg α	Lo	IR	Ψ	$\Psi_{95\%}$
8.99	11.42	2.60	1.03	2.54	0.70	11.50	0.50	206.48	2.40	0.05	0.07

W(ton)	V(m3)	Ru (m)	D (m)	B(m)	W. Capa sec.(ton)		W. Núcleo (kg)		Espesor Capa sec.(m)
46.71	17.97	5.93	3.25	13.00	4.671	3.114	233.55	11.67	2.33



Estructura preliminar talud 2:1

B. VOLUMENES

De acuerdo a la geometría de la estructura preliminar se calculan los siguientes volúmenes de cada una de las partes de la estructura

- **Núcleo**

Sección= 975 m²

Volumen= 598,800.00 m³

- **Secundaria y berma**

Sección= 369.20 m²
 Volumen= 295,360.00 m³

- **Coraza**

Sección= 748.50 m²
 Volumen= 598,800.00 m³

- **Sección total**

Volumen= 1,674,160.00 m³

C. COSTOS

Se determino un costo preliminar de las tres secciones principales del rompeolas, considerando la explotación del material pétreo, acarreo y transporte al sitio de la obra y colocación del mismo, por medios marítimos y terrestres.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		CATALOGO DE CONCEPTOS (PRECIOS UNITARIOS)			
		REVISIÓN: 0			
OBRA: AMPLIACIÓN DE ROMPEOLAS 2 SALINA CRUZ, OAXACA.		FECHA REV.:		FECHA:	
JORGE A. BASHULTO MARQUEZ		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE LEGAL:			
No.	Actividades y Conceptos	Unidad	IMPORTES EN PESOS \$		OBSERVACIONES
			Cantidad	Precio Unitario (con número)	
	COLOCACIÓN DE ROCA EN CUERPO DE ROMPEOLAS				TALUD 2:1
NÚCLEO	COLOCACIÓN DE PIEDRA NATURAL PRODUCTO DE EXPLOTACION DE BANCO DE PRÉSTAMO, PARA ESTRUCTURACIÓN DE NÚCLEO DE ROMPEOLAS. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	354,545.45	\$426.70	\$151,283,138.72
CAP. SEC	SUMINISTRO DE MATERIAL Y CONFORMACIÓN DE CAPA SECUNDARIA, CON MATERIAL PÉTREO, CON PESO DENTRO, DEL RANGO DE 4000 KG A 2.500 KG. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. P. U.	TON	123,066.67	\$474.96	\$58,452,297.02
CORAZA	ESCOLLERA MARÍTIMA CON BLOQUES DE PIEDRA DE HASTA 50 TON DE PESO PARA CORAZA PRINCIPAL. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	230,307.69	\$566.39	\$130,445,101.72
					\$340,180,537.46

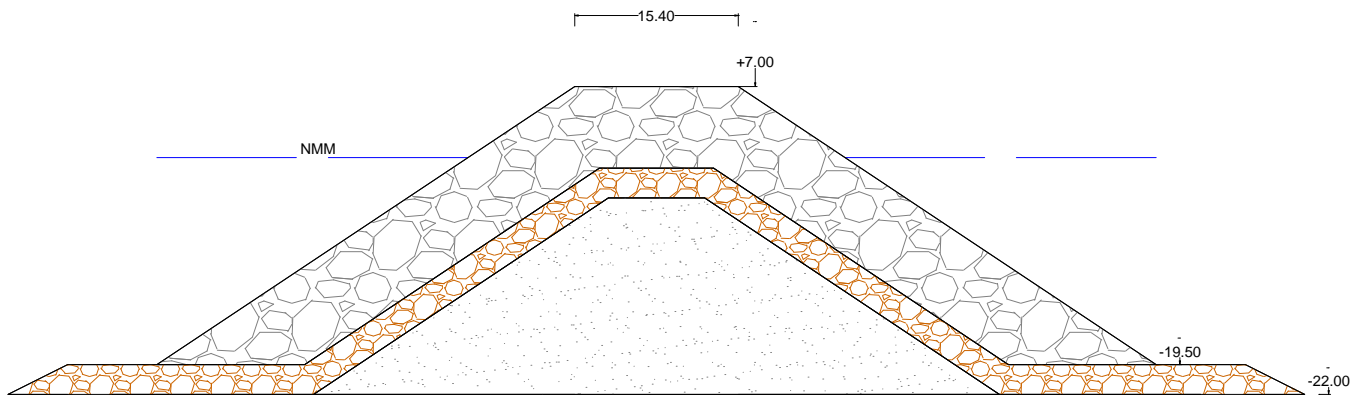
Talud 1.5:1

A. DISEÑO

Altura de ola ($H_{1/10}$)	11.42 m	Número de capas	2
Periodo	11.5 s	Talud	1.5:1
Peso específico de la coraza	2.45 Ton/m ³	Nivel de daño	IA
Peso específico del agua de mar	1.025 Ton/m ³	Tormenta de diseño (años)	25
Número de capas (n)	2	Porosidad (n)	0.31

Hs	H10	γ_s	γ_w	Sr	R	T	tg α	Lo	IR	Ψ	$\Psi_{95\%}$
8.99	11.42	2.60	1.03	2.54	0.70	11.50	0.50	206.48	2.40	0.05	0.07

W(ton)	V(m3)	Ru (m)	D (m)	B(m)	W. Capa sec.(ton)		W. Núcleo (kg)		Espesor Capa sec.(m)
77.49	29.80	8.88	3.85	15.39	7.75	5.17	387.43	19.37	2.76



Estructura preliminar talud 1.5:1

B. VOLUMENES

- **Núcleo**

Sección= 680.64 m²

Volumen= 544,512.00 m³

- **Secundaria y berma**
Sección= 357.30 m²
Volumen= 285,840.00 m³

- **Coraza**
Sección= 721.12 m²
Volumen= 576,896.00 m³

- **Sección total**
Volumen= 1,407,248.00 m³

C. COSTOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		CATALOGO DE CONCEPTOS (PRECIOS UNITARIOS)				
		REVISION: 0				
OBRA: AMPLIACIÓN DE ROMPEOLAS 2 SALINA CRUZ, OAXACA.		FECHA REV.:		FECHA:		
JORGE A. BASHULTO MARQUEZ		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE LEGAL:				
No.	Actividades y Conceptos	Unidad	Cantidad	IMPORTES EN PESOS \$		OBSERVACIONES
				Precio Unitario (con número)	Costo Total del Concepto	
	COLOCACIÓN DE ROCA EN CUERPO DE ROMPEOLAS					TALUD 1.5:1
NÚCLEO	COLOCACIÓN DE PIEDRA NATURAL PRODUCTO DE EXPLOTACIÓN DE BANCO DE PRÉSTAMO, PARA ESTRUCTURACIÓN DE NÚCLEO DE ROMPEOLAS. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	247,505.45	\$426.70	\$105,609,595.42	
CAP. SEC	SUMINISTRO DE MATERIAL Y CONFORMACIÓN DE CAPA SECUNDARIA, CON MATERIAL PÉTREO, CON PESO DENTRO, DEL RANGO DE 4000 KG A 2,500 KG. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. P. U.	TON	119,100.00	\$474.96	\$56,568,271.20	
CORAZA	ESCOLLERA MARÍTIMA CON BLOQUES DE PIEDRA DE HASTA 50 TON DE PESO PARA CORAZA PRINCIPAL. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.	TON	221,883.08	\$566.39	\$125,673,442.55	
					\$287,851,309.17	

5) PROPUESTA ADECUADA

	Volumen (m3)	
	TALUD 2:1	TALUD 1.5:1
Coraza	598,800.00	576,896.00
C. Secundaria y banquetta	295,360.00	285,840.00
Núcleo	780,000.00	544,512.00
Totales	1,674,160.00	1,407,248.00

Tal como se puede apreciar es más conveniente el talud 1.5:1 ya que a pesar de que las rocas de la coraza requieren ser un poco mas pesadas de acuerdo al diseño preliminar, se requiere menor volumen para la construcción del rompeolas y por la tanto un menor costo de construcción.

Talud más adecuado **1.5:1**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
OBRA: AMPLIACIÓN ROMPEOLAS OESTE, SALINA CRUZ, OAXACA.		
CONTRATISTA: JORGE A. BASHULTO MARQUEZ	Hoja:	1

ANÁLISIS DE COSTO DIRECTO

Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
TON					
A1	EXPLOTACIÓN Y SUMINISTRO DE MATERIAL PÉTREO PARA FORMACIÓN DE NÚCLEO, CAPA SECUNDARIA BERMA Y CORAZA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ROMPEOLAS. INCLUYE: EXPLOTACIÓN, MANEJO DE EXPLOSIVOS, CLASIFICACIÓN, ACCIONES PREVIAS LA EXPLOTACIÓN, PERMISOS DE EXPLOTACIÓN Y TRAMITES NECESARIOS, ACOPIO, SELECCIÓN, TRANSPORTE DE BANCO A ALMACÉN TEMPORAL PESAJE, SEGUROS, PAGO DE PRIMAS Y REGALÍAS, OBRAS COMPLEMENTARIAS				
	Mano de obra				
MO092	TOPOGRAFO	TNO	0.000100	\$ 620.00	\$ 0.06
MN105	AYUDANTE GENERAL	TNO	0.000200	\$ 315.00	\$ 0.06
					\$ 0.13
	Equipo				
EQPLAT	CAMION TRAILER	HR	0.033000	\$ 634.80	\$ 20.95
ET003	TRANSITO WILD	HR	0.008300	\$ 7.71	\$ 0.06
C143C	CAMIONETA ESTACAS F350 3500KG	HR	0.002500	\$ 181.59	\$ 0.45
A212A	RETROEXCAVADORA/ORU CAT 320 C	HR	0.012000	\$ 590.59	\$ 7.09
					\$ 28.55
	Herramienta				
HE374	HERRAMIENTA	(%)mo	0.030000	\$ 0.13	\$ 0.00
					\$ 0.00
	Auxiliares				
BA50C	BASCULA DE PESAJE, INCLUYE OPERADOR, INSTALACION, SUMINISTRO Y RETIRO	HOR	0.020000	\$ 45.00	\$ 0.90
TRAM	TRAMITES Y PERMISOS	LOTE	643,907.69	\$ 1,500,000.00	\$ 2.33
OAUX	OBRAS AUXILIARES	LOTE	643,907.69	\$ 10,000,000.00	\$ 15.53
ALTEMP	ALMACEN TEMPORAL	LOTE	643,907.69	\$ 2,000,000.00	\$ 3.11
EXPLD	SUMINISTRO Y EXPLOTACION DE PIEDRA	TON	1.000000	\$ 23.00	\$ 23.00
	Suma de Auxiliares				\$ 44.87
	Costo Directo				\$ 73.55
	Indirectos		15%		\$ 11.03
	Indirectos de Campo				\$ 0.00
	Subtotal				\$ 84.58
	Financiamiento		3%		\$ 2.54
	Subtotal				\$ 87.12
	Utilidad		8%		\$ 6.97
	Cargos Adicionales				
					\$ 94.09
					PRECIO UNITARIO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO OBRA: AMPLIACIÓN ROMPEOLAS OESTE, SALINA CRUZ, OAXACA. CONTRATISTA: JORGE A. BASHULTO MARQUEZ	ANÁLISIS DE PRECIO Hoja: 2
--	--

EXPLOSION DE PRECIO UNITARIO

Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
NÚCLEO					
	COLOCACIÓN DE PIEDRA NATURAL PRODUCTO DE EXPLOTACION DE BANCO DE PRÉSTAMO, PARA ESTRUCTURACIÓN DE NÚCLEO DE ROMPEOLAS. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.				Ton
	Mano de Obra				
MOB12	BUZO	TNO	0.000781	\$ 649.67	\$ 0.51
MN099	CABO DE OFICIOS	TNO	0.003125	\$ 323.00	\$ 1.01
MN082	MANIOBRISTA	TNO	0.001563	\$ 323.00	\$ 0.50
MN105	AYUDANTE GENERAL	TNO	0.000160	\$ 290.83	\$ 0.05
MN104	CADENERO	TNO	0.006240	\$ 290.83	\$ 1.81
	Suma de Mano de Obra				\$ 3.88
	Herramienta				
H0374	HERRAMIENTA	(%)mo		\$ 3.88	\$ 0.00
	Suma de Herramienta				\$ 0.00
	Equipo				
E278	EMBARCACION CON MOTOR FUERA DE BORDA.	HR	0.001670	\$ 138.00	\$ 0.23
EQOR1A	GRUA DE PATIO DE 50 TON	HR	0.013330	\$ 820.59	\$ 10.94
A152	CAMION ARTICULADO	HR	0.016700	\$ 634.80	\$ 10.60
A2120	RETROEXCAVADORA/ORU CAT 320 C	HR	0.048000	\$ 590.13	\$ 28.33
ET003	TRANSITO WILD	HR	0.020000	\$ 7.71	\$ 0.15
remolcador1	REMOLCADOR DE 1800 HP	JOR	0.000250	\$ 45,000.00	\$ 11.25
CHALAN 1	CHALAN DE 1500 T	JOR	0.000250	\$ 35,000.00	\$ 8.75
H019C	EQUIPO ELECTROGENO ALLMAND MAXILITTE III	HR	0.006250	\$ 62.84	\$ 0.39
	Suma de Equipo				\$ 70.64
	Auxiliares				
A1	EXPLOTACIÓN Y SUMINISTRO DE MATERIAL PÉTREO FORMACIÓN DE NÚCLEO, CAPA SECUNDARIA, BERMA Y CORAZA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ROMPEOLAS.	TON	1.000000	\$ 94.09	\$ 94.09
ACRR551B	ACARREO DE MATERIAL EN CAMION (28KM)	M3-KM	31.120000	\$ 5.30	\$ 164.94
	Suma de Auxiliares				\$ 259.02
	Costo Directo				\$ 333.55
	Indirectos		15%		\$ 50.03
	Indirectos de Campo				\$ 0.00
	Subtotal				\$ 383.58
	Financiamiento		3%		\$ 11.51
	Subtotal				\$ 395.09
	Utilidad		8%		\$ 31.61
	Cargos Adicionales				
	PRECIO UNITARIO				\$ 426.70

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	ANÁLISIS DE PRECIO
OBRA: AMPLIACIÓN ROMPEOLAS OESTE, SALINA CRUZ, OAXACA.	
CONTRATISTA: JORGE A. BASHULTO MARQUEZ	Hoja: 3

EXPLOSION DE PRECIO UNITARIO

Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
CAP. SEC	SUMINISTRO DE MATERIAL Y CONFORMACIÓN DE CAPA SECUNDARIA, CON MATERIAL PÉTREO, CON PESO DENTRO, DEL RANGO DE 4000 KG A 2,500 KG. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. P. U.				Ton
	Mano de Obra				
MOBLUZ	BUZO	TNO	0.000781	\$ 649.67	\$ 0.51
MN099	CABO DE OFICIOS	TNO	0.003125	\$ 323.00	\$ 1.01
MN082	MANIOBRISTA	TNO	0.001563	\$ 323.00	\$ 0.50
MN105	AYUDANTE GENERAL	TNO	0.000160	\$ 290.83	\$ 0.05
MN104	CADENERO	TNO	0.006240	\$ 290.83	\$ 1.81
	Suma de Mano de Obra				\$ 3.88
	Herramienta				
HE3%	HERRAMIENTA	(%)mo	0.030000	\$ 3.88	\$ 0.12
	Suma de Herramienta				\$ 0.12
	Equipo				
EFB	EMBARCACION CON MOTOR FUERA DE BORDA.	HR	0.004000	\$ 138.00	\$ 0.55
EQORUA	GRUA DE PATIO DE 50 TON	HR	0.013330	\$ 820.59	\$ 10.94
A152	CAMION ARTICULADO	HR	0.025000	\$ 634.80	\$ 15.87
A212B	RETROEXCAVADORA/ORU CAT 320 C	HR	0.071250	\$ 590.13	\$ 42.05
ET003	TRANSITO WILD	HR	0.020000	\$ 7.71	\$ 0.15
remolcador1	REMOLCADOR DE 1800 HP	JOR	0.000500	\$ 45,000.00	\$ 22.50
CHALAN 1	CHALAN DE 1500 T	JOR	0.000500	\$ 35,000.00	\$ 17.50
EE19C	EQUIPO ELECTROGENO ALLMAND MAXILITTE III	HR	0.006250	\$ 62.84	\$ 0.39
	Suma de Equipo				\$ 109.95
	Auxiliares				
A1	EXPLOTACIÓN Y SUMINISTRO DE MATERIAL PÉTREO FORMACIÓN DE NÚCLEO, CAPA SECUNDARIA, BERMA Y CORAZA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ROMPEOLAS.	TON	1.000000	\$ 94.09	\$ 94.09
ACRRSUJ	ACARREO DE MATERIAL EN CAMION (28KM)	M3-EM	30.800030	\$ 5.30	\$ 163.24
	Suma de Auxiliares				\$ 257.33
	Costo Directo				\$ 371.28
	Indirectos		15%		\$ 55.69
	Indirectos de Campo				\$ 0.00
	Subtotal				\$ 426.97
	Financiamiento		3%		\$ 12.81
	Subtotal				\$ 439.78
	Utilidad		8%		\$ 35.18
	Cargos Adicionales				
	PRECIO UNITARIO				\$ 474.96

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO OBRA: AMPLIACIÓN ROMPEOLAS OESTE, SALINA CRUZ, OAXACA. CONTRATISTA: JORGE A. BASHULTO MARQUEZ	ANÁLISIS DE PRECIO Hoja: 4
--	---

EXPLOSION DE PRECIO UNITARIO

CORAZA ESCOLLERA MARÍTIMA CON BLOQUES DE PIEDRA DE HASTA 50 TON DE PESO PARA CORAZA PRINCIPAL. INCLUYE: CARGA DESDE SITIO DE DEPOSITO TEMPORAL, PERMISOS, PESAJE, MANIOBRAS, TRASLADO POR VÍA MARÍTIMA O TERRESTRE, COLOCACIÓN, HERRAMIENTA, EQUIPO, AFINE DE TALUDES, MOVIMIENTO DEL MATERIAL, CONTROL TOPO-BATIMÉTRICO, MANO DE OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. Ton

Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Mano de Obra					
MN104	CADENERO	TNO	0.008240	\$ 290.83	\$ 2.40
MOB12	BUZO	TNO	0.006240	\$ 649.67	\$ 4.05
MN099	CABO DE OFICIOS	TNO	0.001563	\$ 323.00	\$ 0.50
MN082	MANIOBRISTA	TNO	0.003125	\$ 323.00	\$ 1.01
MN105	AYUDANTE GENERAL	TNO	0.000781	\$ 290.83	\$ 0.23
	Suma de Mano de Obra				\$ 8.19
Herramienta					
HE374	HERRAMIENTA	(%)mo	0.030000	\$ 8.19	\$ 0.25
	Suma de Herramienta				\$ 0.25
Equipo					
EP01	EMBARCACION CON MOTOR FUERA DE BORDA	HR	0.005300	\$ 138.00	\$ 0.73
EQ081A	GRUA DE PATIO DE 50 TON	HR	0.016670	\$ 820.59	\$ 13.68
A152	CAMION ARTICULADO	HR	0.025000	\$ 634.80	\$ 15.87
A212B	RETROEXCAVADORA/ORU CAT 320 C	HR	0.071250	\$ 590.13	\$ 42.05
ET003	TRANSITO WILD	HR	0.020000	\$ 7.71	\$ 0.15
remolcador1	REMOLCADOR DE 1800 HP	JOR	0.001000	\$ 45,000.00	\$ 45.00
CHALAN 1	CHALAN DE 1500 T	JOR	0.002000	\$ 35,000.00	\$ 70.00
	Suma de Equipo				\$ 187.48
Auxiliares					
A1	EXPLOTACIÓN Y SUMINISTRO DE MATERIAL PÉTREO F FORMACIÓN DE NÚCLEO, CAPA SECUNDARIA, BERMA Y CORAZA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ROMPEOLAS.	TON	1.000000	\$ 94.09	\$ 94.09
ACHRSUB	ACARREO DE MATERIAL EN CAMION (28KM)	M3-KM	28.820000	\$ 5.30	\$ 152.75
	Suma de Auxiliares				\$ 246.83
	Costo Directo				\$ 442.75
	Indirectos		15%		\$ 66.41
	Indirectos de Campo				\$ 0.00
	Subtotal				\$ 509.16
	Financiamiento		3%		\$ 15.27
	Subtotal				\$ 524.44
	Utilidad		8%		\$ 41.96
	Cargos Adicionales				
	PRECIO UNITARIO				\$ 566.39