



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

DETERMINACIÓN DEL CLIMA MARITIMO A PARTIR DE FALLAS EN
ESTRUCTURAS COSTERAS: UN PROBLEMA INVERSO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:

LEONARDO PALEMÓN ARCOS

TUTOR PRINCIPAL
DR. ALEC TORRES FREYERMUTH, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
COMITÉ TUTOR
DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
DR. ADRIAN PEDROZO ACUÑA, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D. F. ENERO 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. CARLOS AGUSTÍN ESCALANTE SANDOVAL

Secretario: DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA

Vocal: DR. ALEC TORRES FREYERMUTH

1er. Suplente: DR. ADRIAN PEDROZO ACUÑA

2do. Suplente: DR. PAULO SALLES AFONSO DE ALMEIDA

Lugar donde se realizó la tesis: Laboratorio de Ingeniería y Procesos Costeros, LIPC-UNAM Sisal, Yucatán, México.

TUTOR DE TESIS:

DR. ALEC TORRES FREYERMUTH



FIRMA



AGRADECIMIENTOS

Para finiquitar uno de mis tantos objetivos profesionales en mi vida, elaboré este proyecto doctoral el cual fue posible materializarse gracias a:

Dios

Por darme esa capacidad de ser humano con todas las habilidades para desarrollarme profesionalmente proporcionandome salud y protección en todo espacio y tiempo de mi doctorado, superando y convirtiendo obstáculos en áreas de oportunidad. Gracias Dios por existir y ser parte de este proyecto tan ambicioso que al principio lo veía inalcanzable pero con tu ayuda fue concretada.

Mi Familia

Mi Padre y Madre que han sido el suelo al cual soportan a toda mi familia. A todo(a)s mis hermano(a)s mayores que fungieron como mi cimiento ostentoso adaptándose al suelo tan deleznable para soportarnos a nosotros los menores, quienes me fortalecieron, alentaron y apoyaron en situaciones de crisis. A ti hija que me inyectas energía para seguir trabajando, y que por tí hice, hago y haré hasta agotar mis fuerzas para darte lo poquito de lo mucho que te mereces. A ti mi amor por ese gran apoyo incondicional en tiempo difíciles.

Tutor/Asesor

Sin duda, tuve la fortuna de contar con la guía académica e investigación, correcciones, observaciones, comentarios, aportaciones a mis conocimientos de unos de los mejores asesores del Instituto de Ingeniería-LIPC-Sisal. Gracias Alec por el tiempo y dedicación al proyecto que inicié y culminé, así también por las once primeras y laboriosas revisiones minuciosas de tu parte de borradores para la revista indexada y de ésta tesis. Gracias por compartir conocimientos científicos hacia mi profesión. Una vez mas ha quedado demostrado que la juventud no está peleado con la experiencia, sino mas bien queda plasmado que los jóvenes tenemos mas potencial para ser productivos.

Comité Tutoral

Gracias al Dr. Adrián Pedrozo Acuña, Dr. Carlos Agustín Escalante Sandoval, Dr. Ramón Domínguez Mora, por su contribución y retroalimentación a mi trabajo, agradezco el tiempo que le dedicaron a la revisión, corrección y comentarios para que el presente trabajo fuese mejor. Agradezco especialmente al Dr. Paulo Salles Afonso De Almeida por la oportunidad que me brindó para integrarme al grupo de trabajo, así como su orientación y aportación en conocimientos sobre mi profesión.

Unacar/Unam

Agradezco infinitamente el apoyo recibido por las autoridades de la Universidad Autónoma del Carmen y de la Universidad Nacional Autónoma de México para que este proyecto doctoral fuese culminado en tiempo y forma.

Hago patente el agradecimiento también a la Dra. Gabriela Medellín Mayoral, al Dr. Christian M. Appendini, al Dr. José López González, a mi colega José Pintado Patiño, y a todos los estudiantes de maestría por compartirme su conocimiento científico en la disciplina.

De nuevo muchas gracias.

RESUMEN

En este estudio se presenta una metodología para cuantificar el fallo de estructuras costeras a través del acoplamiento parcial de un modelo de transformación de oleaje no lineal con un modelo dinámico estructural. La transformación no lineal del oleaje es simulado por un modelo de tipo VOF bidimensional (Cornell breaking wave and structures), que resuelve las ecuaciones promediadas de Reynolds-Navier-Stokes (RANS) con un modelo de cierre de turbulencia y un esquema de seguimiento de superficie libre. Este modelo numérico hidrodinámico permite simular la interacción flujo-estructura, incluyendo las fuerzas inducidas por las olas y el volumen del rebase sobre la estructura. Para cuantificar el fallo estructural, se emplean los resultados del modelo hidrodinámico como condiciones de contorno en el modelo dinámico estructural. El acoplamiento de los dos modelos es utilizado para realizar simulaciones para diferentes condiciones de oleaje que nos permiten investigar el papel de la incertidumbre epistémica y aleatoria en el fallo de estructuras costeras (deslizamiento y rebase). La incertidumbre aleatoria es investigada por medio de simulaciones de Monte Carlo, lo cual permite obtener los valores medios y la variabilidades (natural) de las fuerzas laterales, rebase y deslizamiento asociadas a un determinado espectro de oleaje. Los resultados numéricos muestran que el desplazamiento horizontal de la estructura es sensible a los valores del ancho espectral (incertidumbre epistémica), mientras que rebase es menos sensible a tales parámetros. Este enfoque puede ser empleado para desarrollar parametrizaciones que incluyen la incertidumbre aleatoria en su predicción y que por lo tanto permita incorporar sus efectos en el diseño de estructuras. Asimismo, el modelo acoplado es utilizado junto con técnicas estadísticas y de interpolación no convencional para el análisis probabilístico del fallo de una estructura localizada en Ciudad del Carmen, Campeche. Esta metodología permite estimar los períodos de retorno asociados a los dos tipos de fallo estudiados en este trabajo. Finalmente, las metodologías desarrolladas con aplicadas de forma inversa para determinar el clima de oleaje a partir del fallo en estructuras costeras. Específicamente, se considera el problema en que el fallo (rebase o deslizamiento) es conocido y se desea estimar la altura de olea (H_s) que lo ocasionó. Esta metodología permite generar información del clima marítimo en la región a partir del impacto del oleaje en estructuras localizadas en la costa. El presente trabajo contribuye a mejorar las herramientas de diseño en ingeniería costera y el monitoreo del clima de oleaje.

ABSTRACT

We present a methodology to quantify the coastal structure failure by means of the partial coupling of a nonlinear wave transformation model and a structural dynamic model. Nonlinear wave transformation is simulated by a two-dimensional VOF-type model (Cornell Breaking Wave and Structures), which solves the Reynolds averaged Navier–Stokes (RANS) equations with a turbulence closure and a free-surface tracking scheme. The numerical model is used to investigate the wave-structure interaction. More specifically, the RANS model predicts the wave-induced forces and overtopping volume on coastal structure. This information is further employed as the boundary conditions in a structure dynamic model to quantify the

structural failure. Simulations over a wide range of wave conditions allow us to investigate the role of both epistemic-type and aleatoric uncertainty on wave-induced sliding and overtopping. Monte Carlo simulations are employed to conduct several realizations for an assessment of the aleatoric uncertainty in the failure prediction. The latter approach allows us to obtain ensemble values and the corresponding natural variability for lateral forces, sliding, and overtopping. The numerical results demonstrated that the structure sliding is sensitive to the frequency spreading (epistemic uncertainty), whereas the overtopping is not sensitive to such parameter. This approach can be employed in order to develop new parameterizations that consider uncertainty for the structure design. Moreover, the coupled model is employed in combination with statistical techniques for a probabilistic assessment of a coastal structure located in Ciudad del Carmen, Campeche. The methodology allows associating the return period to both sliding and overtopping. Finally, these methodologies are applied for the inverse problem of determining the offshore wave climate given the structure failure. More specifically, allows determining the significant wave height (H_s) using sliding or overtopping measurements from an instrumented structure. The present work contributes to improving the tools for coastal engineering design and monitoring the wave climate.



CONTENIDO

	Pág
AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN/ABSTRACT	iii
CONTENIDO	v
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABLAS	xv
SIMBOLOGÍA	xv
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	3
1.2. Estructura de la tesis.....	4
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE	5
2.1. Introducción.....	7
2.2. Interacción oleaje estructura.....	8
2.2.1. Enfoque hidráulico.....	9
2.2.1.1. Reflexión.....	9
2.2.1.2. Rebase.....	10
2.2.1.3. Difracción.....	13
2.2.1.4. Agitación.....	14
2.2.1.5. Ascenso-Descenso.....	14
2.2.1.6. Simulación numérica.....	15
2.2.2. Enfoque estructural.....	16
2.2.2.1. Determinación de presiones.....	16
2.2.2.1.1. Teoría Lineal.....	16

2.2.2.1.2. Criterio de Goda.....	17
2.2.2.1.3. Takahashi.....	18
2.2.2.1.4. Dinámico.....	19
2.2.2.1.4.1. PROVERBS.....	20
2.2.2.1.4.2. Ecuaciones acopladas.....	21
2.2.2.2. Estabilidad.....	24
2.2.2.2.1. Factor de seguridad ante deslizamiento.....	25
2.2.2.2.2. Factor de seguridad ante volteo.....	25
2.2.2.3. Simulación numérica.....	26

CAPÍTULO 3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS 27

3.1. Planteamiento del problema.....	29
3.2. Hipótesis.....	30
3.3. Objetivos.....	30
3.3.1. General.....	30
3.3.2. Particulares.....	30
3.4. Alcances y limitaciones.....	30
3.5. Aportación.....	31
3.5.1. Académico.....	31
3.5.2. Ingenieril.....	31

CAPÍTULO 4. DESCRIPCIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS USADOS 33

4.1. Introducción.....	35
4.2. Modelos de oleaje.....	36
4.2.1. SWAN (Booij et al., 1999).....	36
4.2.1.1. Ecuaciones de gobierno.....	36
4.2.1.2. Características y limitaciones.....	37
4.2.2. SWASH (Zijlema et al., 2011).....	38
4.2.2.1. Ecuaciones de gobierno.....	38
4.2.2.2. Características y limitaciones.....	39
4.2.2.3. Propiedades numéricas.....	39
4.2.3. COBRAS (Lin & Liu, 1998).....	40
4.2.3.1. Ecuaciones de gobierno.....	40
4.2.3.2. Características.....	42
4.2.4. OpenFoam.....	42
4.2.4.1. Ecuaciones de gobierno.....	42
4.2.4.2. Características.....	43
4.3. Dinámica estructural.....	44
4.3.1. StaadPro.....	44
4.3.1.1. Ecuación de gobierno.....	44

CAPÍTULO 5. METODOLOGÍA	47
5.1. Introducción.....	49
5.2. Procedimiento de cálculo.....	50
5.2.1. Forzamiento en modelos transitorios de oleaje.....	50
5.2.2. Obtención de presiones en el modelo hidrodinámico.....	51
5.2.3. Comportamiento dinámico.....	52
5.2.3.1. Vibración lateral.....	52
5.2.3.2. Deslizamiento horizontal.....	53
5.2.3.3. Vibración vertical.....	53
5.2.3.4. Ecuación acoplada.....	53
5.3. Validación.....	54
5.3.1. Teoría lineal.....	57
5.3.1.1. Factor de seguridad por deslizamiento.....	57
5.3.1.2. Factor de seguridad por volteo.....	58
5.3.2. Método de Goda.....	59
5.3.2.1. Factor de seguridad por deslizamiento.....	59
5.3.2.2. Factor de seguridad por volteo.....	60
5.3.3. Rebase.....	62
CAPÍTULO 6. RESULTADOS	63
6.1. Introducción.....	65
6.2. Interacción oleaje-estructura: el rol de la incertidumbre.....	65
6.2.1. Métodos.....	66
6.2.1.1. El rol del ancho espectral.....	67
6.2.1.2. El rol de las fases aleatorias.....	68
6.2.2. Resultados.....	69
6.2.2.1. Incertidumbre epistémica: El rol del ancho espectral.....	70
6.2.2.2. Incertidumbre aleatoria: El rol de las fases aleatorias.....	71
6.3. Interacción oleaje-estructura: el rol de la probabilidad.....	73
6.3.1. Área de estudio.....	74
6.3.2. Características de la estructura.....	75
6.3.2.1. Revisión estructural.....	76
6.3.3. Metodología.....	77
6.3.4. Condiciones de contorno y de forzamiento.....	79
6.3.5. Selección de casos: algoritmo de máxima disimilitud.....	79
6.3.6. Modelación numérica de los casos seleccionados.....	82
6.3.7. Reconstrucción de las series.....	82
6.3.7.1. Parametrización.....	83
6.3.7.1.1. Rebase.....	83
6.3.7.1.2. Fuerza.....	84
6.3.7.2. Interpolación de base radial.....	86
6.3.7.2.1. Rebase.....	86

6.3.7.2.2. Fuerza.....	87
6.3.8. Análisis extremal.....	88
6.3.8.1. Máximo anual.....	89
6.3.8.2. Período de retorno.....	90
6.3.8.3. Vida útil.....	92
6.3.9. Incertidumbre del periodo de retorno.....	92
6.4. Interacción oleaje-estructura: El rol del aire ocluido.....	94
6.4.1. Desplazamientos horizontales.....	95
CAPÍTULO 7. DETERMINACIÓN DEL CLIMA DE OLAJE A PARTIR DE FALLOS EN ESTRUCTURAS	97
<hr/>	
7.1. Introducción.....	99
7.2. Determinación del clima de oleaje de forma inversa: parametrización.....	99
7.2.1. Parametrización con 600 casos.....	99
7.2.2. Parametrización por la interpolación de todos los casos.....	101
7.3. Determinación del clima de oleaje de forma inversa: interpolación.....	103
7.4. Instrumentación necesaria.....	104
CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN	107
<hr/>	
8.1. Conclusión.....	109
8.2. Futuras líneas de investigación.....	109
REFERENCIAS	111
<hr/>	
APÉNDICES	121
<hr/>	
A. Conceptos para la metodología.....	123
A.1. Oleaje.....	123
A.1.1. Estadístico.....	123
A.1.2. Espectral.....	124
A.2. Rompeolas.....	126
A.3. Fuerza.....	127
A.4. Fallo.....	128
B. Datos del SWASH.....	129
B.1. Archivo de entrada y salida.....	129
B.2. Mensajes de error.....	129
B.3. Descripción de comandos.....	129
B.3.1. Lista de comandos.....	130
B.3.2. Secuencia de comandos.....	131
B.4. Comandos de inicio.....	131

B.4.1. Project.....	132
B.4.2. Set.....	133
B.4.3. Mode.....	134
B.4.4. Coordinates.....	134
B.5. Descripción del modelo.....	134
B.5.1. Malla.....	135
B.5.2. Input de malla.....	136
B.5.3. Condiciones de frontera.....	138
B.5.4. Propiedades físicas.....	138
B.5.4.1. Wind.....	139
B.5.4.2. Friction.....	139
B.5.4.3. Viscosity.....	140
B.5.4.4. Breaking.....	140
B.5.5. Propiedades numéricas.....	141
B.5.6. Comandos de salida.....	141
B.5.6.1. Ubicaciones.....	142
C. Información del COBRAS.....	142
C.1. Comandos de entrada.....	142
C.1.1. Parámetros numéricos.....	143
C.1.2. Parámetros del fluido.....	145
C.1.3. Parámetros del oleaje.....	146
C.2. Modelo de turbulencia.....	147
C.3. Condiciones de contorno.....	147
C.4. Rastreo de superficie libre.....	148
C.5. Uso de la aplicación coral.....	148
D. Información del OPENFOAM.....	150
D.1. Librerías.....	150
D.1.1. Wave2Foam.....	150
D.1.2. IHFoam.....	150
D.2. Modelos de turbulencia.....	151
D.3. ParaView.....	151
E. Validación StaadPro.....	151

LISTA DE FIGURAS

No.	DESCRIPCION	PAG.
Figura 2.1	Distribución de presiones sobre la estructura	18
Figura 2.2	Transición de la presión de ola, Takahashi et al., (1994)	18
Figura 2.3	Ábaco para obtener α_{11} Takahashi et al., (1994)	19
Figura 2.4	Mapa paramétrico de McConnell, PROVERBS, (1998)	20
Figura 2.5	Modelo con amortiguamiento	21
Figura 2.6	Aplicación del principio de D'Alembert	22
Figura 2.7	Sistema con amortiguamiento crítico	23
Figura 2.8	Decremento del sistema sub-amortiguado	24
Figura 2.9	Definición de parámetros, para (a) fuerza resistente y (b) fuerza actuante	25
Figura 3.1	Ilustración del planteamiento del problema para la determinación del clima de oleaje a partir del fallo en estructuras costeras	29
Figura 3.2	Rompeolas a escala natural de concreto reforzado	30
Figura 5.1	Modelos existentes para el análisis dinámico, (a) Loginov (1962), (b) Goda (1994), (c) Oumeraci y Kortenhau (1994), (d) Takahashi (1994)	49
Figura 5.2	Carga idealizada para el análisis dinámico, (a) Lundgren (1969), (b) Goda (1994), (c) Oumeraci y Kortenhau (1994), (d) Shimosako et al. (1994), (e) Shimosako y Takahashi (1999), (f) Oumeraci et al. (2001)	50
Figura 5.3	Espectro Jonswap con serie temporal resultante	51
Figura 5.4	Idealización de la estructura de protección, (a) modelo con condiciones de frontera y (b) modelo deformado con 2 grados de libertad	52
Figura 5.5	Modelo para la validación de la metodología propuesta	54
Figura 5.6	Estructura de $b \times 1m \times 0.7m$, (a) $b = 0.38m$, (b) $b = 0.44m$ y (c) $b = 1.04m$	55
Figura 5.7	Dominio de la simulación	55
Figura 5.8	Presiones en los sensores mencionados	55
Figura 5.9	Desplazamientos, (a) vertical para $b = 0.38m$, (b) vertical para $b = 0.44m$ y (c) horizontal para $b = 0.44m$	56
Figura 5.10	Comparación de resultados del rebase entre el modelo numérico y experimental	62
Figura 6.1	Rompeolas de concreto Guanche et al., (2009).	67
Figura 6.2	Espectro Jonswap (Hasselmann et al., 1973)	67

No.	DESCRIPCION	PAG.
Figura 6.3	Rompeolas de concreto Guanche et al., (2009)	68
Figura 6.4	Media y desviación estándar del (a) rebase, (b) deslizamiento y (c) fuerza. Magenta Hs=0.35 m, Tp=4 s; rojo Hs=0.35 m, Tp=3.58 s; negro Hs=0.30m, Tp=4 s; verde Hs=0.30 m, Tp=3.13s; Gris Hs=0.30m, Tp=2.24s; Cyan Hs=0.20m, Tp=3.13s, Azul Hs=0.15 m, Tp=2.24 s; y amarillo Hs=0.10 m with Tp=1.79 s.	69
Figura 6.5	Presiones en función del ancho espectral	70
Figura 6.6	Resultados de 100 olas en función del ancho espectral, (a) deslizamiento y (b) rebase	70
Figura 6.7	Predicción promedio del conjunto de 15 simulaciones. Círculos representan la desviación estándar y las barras son de error para (a) deslizamientos y (b) rebase en función del ancho espectral	71
Figura 6.8	Variabilidad de las presiones dinámicas, (a) para Hs = 0.20 m y Tp = 3.13s, y (b) fuerza resultante en función de $TpHs^2$	72
Figura 6.9	Estimación y variabilidad para (a) rebase y (b) desplazamiento total	73
Figura 6.10	Ubicación del nodo 17,322	74
Figura 6.11	Batimetría de la zona de estudio, (a) 15,730 m y (b) 500 m	75
Figura 6.12	Estructura vertical, acotación m	76
Figura 6.13	Hincado de tabletas	76
Figura 6.14	Revisión estructural	77
Figura 6.15	Fases para inferir el clima marítimo	78
Figura 6.16	Propagación para inferir el clima marítimo de forma inversa	78
Figura 6.17	Series temporales de 30 años, 1979 a 2008	79
Figura 6.18	Selección de 600 casos representativos, círculos azules, (a) series de tiempo y (b) comparación entre parámetros	81
Figura 6.19	Resultados del acoplamiento (a) rebase y (b) presiones	82
Figura 6.20	Rebase con 600 casos seleccionados	84
Figura 6.21	Fuerzas resultantes de los casos seleccionados, (a) alfas parametrizadas y (b) fuerza resultante vs clima marítimo	85
Figura 6.22	Rebase con la Función de Interpolación de Base Radial (RBF)	86
Figura 6.23	Reconstrucción de la serie del volumen de rebase	87
Figura 6.24	Reconstrucción de la serie para las fuerzas	88
Figura 6.25	Máximos anuales para el caso del (a) rebase y (b) fuerzas	90
Figura 6.26	Períodos de retorno para el (a) rebase y (b) fuerzas	92
Figura 6.27	Bandas para determinar la incertidumbre	93
Figura 6.28	Incertidumbre comparados con la parametrización	93
Figura 6.29	Comparación de presiones entre modelos de una y dos fases	94
Figura 6.30	Desplazamientos para dos modelos de una y dos fases	95

No.	DESCRIPCION	PAG.
Figura 7.1	Curva por los 600 casos propagados para la determinación del clima marítimo	101
Figura 7.2	Curva por el método RBF para la determinación del clima marítimo	102
Figura 7.3	Curva por los 600 casos propagados y por la interpolación de base radial	102
Figura 7.4	Datos de ingreso a la función de interpolación	103
Figura 7.5	Propagación del oleaje en otros sitios de interés	104
Figura 7.6	Reservorio para la captación del rebase	105

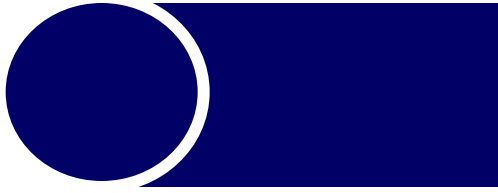


LISTA DE TABLAS

No.	DESCRIPCION	PAG.
Tabla 2.1	Magnitudes guía de peligrosidad, tomada del U.S. Army Corps of Engineers (2002)	11
Tabla 2.2	Límites para el rebase. Tomada de EurOtop & Pullen (2007)	12
Tabla 4.1	Coefficientes para el modelo de turbulencia $k-\omega$ -SST	43
Tabla 5.1	Factor de seguridad ante el deslizamiento y volteo	57
Tabla 5.2	Comparación de factores de seguridad	61
Tabla 6.1	Condiciones para oleaje irregular con estructura sin berma	68
Tabla 6.2	Casos simulados con 45 realizaciones cada uno usando Jonswap	69
Tabla 6.3	Media y desviación estándar para el rebase y fuerza	91
Tabla 7.1	H_s resultante a partir del rebase medido al pie de la estructura para los 600 casos seleccionados	100
Tabla 7.2	H_s obtenida a partir de datos medidos al pie de la estructura aplicando la parametrización por el método de interpolación de base radial	101
Tabla 7.3	Rebase y fuerza medidos al pie de la estructura	103
Tabla 7.4	Comparación de la altura significativa obtenido	104

c	Coefficiente de amortiguamiento
E	Módulo de elasticidad, en kg/cm^2
f	Frecuencia en Hz o ciclos/s
F	Fuerza en kg
g	Aceleración de la gravedad igual a 9.81m/s^2
GL	Grados de libertad
I	Momento de inercia del elemento alrededor de centroide en cm^4
J_o	Momento de inercia polar
k	Rigidez del elemento estructural en kg/m
K	Matriz de rigidez del sistema
L	Longitud del elemento en m
m	Masa en $\text{kg-s}^2/\text{cm}$
M	Matriz de masa del sistema
T	Período en s
v_o	Velocidad inicial en m/s
W	Peso del cuerpo, en kg
x_o	Desplazamiento inicial en cm
u	Velocidad horizontal en x del agua en m/s
v	Velocidad horizontal en y del agua en m/s
w	Velocidad vertical en z del agua en m/s
\overline{X}	Media cuadrática
X_m^2	Media de los N/n valores mayores
$X_{1/3}$	Caso de un tercio de los valores de gran magnitud
Kr	cociente entre la amplitud de la ola reflejada e incidente
f_b	francobordo, distancia entre el nivel del mar a la corona de la estructura
q	rebase en total en $\text{m}^3/\text{m/s}$

δ	índice de rotura
H_s	Altura significativa en aguas profundas
h_s	Altura significativa al pie de la estructura
T_p	Período pico
T_m	Período promedio
d	tirante de agua
η	Elevación de superficie en m
λ	numero de onda
π	Pi igual a 3.141516
ρ_a	Densidad del aire
ρ_w	Densidad del agua
σ	Dispersión del oleaje
ν	Viscosidad cinemática m ² /s
Δ_x	Desplazamiento horizontal en cm
γ	Densidad del material con que está conformado el elemento en kg/m ³
ω	Frecuencia angular en 1/s
Φ	Matriz normalizado de modos de vibrar
π	Pi igual a 3.141516



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

La República Mexicana cuenta con una extensión litoral de 11,122 km (INEGI, 2008) en al cual confluyen actividades económicas que coadyuvan al desarrollo económico de nuestro País. Por lo tanto, las zonas costeras son de gran importancia desde cualquier punto de vista, sea éste social, ambiental, económico, geopolítico o de soberanía, por lo que es imprescindible protegerla dado los asentamientos costeros múltiples, así como el dinamismo y vulnerabilidad del equilibrio de las costas las cuales están en permanente cambio en escalas de tiempo con variaciones que van de horas a décadas, dependiendo del tipo de costa y de la dinámica en la zona.

La protección de los litorales pueden clasificarse de acuerdo a su función (USACE, 2002) en prevención de la erosión de la línea de costa, prevención de inundaciones, protección contra el oleaje, y estabilización de canales de navegación. Por lo tanto, en base al problema presentado y las características del sitio de interés, se valora el tipo de estructura a colocar para la protección demandada. Este trabajo está enfocado a estructuras de protección portuaria como es el dique vertical. Estas estructuras de protección en algún momento de su vida útil presentaran fallos, los cuales pueden ser funcionales (durante el evento) o estructurales (permanentes).

Para determinar la probabilidad de fallo de una estructura es necesario contar con registros históricos del oleaje que permitan hacer un análisis extremal, ya que el parámetro de diseño principal estará relacionado con el clima marítimo en la zona de interés. Actualmente se diseña con criterios plasmados en manuales basados en una amplia serie de ensayos de modelos físicos en canales de oleaje. Sin embargo, dichos ensayos se diseñan de manera estática para evitar el movimiento de las estructuras en los canales de oleaje, mientras que la interacción en la realidad es dinámica. De esta manera, la interacción oleaje-estructura se presenta bajo dos enfoques, el estructural e hidráulico.

Por un lado existen efectos de translación y rotación de la estructura debido a las fueras sobre los elementos. Asimismo, bajo ciertas condiciones puede existir rebase de la masa de agua sobre la corona de la misma, los cuales implican la pérdida temporal de función pero sin representar necesariamente una daño permanente a la estructura de protección. Por lo tanto, se pueden definir dos estados límites que de acuerdo a la literatura son: de falla y servicio.

Para establecer los estados límites de una estructura es necesario obtener las magnitudes de los desplazamientos y rotaciones de la estructura que en laboratorio es muy difícil medirla. Los estados límite en el contexto del presente trabajo se refiere al grado de aceptación del comportamiento de la estructura ante un evento de la naturaleza.

Una vez rebasados esos límites implica un mayor costo en su reparación y/o restauración debido al daño. Es importante determinar las fuerzas que sacan a las estructuras de su estado de reposo o equilibrio ante fenómenos que propagan energía como es el caso del oleaje. Sin embargo, debido a la falta de una red de monitoreo de oleaje en el litoral Mexicano es necesario buscar alternativas para recabar información que

pueda mejorar el diseño de estructuras costeras. Este trabajo pretende desarrollar una metodología que permita la cuantificación de las fallas en estructuras costeras con el propósito de mejorar su diseño, la cuál sea viable ser usada de manera inversa para determinar el clima marítimo que provoca un fallo determinado.

1.2 ESTRUCTURA DE LA TESIS

La estructura de esta tesis es la siguiente. En el Capítulo 2 se presenta el estado del conocimiento con respecto al estudio de la interacción flujo-estructura, en la cual se muestran los avances y el contexto en el que se enmarca el presente trabajo. Específicamente, se plasma el estado del conocimiento de la interacción oleaje-estructura bajo el enfoque hidráulico y el estructural.

En el apartado 3 se plasman los objetivos del presente trabajo. En él se presenta el planteamiento del problema, los alcances del trabajo y limitaciones, así como las aportaciones principales en la ciencia y aplicaciones en ingeniería.

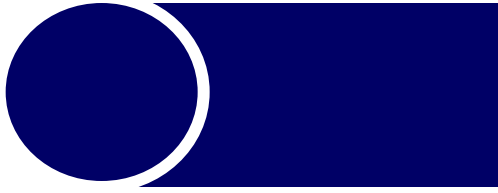
En la cuarta sección, se presentan los modelos numéricos utilizados en este trabajo. Los modelos de oleaje (SWAN), hidrodinámicos (SWASH, COBRAS, y OpenFOAM), y estructural (staadpro) se describen brevemente.

Posteriormente, el acoplamiento de los modelos hidrodinámico y estructural es presentado en el Capítulo 5. Se plasma la metodología propuesta para el forzamiento de los modelos hidráulicos y estructural, la metodología para la cuantificación de los dos tipos de fallo estudiados, y su validación con modelos semi-analíticos y paramétricos propuestos por otros autores.

En la Ingeniería Costera los parámetros del oleaje son fundamentales para el diseño de estructuras costeras. Por ser el oleaje un proceso aleatorio, uno de los principales problemas a los que nos enfrentamos es el desconocimiento de la incertidumbre asociada con dicho fallo y a la falta de información histórica que permita estimar períodos de retorno asociados con dicho fallo. En el Capítulo 6 se estudia el rol de la incertidumbre en el fallo de estructuras costeras y se presenta una metodología para el estudio probabilístico del fallo. Estos dos aspectos permiten obtener criterios de diseño de estructuras costeras.

En el Capítulo 7, se utilizan los resultados derivados en el capítulo anterior para su aplicación en el problema inverso. Se presenta el marco de trabajo para determinar el clima marítimo aguas adentro a partir del fallo registrado en una estructura costera. Lo anterior permite determinar el clima marítimo a partir del monitoreo de estructuras en la costa, lo cual reduce los costos del mantenimiento de una red de boyas.

Finalmente, se generan las conclusiones del proyecto doctoral en cuestión así como también las mayores recomendaciones para el buen diseño estructural de este tipo de estructuras agregándose todo esto mencionado en el Capítulo 8.



CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE

2.1 INTRODUCCIÓN

Desde el origen de las primeras civilizaciones asentadas en costa se idearon estructuras para protegerse contra el oleaje utilizando diseños basados en el conocimiento empírico. Sin embargo, fue hasta el siglo XIX cuando se dieron los primeros intentos por obtener información rigurosa con los experimentos de 1842 de Stevenson (1886) que midió la presión de la ola con un medidor especial que el mismo inventó. Posteriormente, en el período de 1890 a 1902 (Gaillard, 1905) se pudo medir la presión que genera el oleaje del cual formuló una expresión en base a las velocidades de la partícula de agua.

En el siglo XX en Japón, Hiroi obtuvo mediciones de la ola con la versión modificada de Stenvenson obteniendo presiones de aproximadamente 350 kPa, del cual también generó la expresión (2.1) publicada en 1919 (Hiroi, 1919).

$$p = 1.5\rho gH \dots\dots\dots(2.1)$$

Hiroi asumió que la presión p es uniforme en toda la pared vertical hasta una elevación de 1.25 veces la altura de la ola H por arriba del nivel de reposo. También recomendó considerar la ola de diseño como 0.9 veces la profundidad de donde se ubicaría la estructura, recomendación que se aplicó durante más de 60 años.

Sainflou (1928) publicó una solución teórica para la distribución de presiones sobre la pared vertical debido a un tren de ondas monocromáticas para oleaje no rompiente, mientras que para el diseño de estructuras verticales con rotura de oleaje se continuaba utilizando las expresiones de Hiroi.

Minikin (1950) propuso una fórmula para obtener presiones que genera la ola en rotura en la pared de la estructura, la cual incluye el efecto de las presiones impulsivas. Sin embargo, esta expresión no describe de manera adecuada los cambios en la presión impulsiva debidos a la forma de la base de la estructura.

Al paso del tiempo, gracias a la ayuda de canales para modelar las condiciones naturales del oleaje, fueron apareciendo expresiones que permitieron el diseño más riguroso. Por ejemplo, Goda (1985) publicó expresiones trapezoidales de presión que son independientes de si la ola rompa o no contra la estructura. El método propuesto por Goda está basado en resultados de los ensayos con trenes de oleaje irregular y es válido para cualquier ángulo de incidencia del oleaje.

En 1991 se desarrolló la metodología basada en teoría lineal (Dean & Dalrymple, 1991) para la obtención de las presiones hidrostáticas e hidrodinámicas, las cuales se aplica cuando la estructura se ubica en aguas más profundas. Takahashi et al (1992) propusieron modificar el método de Goda en base a nuevos resultados de ensayos de laboratorio. Estos ensayos estaban enfocados en determinar las presiones impulsivas, ya que el método anterior no considera con exactitud las presiones generadas por el impacto.

Antes del desarrollo de la tecnología no era posible simular la rotura del oleaje y se recurría a expresiones paramétricas basadas en la dependencia de la rotura a las características de las estructuras y del oleaje. Por ello, una de las herramientas más utilizadas para el estudio de la transformación del oleaje y su interacción con las estructuras estaba basada en las mediciones en modelos físicos. Un modelo físico, es una representación a escala pequeña de los procesos que ocurren en la naturaleza.

El desarrollo de las computadoras a finales del siglo XX permitió modelar numéricamente la interacción del oleaje con estructuras costeras. Desde entonces, se han desarrollado modelos hidrodinámicos cada vez más avanzados que permiten una mejor descripción del flujo mediante la parametrización del proceso de rotura basados en las ecuaciones no lineales de aguas someras (Kobayashi & Wurjanto 1989; Zijlema & Stealing 2009) y de Boussinesq (Wei et al. 1995). Sin embargo, estos modelos siguen teniendo algunas limitaciones importantes con respecto a su descripción del proceso de rotura (desviaciones de la presión hidrostática, variaciones en el perfil de velocidades, turbulencia, etc.) y la determinación del contorno tierra-agua de manera explícita.

Recientemente, el desarrollo de modelos numéricos más sofisticados como los modelos SPH (Dalrymple & Rogers, 2006) y aquellos basados en las ecuaciones de Navier-Stokes (Lin & Liu 1998; Hsu et al. 2002) han permitido resolver el flujo turbulento y los esfuerzos en la estructura con detalle. La funcionalidad y estabilidad de estructuras marinas ha sido estudiada utilizando modelos RANS (Guanche 2007; Losada et al. 2008; Guanche et al. 2009). El modelo bidimensional COBRAS (Lin & Liu 1998; Losada et al. 2008; Guanche et al. 2009) ha sido ampliamente validado con mediciones en el laboratorio para el estudio de diferentes tipologías. Más recientemente, se han utilizado modelos tri-dimensionales para modelar numéricamente la interacción flujo estructura considerando las dos fases del fluido (agua y aire).

Un ejemplo es el modelo OpenFOAM el cual ha sido adaptado para estudios costeros y extensamente validado con algunos experimentos ejecutados en canales de oleaje (Higuera et al., 2013). El uso de este tipo de modelos numéricos permite estimar las presiones dinámicas (Guanche et al, 2009) y por lo tanto inferir el deslizamiento de estructuras con otros modelos (Cuomo et al., 2011). Por lo tanto, el desarrollo de modelos numéricos hace posible estimar las fallas a partir del forzamiento con oleaje conocido. Lo anterior permite plantearnos la posibilidad de plantear el problema inverso. Es decir, inferir el clima del oleaje en aguas profundas a partir del fallo observado en estructuras de protección costera.

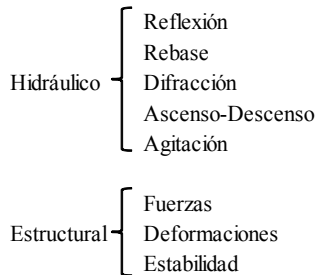
Existen varias aplicaciones en la ingeniería de costas del problema inverso enfocados a diferentes problemas. Por ejemplo, la determinación de la batimetría (e.g., Grilli 1998; Stockdon & Holman 1998; Torres & Silva 2008) a partir de observaciones de la celeridad del oleaje asumiendo que la ecuación de dispersión basada en teoría lineal es válida. Por otro lado, King et al. (1996) y Rogers & Holland (2009) estimaron las características rugosas/viscosas del fondo a partir de observaciones de la disipación del oleaje. Más recientemente, Plant & Holland (2011) utilizan observaciones del oleaje en la zona de rompiente para inferir el oleaje en aguas profundas. Sin embargo, no se tiene conocimiento en cuanto a la existencia de algún trabajo previo enfocado a la determinación del oleaje a partir de fallos en estructuras de protección.

2.2 INTERACCIÓN OLEAJE-ESTRUCTURA

El oleaje se genera por la acción del viento sobre la superficie del agua lo cual incrementa su rugosidad, pasando de ondas capilares a ondas de gravedad, mismas que serán propagadas hacia la costa (GIOC-UC, 2000) en forma de energía cinética y potencial. En su viaje a la costa el oleaje interactúa con estructuras, naturales o construidas por el hombre, provocando la transformación de la energía hasta llegar a la costa. Las

estructuras costeras representan una defensa contra el oleaje lo cual genera una interacción entre estos dos elementos la cual determinará su estabilidad.

La interacción oleaje-estructura involucra la transformación de la energía del oleaje y la respuesta de la estructura a las fuerzas de empuje asociados con la rotura del oleaje. Esta interacción oleaje-estructura puede estudiarse bajo dos enfoques, ambos generando daños sobre la infraestructura de protección costera:



Los fallos de la estructura asociados con ellos implican un interrupción temporal o permanente de la operación de los puertos. En la primera categoría se enlistan aquellos relacionados con la interrupción temporal de las actividades, mientras que cuando se trata de un fallo estructural requiere la reconstrucción global o parcial de la estructura de protección costera. Sin embargo, ciertos diques podrán incursionar en un rango de falla aceptable que se describirá en la metodología propuesta en la sección V. A continuación tendremos las explicaciones de cada fenómeno de transformación de oleaje.

2.2.1 ENFOQUE HIDRÁULICO

Cuando el oleaje impacta a la estructura, las partículas del agua modifican su curso en función de la geometría, propiedades físicas del obstáculo, y características del oleaje en rotura. En esta sección se describen los procesos de transformación del oleaje resultado de dicha interacción.

2.2.1.1 REFLEXIÓN

Este proceso se presenta cuando la energía del oleaje incidente es reflejada parcial o totalmente. La reflexión se cuantifica a través del coeficiente de reflexión dado por (GIOC-UC, 2000).

$$K_r = \frac{A_{ref}}{A_{inc}} \dots \dots \dots (2.2)$$

donde K_r se calcula por el cociente entre la amplitud de la ola reflejada (A_{ref}) y la ola incidente (A_{inc}). Este coeficiente puede variar de 0 a 1, en donde 1 representa la ola totalmente reflejada y $K_r=0$ cuando se tienen estructuras antirreflejantes. La reflexión ha sido estudiado por varios autores, tales como Allsop & Hettiarachchi (1988), Allsop (1990, 1995), Seeling and Ahrens (1981).

Generalmente los diques verticales tienen coeficientes de reflexión cercanos a 1, mientras que un rompeolas exhibe una magnitud del parámetro de 0.3. Sin embargo, en ensayos de laboratorio para determinar el valor de este coeficiente, el factor de escala es un aspecto de relevancia debido a que genera una alteración. La escala geométrica de materiales de grano en los modelos físicos sigue la ley de la Froude y puede causar una escala incorrecta de la viscosidad, que conduce a bajos números de Reynolds y grandes fuerzas viscosas (Burcharth et al, 1999), teniendo como consecuencia flujos laminares en lugar de ser totalmente turbulento

dentro de la estructura porosa y el modelo reflejará más energía que el prototipo equivalente debido a la reducción de la disipación de la energía de onda relativa (Wilson y Cross 1972, Hughes 1993).

Un efecto muy dañino que genera la reflexión sobre estructuras impermeables, es la socavación, en donde la estructura puede ser inestable por pérdida de apoyo. En el Manual de Ingeniería Costera (USACE, 2011) existe una expresión para estimar la profundidad de socavación, plasmada en la ecuación VI-5-260 de dicho documento.

2.2.1.2 REBASE

Cuando el oleaje interactúa con un obstáculo se produce una aceleración y cambio de dirección de las partículas del agua que conllevan a rebasar la corona de la estructura en algunos casos. Esta masa de agua acelerada puede generar daños sobre la estructura de defensa y/o interrumpe su funcionalidad. Se identifican en la literatura tres tipos de rebase.

El primero es el denominado *green water* y se presenta cuando la ola rebasa completamente a la estructura con hidrodinámica similar al de una inundación. El segundo tipo es conocido como *splash* y se presenta cuando la ola rompe en voluta contra la pared de barlomar generando grandes presiones, cuyas partículas en movimiento caótico se elevan demasiado y caen por gravedad sobre la corona o cubierta de cierto obstáculo. El tercer tipo de rebase es en *spray* y sucede cuando el oleaje rompe antes del obstáculo y el viento se encarga de mover las partículas rociándolos sobre la corona. Este tipo de rebase es de poco impacto en el volumen cuantificado, pero genera problemas de visibilidad.

El rebase ha sido estudiada durante los últimos 40 años por varios investigadores, entre los más destacados tenemos a Besley et al. (1998), Goda et al. (1975), Franco et al. (1994), Owen (1982), y Van der Meer & Waal (1992), entre otros. El conocimiento del fenómeno ha dado como resultado la publicación de guías para diseño de estructuras, tales como U.S. Army Corps of Engineers (2002), EurOtop and Pullen (2007) y TAW (2002). Para el caso que nos ocupa, Franco et al. (1994) desarrolló una expresión empírica a partir de pruebas en canales de oleaje:

$$q = 0.2 \exp\left(-\frac{4.3 R_c}{\gamma H_s}\right) \dots\dots\dots (2.3)$$

donde q es el rebase en total en $m^3/m/s$, R_c el francobordo de la estructura, H_s es la altura de ola significativa, y g es el índice de rotura. Se ha generado en base a varios estudios de campo unos límites promedios de peligrosidad. Dichos estudios fueron ejecutados por Endoh & Takahashi (1994) con desbordamientos impactando a personas; Franco et al., (1994) estudiaron el efecto de la caída de los chorros de agua sobre una persona.

Las magnitudes tolerables se muestran en la **Tabla 2.1** (U.S. Army Corps of Engineers, 2002). Estos valores críticos de descarga promedio de desbordamiento, q son una guía, ya que, incluso para el mismo valor de q , la intensidad de agua que golpea una ubicación específica es muy dependiente tanto de la geometría de la estructura y la distancia desde la parte delantera de la estructura. Las intensidades máximas pueden localmente ser de hasta dos órdenes de magnitud mayor que el valor dado de q .

La tabla mostrada es un indicador que se obtuvo de pruebas a escala natural. Sin embargo, el daño se puede obtener en la metodología propuesta mediante la velocidad de las partículas del agua sobre la estructura que junto con la densidad nos genera la fuerza con que el agua se está presentando. De observaciones se deduce que el rebase depende fundamentalmente de la altura de ola, período y nivel medio del mar, así como

características geométricas y estructurales del dique. EurOtop y Pullen (2007) presentan otra tabla en cuanto a rebase tolerables, **Tabla 2.2**.

Tabla 2.1. Magnitudes guía de peligrosidad. Tomada del U.S. Army Corps of Engineers (2002).

q m ³ /s por m	SEGURIDAD DEL TRÁFICO		SEGURIDAD ESTRUCTURAL				q litros/s por m
	VEHICULOS	PEATONES	EDIFICIOS	MUROS	DIQUES EN TALUD REVESTIMIENTOS DE HIERBA	REVESTIMIENTOS	
10 ⁰	Inseguro a cualquier velocidad	Muy peligroso	Daños Estructurales	Daños incluso en estructuras totalmente protegidas	Daños	Daños incluso cuando el camino está pavimentado	1000
10 ⁻¹				Daños si el camino no está pavimentado		200 100	
10 ⁻²				Daños en Estructuras con el trasdós desprotegido		Daños si la coronación no está protegida	Daño incipiente
10 ⁻³	Inseguro en estacionamientos sobre diques en talud	Peligroso en diques en talud	Daños menores: mobiliario, señales, etc.	Sin daño	Sin daño	Sin daño	2 1
10 ⁻⁴	Inseguro en estacionamientos sobre diques verticales	Peligroso en diques verticales					0.1
10 ⁻⁵	Inseguro a velocidades altas	Incómodo pero no peligroso					0.03 0.02 0.01
10 ⁻⁶	Conducción segura a cualquier velocidad	Mojado pero cómodo	Sin daño	Sin daño	Sin daño	Sin daño	0.004 0.001
10 ⁻⁷							0.0001

Por otro lado para estructuras verticales, Besley (1998) distingue entre oleaje que impacta y que no impacta. Demuestra también que cuando las ondas son pequeñas en comparación con la profundidad estas son reflejadas por el dique vertical.

Cuando las olas en la pared son grandes en relación con la profundidad, entonces se produce la rotura del oleaje sobre la estructura, dando lugar a desbordamiento significativamente más abrupto. Por lo anterior, se define h^* para separar de un oleaje pulsativo a uno que impacta sobre la pared,

$$h^* = \left[\frac{h_s}{H_s} \right] \left(\frac{2\pi h_s}{gT_m^2} \right) \quad (2.4)$$

donde H_s la altura significativa en aguas profundas, h_s altura significativa al pie de la estructura y T_m el período promedio. Cuando $h^* > 0.3$ predomina el oleaje pulsativo, mientras que cuando $h^* \leq 0.3$ predominará oleaje que impacta sobre la pared.

Tabla 2.2. Límites para el rebase. Tomada de EurOtop & Pullen (2007).

Tipo	Peligro y razón	Caudal medio	Volumen Máximo
		q (l/s/m)	(l/m)
Peatones	El personal capacitado, bien calzados y protegidos, esperando que se moje, el flujo rebasado fluye a niveles bajos y existe bajo peligro de caída del flujo sobre la pasarela.	1-10	500 en bajo nivel
	Peatones conscientes, visión clara del mar, no es fácilmente alterada o asustada, capaces de tolerar lo mojado y con pasarela amplia.	0.1	20-50 en alto nivel o velocidad
Vehículos	Conducción a baja velocidad, rebase por flujo pulsante a baja profundidad, no caen chorros por rebase, vehículos no se sumergen.	10-50	100-1,000
	Conducción a moderada o alta velocidad, caída de chorros a alta velocidad por impulsos.	0.01-0.05	5-50
Detrás de la defensa	Daño significativo o hundimiento de grandes yates	50	5,000 - 50,000
	Hudimiento de pequeños botes de 5-10m y daño de grandes yates	10	1,000 - 10,000
	Elementos estructurales del edificio	1	-
	Daños de equipo de 5-10m de dimensiones	0.4	-

Las expresiones que determinan al rebase están dadas por,

$$q = 0.05 \exp\left(-2.78 \frac{R_c}{H_s}\right) \quad \text{para } h^* > 0.3 \quad (2.5)$$

$$q = 1.37 \times 10^{-4} R_h^{-3.24} \quad \text{para } h^* \leq 0.3 \quad (2.6)$$

$$R_h = \left[\frac{R_c}{H_s} \right] h^* \quad (2.7)$$

y para el caso de diques con pared vertical y base rocosa con altura considerable, las expresiones anteriores se modifican por la rotura del oleaje por,

$$d^* = \left[\frac{d}{H_s} \right] \left(\frac{2\pi h_s}{gT_m^2} \right) \quad (2.8)$$

donde, d representa el tirante de agua sobre la corona de la berma al nivel de agua en reposo, para $d^* > 0.3$ implicará que la base rocosa tendrá poca influencia en la ola incidente, y se podrá aplicar la ecuación (2.5).

Por otro lado, cuando la base rocosa influya enormemente $d^* \leq 0.3$ y será de gran impacto el oleaje incidente, cuya ecuación para el rebase estará dada por,

$$q = 4.63 \times 10^{-4} R_d^{-2.79} \quad \text{para } d^* \leq 0.3 \dots\dots\dots (2.9)$$

2.2.1.3 DIFRACCIÓN

La difracción es el fenómeno por el cual la energía del oleaje incidente se transmite de forma lateral sobre las crestas del oleaje rodeando al obstáculo. Cuando la propagación del oleaje es interrumpido por un obstáculo como un rompeolas, el efecto de la difracción se manifiesta a través de la cesión de la energía en la zona abrigada o protegida, de tal manera que no se tiene un completo estado de calma por este efecto. Este efecto ha sido ampliamente estudiado en la literatura. El primero que resolvió este problema fue Sommerfeld (1896) así como Carr y Stelzriede (1952), posteriormente Penny y Price (1952) mostraron que la misma solución podría aplicarse en aguas con profundidad constante que se propaga más allá del morro de una barrera impermeable rígida. Wiegel (1962) resume la solución de Penny y Price (1952) generando tablas para su uso en el diseño de rompeolas. En cuanto a pruebas experimentales Putnam y Arthur (1948) obtuvieron resultados de una barrera semi-infinita considerando seis direcciones para cada periodo incidente de ola.

Para condiciones típicas de anchos entre diques mayores a 5 veces la longitud de onda, Johnson (1952) sugiere que los patrones de difracción a cada lado de la abertura del espacio serán independientes entre sí, de lo anterior obtuvo varias graficas que sirven para el diseño de rompeolas considerando este fenomeno.

Bowers y Welsby (1982) realizaron ensayos físicos a través de dos espigones con cierto ángulo de inclinación. Se emplearon rompeolas con ángulos internos de 90 y 120 grados. Como era de esperarse, en el rompeolas inclinando aumentaron las alturas en el sotamar en comparación con los resultados de los rompeolas colineales. Pero los aumentos fueron relativamente pequeños de hasta 15 por ciento para los ángulos interiores 120° y hasta 20 por ciento para los ángulos interiores de 90 grados, esto cuando la anchura excedió la media longitud de onda.

Memos (1976, 1980a, 1980b, 1980c) desarrollaron una solución analítica aproximada para la difracción a través de un hueco formado por la intersección de dos rompeolas que tienen ejes que no son colineales, pero se cruzan en algún momento con cierto ángulo. El punto de intersección de los ejes rompeolas coincide con la punta de uno de los espigones.

Para evaluar el efecto de la difracción en un espectro de oleaje direccional, Goda, Takayama y Suzuki (1978) calcularon los coeficientes de difracción para un rompeolas semi-infinita y una brecha de rompeolas partiendo el espectro en 10 frecuencias y varias direcciones (20 a 36) así como la combinación de los componentes del resultado en los puntos en el espigón de sotamar.

Liu y Lozano (1979), Lozano y Liu (1980), y Liu (1982) ejecutaron simulaciones numéricas cuando la difracción se presenta de manera combinada junto con la refracción, lo anterior se presenta cuando los cambios de profundidad en un puerto son suficientes para presentarse la refracción junto con los efectos de difracción.

Hudson et al. (1979), realizaron ensayos físicos en forma rutinaria investigando los efectos combinados de la refracción y difracción, con una limitación importante en estos modelos de oleaje, el cual se refiere a que el modelo no puede tener una escala distorsionada, esto es, las relaciones de escala horizontal y vertical deben ser los mismos. A veces, las limitaciones de espacios laterales o la necesidad de mantener una profundidad de modelo adecuado son para evitar que los efectos viscosos y de tensión superficial hagan una escala un

modelo a escala distorsionada deseable. Por lo que, este modelo no puede investigar con eficacia los problemas de difracción refracción combinados.

Seelig (1979) elaboró un software para simular la acción combinada de difracción y refracción el cual ha estado disponible en el Sistema Automatizado de Ingeniería Costera (ACES) (Leenknecht et al. 1992). El paquete de cómputo estima la altura de ola debido a la difracción y la reflexión combinada causada por una estructura. Tiene la capacidad para simular un rompeolas recto y semi-infinito, morros, y cabos rocosos con las hipótesis de oleaje lineal monocromáticas y profundidad del agua constante.

2.2.1.4 AGITACIÓN

La interacción oleaje estructura puede resultar en el rebase o transmisión de la energía, generando agitación y en el peor de los casos resonancia en dársenas. La agitación portuaria debida a las oscilaciones de onda corta ha sido ampliamente estudiada a través de técnicas y metodologías diversas. Los modelos que el estado del arte ofrece como posibles herramientas para el estudio de resonancia portuaria, se pueden agrupar en dos grandes familias: aquellos modelos que se basan en ecuaciones lineales de gobierno, e integradas en vertical, que son incapaces de simular las características dispersivas del flujo, y los modelos que utilizan aproximaciones no lineales en las ecuaciones de gobierno, y que contemplan las características dispersivas del flujo.

Lee Miles & Munk (1961), Lee (1971), y Marcos et al. (2003) propusieron unas ecuaciones adecuadas para la determinación de los modos naturales de oscilación de cuerpos de agua con geometrías sencillas, utilizando esquemas en diferencias finitas, modelo lineal, y no dispersivo y forzado con oleaje monocromático. Por otro lado HI (1995), Chen (1993) y GIOC (2000) generaron unas ecuaciones adecuadas para la simulación de resonancia portuaria generada por oscilaciones de ondas largas, que no contengan procesos de dispersión frecuencial de energía. Las ecuaciones hacen uso de las diferencias finitas, con un modelo lineal/no lineal, y no dispersivo, forzado con onda larga.

Nwogu (1993); Madsen et al. (1991); Woo & Liu (2004) modificaron las ecuaciones de Boussinesq, resultando adecuado para el estudio ingenieril de resonancia portuaria sobre contornos y batimetrías reales. Incluye los procesos no lineales y dispersivos del flujo en un dominio bidimensional a lo largo del tiempo, recurre a las diferencias finitas y elementos finitos, sin embargo, es un modelo no lineal débil; $kh \leq 3$, y débilmente dispersivo; $kh \leq 3$, es forzado con ondas monocromáticas.

Wei & Kirby (1995); Agnon et al. (1999); Madsen & Agnon (2003) extendieron las ecuaciones de Boussinesq resultando adecuado para el estudio científico de resonancia portuaria sobre contornos y batimetrías reales. Contempla los procesos no lineales, y dispersivos del flujo en un dominio bidimensional a lo largo del tiempo. Admite mecanismos de disipación. Su aplicación ingenieril se ve condicionada por el excesivo coste computacional en la solución del esquema numérico y temporal.

El caso del rebase, difracción y agitación son fenómenos de la transmisión del oleaje hacia la zona abrigada de una estructura a la transmisión de aquella porción de energía por difracción en morros o reflexiones sucesivas en otras estructuras adyacentes.

2.2.1.5 ASCENSO-DESCENSO

Este tipo de fenómenos está asociado con rompeolas tipo talud, sin embargo, en estructuras verticales será de importancia conocer el nivel del ascenso del oleaje como primera aproximación del rebase. Goda (1974) propuso la expresión (2.10) relacionado con el nivel en reposo del agua y hasta donde la ola tendrá su

alcance, definido por η^* . Considerando un oleaje perpendicular a la estructura vertical tendremos que el ascenso será 1.5 veces la altura de la ola, esto considerando rotura e impacto de la ola frente a la estructura vertical,

$$\eta^* = 0.75[1 + \cos \beta]H = 1.5H \quad (2.10)$$

donde, h^* indica el alcance vertical de la ola sobre la estructura, β el ángulo de incidencia del oleaje, generalmente se considera 0° para el caso más desfavorable y H es la altura de ola de diseño.

2.2.1.6 SIMULACIÓN NUMÉRICA

En la Ingeniería de Costas y Oceánica, el especialista se enfrenta con el problema de diseñar una estructura que resuelva armoniosamente la demanda bajo los aspectos de eficiencia, seguridad y costo. Sin embargo, los fenómenos hidráulicos asociados con la rotura del oleaje son tan complejos que no es posible describirlos de manera analítica. Por lo tanto, ha sido necesario recurrir a la modelación numérica, lo cual ha permitido avances importantes en el estado del conocimiento durante los últimos años.

En los últimos 30 años se han realizado grandes esfuerzos para avanzar en el estado de modelado de onda y simulaciones de inundación para las aplicaciones de ingeniería costera. Kobayashi et al. (1989) utilizaron por primera vez un modelo numérico basado las ecuaciones no lineales de aguas poco profundas (NLSW) para una playa. Las primeras aplicaciones de estas ecuaciones no lineales en aguas someras fueron estudiados por Casulli & Stelling, (1998) y Stansby et al., (1998). Un modelo numérico con ecuaciones NLSW, es un modelo integrado en la profundidad que es computacionalmente eficiente en comparación con modelos que resuelven las variaciones en profundidad como los que resuelven las ecuaciones de Navier-Stokes con el promedio de Reynolds.

Los primeros estudios mostraron una buena estimación del rebase medio. Sin embargo, sus condiciones de oleaje se limitaron a ondas monocromáticas. Desde entonces, muchos estudios numéricos tales como Dodd (1998), Hu et al., (2000), Shiach et al., (2004), Stansby and Feng (2004) y Tuan and Oumeraci (2010) se han enfocado en estimar la descarga del rebase sobre una estructura costera utilizando modelos basados en las ecuaciones NLSW.

Trabajos más recientes usando modelos NLSW con resultados más cercanos a la realidad lo obtuvieron Shiach et al., (2004), Stansby and Feng (2004) y Tuan and Oumeraci (2010). Sin embargo, la condición de frontera en sus modelos se estableció cerca del dique. Estos modelos tienen muchas limitaciones debido a la suposición de la presión hidrostática en los modelos de ecuaciones NLSW, por lo tanto era difícil de reproducir fenómenos rebase así como la transformación del oleaje desde mar adentro hasta el dique.

Entre los modelos no-hidrostáticos se encuentran los modelos numéricos COBRAS (Lin & Liu, 1998) y SWASH (Zijlema et al., 2011). El modelo Cornell BReaking waves And Structure (COBRAS) ha sido ampliamente utilizado para el estudio de interacción oleaje-estructura desde el trabajo pionero de Lin y Liu, (1998). El modelo numérico ha sido mejorado mediante la inclusión del medio poroso (Hsu et al., 2002), mejorando el algoritmos de generación del oleaje y generación de la malla (Losada et al., 2008; Guaniche et al., 2010). Este es un modelo numérico bidimensional que resuelve las ecuaciones promediadas en volumen finito de Reynolds Navier-Stokes (VARANS), con un modelo de turbulencia k- ϵ no lineal mediante el método VOF (Volumen de líquido) para el seguimiento de la superficie libre. El modelo numérico también emplea métodos de diferencias finitas y permite la definición de los obstáculos y los medios porosos (ver Hsu et al. 2002). Por otro lado, el modelo SWASH, desarrollado recientemente, es un modelo de propagación de oleaje en el dominio del tiempo basado en las ecuaciones NLSW con presión no hidrostática. El modelo fue validado ampliamente por Zijlema et al., (2011) y Suzuki et al., (2011).

Más recientemente, el uso de modelos numéricos que resuelven ecuaciones en 3D y en dos fases es más común. Por ejemplo, el modelo de código abierto OpenFoam. Este modelo numérico ha sido validado por diferentes autores para el estudio de interacción flujo-estructura. Por ejemplo, Higuera et al. (2013) presentan validaciones de los procesos de ingeniería costera obteniendo resultados confiables comparándolo con datos medidos. Jacobs et al. (2012) proporciona otros solvers y librerías para modelar el oleaje de cualquier característica mediante el Wave2Foam. Recientemente, Palemón et al. (2014) muestra la capacidad del modelo de simular interacción oleaje-estructura en aguas profundas de una plataforma TLP bajo la acción de un huracán de categoría 5 de la escala Saffir-Simpson.

Específicamente la modelación numérica de la interacción del oleaje enfocado al rebase para diques verticales, existen varios trabajos enfocados a validar el rebase con resultados experimentales. Por ejemplo, Guanche et al. (2009) realizaron varios ensayos con diques verticales y mixtos, cuyos resultados numéricos se asemejan a los obtenidos experimentalmente. Misra et al. (2011) realizó varias simulaciones previamente validadas con tres diferentes geometrías del dique vertical, obteniendo un mayor rebase cuando el dique tiene una corona inclinada y escalonada, y menor cuando es totalmente rectangular y sin inclinación. Más recientemente, Martínez (2013) validó el swash para rebase obteniendo resultados confiables.

2.2.2 ENFOQUE ESTRUCTURAL

El oleaje genera una respuesta en las estructuras costeras cuyo estudio requiere del uso de criterios y aproximaciones para determinar las fuerzas y presiones que actúan sobre ellas. A continuación se presentan algunos de los modelos más utilizados.

2.2.2.1 DETERMINACIÓN DE PRESIONES

Determinar las presiones sobre una estructura que interactúa con el oleaje es una fase de gran importancia debido a que es la esencia del diseño de diques verticales.

2.2.2.1.1 TEORIA LINEAL

Este criterio es aplicable cuando no se produce la rotura del oleaje, es decir, cuando se cumple esta condición, $H/h > 0.5$. Por lo tanto, la ley de presiones debida al oleaje en el plano $x = 0$, tendremos:

$$P(z, y, t) = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} (1 + K_r) \frac{\cosh k[h+z]}{\cosh(kh)} \cos[kx - \omega t] \quad (2.11)$$

Para el caso particular de que el coeficiente de reflexión sea igual a la unidad, y el oleaje sea perpendicular a la pared de la estructura la ley de presiones se encontrará en fase y su magnitud será de:

$$P(z, t) = -\rho g z + \rho g H \frac{\cosh k[h+z]}{\cosh(kh)} \cos[\omega t] \quad (2.12)$$

Donde :

- k es el número de onda dado por $2\pi / L$
- L representa la longitud de onda y por la ecuación de dispersión resulta

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left[\frac{2\pi h}{L}\right] \quad (2.13)$$

- ρ es la densidad del agua, estimada en $1,030 \text{ kg/m}^3$.
- g indica la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

Por lo tanto, el empuje total máximo por unidad de ancho del dique será:

$$F_{\max} = \frac{1}{2} \rho g [h^2 + H^2] + \rho g H \frac{\tanh k[h]}{k} \quad (2.14)$$

2.2.2.1.2 CRITERIO DE GODA

Uno de los pioneros en formular este tipo de formulaciones fue Goda (1974), la cual fue modificada en los años 90s para seguir siendo vigente. Sus ecuaciones para determinar las fuerzas del dique fueron en base a pruebas de laboratorio (Goda, 1974), **Figura 2.1**.

En el nivel de reposo, la presión se obtiene de la ecuación (2.15),

$$P_1 = \frac{1}{2} [1 + \cos \beta] [\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta] \rho g H \quad (2.15)$$

Para un oleaje incidente perpendicular a la estructura ($\beta = 0^\circ$) la ecuación (2.15) se reduce a,

$$P_1 = [\alpha_1 + \alpha_2] \rho g H \quad (2.16)$$

Los coeficientes de reducción obtenidos por la calibración hecha por Goda (1974) en la que se toma en cuenta la carga cuasi-estática así como el efecto de la base sobre la que se apoya el dique, se definen como:

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi \frac{h}{L}}{\sinh\left(4\pi \frac{h}{L}\right)} \right]^2 \quad (2.17)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh\left(2\pi \frac{h}{L}\right)} \quad (2.18)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right] \quad (2.19)$$

donde h_b es la profundidad a una distancia de 5 veces H_s frente al dique. La presión en la base del dique se obtiene por:

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad (2.20)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \frac{h}{L}\right)} \right] \quad (2.21)$$

En el francobordo de la estructura vertical de concreto la presión por éste método está dado por:

$$P_4 = \alpha_4 P_1 \quad (2.22)$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c^*}{\eta^*} \quad (2.23)$$

$$h_c^* = \min[\eta^*, h_c] \quad (2.24)$$

En donde η^* está dado por la expresión (2.10). Teóricamente la presión vertical en el pie de la estructura es igual a la presión horizontal P_3 ; sin embargo, Goda (Goda, 1994) asume que la presión vertical ascendente se puede obtener por la expresión (2.25),

$$P_u = \frac{1}{2} [1 + \cos \beta] \alpha_1 \alpha_3 \rho g H \quad (2.25)$$

$$P_u = \alpha_1 \alpha_3 \rho g H \quad (2.26)$$

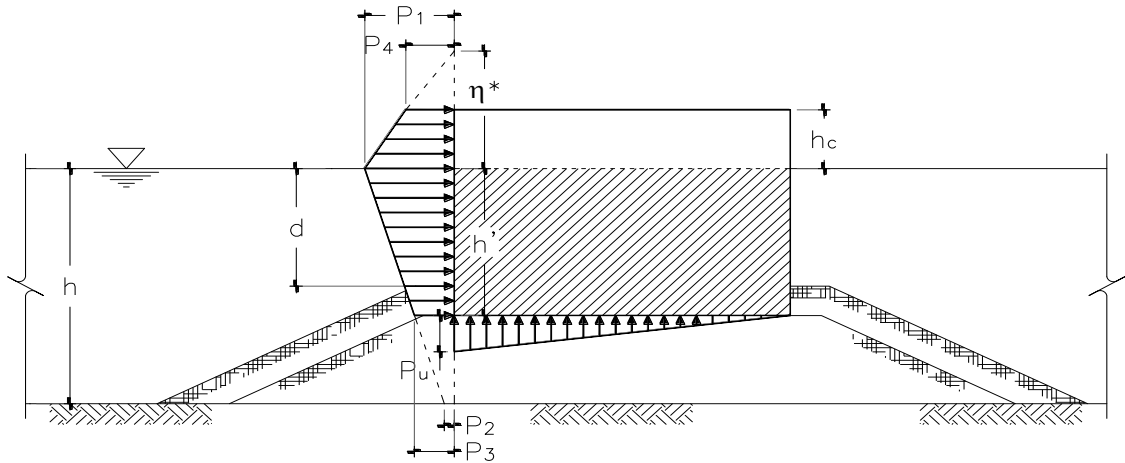


Figura 2.1. Distribución de presiones sobre la estructura

2.2.2.1.3 TAKAHASHI

Takahashi presenta un criterio basado en la formulación de Goda pero incorporando nuevos resultados de laboratorio (Takahashi et al., 1994) con carga de impacto. En este método se incluye la rotura del oleaje generando presiones impulsivas en donde $H/h < 0.7$, aspecto no considerado en el método de Goda (1974). Esquemáticamente este criterio en cuestión considera lo indicado en la Figura 2.2.

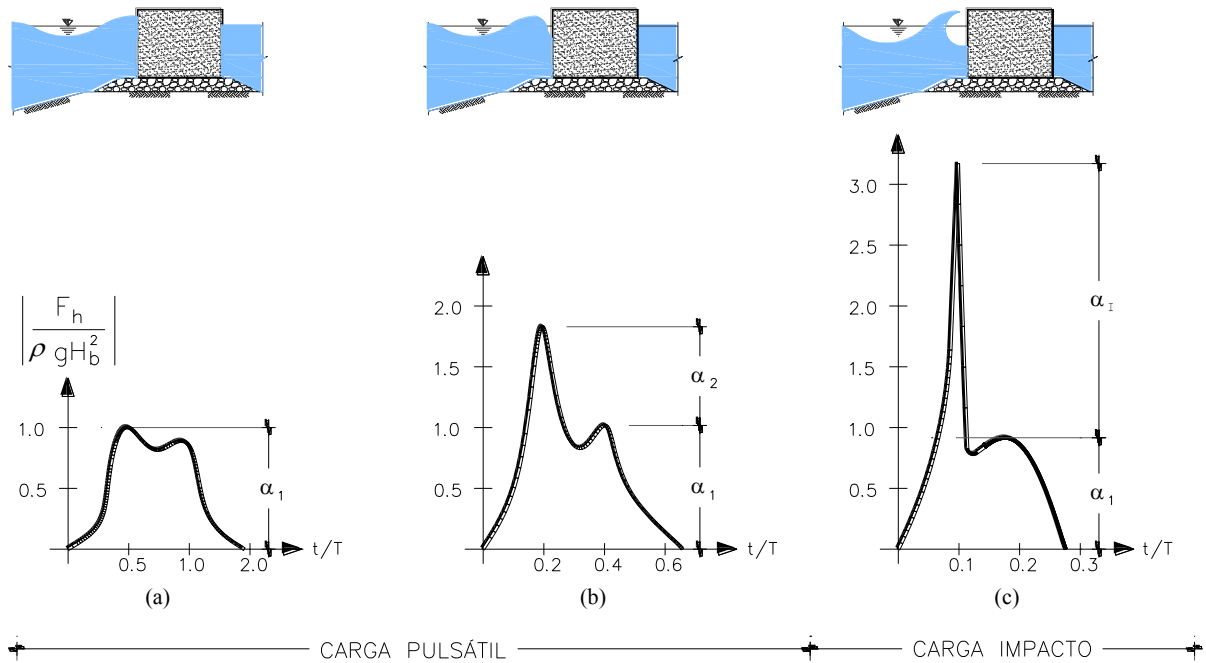


Figura 2.2. Transición de la presión de ola, Takahashi et al., (1994)

La modificación al método original se concreta en una definición del parámetro a_2 por a_2^* , en la expresión de P_1 (ecuación 2.15), quedando definido como:

$$\alpha_2^* = \max \left\{ \begin{array}{l} \alpha_2 \text{ definido por Goda(1974)} \\ \alpha_1 \end{array} \right. \dots (2.27)$$

Siendo $\alpha_l = \alpha_{l0}\alpha_{l1}$ (2.28)

Nótese que α_{l0} tiene implícito el efecto de la altura de la ola en la banquetta, mientras que α_{l1} representa el efecto de la geometría de la banquetta.

$$\alpha_{l0} = \begin{cases} \frac{H}{d} & H \leq 2d \\ 2 & H > 2d \end{cases} \dots\dots\dots (2.29)$$

Para obtener α_{l1} se realiza de manera gráfica recurriendo a la **Figura 2.3**. El valor de α_l alcanza un valor máximo de 2 para $B_M/L = 0.12$, $d/h = 0.4$ y $H/d > 2$. En los casos en que $d/h > 0.7$, α_l adopta siempre valores menores que α_2 definido por Goda. En virtud de que las presiones de impacto disminuyen sensiblemente al aumentar el ángulo de incidencia del oleaje, se considera despreciable a partir de un ángulo de 30°. L representa la longitud de onda.

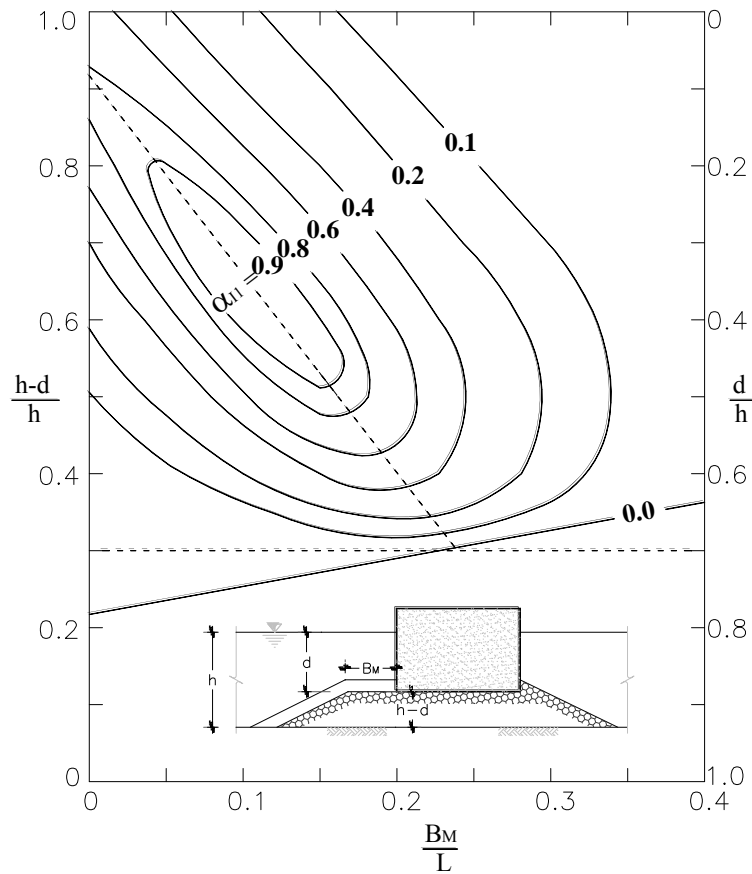


Figura 2.3. Ábaco para obtener α_{l1} Takahashi et al., (1994).

2.2.2.1.4 DINÁMICO

Los métodos para determinar las presiones presentadas anteriormente son métodos estáticos. Sin embargo, Goda (1974) intentó incluir la dinámica del oleaje, mientras que Takahashi et al., (1994) incluyó el efecto del impacto de manera empírica. Actualmente existen métodos analíticos, aquí expuesto que intentan predecir

ligeramente mediante el acoplamiento del deslizamiento y vibración el comportamiento dinámico de la estructura ante el oleaje (sección II.2.1.2.4.2). Sin embargo, la solución de las ecuaciones requiere una metodología numérica y que hasta el día de hoy ha sido escasamente validada.

2.2.2.1.4.1 PROVERBS

En 1996 en Europa fue creado el proyecto “Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters” (PROVERBS) en los grupos de trabajo de “Marine Science Research Programme” (MAST III), cuyo objetivo principal fue la de desarrollar e implementar las herramientas basadas en la probabilidad para el diseño de diques verticales y otros tipos de estructuras monolíticas mediante resultados de ensayos realizados en los mayores canales de oleaje del mundo. Lo anterior a diferencia de los modelos deterministas tradicionales basados en la distribución estadística de las fuerzas y consideraciones teóricas derivadas de la teoría de la onda solitaria.

Proverbs desarrolló un mapa paramétrico, **Figura 2.4** para la predicción del tipo de carga por oleaje en diques verticales y diques mixtos en función del tipo de base y geometría de la estructura.

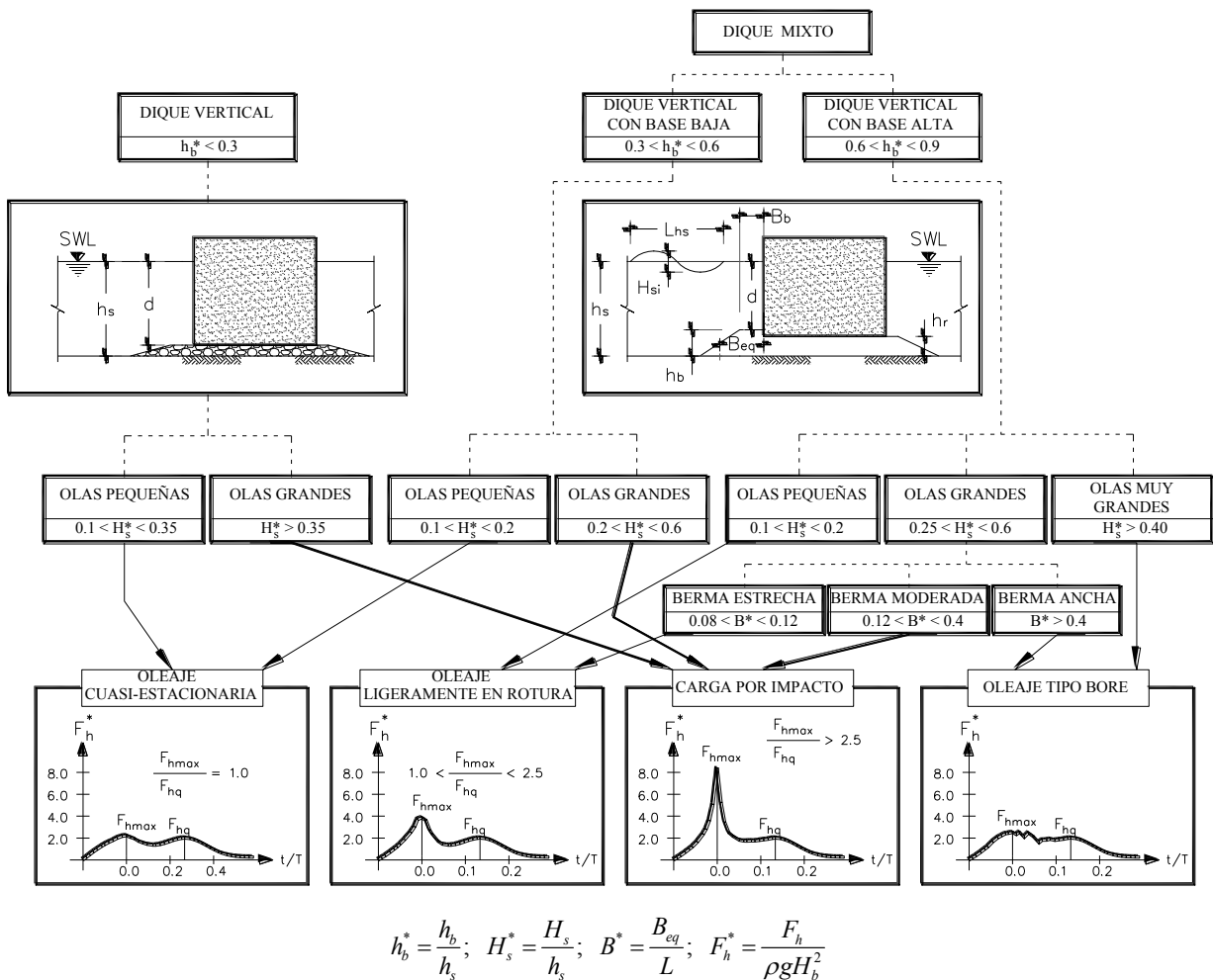


Figura 2.4. Mapa paramétrico de McConnell, PROVERBS, (1998).

En función de las cargas actuantes será el modo de fallo, sugiriéndose que para una carga única cuasi-estática se presentará un fallo total. Por otro lado, para carga cíclica se presentará el fallo por fatiga y en etapas,

mientras que para la carga de impacto el fallo será progresivo y de manera permanente. Esta clasificación permite considerar *a priori* la geometría a elegir en base al tipo de fallo que puede tener la estructura de protección.

Los principales parámetros utilizados en el mapa paramétrico para la determinación de la carga de oleaje en la estructura son la altura relativa de la berma, h_b / h_s , la altura relativa de la ola, H_{si} / d , y el ancho relativo de la berma, B_{eq} / L_{Pl} . Los parámetros de onda H_{si} y L_{Pl} se determinan en la profundidad del agua h_s , y L_{Pl} está determinado por la teoría de lineal. El ancho de berma equivalente, definida a media berma, $B_{eq} = B_b + h_b / 2 \tan b$.

2.2.2.1.4.2 ECUACIONES ACOPLADAS

Las vibraciones se clasifican en vibraciones libres, propias, y forzadas. Las vibraciones libres, también conocidas como vibraciones naturales, las originan y mantienen las fuerzas elásticas y gravitatorias, las cuales sólo dependen de la posición y movimiento del cuerpo. Las forzadas las originan y mantienen fuerzas periódicas o arbitrarias aplicadas externamente, o fuerzas que no dependan de la posición ni del movimiento del cuerpo.

Asimismo, todas las vibraciones se clasifican en amortiguadas y no amortiguadas. Cuando las fuerzas que se oponen a la fuerza recuperadora (rozamiento, resistencia del aire, amortiguamiento viscoso, etc.) sean despreciables, se dice que la vibración es no amortiguada, lo cual no se presenta en la naturaleza, ya que implica que cierto cuerpo al excitarse, no cederá su movimiento. Por otro lado, las vibraciones en las que no se desprecian dichas fuerzas se les conoce como amortiguadas. Estas son las que se encuentran en cualquier cuerpo al iniciarse su movimiento, tendiendo a desaparecer.

Está claro que todo sistema real contiene fuerzas de rozamiento que llegarían a detener las vibraciones libres. Sin embargo, en muchos sistemas la pérdida de energía debida a la resistencia del aire, el rozamiento interno de los resortes u otras fuerzas resistivas es tan pequeña que el análisis basado en un amortiguamiento despreciable da a menudo resultados técnicamente satisfactorios. En particular, la frecuencia y el período de oscilación que se obtienen para un sistema animado de vibraciones libres tienen un valor muy próximo al que se obtiene para un sistema vibrante que tenga un amortiguamiento pequeño.

Por lo tanto en la naturaleza, todo sistema al ser excitado con el paso del tiempo tenderá a ceder su movimiento, esto gracias a la fricción existente, viento, o la no linealidad del material, el cual se traduce como amortiguamiento. Para determinar la ecuación diferencial consideremos la **Figura 2.5**, como un modelo de masa resorte y amortiguamiento, en donde la rigidez la aportan las columnas y la masa el sistema de piso del marco de un nivel.

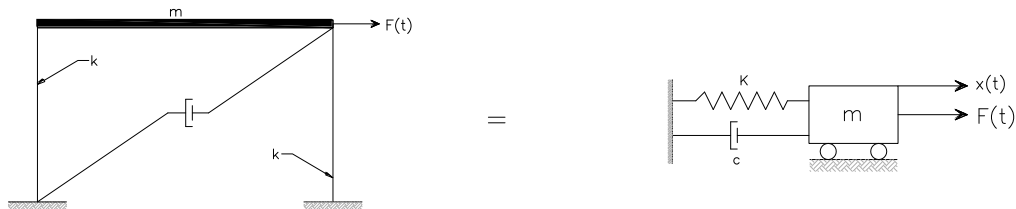


Figura 2.5. Modelo con amortiguamiento.

Al generar un desplazamiento x al sistema de masa-resorte reaccionará el resorte con una fuerza proporcional a la rigidez por el desplazamiento x así como la velocidad multiplicada por el coeficiente de amortiguamiento viscoso, ecuación (2.30), aplicando el principio de D'Alembert, el cual establece que un sistema puede ser puesto en estado de equilibrio dinámico agregando a las fuerzas externas una fuerza ficticia, comúnmente conocida como fuerza de inercia (ver **Figura 2.6**).

Ésta fuerza ficticia es igual a la masa por la aceleración (segunda ley de Newton) y siempre se considera que actúa en sentido contrario al movimiento inicial (x), mismo que nos permite obtener la ecuación diferencial del movimiento.

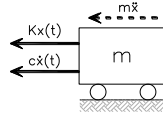


Figura 2.6. Aplicación del principio de D'Alembert.

Al sumar todas las fuerzas horizontales tendremos:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx(t) = 0 \quad (2.30)$$

La ecuación (2.30) es la ecuación de diferencias del movimiento para la vibración libre amortiguada. Es lineal, de segundo orden y homogénea con coeficientes constantes. La ecuación tiene la siguiente forma:

$$m\lambda^2 + c\lambda + k = 0 \quad (2.31)$$

Las raíces de la ecuación característica son las siguientes:

$$\lambda = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4km}}{2m} \quad (2.32)$$

$$\lambda_1 = \frac{-c + \sqrt{c^2 - 4km}}{2m} = -\frac{c}{2m} + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (2.33)$$

$$\lambda_2 = \frac{-c - \sqrt{c^2 - 4km}}{2m} = -\frac{c}{2m} - \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (2.34)$$

La solución está dada por:

$$x(t) = Ae^{\lambda_1 t} + Be^{\lambda_2 t} \quad (2.35)$$

donde A y B dependen de las condiciones iniciales de movimiento. Por lo tanto, existen tres casos de solución para la ecuación anterior dependiendo del valor del radical de la ecuación (2.31), los cuales se presentan a continuación.

Si consideramos a

$$c_c^2 - 4km = 0 \quad (2.36)$$

$$c_c^2 = 4km \quad (2.37)$$

$$c_c = \sqrt{4km} = 2\sqrt{km} \quad (2.38)$$

$$c_c = 2\sqrt{km \left[\frac{m}{m}\right]} = 2\sqrt{m^2 \left[\frac{k}{m}\right]} = 2m\sqrt{\frac{k}{m}} = 2m\omega \quad (2.39)$$

Por tanto, el amortiguamiento crítico será cuando $c_c = 2m\omega$, mientras que el % del amortiguamiento crítico es:

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad (2.40)$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (2.41)$$

$$\xi\omega = \frac{c}{2m} \quad (2.42)$$

Al sustituir la ecuación (2.41) a (2.32) o (2.33) quedará:

$$\lambda_1 = -\xi\omega + \sqrt{(\xi\omega)^2 - \omega^2} \quad (2.43)$$

$$\lambda_1 = -\xi\omega + \sqrt{\omega^2 [\xi^2 - 1]} \quad (2.44)$$

$$\lambda_1 = -\xi\omega + \omega\sqrt{\xi^2 - 1} \quad (2.45)$$

$$\lambda_1 = \omega \left[-\xi + \sqrt{\xi^2 - 1} \right] \quad (2.46)$$

De la misma manera se puede hacer para λ_2 . Por lo tanto, existen tres posibilidades de solución: (a) $\xi = 1$, (b) $\xi > 1$ y (c) $\xi < 1$. Para el primer caso, cuando $\xi = 1$, en donde $c_c = c$, el sistema se considera con amortiguamiento crítico (ver **Figura 2.7**), cuya solución está dada por:

$$x(t) = e^{-\omega t} \left[x_0 + (x_0\omega + v_0)t \right] \quad (2.47)$$

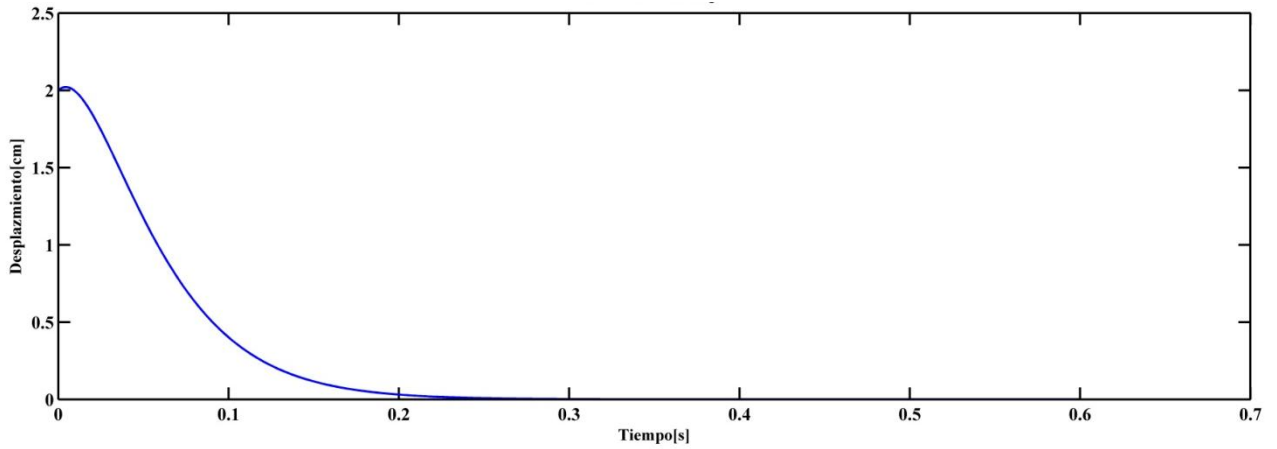


Figura 2.7. Sistema con amortiguamiento crítico.

En donde las condiciones iniciales son x_0 y v_0 , desplazamiento y velocidad inicial. La solución indica que el sistema no oscila, es decir, regresa de la manera más rápida a su estado de reposo.

Cuando $\xi > 1$ el sistema se considera sobre-amortiguado, en donde:

$$\lambda_1 = \omega \left[-\xi + \sqrt{\xi^2 - 1} \right] < 0 \quad (2.48)$$

$$\xi^2 < \xi^2 - 1 \quad (2.49)$$

La ecuación (2.49) indica que es una contradicción. Su solución está dada por:

$$x(t) = c_1 e^{-\left(\xi\omega - \omega\sqrt{\xi^2 - 1}\right)t} + c_2 e^{-\left(\xi\omega + \omega\sqrt{\xi^2 - 1}\right)t} \quad (2.50)$$

Se concluye que este tipo de amortiguamiento no existe y sólo es idealizado. Por otro lado, cuando $\xi < 1$ en donde $c_c = c$ el sistema se considera con sub-amortiguado, cuya solución es:

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left[x_0 \cos(\omega_D t) + \frac{v_0 + x_0 \xi \omega}{\omega_D} \text{sen}(\omega_D t) \right] \quad (2.51)$$

o bien:

$$x(t) = A e^{-\xi\omega t} \text{sen}[\omega_D t + \alpha] \quad (2.52)$$

$$x(t) = A e^{-\xi\omega t} \cos[\omega_D t - \alpha] \quad (2.53)$$

$$A = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{v_0 + x_0 \xi \omega}{\omega_D} \right)^2} \quad (2.54)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{x_0 \omega_D}{v_0 + x_0 \xi \omega} \right) \quad (2.55)$$

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.56)$$

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} \quad (2.57)$$

donde:

v_0 Velocidad de la masa en el instante $t=0$ (m/s)

x_0 Desplazamiento de la masa en el instante $t=0$ (m)

ω_D Frecuencia amortiguada del sistema (rad/s).

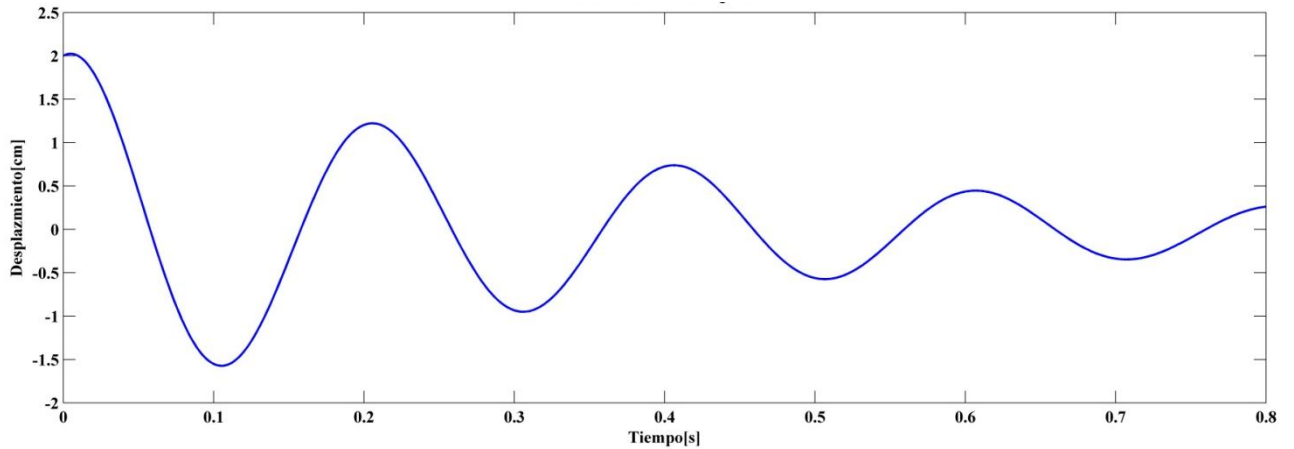


Figura 2.8. Decremento del sistema sub-amortiguado.

Las ecuaciones (2.29) al (2.56) indican que el movimiento puede representarse matemáticamente, y de la misma manera puede modelarse con ecuaciones la cedencia del movimiento. Por lo que también se puede acoplar la vibración y deslizamiento del rompeolas en cajón mediante la expresión (2.58).

$$m \ddot{x}_1 + m R_o \cos(\varphi_c - \varphi) \ddot{\varphi} = p(t) - f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \quad (2.58)$$

$$m R_o \cos(\varphi_c - \varphi) \ddot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} = M(t) - \bar{m}_c g R_o \operatorname{sen}(\varphi_c - \varphi)$$

$$m_s \ddot{x}_2 + c_x \dot{x}_2 + k_x x_2 = f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)$$

2.2.2.2 ESTABILIDAD

Actualmente los métodos para diseño de rompeolas vertical emiten la estabilidad a través de un factor de seguridad FS. Este factor representa la economía de un proyecto, y la magnitud indica que tan seguro será dicha estructura a un determinado forzamiento. En Ingeniería se recomienda tenerlo en el intervalo $1.1 \leq FS \leq 3$, ya que valores menores al recomendado representará una obra muy barata pero muy insegura, mientras que un valor de 3 es el máximo recomendado, en donde el proyecto será seguro y moderadamente económico ya que no requerirá mayor mantenimiento. Una magnitud mayor a la indicada generará una estructura muy segura cuya vida útil mucho más de los razonablemente aceptado y por supuesto muy caro su materialización.

Para definir los factores de seguridad, necesitaremos definir las variables que se usan para su definición (Figura 2.9).

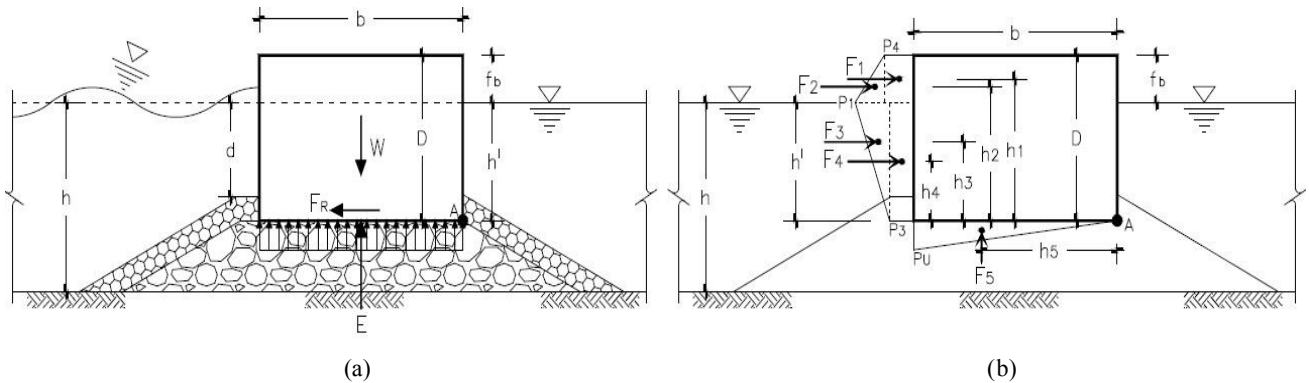


Figura 2.9. Definición de parámetros, para (a) fuerza resistente y (b) fuerza actuante

2.2.2.2.1 FACTOR DE SEGURIDAD ANTE DESLIZAMIENTO

Relacionaremos para este caso las fuerzas horizontales que aportan en resistencia (F_R) y con las fuerzas horizontales actuantes (F_A). La expresión (2.59) define el factor para el deslizamiento.

$$FS_D = \frac{F_R}{F_A} \dots\dots\dots (2.59)$$

En la Figura 2.9 se observan los parámetros para la fuerza resistente y para la actuante, dados por:

$$F_R = \mu W' \dots\dots\dots (2.60)$$

$$W' = W - E - F_5 \dots\dots\dots (2.61)$$

$$F_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 \dots\dots\dots (2.62)$$

Se observa que el peso propio neto de la estructura aporta mayormente en la fuerza resistente. El valor del coeficiente de fricción se considerará igual a 0.55 (Yuan-Zhan et al., 2005). El peso neto se obtendrá de restar el peso propio bruto menos el empuje ascendente así como la fuerza vertical hidrodinámica. Este factor ante el deslizamiento debe ser mayor a 1.3 para considerarse estable. Ante un evento de oleaje, la estructura podrá desplazarse horizontalmente, y el rompeolas vertical podrá seguir cumpliendo con su función hasta que se presente una falla global, es decir, que se desplace mas allá de determinado valor límite (p.ej. la longitud de su base de apoyo).

2.2.2.2.2 FACTOR DE SEGURIDAD ANTE VOLTEO

Las fuerzas actuantes horizontales también pueden hacer rotar a la estructura, por lo tanto debe garantizarse que las fuerzas resistentes sean mayores a los que demanda las condiciones de oleaje. En este caso se relacionará el momento resistente (M_R) con el momento actuante (M_A). Por lo tanto, el factor de seguridad estará dado por la ecuación (2.63).

$$FS_V = \frac{M_R}{M_A} \dots\dots\dots (2.63)$$

En la Figura 2.9 se observan los parámetros que generan inestabilidad ante el volteo.

$$M_R = [W - E] \left[\frac{b}{2} \right] \dots\dots\dots (2.64)$$

$$M_A = F_1[h_1] + F_2[h_2] + F_3[h_3] + F_4[h_4] + F_5[h_5] \dots\dots\dots(2.65)$$

Si la estructura fallara por volteo generaría un paro total de actividades las cuales protegía, por lo tanto, el factor de seguridad ante el volteo debe ser mayor que del deslizamiento, en este caso mayor a 1.6 para considerarse estable.

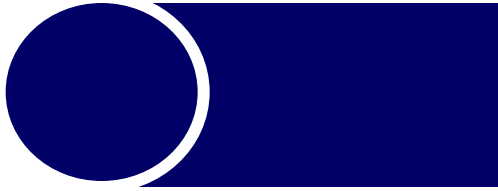
2.2.2.3 SIMULACIÓN NUMÉRICA

La interacción oleaje-estructura también se describe de manera numérica mediante simulación con software de dinámica computacional, por ejemplo, Guanche et al. (2009) obtuvieron presiones con el modelo en dos dimensiones y de una fase, cuyos resultados de fuerzas y momentos fueron realistas con los datos experimentales. Asimismo, los resultados numéricos fueron consistentes con modelos paramétricos desarrollados anteriormente.

Trabajos más recientes realizados por Jacobs et al. (2012) recurrió al openFoam desarrollando una librería con el nombre wave2foam, en el cual se tomaron en cuenta varios solvers, entre ellos el interFoam que resuelve en dos fases la interacción oleaje-estructura. Se incluyó de la misma manera una malla dinámica en donde el objeto interactúa con el oleaje flotando y exhibiendo desplazamientos laterales y verticales.

Referente a la ingeniería costera, Higuera et al. (2013) desarrolló otra librería denominada IHFoam validando los procesos costeros en dos dimensiones. Posteriormente amplió las validaciones en tres dimensiones (Higuera et al., 2014) implementando el solver para estructuras porosas en la interacción. Simuló un rompeolas en cajón obteniendo resultados muy aproximados a las formulaciones empíricas dadas por Goda (Goda 2000).

Guanche et al. (2015) analizó en el proceso de la interacción oleaje-estructura la evolución de la presión de poro en un rompeolas con talud comparándolo con formulaciones parametrizadas existentes, cuyas magnitudes fueron muy realistas a los resultados numéricos con el modelo cobras.



CAPÍTULO 3

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS

3.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la República Mexicana existe falta de información del clima marítimo en zonas costeras. Por lo tanto, muchas obras en la costa carecen de un diseño adecuado que considere las condiciones de la zona y son dañadas frecuentemente. El oleaje propagado a la costa desde aguas profundas sufre una serie de transformaciones antes de interactuar con estructuras en la costa y en algunos casos producir algún fallo. El desarrollo de modelos numéricos de transformación no lineal del oleaje en combinación con modelos de dinámica estructural permite relacionar el fallo para un estado de mar determinado. Derivado de lo anterior, nace la oportunidad de utilizar la información del fallo registrado para determinar el clima marítimo en la zona. Así pues, existe la posibilidad de reconstruir el clima marítimo que lo generó, y por lo tanto contribuir a mejorar el diseño que permita: (i) disminuir la probabilidad del fallo de esa estructura en el futuro, y (ii) reconstruir las características del oleaje extremo mar adentro que la originó para ser utilizado en el diseño de estructuras nuevas en la zona.

La importancia de este proyecto, estriba en determinar el oleaje de forma inversa a partir de observaciones de fallos (funcionales o estructurales) presentados en estructuras costeras incluyendo la incertidumbre aleatoria implícita en el fenómeno de transformación del oleaje. Para ello se utilizan modelos hidrodinámicos en combinación con modelos de dinámica estructural que simule el deslizamiento y volteo de la estructura. Este trabajo permite por un lado crear una metodología para mejorar el análisis del fallo (deslizamiento y rebase) en estructuras costeras. Por otro lado, la metodología puede ser empleada de manera inversa para determinar el oleaje asociado a un determinado fallo registrado (**Figura 3.1**).

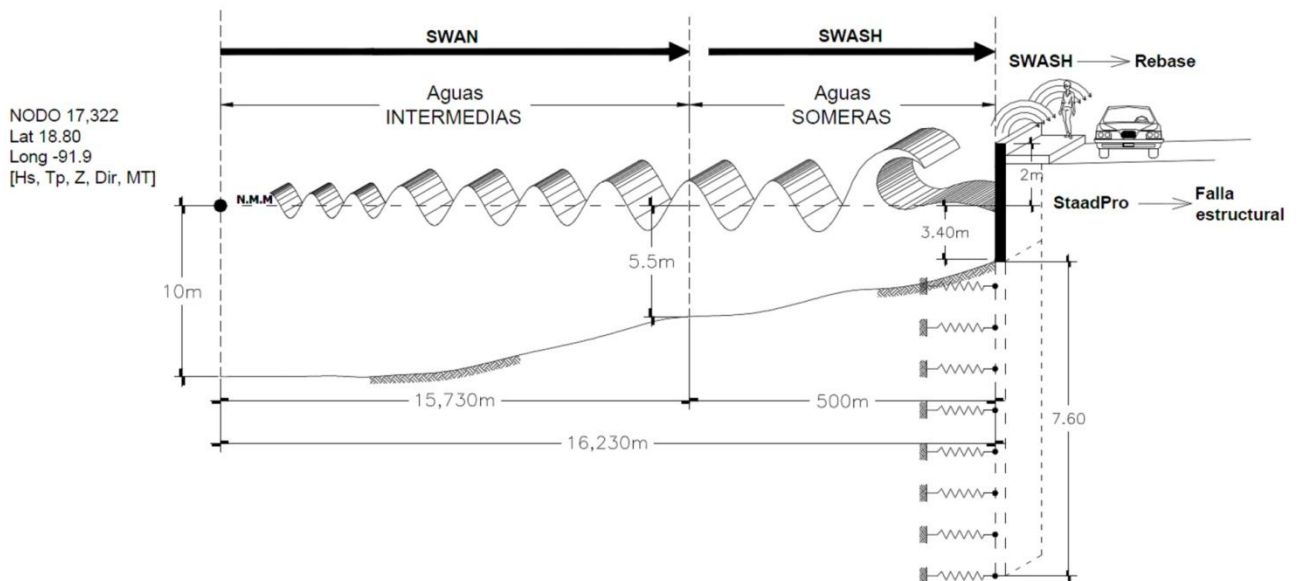


Figura 3.1. Ilustración del planteamiento del problema para la determinación del clima de oleaje a partir del fallo en estructuras costeras.

3.2 HIPÓTESIS

Los modelos numéricos en la actualidad son lo suficientemente robustos para cuantificar los fallos funcionales y estructurales de estructuras costeras asociados con condiciones de oleaje determinadas. Por lo tanto, es posible determinar el oleaje a partir de un fallo registrado dentro de un rango de incertidumbre relacionada con la naturaleza del fenómeno.

3.3 OBJETIVOS

3.3.1 GENERAL

El objetivo general de este trabajo es desarrollar y validar una metodología que permita determinar el clima marítimo en aguas profundas y someras a partir de la cuantificación de fallas en diques verticales de protección costera.

3.3.2 PARTICULARES

Para cumplir con el objetivo general es necesario plantearnos los siguientes objetivos específicos:

- *Desarrollar herramienta para cuantificar el fallo:* Utilizar el acoplamiento de modelos numéricos para cuantificar los diferentes tipos de fallos en un dique vertical y validarla con modelos analíticos y paramétricos.
- *Estudiar el papel de la incertidumbre en la interacción oleaje-estructura:* Evaluar el papel de la incertidumbre aleatoria y epistémica en el fallo de estructuras costeras.
- *Estudiar el papel de la probabilidad en la interacción oleaje-estructura:* Desarrollar una metodología que permita estimar la vida útil de una estructura costera.
- *Determinar el clima marítimo a partir del fallo:* Desarrollar una metodología que permita estimar la altura del oleaje responsable de generar un fallo determinado en un dique vertical.

3.4 ALCANCES Y LIMITACIONES

Existe una gran variedad de tipos de rompeolas por lo que en el presente proyecto se estudiarán únicamente los diques verticales de concreto reforzado, con la configuración mostradas en la **Figura 3.2**. Este tipo de estructuras son prefabricadas y transportadas con chalanes hasta su ubicación permanente, es decir, construida fuera de la zona del proyecto, lo que implica que el coeficiente de fricción es bajo por no ser construido *in situ*. La tipología consiste en una base de escollera, es decir, una especie de cimentación con rocas para incrementar ligeramente la capacidad de carga del suelo en la zona de su ubicación final.

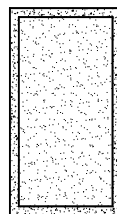


Figura 3.2. Rompeolas a escala natural de concreto reforzado.

En general todos los cajones serán huecos, rellenos de arena, esto implica reducir el peso propio de la estructura, lo que trae consigo una menor fuerza resistente y por lo tanto un mayor desplazamiento horizontal así como un menor factor de seguridad ante el volteo.

3.5 APORTACIÓN

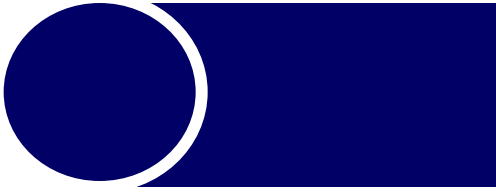
Este trabajo aportará en los dos rubros fundamentales para el Programa de Doctorado en Ingeniería de la UNAM: el académico e ingenieril.

3.5.1 ACADÉMICO

El presente proyecto contempló el estudio de la interacción oleaje-estructura que permitió identificar el papel de la incertidumbre y su relevancia en la estabilidad de estructuras costeras.

3.5.2 INGENIERIL

La metodología desarrollada en este trabajo permitió desarrollar una herramienta para mejorar el diseño de estructuras costeras y determinar de manera más precisa la vida útil de las estructuras de protección costera. Asimismo, se generaron fórmulas ingenieriles para determinar el tipo de fallo estructural considerando la incertidumbre asociada al oleaje. Finalmente, se presenta una metodología que permite estimar el clima de oleaje extremo a partir del fallo registrado en estructuras costeras.



CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS USADOS

DESCRIPCIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS USADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

En ingeniería costera, portuaria y costa afuera, los fenómenos hidráulicos son tan complejos que no es posible estudiarlos y describirlos totalmente de manera analítica. Por lo tanto, es necesario recurrir a la modelación numérica. Se entiende como modelo numérico al conjunto de ecuaciones diferenciales que gobiernan el sistema que se analiza. Dado que se trata de ecuaciones no-lineales, no es posible resolverlos manualmente sino con la ayuda de las computadoras, por lo que el grado de sofisticación de los modelos numéricos ha evolucionado paralelamente al desarrollo tecnológico.

La modelación matemática es y será siempre una aproximación a la realidad en función de las ecuaciones de gobierno y al esquema numérico utilizado para representar el fenómeno natural que se desea simular. En general, las condiciones de oleaje son conocidas en mar abierto mediante datos de re-análisis de oleaje y boyas, por lo cual es necesario propagar la información disponible a la zona de interés (p.e., al pie de la estructura a estudiar).

En la actualidad los modelos numéricos para el estudio de la transformación del oleaje pueden clasificarse esencialmente en: a) modelos que resuelven la fase, basados en las ecuaciones no estacionarias de conservación de la masa y cantidad de movimiento integradas en vertical, y b) modelos promediados en la fase que se basan en la conservación de la energía espectral. La aplicación de los modelos que resuelven la fase permite resolver la transformación con gran detalle pero se limita a áreas relativamente pequeñas (100 m). Por otro lado, los modelos promediados en la fase no requieren una resolución tan pequeña pudiendo ser aplicados a áreas muchos mayores. Además, los diferentes procesos involucrados en la propagación del oleaje no son tratados de igual forma en cada uno de los tipos de modelos por lo que será necesario aplicar uno u otro en función de su rango de validez y el problema que se requiere estudiar (ver **Figura 4.1**).

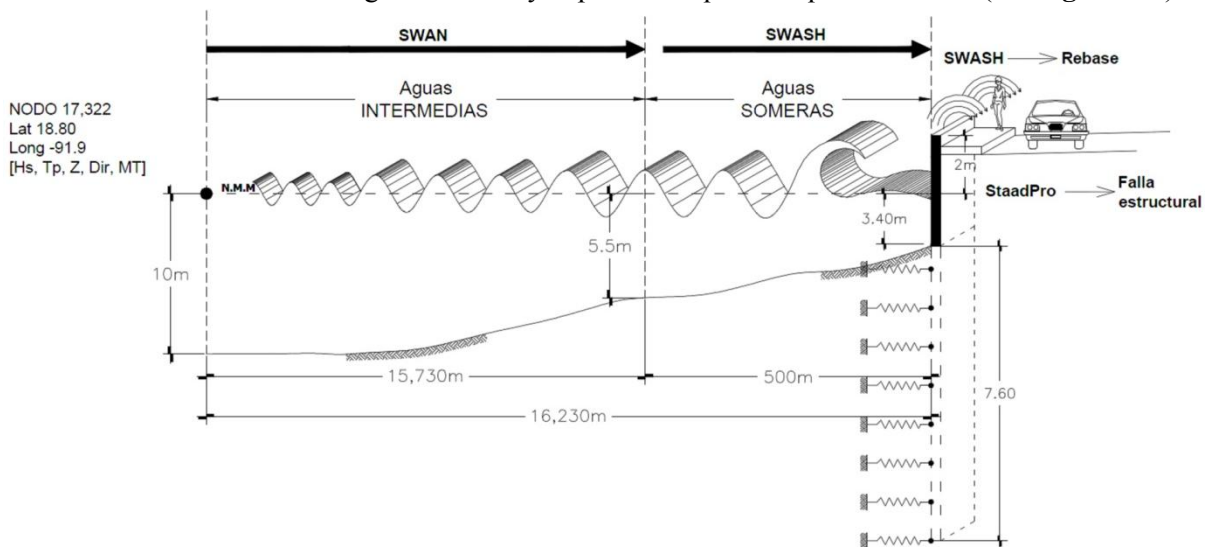


Figura 4.1. Aplicación de modelos de oleaje y estructurales para el estudio de interacción flujo-estructura.

4.2 MODELOS DE OLEAJE

Los modelos matemáticos son herramientas indispensables para predecir mediante ecuaciones matemáticas el comportamiento del fluido. A continuación se describen los modelos de oleaje utilizados en este trabajo.

4.2.1 SWAN (Booij et al., 1999)

El modelo Simulating WAVes Nearshore (SWAN), acrónimo de simulación de oleaje cercana a la costa, es un modelo de propagación energético, desarrollado por Delft University of Technology, basado en la ecuación de acción de onda que promedia la fase y no reconstruye la superficie del mar en el espacio y el tiempo (Booij, 1999). Incorpora las formulaciones del estado de la técnica para los procesos de aguas profundas en la generación de olas, la disipación y la interacción cuatrilliza de ola-ola del modelo WAM (Komen et al., 1994).

4.2.1.1 ECUACIONES DE GOBIERNO

El oleaje de viento generado tiene alturas y períodos irregulares, causados por la irregularidad de viento. Debido a esta naturaleza irregular, la superficie del mar es continuamente variable, lo que significa que un enfoque determinista para describir la superficie del mar no es factible. Por otro lado, propiedades estadísticas de la superficie, como la altura media de las olas, los períodos de onda y direcciones, parecen variar lentamente en el tiempo y el espacio, en comparación con los períodos y longitudes de ola típicos.

La elevación de la superficie de las olas en el océano, en cualquier lugar y en cualquier momento, se puede considerar como la suma de un gran número de ondas armónicas, cada uno de los cuales han sido generados por el viento en diferentes lugares y tiempos en el dominio de interés. Por tanto, son estadísticamente independientes en su origen. Según la teoría lineal de ondas, que siguen siendo independientes durante su viaje a través del océano. Bajo estas condiciones, la elevación de la superficie del mar en una escala de tiempo de un centenar de períodos de ola característicos está suficientemente bien descrito como un proceso estacionario, Gaussiano. Por lo tanto, la elevación de la superficie del mar en un punto como una función de tiempo se puede describir como:

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^N \frac{H_i}{2} \cos(\sigma_i t + \alpha_i) \dots\dots\dots (4.1)$$

En donde η representa la superficie libre, H_i es la amplitud de la i -ésima componente del oleaje, σ representa a la frecuencia angular y α la fase del i -ésimo componente del oleaje. La ecuación que resuelve el modelo SWAN es la ecuación de la acción de onda dada por:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial c_x N}{\partial x} + \frac{\partial c_y N}{\partial y} + \frac{\partial c_\sigma N}{\partial \sigma} + \frac{\partial c_\theta N}{\partial \theta} = \frac{S}{\sigma} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$N(\sigma, \theta) = \frac{E(\sigma, \theta)}{\sigma} \dots\dots\dots (4.3)$$

Se trata de una ecuación de transporte de energía, en el que las variaciones locales de la energía espectral en el tiempo y las variaciones del flujo de energía en el espacio se compensan con las salidas y entradas de la energía al sistema. En este caso el espacio presenta cuatro dimensiones, dos correspondientes al espacio geográfico x e y , las otras al espacio espectral, siendo la frecuencia y la dirección sus componentes.

Se considera la densidad de acción $N(\sigma, \theta)$ en lugar de la densidad de energía espectral $E(\sigma, \theta)$ porque en presencia de corrientes se conserva la densidad de acción y no la densidad de energía. Las variables independientes son: la frecuencia relativa, en el caso de corrientes (σ), y la dirección de incidencia del oleaje (θ).

En la ecuación (4.2) el primer término en la parte izquierda de la ecuación, representa la variación local de la densidad de acción en el tiempo, el segundo y el tercer término representan la propagación de la acción en el espacio geográfico (siendo C_x y C_y la velocidad de propagación de la energía del oleaje en la dirección x e y , respectivamente). El cuarto término representa el cambio en la frecuencia relativa debido a variaciones en la profundidad y en las corrientes (C_θ representa la velocidad de propagación en el espacio frecuencial).

El quinto término representa la refracción inducida por la profundidad o las corrientes (siendo C_θ la velocidad de propagación en el espacio direccional). El término localizado en la parte derecha de la ecuación, representa las fuentes y sumideros de la energía espectral, contempla la generación de oleaje por viento, la disipación de energía por *whitecapping*, “triada” y “cuádrupla”.

Las expresiones de las velocidades de propagación de la densidad de energía en las diferentes dimensiones están tomadas de la teoría lineal, presentado las expresiones siguientes (Rogers et al., 1999):

$$C_x = \frac{dx}{dt} = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right] \frac{\sigma k_x}{k^2} + U_x \quad (4.4)$$

$$C_y = \frac{dy}{dt} = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right] \frac{\sigma k_y}{k^2} + U_y \quad (4.5)$$

$$C_\sigma = \frac{d\sigma}{dt} = \frac{\partial \sigma}{\partial d} \left[\frac{\partial d}{\partial t} + \bar{U} \cdot \nabla d \right] - c_g \bar{k} \cdot \frac{\partial \bar{U}}{\partial s} \quad (4.6)$$

$$C_\theta = \frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{1}{k} \left[\frac{\partial \sigma}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial m} + \bar{k} \cdot \frac{\partial \bar{U}}{\partial m} \right] \quad (4.7)$$

donde, $\bar{k} = (k_x, k_y)$ es el número de onda de magnitud k (relacionado con σ a través de la ecuación de la dispersión de teoría lineal), d es la profundidad, $\bar{U} = (U_x, U_y)$ es la velocidad de la corriente, s es la coordenada espacial en la dirección de propagación θ , y m es la coordenada espacial en la dirección perpendicular a s .

4.2.1.2 CARACTERISTICAS Y LIMITACIONES

La aproximación de la interacción discreta (DIA) para las interacciones cuádruplas de ola a ola depende de la anchura de la distribución direccional del espectro de onda. Parece que funciona razonablemente en muchos casos pero es una aproximación pobre para las ondas de larga cresta (distribución direccional estrecha). También depende de la resolución de frecuencia.

Parece que funciona razonablemente bien en muchos casos, pero es una mala aproximación para resoluciones de frecuencia con relaciones muy diferentes entre el 10%. Este es un problema fundamental que SWAN comparte con otros modelos de oleaje de tercera generación como WAM (Komen et al., 1994) y WAVEWATCH IV (Tolman, 1991).

La aproximación para la interacción de la tríada agrupada (LTA) de ola a ola depende de la anchura de la distribución direccional del espectro de onda. En el modelo SWAN, la configuración predeterminada parece

funcionar razonablemente en muchos casos, pero se ha obtenido a partir de observaciones en un canal de oleaje angosto (con olas de larga cresta).

Como opción el SWAN calcula el set-up inducido por el oleaje. En los casos 1D los cálculos se basan en ecuaciones exactas, mientras que para 2D los cálculos se basan en ecuaciones aproximadas. Ésta aproximación sólo se puede aplicar a costas abiertas (suministro ilimitado de agua desde fuera del dominio, por ejemplo, cerca de la costa costas y estuarios), en contraste donde no se debe usar esta opción es en cuenca cerrada, por ejemplo, lagos. Los efectos de las corrientes inducidos por las olas siempre se ignoran y el SWAN no calcula las corrientes inducidos por las olas. Sin embargo, estas corrientes pueden ser proporcionadas como entrada a partir de un modelo de circulación que puede ser accionado por las olas en un procedimiento de iteración.

En zonas donde las variaciones en la altura de las olas son grandes dentro de una escala horizontal de un par de longitudes de onda se debe utilizar la difracción. Sin embargo, el cálculo de la difracción en condiciones geofísicas arbitrarias es más bien complicado y requiere un considerable esfuerzo de cómputo. Para evitar esto, se emplea un enfoque de fase desacoplada en el SWAN de modo que se obtenga el mismo comportamiento cualitativo de redistribución espacial y los cambios en la dirección de las olas. Este enfoque, sin embargo, no maneja adecuadamente la difracción en los puertos o frentes de los obstáculos donde hay reflexión. Asimismo, este modelo numérico no puede manejar la propagación de ondas en el flujo de corriente supercrítico.

En el SWAN se puede utilizar cualquier escala pertinente para vientos generados en superficie de ondas de gravedad. Sin embargo, SWAN está diseñado específicamente para aplicaciones costeras que en realidad no debería requerir tal flexibilidad en escala. Finalmente, el modelo no describe correctamente los procesos de transformación no-lineal del oleaje como la rotura. Por lo anterior, el modelo SWAN es utilizado en este estudio únicamente para la propagación del oleaje de aguas profundas hasta la costa.

4.2.2 SWASH (Zijlema et al. 2011)

El modelos Simulating WAVes till SHore (SWASH), cuyo acrónimo significa simulación de oleaje hasta la costa, es un modelo de transformación de oleaje transitorio desarrollado por Delft University of Technology que simula la hidrodinámica, superficie libre y el flujo rotacional en una y dos dimensiones. Las ecuaciones de gobierno son las ecuaciones no lineales en aguas someras incluyendo las presiones hidrodinámicas y ecuaciones de transporte. El modelo ha sido validado para varias aplicaciones y puede descargarse de la red (<http://swash.sourceforge.net/>).

4.2.2.1 ECUACIONES DE GOBIERNO

Las ecuaciones de gobierno del modelo SWASH son las ecuaciones de Navier-Stokes las cuales comprenden la conservación de la masa y *momentum*,

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (4.8)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{h} \int_{-d}^{\eta} \frac{\partial q}{\partial x} dz + c_f \frac{u \sqrt{u^2 + v^2}}{h} = \frac{1}{h} \left(\frac{\partial h \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}}{\partial y} \right) \quad (4.9)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{1}{h} \int_{-d}^{\eta} \frac{\partial q}{\partial y} dz + c_f \frac{v \sqrt{u^2 + v^2}}{h} = \frac{1}{h} \left(\frac{\partial h \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}}{\partial y} \right) \quad (4.10)$$

donde t es el tiempo, x e y son puntos del origen localizados en el nivel del agua con el eje z apuntando hacia arriba, $\eta(x, y, t)$ es la elevación de la superficie medida desde el nivel del agua en reposo, $d(x, y)$ es la profundidad del agua, $h = \eta + d$ es la profundidad total del agua, $u(x, y, t)$ y $v(x, y, t)$ son las velocidades de flujo de profundidad promediada en las direcciones x e y , respectivamente, $q(x, y, z, t)$ es la presión no hidrostática (normalizada por la densidad), g es la aceleración gravitacional, c_f es el coeficiente de fricción del fondo adimensional, y τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} y τ_{yy} son los términos de esfuerzos cortantes horizontales turbulentos.

4.2.2.2 CARACTERÍSTICAS Y LIMITACIONES

SWASH simula la transformación del oleaje incluyendo la rotura del oleaje y la zona de lavado (swash) en playas. Además modela la interacción ola-ola, interacción de ola-corrientes, interacción entre ola-estructura, disipación del oleaje con la vegetación, la rotura de oleaje y con el run-up en la línea de costa. La resolución de las ecuaciones permite modelar la hidrodinámica asociada, incluyendo el campo de presiones.

Este software toma en cuenta los siguientes fenómenos físicos:

- Propagación del oleaje, frecuencia, dispersión, asomeramiento, refracción y difracción.
- Rotura del oleaje
- Ascenso en playas
- Movimiento de la línea de costa
- Fricción de fondo
- Reflexión y transmisión parcial
- Interacción oleaje-estructura
- Interacción oleaje-corrientes
- Atenuación del oleaje por vegetación acuática
- Flujos inducidos por el viento
- Ondas de marea
- Barras de arena
- Transporte de sedimentos no-cohesivo en suspensión
- Transporte de trazadores

4.2.2.3 PROPIEDADES NUMÉRICAS

El modelo numérico permite incluir la presión no hidrostática en las ecuaciones de aguas poco profundas a través de la implementación de varias capas. En el caso de utilizar una sola capa el modelo SWASH asume presión hidrostática, reduciendo el tiempo de cómputo.

La suposición de la presión hidrostática se puede hacer en caso de propagación de las ondas largas, como las circulaciones oceánicas a gran escala, las mareas y las mareas de tormenta. Esta hipótesis no se sostiene en el caso de la propagación de las ondas cortas, flujos estratificados inestables, y otras aplicaciones a pequeña escala en donde la aceleración vertical sea dominante.

En SWASH están disponibles dos esquemas diferentes para el gradiente vertical de presión, es decir, la diferenciación clásica central y el esquema de Keller-box. La primera aproximaciones significativa especialmente para aplicaciones en estructuras verticales, por ejemplo, flujos estratificados con corrientes de densidad, resaca y los flujos de fondos más empinadas y varían rápidamente, mientras que el segundo se utiliza principalmente para la propagación exacta de onda corta.

4.2.3 COBRAS (Lin & Liu, 1998)

El modelo Cornell Breaking Wave and Structures (COBRAS) fue desarrollado originalmente por la NASA con el nombre de RIPPLE. Posteriormente fue modificado por la Universidad de Cornell (EE.UU.) para convertirlo en un modelo de oleaje y flujo en medios porosos (Lin & Liu, 1998a, 1998b; Hsu et al. 2002). Es un modelo bidimensional transitorio no lineal que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes con el promediado de Reynolds RANS (Reynolds Averaged Navier Stokes) 2DV, con un modelo de turbulencia k-ε algebraico no lineal y el método VOF para el rastreo de la superficie libre.

Este modelo numérico de oleaje ha sido validado ampliamente para varias aplicaciones en ingeniería de costas incluyendo interacción oleaje-estructura (Hsu et al., 2002; Lara et al. 2006; Losada et al. 2008; Guancho et al. 2009), hidrodinámica en zona de rompientes en playas impermeables (Torres-Freyermuth et al., 2007, 2010) y permeables (Lara et al. 2006; Pedrozo-Acuña et al., 2010), interacción oleaje-lodo (Hsu et al., 2013) y zona de lavado en playas (Torres-Freyermuth et al., 2013; Pintado-Patiño et al., 2015).

4.2.3.1 ECUACIONES DE GOBIERNO

Las ecuaciones de gobierno que se han implementado en el modelo para el medio fluido y para el medio poroso, describiendo también las ecuaciones del modelo de turbulencia adoptado en ambos casos. Estas ecuaciones, consideran la acción de un flujo turbulento mediante la descomposición de Reynolds, que separa el campo de velocidades y el de presiones en dos partes: velocidad y presión media $\langle u_i \rangle$ y $\langle p \rangle$, y velocidad y presión turbulenta u'_i y p' . Por lo tanto, el campo de presiones y de velocidades se expresa como:

$$u_i = \langle u_i \rangle + u'_i, \quad p = \langle p \rangle + p', \quad \dots \dots \dots (4.11)$$

Y la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad \dots \dots \dots (4.12)$$

Ecuación de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_j} \quad \dots \dots \dots (4.13)$$

donde i e $j=1,2,4$ representa cada una de las dimensiones, u_i representa la componente i -ésima del vector velocidad, ρ representa la densidad, p la presión, g_i representa la componente i -ésima del vector aceleración de la gravedad y τ_{ij} las tensiones viscosas. La notación $\langle \rangle$ representa el promedio temporal de la variable:

$$\langle \tau_{ij} \rangle = 2\mu S_{ij} + \rho \langle u'_i u'_j \rangle \quad \dots \dots \dots (4.14)$$

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right)$$

$\mu = \nu \rho$ es la viscosidad dinámica y ν es la viscosidad cinemática (XNU).

Condición cinemática en el contorno:

$$\frac{\partial \langle p \rangle}{\partial t} + \langle u_i \rangle \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad \dots \dots \dots (4.15)$$

k-ε modelo de turbulencia

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \langle u_i' u_j' \rangle \frac{\partial \langle u_i' \rangle}{\partial x_j} - \varepsilon \quad (4.16)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + 2C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \nu_t S_{ij} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k}$$

donde:

$$k = \frac{1}{2} \langle u_i' u_i' \rangle \text{ es la energía cinética turbulenta}$$

$$\varepsilon = \nu \left\langle \left(\frac{\partial u_i'}{\partial x_k} \right)^2 \right\rangle \text{ es la tasa disipación de la energía turbulenta}$$

$$\nu_t = C_d \frac{k^2}{\varepsilon} \text{ es la viscosidad de remolino}$$

$$\sigma_k = 1.0,$$

$$\sigma_\varepsilon = 1.4,$$

$$C_{1\varepsilon} = 1.44$$

$$C_{2\varepsilon} = 1.92$$

$$C_d = \frac{2}{3} \left(\frac{1}{7.4 + S_{\max}} \right) \quad (4.17)$$

$$S_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left(\left| \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} \right| \right) \quad (4.18)$$

y utiliza un modelo no lineal de cierre para el tensor de tensiones de Reynolds (viscosidad de remolino anisótropa),

$$\begin{aligned} \langle u_i' u_j' \rangle = & \frac{2}{3} k \delta_{ij} - C_d \frac{k^2}{\varepsilon} \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \\ & - \frac{k^3}{\varepsilon^2} \left[C_1 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_i} \delta_{ij} \right) \right. \\ & \left. + C_2 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) + C_3 \left(\frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_i} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) \right] \end{aligned} \quad (4.19)$$

donde:

δ_{ij} es la deltra de Kronecker

$$C_1 = \frac{1}{185.2 + D_{\max}^2}$$

$$C_2 = -\frac{1}{58.5 + D_{\max}^2} \quad (4.20)$$

$$C_3 = \frac{1}{370.4 + D_{\max}^2}$$

$$D_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left(\left| \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \right| \right)$$

Nótese que si $C_1=C_2=C_3=0.0$, la ecuación de cierre pasa de no lineal a lineal

4.2.3.2 CARACTERISTICAS

El COBRAS es un modelo de propagación de oleaje basado en las ecuaciones promediadas de Reynolds y Navier Stokes (RANS) sin presuponer teoría alguna de onda específica. Es capaz de describir la superficie libre sin limitaciones geométricas monitoreándose con la técnica del volumen del fluido, VOF. Esto quiere decir que es capaz de reproducir la transformación de la superficie libre sin limitación incluyendo todos los procesos de transformación del oleaje incluida la rotura o el rebase. Lo anteriormente expuesto, implica que el modelo no necesita que se le introduzca un criterio de rotura debido a que la propia técnica de resolución y ecuaciones modelan dicho proceso incluyendo cualquier tipo de las que se conocen, voluta, descrestamiento, etc., así como la evolución post-rotura.

También el modelo es capaz de incluir el flujo a través de un medio permeable o de cualquier elemento disipativo (perforaciones, esquina, etc.) evaluando la disipación producida en el fenómeno. En el primer caso es gracias a que cuenta con las ecuaciones promediadas en los medios porosos. El segundo se debe a que se puede modelar capas límite y turbulencia.

En el modelo se puede obtener la superficie libre, velocidades y presiones en cualquier punto del dominio de simulación considerándose cualquier geometría de obstáculo sean permeables o impermeables. No se requiere calibración y se puede simular a escala prototipo o escalado según lo que se requiera.

Permite generar oleaje regular e irregular: oleaje lineal y no lineal, tal como el de Stokes de segundo y quinto orden o c-noidal. Oleaje irregular mediante espectros Jonswap y TMA en función de las condiciones de generación y oleaje agrupado. Asimismo, puede utilizarse para modelar onda solitaria (tipo tsunami). Una de sus principales desventajas es el elevado tiempo de cómputo.

4.2.4 OPENFOAM

El modelo Open Field Operation and Manipulation (OpenFOAM) es un modelo de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD por sus siglas en inglés) desarrollado para diversas aplicaciones. El OpenFOAM es un código abierto, programado en C++ orientado a objetos, con alta flexibilidad para ser modificado. Este código tiene varios solvers, entre los que se encuentra el interFoam que resuelve las ecuaciones tri-dimensionales de Navier-Stokes con el Promediado de Reynolds (RANS, Reynolds Averaged Navier-Stokes) considerando las dos fases (agua y aire).

4.2.4.1 ECUACIONES DE GOBIERNO

El interFoam resuelve las ecuaciones de continuidad y conservación de masa dadas por,

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \tag{4.21}$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} \mathbf{u} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u} \mathbf{u}) - \nabla \cdot (\mu_{ef} \nabla \mathbf{u}) = -\nabla p - \mathbf{g} \cdot \mathbf{x} \nabla \rho + \nabla \mathbf{u} \cdot \nabla \mu_{ef} + \sigma \kappa \nabla \alpha \tag{4.22}$$

En donde los términos en negritas representan vectores, por ejemplo, \mathbf{u} es el vector velocidad, μ_{ef} es la viscosidad dinámica eficiente, la cual toma en cuenta la viscosidad dinámica molecular más los efectos turbulentos, es decir $\mu_{ef} = \mu + \rho \nu_{turb}$, la ν_{turb} representa la viscosidad cinética turbulenta y está en función

del modelo de turbulencia elegida, g la aceleración de la gravedad, ρ la densidad, p representa la presión, \mathbf{x} el vector de posición, σ es el coeficiente de la tensión superficial y κ es la curvatura de la interface dada por,

$$\kappa = \nabla \cdot \frac{\nabla \alpha}{|\nabla \alpha|} \tag{4.23}$$

Adicionalmente tenemos la ecuación de la densidad, la cual describe el cambio de las fases:

$$\rho = \alpha \rho_{agua} + \rho_{aire} [1 - \alpha] \tag{4.24}$$

Cuando $\alpha=1$ indica que sólo existe agua, mientras que cuando $\alpha=0$ indica que en la simulación o punto en particular existe sólo aire. Mientras que los valores entre 0 y 1 representa que existen las dos fases. Debido a que los dos fluidos, aire y agua, se resuelven simultáneamente, las condiciones de frontera cinemática y dinámica se encuentran especificadas implícitamente. Por ejemplo, si en un cierto nivel sólo existe agua ($\alpha=1$), la ecuación (4.23) indicará que la densidad está dada por agua, mientras cuando ocurre el caso contrario ($\alpha=0$) representará aire, Para el caso de la turbulencia, el modelo que se aplica es el de $k-\omega$ -SST, cuyas ecuaciones se indican en mismo OpenFOAM (2014) y los coeficientes se encuentran definidos en la **Tabla 4.1**.

Tabla 4.1 Coeficientes para el modelo de turbulencia $k-\omega$ -SST.

Coeficiente	Magnitud
α_1	0.556
α_2	0.444
β_1	0.075
β_2	0.0828
β^*	0.09
σ_{k1}	0.85
σ_{k2}	1.00
$\sigma_{\omega 1}$	0.50
$\sigma_{\omega 2}$	0.856

4.2.4.2 CARACTERISTICAS

En este software de acceso libre, el trabajo de generación de mallas, discretización de ecuaciones y manipulaciones de matriz se pueden realizar utilizando las aplicaciones de los códigos fuente y bibliotecas en OpenFOAM, los cuales fueron escritos con el método de programación orientada a objetos, lo que implica la simplificación en la manipulación de los valores de campo tales como las velocidades y presiones.

El paquete permite preparar una gran variedad de aplicaciones definidas por cada usuario adaptándose al problema deseado. OpenFOAM se puede descargar como aplicaciones ejecutables precompilados, o está disponible como los códigos fuente originales y necesita compilación para crear ejecutables. También viene con un paquete de terceros que proporciona apoyos adicionales y valiosos para toda el software, entre ellos se puede mencionar el *paraview* que se utiliza para el post-procesamiento de los datos.

El OpenFOAM tiene sus propios tipos y clases que permiten a los usuarios manipular las operaciones sobre el campo deseado de una manera muy eficaz de datos especialmente diseñados. Por ejemplo, para definir un campo de velocidad en ciertos puntos específicos. Lo anterior alivia la necesidad de acceder a todos los puntos de datos mientras se hace alguna operación sobre ellos.

La discretización de las ecuaciones fundamentales en OpenFOAM se realiza mediante un sistema de control de volumen mediante la ecuación de transporte que puede representar a todos los fenómenos de la mecánica de fluidos tales como la continuidad, cantidad de movimiento y energía.

El seguimiento de la superficie libre en OpenFOAM se hace por el método de Volumen del Fluido con el solver interFoam. Generalmente desde el punto de vista de las ecuaciones de transporte, el movimiento de la superficie libre del fluido es un tipo de transporte convectivo y una propiedad llamada fracción de fase que se denota por α . Ésta propiedad tiene valores de cero y 1 para representar la fase 1 correspondiente al aire y la fase 2 dado por el líquido, respectivamente. En cada paso de tiempo las fracciones de fase son convectivos por el campo de velocidad existente, y en esta distribución y desarrollo se puede estimar la superficie libre. Las ventajas del OpenFOAM con respecto al modelo RANS es que permite simular flujos tri-dimensionales y bi-fásicos (agua y aire). Sin embargo, el costo computacional es aún más alto.

4.3 DINÁMICA ESTRUCTURAL

La estática trata con el equilibrio de los cuerpos, esto es, aquellos que están en reposo o se mueven con velocidad constante y lentamente. Por otro lado, la dinámica trata con el movimiento acelerado de los cuerpos. Aunque la estática puede ser considerada como un caso especial de la dinámica, en el sentido de que la aceleración es cero, merece un tratamiento especial ya que muchos objetos son diseñados con la intención de que permanezcan en equilibrio.

En la naturaleza existe un equilibrio estático y dinámico. El primero está regido por las tres ecuaciones de la estática, mientras que en el caso dinámico a través del principio de D'Alembert. Los resultados de un dique ante carga estática son muy bajos respecto a las acciones dinámicas. El enfoque dinámico, variará en el tiempo la magnitud, dirección o punto de aplicación de la carga o excitación. Debido a que el mar es totalmente dinámico, la aceleración en este caso jugará un papel importante al diseñar un dique de gran peso pero con olas impactando constantemente. En virtud de lo anterior, se necesita analizar su comportamiento mediante un software de dinámica estructural descrito en esta sección.

4.3.1 STAAD PRO

El análisis estructural, es la antesala al diseño de todo elemento o estructura que todo ingeniero debe de realizar, en la cual debe de formular matemáticamente el comportamiento, y que tiene como objetivo fundamental la determinación de fuerzas o esfuerzos y desplazamientos o deformaciones de una estructura sometida a las sollicitaciones diversas. Realizarlo manualmente es impráctico, por lo que se recurre a la tecnología realizar el análisis de manera eficiente. El Staad Pro, es una herramienta para el análisis de elemento finito y diseño estructural de cualquier estructura, y pertenece a la firma Bentley. Este software permite incluir cualquier tipo de apoyo, así como cargas de diferente índole y en cualquier parte del cuerpo a analizar.

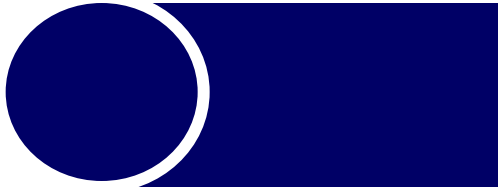
4.3.1.1 ECUACIÓN DE GOBIERNO

Dinámicamente el software resuelve la siguiente ecuación de gobierno dada por,

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{p\} \dots\dots\dots(4.25)$$

En donde la **M** representa la matriz de masas, **C** es la matriz de amortiguamiento, **K** es la matriz de la rigidez y la **p** es el forzamiento generado por el modelo hidrodinámico producto del oleaje.

Este modelo permitirá cuantificar el tipo de fallo estructural (deslizamiento y volcadura) asociado a condiciones de oleaje determinadas.



CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA

5.1 INTRODUCCIÓN

Actualmente los métodos más frecuentemente empleados para el diseño de rompeolas basados en estructuras verticales se ejecutan de manera empírica recurriendo a los métodos expuestos en la sección 1.2.1. En estos métodos se emiten sólo factores de seguridad ante la falla estructural, volteo, y deslizamiento. Sin embargo, en este cálculo se prescinde de información muy útil en el comportamiento ante la acción hidrodinámica sobre la estructura de protección. Los datos importantes para el diseño son los desplazamientos y vibraciones verticales que inducen el volteo. Algunos modelos generados para el estudio de la interacción de manera dinámica se muestran en la **Figura 5.1**.

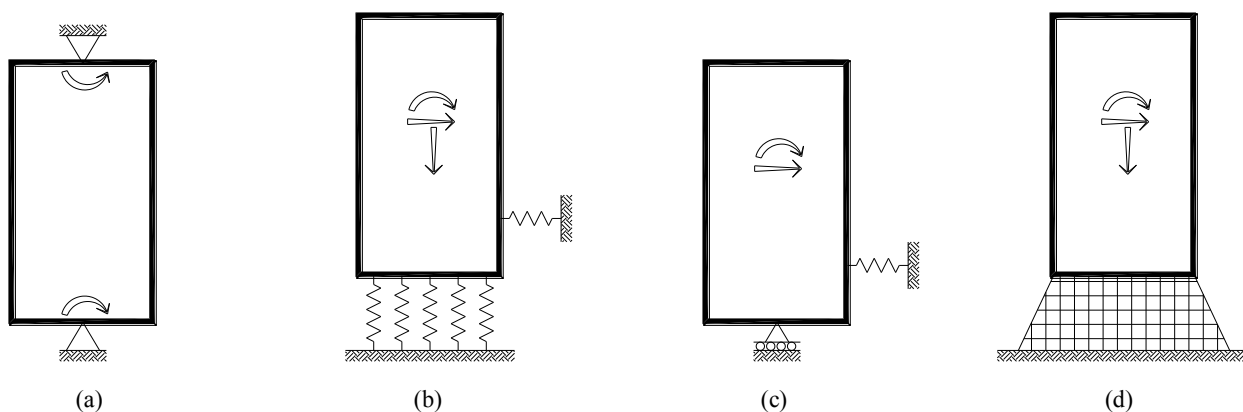
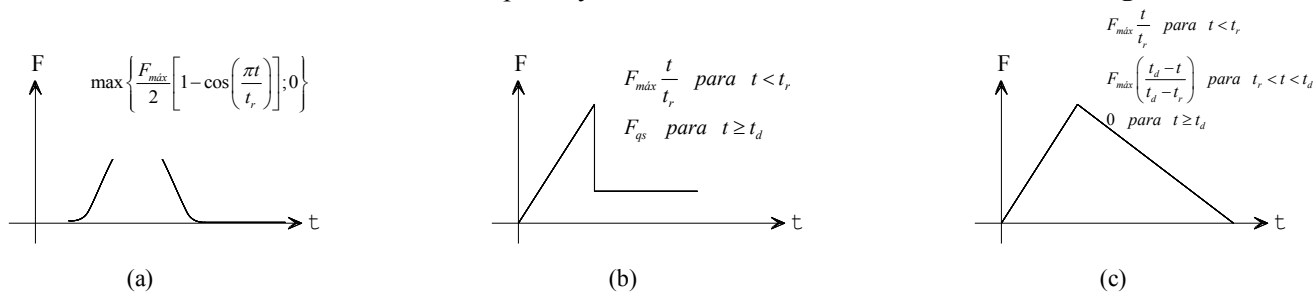


Figura 5.1. Modelos existentes para el análisis dinámico, (a) Loginov (1962), (b) Goda (1994), (c) Oumeraci y Kortenhuis (1994), (d) Takahashi (1994).

El primer modelo (Longinov, 1962) considera dos movimientos de balanceo en torno a dos centros separados. Goda (1994) trata de un cuerpo rígido suspendido en un sistema de masas y resortes duales para el movimiento de rotación y translación horizontal, incluye la contribución de la masa geodinámica. El tercer modelo se trata de una modificación de Kortenhuis et al. (1996) en la que se considera deslizamiento de la superestructura cuando la fuerza horizontal es superior a la fuerza de fricción. Todos los modelos son sometidos a fuerzas idealizadas en un sólo punto y entre los más utilizados se muestran en la **Figura 5.2**.



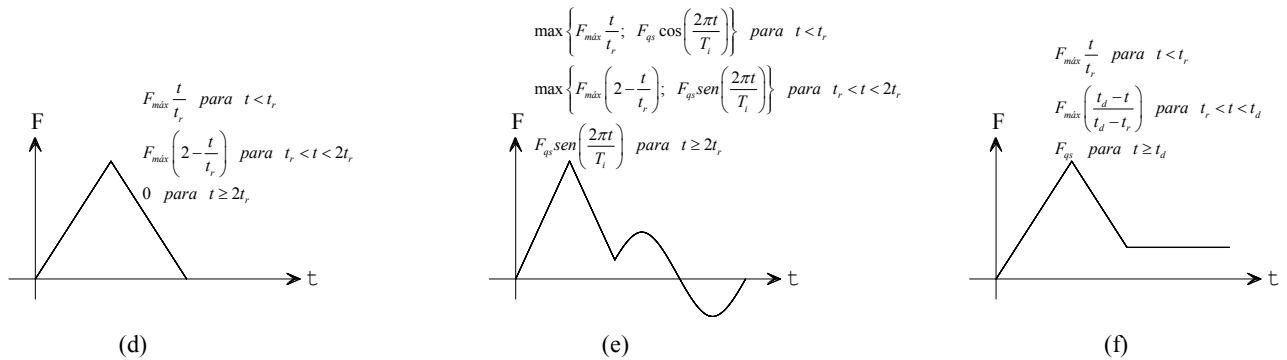


Figura 5.2. Carga idealizada para el análisis dinámico, (a) Lundgren (1969), (b) Goda (1994), (c) Oumeraci y Kortjenhaus (1994), (d) Shimosako et al. (1994), (e) Shimosako y Takahashi (1999), (f) Oumeraci et al. (2001).

Las cargas en estos métodos son comúnmente obtenidas mediante una parametrización previamente validada por cada investigador. Por otro lado, en el presente trabajo las cargas son obtenidas directamente a partir de modelos hidrodinámicos no-lineales. En este capítulo se expone la metodología del encadenamiento de dos modelos numéricos, hidrodinámico y estructural para cuantificar las fallas en estructuras costeras.

5.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

La obtención del fallo se ejecutará siguiendo el procedimiento aquí indicado. Se considera el caso de oleaje irregular generado a partir del periodo pico y altura significativa suponiendo un tipo de espectro determinado. El modelo de oleaje es forzado con las series temporales de superficie libre para estimar el comportamiento de la estructura a partir del acoplamiento con un modelo de dinámica estructural. En las siguientes secciones se mostrará cada punto del cálculo.

5.2.1 FORZAMIENTO EN MODELOS TRANSITORIOS DE OLEAJE

Los parámetros empleados para describir un estado de mar son el periodo de pico (T_p) y la altura de ola significativa (H_s). Estos parámetros se relacionan a un espectro teórico conocido dependiendo de la profundidad a la que se encuentren. Uno de los espectros más utilizados para zonas cercanas a la costa es el espectro tipo Jonswap descrito en la sección A.1.2.

Los modelos espectrales proporcionan esta información, la cuál debe ser transformada del dominio de la frecuencia al dominio del tiempo para el forzamiento de modelos transitorios. Para ello, se hace uso de la teoría lineal y definir los parámetros del espectro Jonswap. Entre dichos parámetros se encuentran el coeficiente de apuntamiento (γ), número de componentes en que se divide el espectro, la frecuencia de muestreo para la señal de salida y las fases que representan la aleatoriedad del fenómeno. Esta aleatoriedad se debe a que el espectro define un estado energético concreto, pero no conserva la información de la serie temporal que lo generó. Sin embargo, los parámetros estadísticos deberían ser muy similares para cualquier espectro que contenga la misma energía. Es decir, a partir del espectro se pueden generar un número infinito de series temporales de oleaje con la misma energía y distribución en el espectro.

Un tren de oleaje irregular se puede representar como la suma de n -ondas con diferentes frecuencias y a su vez generan ondas de segundo orden debido a las interacciones no lineales entre componentes con frecuencias igual a la suma y diferencia de frecuencias.

Una onda de segundo orden tiene una cresta más nítida y un seno más plano con respecto a una onda sinusoidal sencilla debido a los efectos de segundo orden. En este trabajo únicamente se consideran las ondas no-lineales relacionadas con la diferencia entre componentes (subarmónicos).

Posteriormente, se procede a al cálculo de las velocidades horizontales y verticales para cada una de las componentes utilizando la ecuación (5.1) y (5.2) respectivamente,

$$u = \frac{Agk}{\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \text{sen}(kx - \omega t) \dots\dots\dots (5.1)$$

$$w = \frac{Agk}{\omega} \frac{\text{senh } k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \dots\dots\dots (5.2)$$

Las series temporal de superficie libre y de los perfiles de velocidades se utilizan para el forzamiento del modelo numérico COBRAS.

En la **Figura 5.3** se muestra un espectro de oleaje característico y su serie temporal de superficie libre correspondiente.

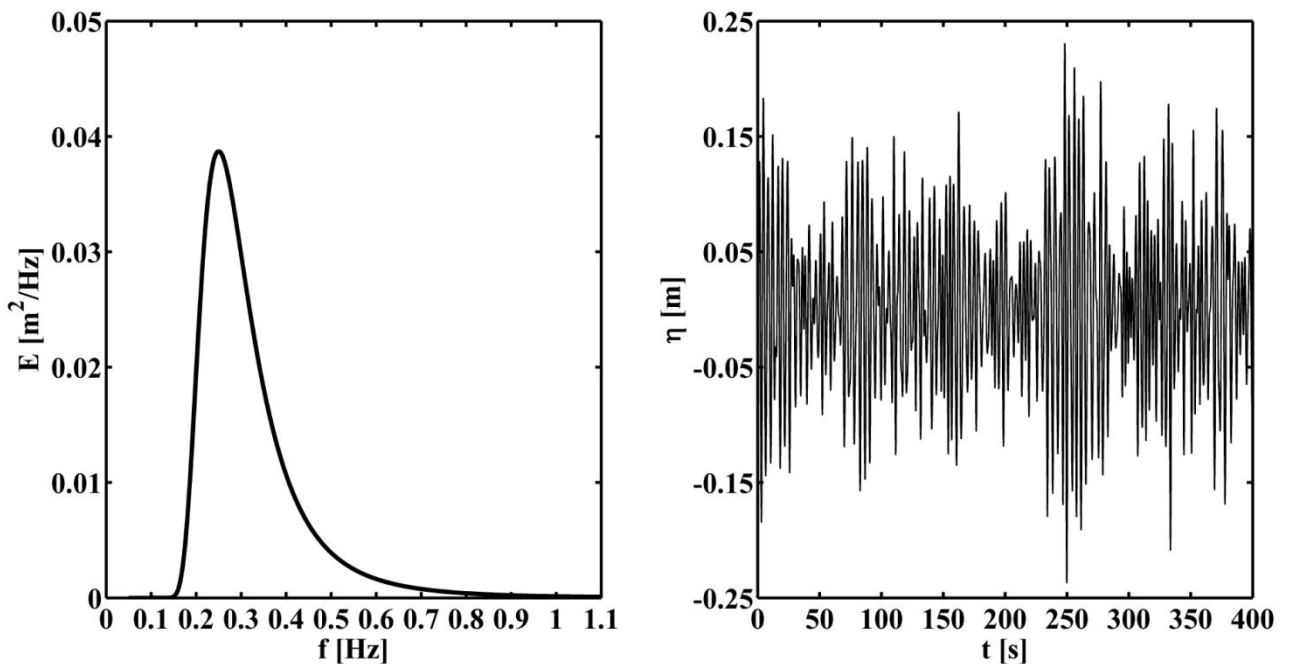


Figura 5.3. Espectro Jonswap con serie temporal resultante.

5.2.2 OBTENCIÓN DE PRESIONES EN EL MODELO HIDRODINÁMICO

Los modelos transitorios calculan el campo de presiones totales (presiones hidrostáticas+ presiones dinámicas) en todo el dominio de cómputo. Del modelo hidrodinámico se extraen el campo de presiones alrededor de la estructura con el propósito de determinar la fuerza actuante a partir del tamaño de la malla (multiplicando la presión sobre la pared por el área del tamaño de la malla transversalmente). Esta información es utilizada para forzar el modelo dinámico estructural.

5.2.3 COMPORTAMIENTO DINÁMICO

La evolución espacio-temporal del campo de presiones alrededor de la estructura, obtenida a partir de los modelos hidrodinámicos, se ingresan en el modelo estructural como condiciones de contorno para el estudio de la estabilidad de la estructura. El impacto del oleaje sobre la estructura genera un comportamiento dinámico que puede analizarse mediante las ecuaciones mostradas en esta sección.

El modelo consiste en un cuerpo rígido con dos grados de libertad, esto es desplazamiento horizontal (x) y rotación (φ), **Figura 5.4**, entiéndase como grado de libertad a la coordenada libre, no restringida. En general es una coordenada estructural y representa el número mínimo de parámetros (desplazamientos lineales y angulares) necesarios para representar la configuración deformada de la estructura.

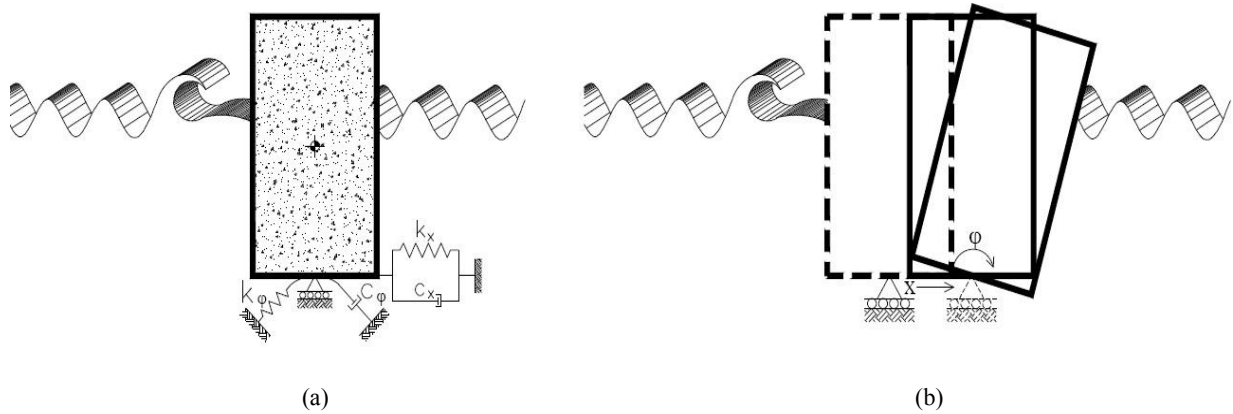


Figura 5.4. Idealización de la estructura de protección, (a) modelo con condiciones de frontera y (b) modelo deformado con 2 grados de libertad.

La ecuación general que rige el comportamiento dinámico está dada por la ecuación (5.3),

$$[M]\left\{\ddot{x}\right\} + [C]\left\{\dot{x}\right\} + [K]\{x\} = \{p\} \dots\dots\dots (5.3)$$

en donde la M representa la matriz de masas, C es la matriz de amortiguamiento, K es la matriz de la rigidez y la p es el forzamiento generado por el modelo hidrodinámico producto del oleaje. Se considera la masa de la propia estructura (m), momento polar (J) del sistema, la masa añadida de agua el cual se refiere a una masa virtual de un sistema, debido a que la estructura en aceleración o desaceleración desplaza algo de volumen de fluido circundante a medida que avanza a través de él, esto debido a que el objeto y el líquido que lo rodea no pueden ocupar el mismo espacio físico de forma simultánea.

También se incluye la masa añadida del suelo, así como los coeficientes horizontales (c_x) y de rotación (c_φ) de amortiguamiento y de rigidez del sistema.

5.2.3.1 VIBRACIÓN LATERAL

En todos los casos tendremos la fuerza y momento que hará inestable a la estructura. Por el simple hecho de tener a la fuerza variable sobre toda la pared de la estructuras se generará un momento de volteo por la existencia de una distancia y fuerza inducida por la presencia del oleaje. Si el momento actuante de volteo es menor que el momento resistente del cajón, la estructura experimentará movimiento vibratorio únicamente. Por lo tanto, la estabilidad dependerá de la base, altura y peso de la estructura.

La ecuación que rige a este tipo de movimiento esta dado por (5.4),

$$\begin{aligned} (m + m_s) \ddot{x}_1 + H_c m \ddot{\varphi} + c_x \dot{x}_1 + k_x x_1 &= p(t) \\ H_c m \ddot{x}_1 + (J + H_c^2 m) \ddot{\varphi} + c_\varphi \dot{\varphi} + k_\varphi \varphi &= M(t) \end{aligned} \quad (5.4)$$

5.2.3.2 DESLIZAMIENTO HORIZONTAL

Cuando la fuerza actuante supera a la fuerza horizontal resistente se produce desplazamiento lateral. La actuante está dada por la fuerza hidrodinámica del oleaje lateral y vertical, mientras que la resistente es producto del peso propio neto de la estructura de protección. La ecuación de movimiento para este caso está dada por la expresión (5.5),

$$\begin{aligned} m \ddot{x}_1 + H_c m \ddot{\varphi} &= p(t) - f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \\ H_c m \ddot{x}_1 + (J + H_c^2 m) \ddot{\varphi} + c_\varphi \dot{\varphi} + k_\varphi \varphi &= M(t) \\ m_s \ddot{x}_2 + c_x \dot{x}_2 + k_x x_2 &= f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \end{aligned} \quad (5.5)$$

En esta situación la vibración puede ser hacia delante y atrás, por lo que se considera en la ecuación (5.5) esta variación mediante $\operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)$, en donde si el resultado de esta parte de la ecuación es positivo se considera +1 y si es negativo -1.

5.2.3.3 VIBRACIÓN VERTICAL

Este efecto ocurre cuando la estructura opone menos resistencia al momento actuante producto del oleaje, considerando un brazo de palanca del centro de gravedad al vértice de cada esquina o lado del cajón. La ecuación de movimiento de la estructura alrededor del talón izquierdo de su espalda es,

$$\begin{aligned} (m + m_s) \ddot{x}_1 + m R_o \cos(\varphi_c - \varphi) \ddot{\varphi} + c_x \dot{x}_1 + k_x x_2 &= p(t) \\ m R_o \cos(\varphi_c - \varphi) \ddot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) - \bar{m}_c g R_o \operatorname{sen}(\varphi_c - \varphi) \end{aligned} \quad (5.6)$$

Al tratarse del lado contrario, es decir, del lado inferior derecha, la ecuación se (5.6) se transforma en:

$$\begin{aligned} (m + m_s) \ddot{x}_1 + m R_o \cos(\varphi_c + \varphi) \ddot{\varphi} + c_x \dot{x}_1 + k_x x_2 &= p(t) \\ m R_o \cos(\varphi_c + \varphi) \ddot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) + \bar{m}_c g R_o \operatorname{sen}(\varphi_c + \varphi) \end{aligned} \quad (5.7)$$

en ambas ecuaciones, R_o representa el brazo de palanca del vértice inferior al centro de gravedad de la estructura. J_R indica el momento polar de inercia del cajón alrededor del vértice inferior en donde se considera el pivote para giro.

5.2.3.4 ECUACIÓN ACOPLADA

Las ecuaciones anteriores se generaron por separado, sin embargo, la estructura presenta un comportamiento muy complicado que naturalmente es impredecible, por lo que es necesario acoplar las ecuaciones para simular su movimiento correctamente.

Cuando la fuerza horizontal actuante es mayor a la fuerza horizontal resistente generada por el peso propio de la estructura así como el coeficiente de fricción se presentará deslizamiento, y más aún, si el momento resistente es menor al actuante, dicha estructura vibrará y tenderá a fallar por volteo. La ecuación de movimiento de la estructura alrededor del talón izquierdo está dada por la ecuación (5.8) que se muestra a continuación:

$$\begin{aligned}
 m \ddot{x}_1 + m R_o \cos(\varphi_c - \varphi) \ddot{\varphi} &= p(t) - f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \\
 m R_o \cos(\varphi_c - \varphi) \ddot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) - \bar{m}_c g R_o \operatorname{sen}(\varphi_c - \varphi) \\
 m_s \ddot{x}_2 + c_x \dot{x}_2 + k_x x_2 &= f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)
 \end{aligned} \tag{5.8}$$

Mientras que para el pivote del otro extremo, es decir, en frente del vértice inferior derecho, será:

$$\begin{aligned}
 m \ddot{x}_1 + m R_o \cos(\varphi_c + \varphi) \ddot{\varphi} &= p(t) - f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \\
 m R_o \cos(\varphi_c + \varphi) \ddot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) - \bar{m}_c g R_o \operatorname{sen}(\varphi_c - \varphi) \\
 m_s \ddot{x}_2 + c_x \dot{x}_2 + k_x x_2 &= f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)
 \end{aligned} \tag{5.9}$$

En donde m representa la masa de la estructura, m_s es la masa del suelo añadido, J el momento polar de inercia; x_1 y x_2 son los desplazamientos horizontales de la estructura referente al nivel de la base y a la masa del suelo añadido, respectivamente. H_G representa la altura del centro de gravedad a la base del mismo cajón; c_x y c_φ son los coeficientes de amortiguamiento horizontal y rotacional; φ indica el ángulo de rotación de la estructura; B es la base de la estructura; k_x y k_φ son las rigideces horizontal y rotacional; $p(t)$ y $M(t)$ son las fuerzas y momentos actuantes por el oleaje sobre la estructura, g es la aceleración de la gravedad. J_R es el momento de inercia del cajón alrededor del talón de la espalda en posición vertical, φ_c representa el ángulo crítico para la volteo, y R_o indica la distancia desde el centro de gravedad del cajón a un vértice inferior de la estructura, igual a $\sqrt{H_G^2 + B^2/4}$.

5.3 VALIDACIÓN

En esta sección la metodología es validada con los dos métodos utilizados ampliamente para el diseño de estructuras de protección costera. Para ello, utilizamos la teoría lineal y el criterio de Goda para analizar dos tipos fallos estructurales, deslizamiento y volteo. Estos modelos son comparados con los resultados obtenidos a partir de la metodología propuesta basada en el modelado numérico de acuerdo a la tipología que se muestra en la **Figura 5.5**. Para ello, se aplicará un oleaje regular con $H = 0.3$ m y $T = 4$ s con 3 diferentes valores de la base de la estructura $b = 0.38$ m, 0.44 m y 1.04 m, ver **Figura 5.6**.

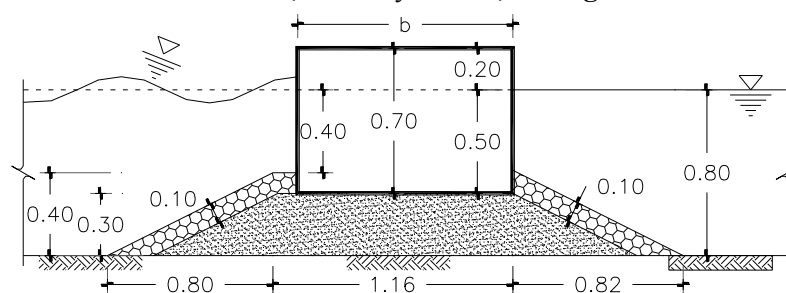


Figura 5.5. Modelo para la validación de la metodología propuesta.

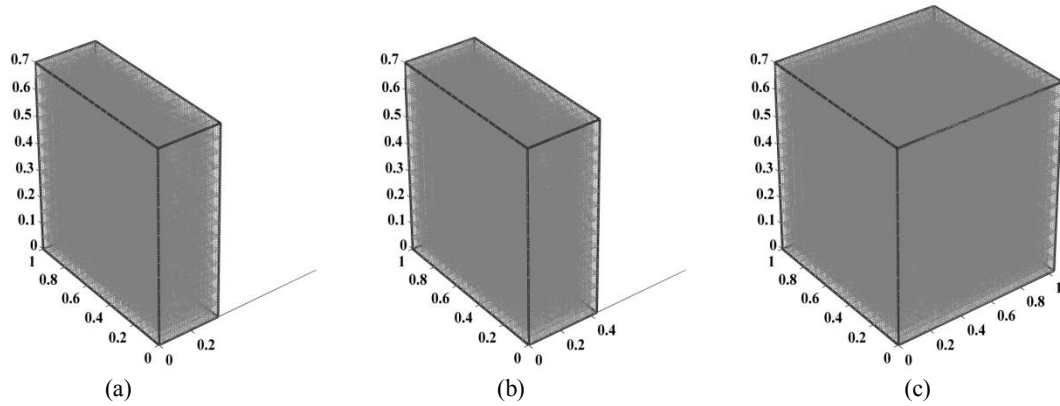


Figura 5.6. Estructura de $b \times 1m \times 0.7m$, (a) $b = 0.38m$, (b) $b = 0.44m$ y (c) $b = 1.04m$.

El dominio de cálculo para el modelo hidrodinámico consiste en una malla que cumple con el criterio de la relación entre la altura y el ancho de la celda dado por $1.0 < \Delta x / \Delta y < 2.5$, ver **Figura 5.7**. Fuera del rango recomendado la simulación resulta ser inadecuado por la convergencia de los resultados y la disipación numérica. El dominio tiene una longitud de 30 m y 1.5 m de altura, en donde se ingresa una estructura con base porosa para recibir a una estructura sólida impermeable de concreto simple.

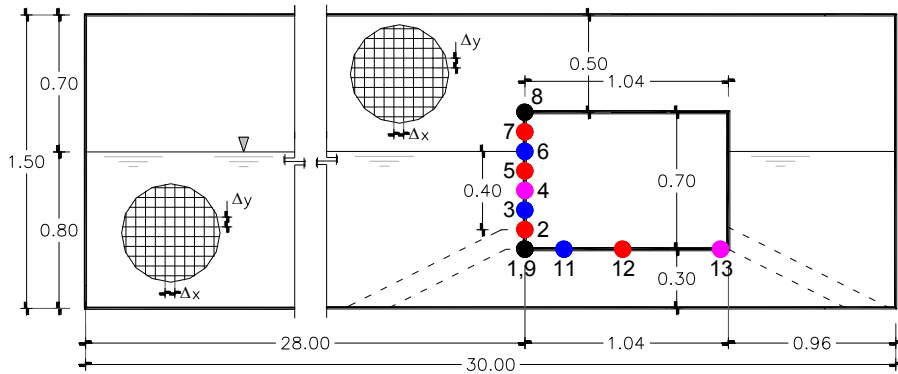


Figura 5.7. Dominio de la simulación.

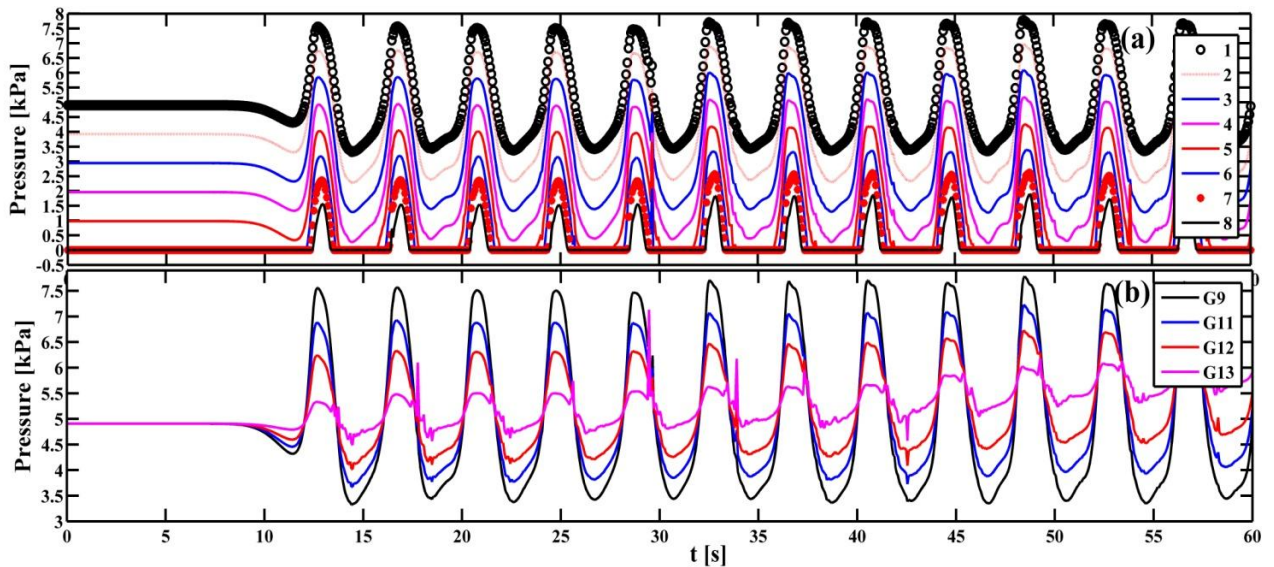
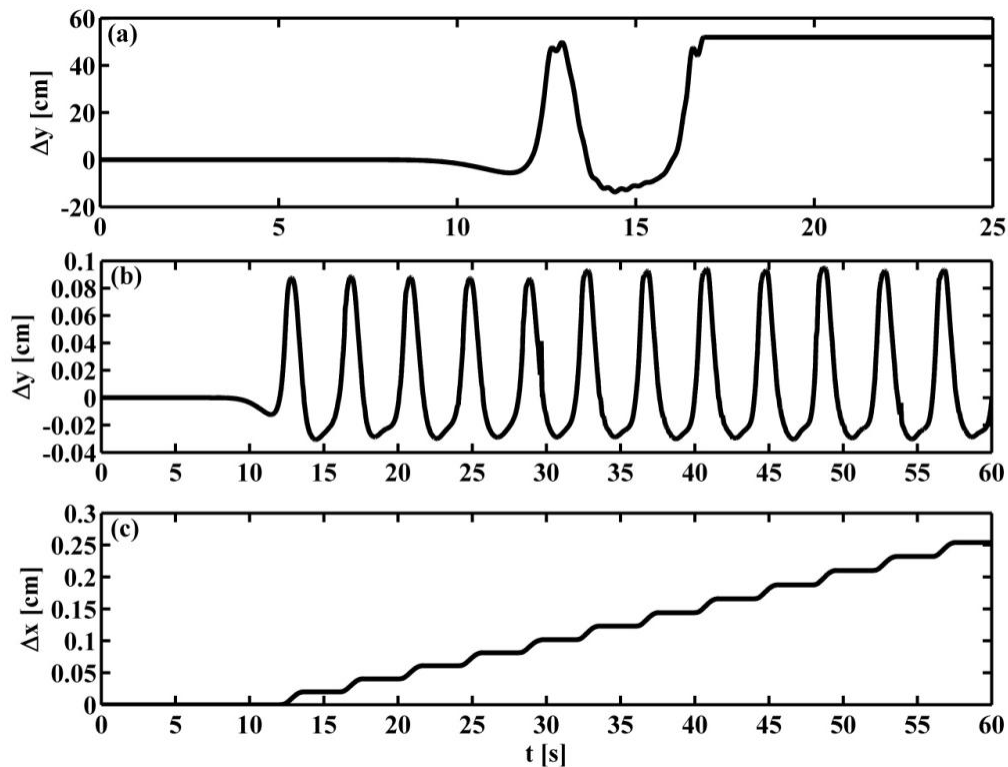


Figura 5.8. Presiones en los sensores mencionados.

Las presiones obtenidas sobre toda la pared de la estructura son extraídas como condición de contorno del modelo estructural. En la **Figura 5.7** se muestran los resultados de presiones a diferentes elevaciones para el caso de oleaje monocromático. Todas las presiones contribuyen a desestabilizar a la estructura.

Los resultados de la **Figura 5.8** muestran la presión total, donde se observa la componente hidrostática antes de que la ola arribe a la estructura. La presión hidrostática corresponde a 0.5 m de profundidad multiplicada por la densidad del agua, cuyo valor es de 10.10 kN/m^3 , obteniéndose una magnitud igual a 5.05 kN/m^2 .

Estas presiones se emplean en el modelo estructural obteniendo los desplazamientos mostrados en la **Figura 5.9**. Se observa en la figura que para el caso en que $b = 0.38 \text{ m}$ la estructura resulta inestable teniendo un desplazamiento que produce el vuelco de la estructura, mientras para el caso de $b = 0.44 \text{ m}$ se presentan desplazamientos y vibraciones aceptables en la vertical. Sin embargo, existe un desplazamiento horizontal neto a lo largo del tiempo. Para el caso donde la base es igual a 1.04 m el cajón no se presentan vibraciones lo que implica que la estructura es totalmente estable.

**Figura 5.9.** Desplazamientos, (a) vertical para $b = 0.38 \text{ m}$, (b) vertical para $b = 0.44 \text{ m}$ y (c) horizontal para $b = 0.44 \text{ m}$.

Si en la estructura sólo se modifica la base sin alterar su altura, la fuerza actuante (F_A) tendrá una magnitud de 2.89 kN . Al calcular la fuerza resistente (F_R) con los datos obtenidos de la simulación tendremos que para 0.38 m de base la fuerza es de 1.13 kN , para 0.44 m es de 1.70 kN y para una base de 1.04 m la fuerza resistente es de 3.76 kN .

Los momentos actuantes (M_A) que genera el modelo dinámico son de 0.79 kN-m ; 0.84 kN-m y 1.72 kN-m para una base de 0.38 m , 0.44 m y 1.04 m , respectivamente. Al realizar la misma acción pero para los momentos resistentes (M_R) tendremos que para 0.38 m de base el momento es de 0.71 kN-m , para 0.44 m es

de 0.98 kN-m y para una base de 1.04 m el momento resistente es de 6.10kN-m. Aplicando las expresiones para cada factor de seguridad se obtiene la comparación mostrada en la **Tabla 5.1**.

Tabla 5.1. Factor de seguridad ante el deslizamiento y volteo

b (m)	ACTUANTES		RESISTENTES		FACTORES DE SEGURIDAD	
	F (kN)	M (kN-m)	F (kN)	M (kN-m)	FS _D	FS _V
0.38	2.89	0.79	1.13	0.71	0.39	0.90
0.44	2.89	0.84	1.70	0.98	0.59	1.17
1.04	2.89	1.72	3.76	6.10	1.30	3.55

5.3.1 TEORÍA LINEAL

Se aplicaran las ecuaciones plasmadas en la sección 2.2.2.1.1, con las magnitudes de variables y especificaciones descritas en este apartado. Esta teoría durante muchos años fue aplicado para el diseño de estructuras verticales. A continuación se presentan los resultados del factor de seguridad para deslizamiento y volteo obtenidos con esta aproximación.

5.3.1.1 FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO

Se utilizaron los tres valores de la base de la estructura utilizados para la modelación numérica de los modelos acoplados. Se recurrirán a variables estabilizadoras y desestabilizadoras que genera el oleaje, todo esto ocurre con las fuerzas horizontales. El peso de la estructura es el parámetro más importante ante la falla por deslizamiento. Los resultados obtenidos de la aplicación de las fórmulas se muestran en la **Tabla 5.2**, describiéndose los cálculos en este apartado.

Con los datos iniciales para la validación, es decir, $b = 0.38$ m; $T = 4$ s, $H = 0.3$ m y $h = 0.8$ m se obtendrá la longitud (L) y celeridad de la ola (C) generado a partir de la ecuación de dispersión con las expresiones (5.10) y (5.11), respectivamente, resultando valores de 10.99 m y 2.75 m/s.

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \dots\dots\dots (5.10)$$

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \dots\dots\dots (5.11)$$

$$b = 0.38m$$

Se consideran los siguientes pesos volumétricos para determinar el peso neto así como el empuje vertical

$$\gamma_c = 19.61 \frac{kN}{m^3}; \gamma_w = 10.10 \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma_c = 19.61 \frac{kN}{m^3}; \gamma_w = 10.10 \frac{kN}{m^3}$$

$$h = 0.8m; L = 10.99m; C = 2.75 \frac{m}{s}$$

Sustituyendo las magnitudes en la ecuación (2.12), tendremos,

$$P_1 = 3.03 \frac{kN}{m}; P_3 = P_u = 2.78 \frac{kN}{m}; P_4 = 1.01 \frac{kN}{m}$$

$$P_1 = 3.03 \frac{kN}{m}; P_3 = P_u = 2.78 \frac{kN}{m}; P_4 = 1.01 \frac{kN}{m}$$

$$W = [1m \times 0.7m \times 0.38m] [19.61 \frac{kN}{m^3}] = 5.22kN$$

$$W = [1m \times 0.7m \times 0.38m] [19.61 \frac{kN}{m^3}] = 5.22kN$$

$$E = 1m \times 0.5m \times 0.38m \times 10.10 \frac{kN}{m^3} = 1.92kN$$

$$E = 1m \times 0.5m \times 0.38m \times 10.10 \frac{kN}{m^3} = 1.92kN$$

$$F_5 = [2.78 \frac{kN}{m}] [0.38m] [0.5] = 0.53kN$$

$$F_5 = [2.78 \frac{kN}{m}] [0.38m] [0.5] = 0.53kN$$

$$W' = 5.22kN - 1.92kN - 0.53kN = 2.77kN$$

$$W' = 5.22kN - 1.92kN - 0.53kN = 2.77kN$$

$$F_R = 1.11kN; F_A = 1.86kN$$

$$FS_D = 1.86kN = 0.60$$

$$FS_D = 1.86kN = 0.60$$

$$FS_D = 1.86kN$$

$$b = 0.58m$$

$$T_c = 4906 \frac{kN}{m}; H = 0.30m; 10 \frac{kN}{m^3}$$

$$K = 19.61 \frac{kN}{m}; L = 10.99m; 10 \frac{kN}{m^3}$$

$$P_1 = 0.87 \frac{kN}{m}; L_2 = 0.99m; 2.78 \frac{kN}{m}; P_3 = 1.01 \frac{kN}{m}$$

$$P_4 = 1.03 \frac{kN}{m}; 0.7m = x; P_u = 3.78 \left[\frac{kN}{m} \frac{L}{m^3} \right] = 1.022 \frac{kN}{m}$$

$$W = [1m \times 0.9m \times 0.3838m] \left[19.61 \frac{kN}{m^3} \right] = 5.22kN$$

$$E_5 = \left[2.78 \frac{kN}{m} \right] [0.38m] [0.5] = 0.53kN$$

$$W' = 5.22kN - 0.53kN = 4.69kN$$

Aplicando la ecuación (2.59) tendremos la magnitud del factor de seguridad ante el deslizamiento, relacionando la fuerza resistente con el actuante.

$$F_{SD} = 0.60$$

$$F_R = 1.11kN; F_A = 1.86kN$$

$$F_{SD} = \frac{1.11kN}{1.86kN} = 0.60$$

Procederemos de la misma manera aplicando las mismas ecuaciones pero para una base del cajón igual $b = 0.44m$. Se obtendrá primeramente el peso de la estructura, inmediatamente después el empuje vertical por flotación y finalmente el factor de seguridad ante el volteo, en el que se observa que la estructura se moverá horizontalmente.

$$W = [1m \times 0.7m \times 0.44m] \left[19.61 \frac{kN}{m^3} \right] = 6.04kN$$

$$E = 1m \times 0.5m \times 0.44m \times 10.10 \frac{kN}{m^3} = 2.22kN$$

$$F_5 = \left[2.78 \frac{kN}{m} \right] [0.44m] [0.5] = 0.61kN$$

$$W' = 3.21kN$$

$$F_R = 1.28kN; F_A = 1.86kN$$

$$F_{SD} = \frac{1.28kN}{1.86kN} = 0.69$$

Al sustituir en las ecuaciones (5.10), (5.11), (2.12) y (2.59) para una base del cajón igual $b = 1.04m$, obtenemos un factor de seguridad ante el deslizamiento de 1.63.

$$b = 1.04m$$

$$W = [1m \times 0.7m \times 1.04m] \left[19.61 \frac{kN}{m^3} \right] = 14.28kN$$

$$E = 1m \times 0.5m \times 1.04m \times 10.10 \frac{kN}{m^3} = 5.25kN$$

$$F_5 = \left[2.78 \frac{kN}{m} \right] [1.04m] [0.5] = 1.45kN$$

$$W' = 7.58kN$$

$$F_R = 3.03kN; F_A = 1.86kN$$

$$F_{SD} = \frac{3.03kN}{1.86kN} = 1.63$$

5.3.1.2 FACTOR DE SEGURIDAD POR VOLTEO

En este caso, la base de la estructura, es una variable muy importante que hace que la estructura sea estable. Se toma como punto pivote el vértice derecho inferior para tomar las acciones que hacen rotar al cajón, por

lo tanto, los momentos se consideraran alrededor de este punto de pivote. Iniciaremos calculando para una base de bajón $b=0.38$ m.

$$M_R = [5.22kN - 1.92kN] \left[\frac{0.38m}{2} \right] = 0.63kN - m$$

$$M_A = [0.20 \times 0.60] + [0.20 \times 0.57] + [0.06 \times 0.33] + [1.39 \times 0.25] + [0.53 \times 0.25] = 0.74kN - m$$

$$FS_V = \frac{0.63kN - m}{0.74kN - m} = 0.85$$

Para una dimensión de la base de la estructura de 0.44 m y aplicando la ecuación (2.63) tendremos,

$$M_R = [6.04kN - 2.22kN] \left[\frac{0.44m}{2} \right] = 0.84kN - m$$

$$M_A = [0.20 \times 0.60] + [0.20 \times 0.57] + [0.06 \times 0.33] + [1.39 \times 0.25] + [0.61 \times 0.25] = 0.78kN - m$$

$$FS_V = \frac{0.84kN - m}{0.78kN - m} = 1.07$$

Para una dimensión de la base de la estructura de 1.04 m y aplicando la ecuación (2.63) obtendremos un factor de seguridad ante el volteo de 2.92, lo cual se observa que será estable.

$$b = 1.04m$$

$$M_R = [14.28kN - 5.25kN] \left[\frac{1.04m}{2} \right] = 4.70kN - m$$

$$M_A = [0.20 \times 0.60] + [0.20 \times 0.57] + [0.06 \times 0.33] + [1.39 \times 0.25] + [1.45 \times 0.69] = 1.61kN - m$$

$$FS_V = \frac{4.70kN - m}{1.61kN - m} = 2.92$$

5.3.2 MÉTODO DE GODA

El método de Goda utiliza las ecuaciones plasmadas en la sección 2.2.2.1.2. Este método es ampliamente utilizado para diseñar rompeolas verticales. Se caracteriza por tomar en cuenta la rotura del oleaje sobre la pared. Es menos conservador que otros métodos, sin embargo, dado que es un método generado por pruebas experimentales, sobreestima cuando el oleaje es menos energético y viceversa.

5.3.2.1 FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO

Aplicando las ecuaciones antes mencionadas, tendremos lo plasmado a continuación. Comenzaremos para una base (b) de 0.38 m, con la información inicial, es decir, $b = 0.38$ m; $T = 4$ s y $H = 0.3$ m y $h = 0.8$ m se obtendrá la longitud (L) y celeridad de la ola (C) generado a partir de la ecuación de dispersión con las expresiones (5.10) y (5.11), respectivamente, resultando valores de 10.99 m y 2.75 m/s. Sustituyendo las magnitudes anteriores en las ecuaciones (2.17), (2.19) y (2.21) obtendremos los valores de los coeficientes de reducción de presiones que al ser multiplicado por la presión en el nivel de reposo tendremos todas las presiones sobre la pared de la estructura,

$$\alpha_1 = 0.981; \alpha_2 = -0.008; \alpha_3 = 0.999;$$

$$P_1 = 2.73 \frac{kN}{m}; P_3 = 225.7 \frac{kN}{m}; P_4 = 3.52 \frac{kN}{m}; P_u = P_n = 80 \frac{kN}{m};$$

$$W = [1m \times 0.7m \times 0.38m] \left[4.8 \frac{kN}{m} \right] = 222kN$$

$$E = 1m \times 0.5m \times 0.38m \times 10.01 \frac{kN}{m^3} = 922kN$$

$$F_s = \left[2.8 \frac{kN}{m} \right] \left[0.38m \right] \left[0.5 \right] = 0.53kN$$

$$W' = 5.22kN - 1.92kN - 0.53kN = 2.77kN$$

$$F_R = 1.11kN; H_A = 117.5kN$$

$$FS_D = \frac{1.11kN}{1.75kN} = 0.63$$

$$h = 0.8m; \quad L = 10.99m$$

$$\alpha_1 = 0.981; \quad \alpha_2 = -0.08; \quad \alpha_3 = 0.939;$$

$$P_1 = 2.73 \frac{kN}{m}; \quad P_3 = 2.57 \frac{kN}{m}; \quad P_4 = 1.52 \frac{kN}{m}; \quad P_u = 2.80 \frac{kN}{m};$$

$$W = [1m \times 0.7m \times 0.38m] \left[19.61 \frac{kN}{m^3} \right] = 5.22kN$$

Con el peso neto de la estructura calcularemos la fuerza resistente, mismo que será comparado con la fuerza actuante para obtener el factor de seguridad ante el deslizamiento para este caso de la siguiente forma,

$$F_5 = \left[2.8 \frac{kN}{m} \right] [0.38m] [0.5] = 0.53kN$$

$$W' = 5.22kN - 1.92kN - 0.53kN = 2.77kN$$

$$F_R = 1.11kN; \quad F_A = 1.75kN$$

$$FS_D = \frac{1.11kN}{1.75kN} = 0.63$$

Se aplicará el mismo procedimiento pero para una dimensión de la base de 0.44 m, obtendremos primeramente el peso de la estructura usando las dimensiones y peso volumétrico del concreto, además obtendremos la fuerza vertical por la flotación.

$$W = [1m \times 0.7m \times 0.44m] \left[19.61 \frac{kN}{m^3} \right] = 6.04kN$$

$$E = 1m \times 0.5m \times 0.44m \times 10.10 \frac{kN}{m^3} = 2.22kN$$

$$F_5 = \left[2.78 \frac{kN}{m} \right] [0.44m] [0.5] = 0.61kN$$

$$W' = 3.21kN$$

$$F_R = 1.28kN; \quad F_A = 1.75kN$$

Del peso neto de la estructura se obtiene la fuerza resistente para relacionarlo con la actuante, resultando un factor de seguridad ante el deslizamiento menor a la unidad, lo que indica que la estructura se moverá horizontalmente.

$$F_R = 1.28kN; \quad F_A = 1.75kN$$

$$FS_D = \frac{1.28kN}{1.75kN} = 0.73$$

Generando los mismos cálculos para una dimensión de base de 1.04 m, obtendremos un factor de seguridad ante el volteo de 1.73, el cual es mayor a la unidad, lo que implica que la estructura con esta base será estable horizontalmente.

$$W = [1m \times 0.7m \times 1.04m] \left[19.61 \frac{kN}{m^3} \right] = 14.28kN$$

$$E = 1m \times 0.5m \times 1.04m \times 10.10 \frac{kN}{m^3} = 5.25kN$$

$$F_5 = \left[2.78 \frac{kN}{m} \right] [1.04m] [0.5] = 1.45kN$$

$$W' = 7.58kN$$

$$F_R = 3.03kN; \quad F_A = 1.75kN$$

$$FS_D = \frac{3.03kN}{1.75kN} = 1.73$$

5.3.2.2 FACTOR DE SEGURIDAD POR VOLTEO

Cuando la fuerza hace inestable a la estructura por volteo, la inercia de la dimensión es la que se opone a ser movido, por lo tanto, la base resulta ser importante ante este fallo, por tanto, se toma como punto pivote el vértice derecho inferior para tomar las acciones que hacen rotar al cajón.

Así pues, tomando momentos respecto al punto pivote inferior derecha, obtendremos los momentos actuantes y resistentes. Iniciaremos el cálculo para una base del cajón (b) de 0.38 m. Para el caso del momento resistente se considera que la fuerza producto del peso neto se encuentra en el centro de gravedad del cajón, cuya distancia del pivote al centro de gravedad será la mitad de la base considerada para todos los casos analizados.

$$b = 0.38m$$

$$M_R = [5.22kN - 1.92kN] \left[\frac{0.38m}{2} \right] = 0.63kN - m$$

$$M_A = [0.30 \times 0.60] + [0.12 \times 0.57] + [0.04 \times 0.33] + [1.28 \times 0.25] + [0.53 \times 0.25] = 0.72kN - m$$

$$FS_V = \frac{0.63kN - m}{0.72kN - m} = 0.87$$

En este caso la estructura se considera inestable por volteo debido a que la comparación entre fuerza resistente contra el actuante resultó ser menor a la unidad.

Por otro lado, al considerar los brazos de palanca para una base de 0.44 m tendremos un factor de seguridad mayor a la unidad, lo que implica que la estructura será estable ante este efecto,

$$M_R = [6.04kN - 2.22kN] \left[\frac{0.44m}{2} \right] = 0.84kN - m$$

$$M_A = [0.30 \times 0.60] + [0.12 \times 0.57] + [0.04 \times 0.33] + [1.28 \times 0.25] + [0.61 \times 0.29] = 0.77kN - m$$

$$FS_V = \frac{0.84kN - m}{0.77kN - m} = 1.10$$

Considerando distancias de aplicación de la fuerza respecto al punto pivote, para una base de 1.04 m tendremos un factor de seguridad mayor a la unidad, lo cual significa que la estructura será estable ante el volteo.

$$M_R = [14.28kN - 5.25kN] \left[\frac{1.04m}{2} \right] = 4.70kN - m$$

$$M_A = [0.20 \times 0.60] + [0.2 \times 0.57] + [0.06 \times 0.33] + [1.39 \times 0.25] + [1.45 \times 0.69] = 1.61kN - m$$

$$FS_V = \frac{4.70kN - m}{1.61kN - m} = 2.92$$

De manera resumida, la **Tabla 5.2** muestra los factores de seguridad obtenidos a partir de las formulaciones teóricas y los resultados numéricos basados en la metodología propuesta en este trabajo. Se observa que la estabilidad de la estructura calculada por los tres métodos para $b = 0.38$ m fallará primeramente por deslizamiento seguido por el volteo, esta conclusión está basada por la magnitud de los factores de seguridad ante ambos efectos, deslizamiento y volteo.

Por otro lado, cuando la estructura tiene un ancho de 1.04 m presenta factores de seguridad estables ante deslizamiento y volteo calculados por cualquiera de los tres métodos. Por lo tanto, los resultados muestran consistencia entre el modelo acoplado y las formulaciones teóricas. Sin embargo, la ventaja del modelo

acoplado es que proporciona información cuantitativa adicional a los factores de seguridad, es decir, cuantifica los movimientos para un mejor diseño estructural de las estructuras de protección costera.

Tabla 5.2. Comparación de factores de seguridad

b (m)	D/b	DES LIZAMIENTO			VOLTEO		
		L.T.	GODA	C.M.	L.T.	GODA	C.M.
0.38	1.84	0.60	0.63	0.39	0.85	0.87	0.90
0.44	1.59	0.69	0.73	0.59	1.07	1.10	1.17
1.04	0.67	1.63	1.73	1.30	2.92	2.95	3.55

5.3.3 REBASE

Para validar el modelo numérico con relación al rebase, se utilizan las expresiones empíricas de Franco et al., (1994) generándose la **Figura 5.10**. Los círculos negros representan valores del modelo hidrodinámico, mientras que los triángulos azules los resultados obtenidos por la formulación empírica.

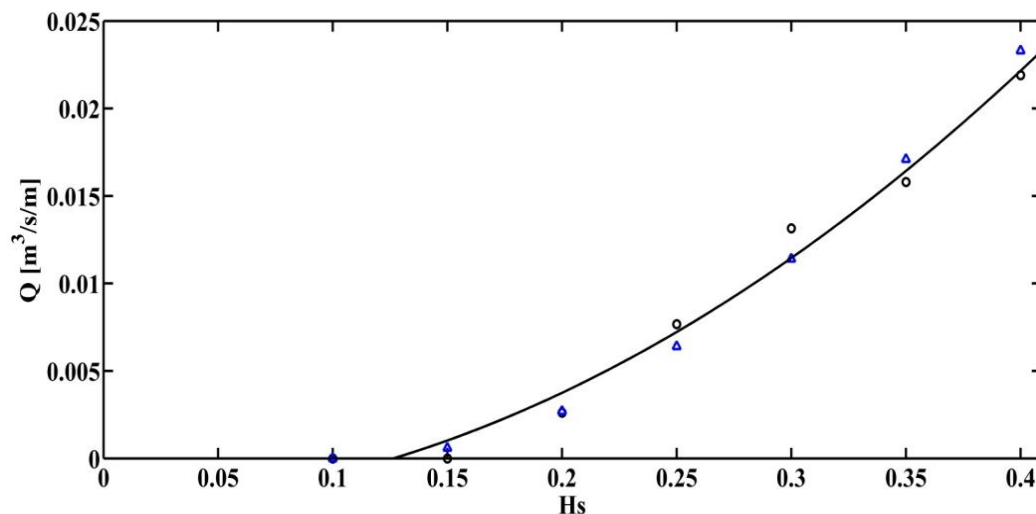
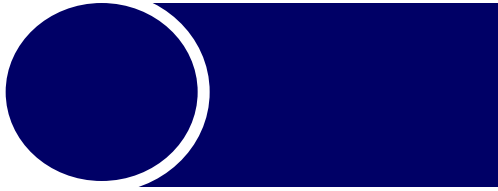


Figura 5.10. Comparación de resultados del rebase entre el modelo numérico y experimental.

En la figura se observa que los resultados del modelo numérico son confiables para casos de oleaje monocromáticos con alturas de 0.10 m, 0.15 m, 0.20 m, 0.25 m, 0.30 m, 0.35 m y 0.40 m con un periodo constante de 3 s, considerando una validación aceptable ante formulaciones experimentales. Por lo tanto, el acoplamiento de los modelos queda plenamente validado para el estudio de la interacción flujo-estructura y sus aplicaciones.



CAPÍTULO 6

RESULTADOS

6.1 INTRODUCCIÓN

El oleaje es un fenómeno complejo debido a que no se repite en el espacio-tiempo. Sin embargo, esta falta de confianza o certeza sobre su comportamiento puede cubrirse considerándolo como tal, con dos hipótesis: estacionariedad y ergodicidad. El primero implica que durante un tiempo las características externas que influyen en el oleaje permanecen constantes y debido a la inercia del fenómeno existe un cierto equilibrio entre las fuerzas generadoras y las fuerzas restauradoras que intervienen. Por otro lado, la hipótesis de ergodicidad permite sustituir los promedios espaciales de realizaciones por promedios temporales sobre una realización.

En base a estas suposiciones se pueden establecer estados de mar en los que el oleaje puede ser caracterizado por una serie de parámetros estadísticos que los caracterizan. Esta información es clave para el diseño de estructuras costeras. Por lo tanto, es imprescindible caracterizar el clima extremal del sitio y estimar las fuerzas que actúan en la estructura. El oleaje puede ocasionar un fallo en las estructuras costeras. Este fallo estará relacionado por un lado a la probabilidad de ocurrencia del estado de mar y por otro lado a la variabilidad natural (aleatoria) asociada con el oleaje.

En este capítulo se estudia la incertidumbre asociada con la predicción de la interacción del oleaje con estructuras costeras y se presenta una metodología para determinar la vida útil de las estructuras. Esta información es de gran utilidad para mejorar el diseño de estructuras costeras. Asimismo, a partir de este estudio es posible el planteamiento de un marco de trabajo que permita estimar las condiciones del oleaje en aguas profundas asociadas a un fallo local o global observado en diques verticales de protección costera. Finalmente, se estudia el papel del aire ocluido en la estabilidad de estructuras costeras.

6.2 INTERACCIÓN OLAJE-ESTRUCTURA: EL ROL DE LA INCERTIDUMBRE

En el modelado numérico de fenómenos naturales existen dos tipos de incertidumbre, la aleatoria y la epistémica (Rodríguez et al., 2015). La primera tiene que ver con la naturaleza del proceso, mientras que la segunda hace referencia a la incertidumbre asociada a la falta de conocimiento o insuficiencia de métodos para representar la realidad. En el contexto de cualquier marco de modelación, las incertidumbres epistémicas pueden ser atribuidos a la definición de los parámetros del modelo y para la propia estructura del modelo (conocimiento limitado).

El uso y el desarrollo de modelos más complejos, se ha favorecido recientemente debido a una representación espacial más detallado de los procesos, parámetros, y predicción de variables (Beven et al., 2014). Sin embargo, también hay desventajas, estas herramientas numéricas requieren tiempo computacional alto y requieren la definición de condiciones iniciales, de frontera, y los valores de los parámetros en el espacio y el tiempo para su forzamiento. Por lo general, esta información no está disponible para todas las regiones costeras. Además, estos modelos pueden estar sujetos a problemas numéricos tales como difusión

numérica, inestabilidad y la divergencia. Todas estas desventajas pueden interpretarse como fuentes de incertidumbre en el proceso de modelado.

Por lo tanto, a pesar de los avances en el conocimiento, todavía hay un problema básico en la estimación de la incertidumbre asociada con las predicciones de los modelos para los problemas del mundo real, es decir, no existe un consenso general sobre qué métodos deben utilizarse para estimar la incertidumbre. Esto se debe a que hay demasiadas fuentes de incertidumbre en el proceso de modelado que no pueden ser fácilmente desglosadas cuando sólo podemos evaluar las predicciones del modelo contra un número limitado de observaciones.

Este problema se atribuye a las muchas fuentes de incertidumbre que están involucrados en el proceso de modelado, tales como: i) las características incompletas del modelado de la estructura, en los que no se tienen en cuenta todos los procesos pertinentes; ii) el empirismo, donde las ecuaciones de diseño se basan en experimentos llevados a cabo a escala de laboratorio; iii) la extrapolación de los extremos; iv) errores de medición debido a limitaciones del equipo; y v) no estacionariedad de los datos (por ejemplo, aumento gradual en el nivel medio del mar). De hecho, la incertidumbre siempre ha sido inherente a la ingeniería costera, pero no se contabilizan en las parametrizaciones actuales.

Tradicionalmente, se trató implícitamente a través de ecuaciones de diseño conservadores o mediante reglas generales, por ejemplo, mediante la introducción de francobordos admisibles. La introducción de enfoques basados en el riesgo permitió un tratamiento más racional de la variabilidad natural de las cargas y respuestas (Meadowcroft et al., 1996; USACE, 1996).

Los métodos para hacer frente a la incertidumbre en los cálculos de ingeniería se han desarrollado, utilizando, por ejemplo, las estadísticas para describir la carga natural, tales como los niveles de agua, lluvia, altura del oleaje, etc. Hoy en día, está bien establecido que es necesario un tratamiento más explícito de la incertidumbre en las predicciones. Esto ha dado lugar a la aplicación de los métodos probabilísticos en la guía de diseño de estructuras en el Reino Unido (MAFF, 2000), los Estados Unidos y los Países Bajos (Vrijling et al., 1982).

6.2.1 MÉTODOS

En esta sección se investigan dos categorías de incertidumbre. Por un lado, la incertidumbre aleatoria, que implica una variabilidad estadística del mismo experimento ejecutado en varias repeticiones (p.e., Williams et al., 2014), y por otro lado un ejemplo de la incertidumbre epistémica asociado a los parámetros que definen las condiciones de forzamiento en el marco numérico seleccionado y que no son conocidas a priori. El uso de este tipo de enfoque es ampliamente extendido en otros campos tales como la hidrología (Beven y Binley, 1992; Beven et al., 2011), pero para aplicaciones de ingeniería costera no ha sido empleado hasta años recientes (Williams et al., 2014; McCabe et al., 2013; Salvadori et al., 2015).

Para su estudio se emplea el modelo acoplado descrito en la Sección 5.2 que permite correlacionar el forzamiento del oleaje con el fallo estructural. La transformación no lineal de onda se simula utilizando un modelo RANS para dos geometrías de rompeolas conformadas por un dique vertical representadas en la **Figura 6.1** y **6.3**. Las diferencias en las dos geometrías nos permiten investigar la interacción oleaje-estructura bajo condiciones de no rotura y rotura de la ola enfrente de la estructura. Los fallos (rebase, deslizamiento y vuelco, representados en la Figura 5.2) se pueden identificar y cuantificar fácilmente por el acoplamiento del modelo del rompeolas forzando con condiciones de oleaje. Adicionalmente, se investiga el papel del forzamiento, es decir, el parámetro dispersión de frecuencia en el espectro (incertidumbre epistémica) y la variabilidad de fase (incertidumbre aleatoria), sobre la estabilidad de la estructura.

6.2.1.1 EL ROL DEL ANCHO ESPECTRAL

Para este caso, empleamos el arreglo experimental presentado por Guanche et al. (2009) con el fin de investigar el rol del ancho espectral en el fallo de un dique en talud (véase la **Figura 6.1**).

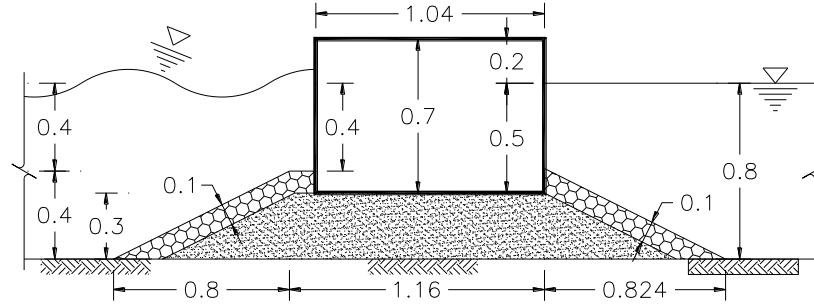


Figura 6.1. Rompeolas de concreto Guanche et al., (2009).

El modelo numérico RANS ha sido ampliamente validado para esta tipología por Guanche et al. (2009), quién demostró una comparación favorable con los datos experimentales de Losada et al. (2008) y Lara et al. (2008) referente a presiones, fuerzas y momentos inducidos por el oleaje sobre estructuras costeras. El modelo numérico es forzado con oleaje irregular recurriendo al espectro de tipo JONSWAP (Hasselmann et al., 1973), empleando tres diferentes valores del factor de forma del pico espectral (ver **Figura 6.2**).

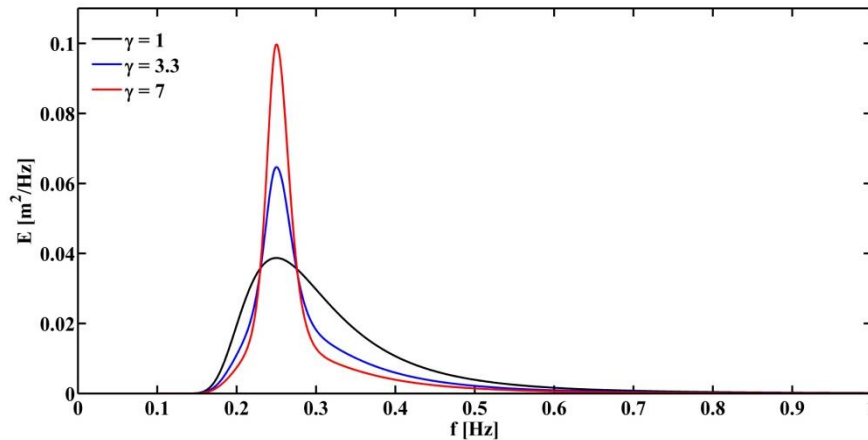


Figura 6.2. Espectro Jonswap (Hasselmann et al., 1973).

Las ecuaciones que definen al espectro de la **Figura 6.2** están dadas por las ecuaciones (6.1) al (6.4).

$$S(f) = \beta_j H_{1/3}^2 T_p^{-4} \omega^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}(T_p \omega)^{-4}\right] \gamma^{\exp\left[-(T_p \omega - 1)^2 / 2\sigma^2\right]} \quad (6.1)$$

$$B_j = \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336\gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}} [1.094 - 0.01915 \ln \gamma] \quad (6.2)$$

$$T_p \approx T_{1/3} \left[1 - 0.132(\gamma + 0.2)^{-0.559}\right] \quad (6.3)$$

$$\sigma = \begin{cases} 0.07 & \omega \leq \omega_p \\ 0.09 & \omega \geq \omega_p \end{cases} \quad (6.4)$$

donde ω es la frecuencia angular del oleaje, ω_p representa la frecuencia pico del oleaje, γ es el factor de forma del pico del espectro, σ es el ancho de la base del espectro antes y después de la frecuencia pico, H_s es la altura significativa del oleaje, y T_p es el período de pico espectral. Los valores más altos corresponden a

estado del mar joven y por el contrario un valor inferior, representa un estado del mar completamente desarrollado. Se extraerán las series temporales de presiones en diferentes elevaciones de la pared de la estructura expuesta a la acción directa del oleaje para los diferentes valores del factor de ancho espectral. Se generaron 36 simulaciones con diferentes condiciones de oleaje (ver **Tabla 6.1**) con el fin de investigar el efecto inducido por las olas para el rebase y deslizamiento.

Tabla 6.1. Condiciones para oleaje irregular con estructura sin berma

Hs (m)	Tp (s)	γ
0.15	1.34	1, 3.3 y 7
0.15	2.24	1, 3.3 y 7
0.20	1.79	1, 3.3 y 7
0.20	2.24	1, 3.3 y 7
0.20	3.13	1, 3.3 y 7
0.25	2.68	1, 3.3 y 7
0.25	3.13	1, 3.3 y 7
0.30	1.79	1, 3.3 y 7
0.30	2.68	1, 3.3 y 7
0.30	3.13	1, 3.3 y 7
0.30	3.58	1, 3.3 y 7
0.30	4.00	1, 3.3 y 7

6.2.1.2 EL ROL DE LAS FASES ALEATORIAS

Para este análisis la geometría de la estructura empleada será la de Cuomo et al. (2011), en la cual investigaremos la incertidumbre asociada a los dos tipos de fallos más comunes: el deslizamiento y el rebase, **Figura 6.3**. Se emplearon ocho casos diferentes (**Tabla 6.2**) con 45 realizaciones cada uno. Para cada realización se derivaron series temporales de elevación de la superficie libre utilizando fases aleatorias ψ_i con la expresión dada por,

$$\eta = \sum_{i=1}^N \frac{H_i}{2} \cos(k_i x - \omega_i t + \psi_i) \quad (6.5)$$

donde η es la elevación de la superficie libre, k es el número de onda, ω es la frecuencia angular, y ψ_i representa la i -énima fase de la componente en el espectro del oleaje irregular. Los resultados numéricos de cada realización se emplean para determinar el fallo de cada una de las realizaciones para obtener posteriormente la media y la variabilidad (por ejemplo, ± 1 la desviación estándar) del rebase y las fuerzas integradas que generan los deslizamientos para cada estado de mar (**Tabla 6.2**).

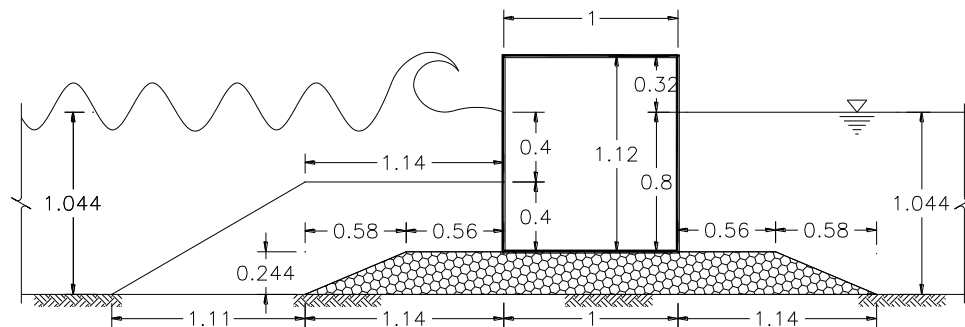


Figura 6.3. Rompeolas de concreto Guanche et al., (2009).

Por lo tanto, se ejecutaron un total de 360 simulaciones para ocho casos diferentes de oleaje caracterizados por el parámetro $H_s^2 T_p$.

Tabla 6.2. Casos simulados con 45 realizaciones cada uno usando Jonswap

Hs (m)	Tp (s)	$H_s^2 T_p$ [m ² s]
0.10	1.79	0.018
0.15	2.24	0.050
0.20	3.13	0.125
0.30	2.24	0.202
0.30	3.13	0.282
0.30	4.00	0.360
0.35	3.58	0.439
0.35	4.00	0.490

Para evaluar si el número de realizaciones es suficiente se empleó un análisis de sensibilidad con el fin de analizar la variabilidad de las estimaciones del conjunto (es decir, la desviación estándar y media) en función del número de realizaciones. La **Figura 6.4** muestra que las estimaciones resultan confiables con 45 realizaciones para el conjunto estimado del rebase y fuerza obtenidas (ver **Figura 6.4**).

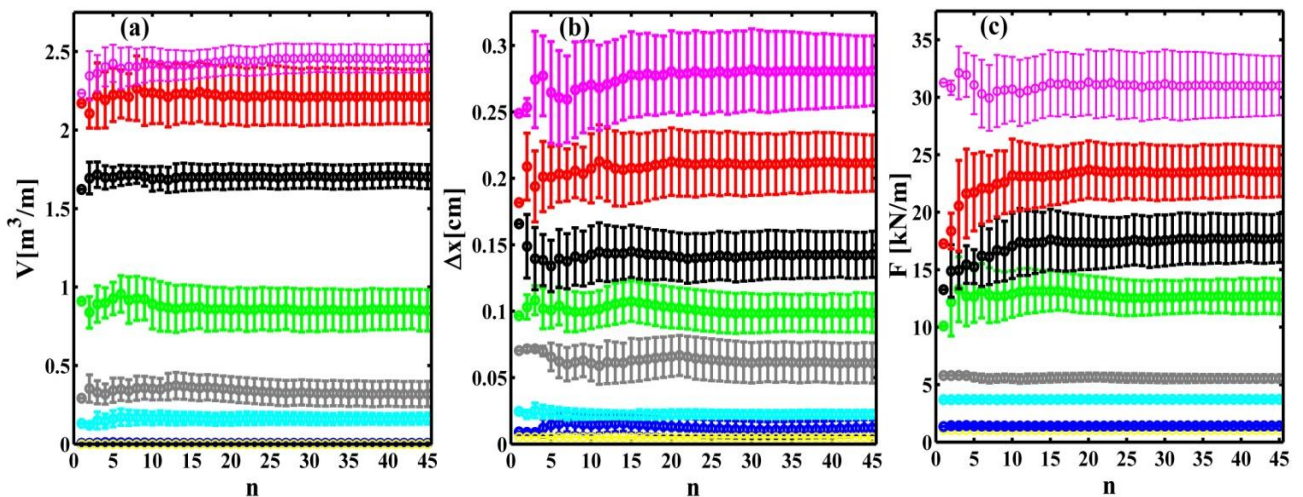


Figura 6.4. Media y desviación estándar del (a) rebase, (b) deslizamiento y (c) fuerza. Magenta $H_s=0.35$ m, $T_p=4$ s; rojo $H_s=0.35$ m, $T_p=3.58$ s; negro $H_s=0.30$ m, $T_p=4$ s; verde $H_s=0.30$ m, $T_p=3.13$ s; Gris $H_s=0.30$ m, $T_p=2.24$ s; Cyan $H_s=0.20$ m, $T_p=3.13$ s, Azul $H_s=0.15$ m, $T_p=2.24$ s; y amarillo $H_s=0.10$ m with $T_p=1.79$ s.

6.2.2 RESULTADOS

Los resultados numéricos se emplean para investigar la sensibilidad de la falla estructural y rebase ante los dos tipos de incertidumbres (ancho espectral y fases aleatorias) asociadas con el forzamiento.

6.2.2.1 INCERTIDUMBRE EPISTÉMICA: EL ROL DEL ANCHO ESPECTRAL

Tal como se describió anteriormente, forzando con oleaje irregular y tres valores diferentes del factor de forma del espectro se obtuvieron los resultados aquí descritos. Se calculó numéricamente el rebase y deslizamiento resultante de la modelación de aproximadamente 100 olas (Tiempo simulado/ $T_p = 100$).

Los resultados del modelo numérico para todos los casos simulados indican que las presiones aumentan al aumentar el factor de forma del pico espectral, es decir, las presiones sobre toda la pared son mayores para un γ igual a 7 que para un γ igual a 1. Lo anterior implica que la falla por deslizamiento es sensible a este parámetro. Para el ilustrar este efecto la **Figura 6.5** muestra los resultados en sólo 3 puntos de la pared de la estructura y para dos gammas diferentes.

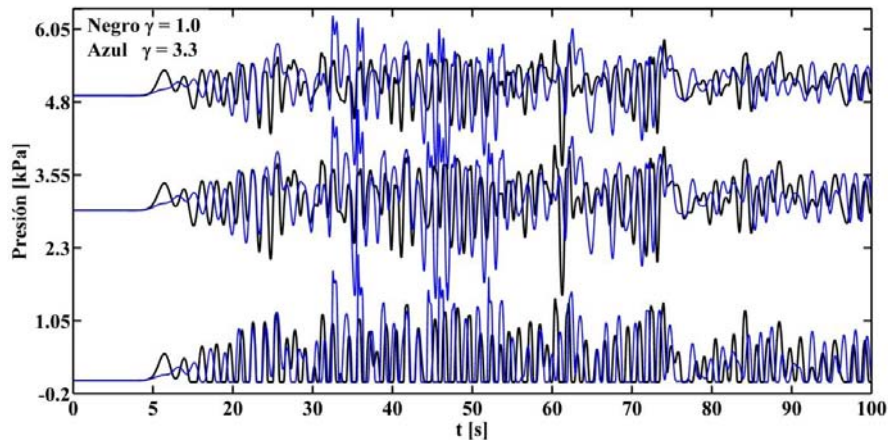


Figura 6.5. Presiones en función del ancho espectral.

La **Figura 6.6** muestra los deslizamientos acumulados, obtenidos a partir del acoplamiento de los modelos numéricos, para 100 olas con diferentes condiciones espectrales de acuerdo a la **Tabla 6.1**. Se observan diferencias de hasta un 25% de deslizamiento para modelaciones correspondientes al mismo estado de mar pero con parámetros diferentes. Del mismo modo, los cálculos del rebase se presentan en la **Figura 6.6b**, donde los resultados numéricos muestran una dependencia más débil en la dispersión de frecuencia en comparación con los resultados del deslizamiento y la diferencia del deslizamiento no existen diferencias significantes en función de γ .

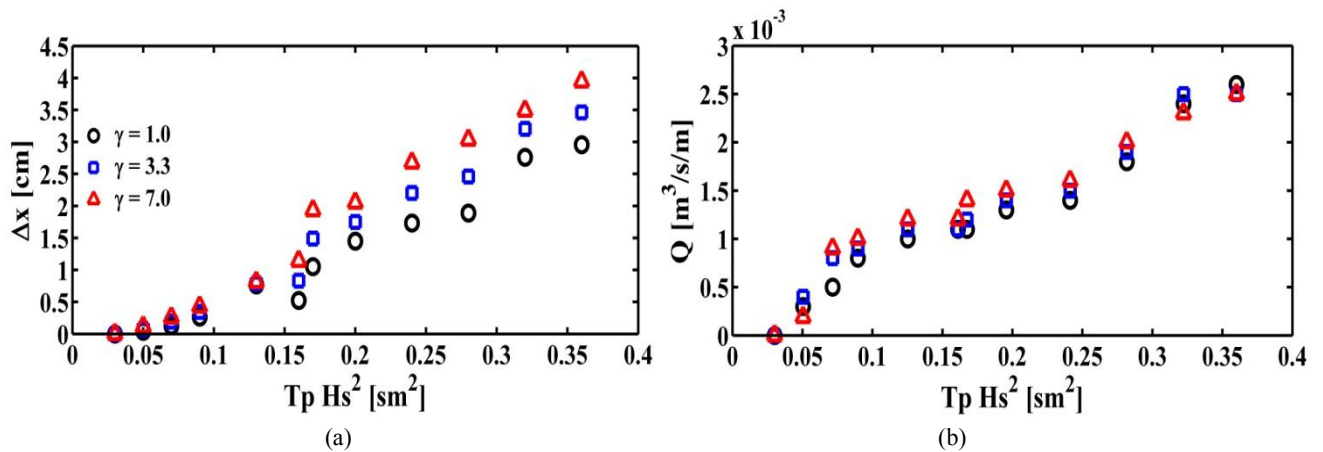


Figura 6.6. Resultados de 100 olas en función del ancho espectral, (a) deslizamiento y (b) rebase.

Por lo tanto, los resultados del modelo sugieren que el deslizamiento con la geometría de la estructura aquí presentada es sensible a los valores de ancho espectral. Vale la pena notar que la incertidumbre epistémica solamente se aborda parcialmente en este trabajo y otros aspectos como la variabilidad relacionada con el modelo de cierre de la turbulencia, el esquema numérico, así como los diferentes parámetros de ambos modelos estructurales y de flujo están fuera del alcance de este trabajo.

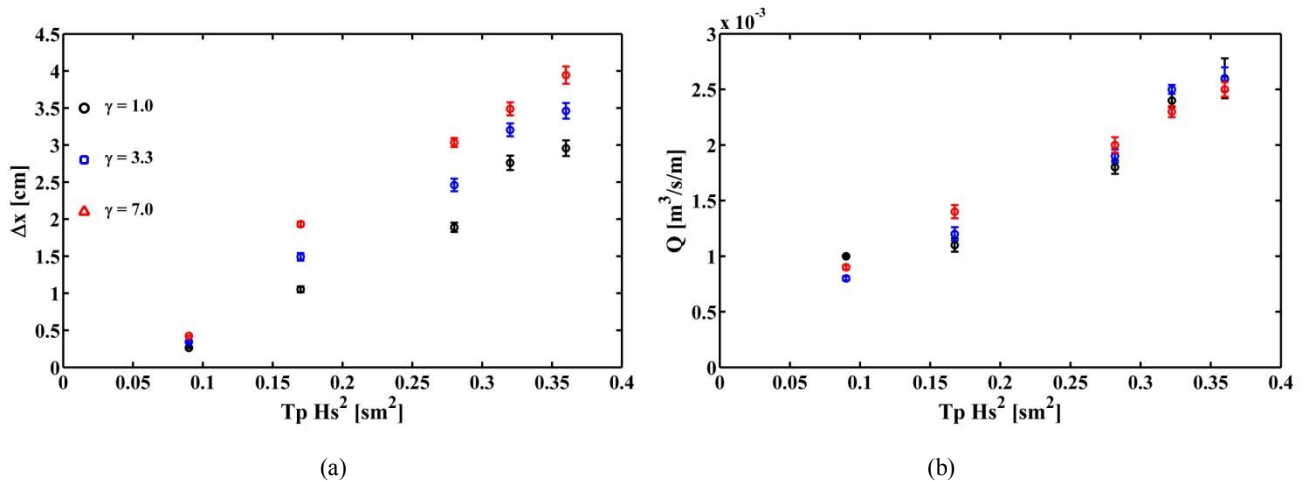


Figura 6.7. Predicción promedio del conjunto de 15 simulaciones. Círculos representan la desviación estándar y las barras son de error para (a) deslizamientos y (b) rebase en función del ancho espectral.

Adicionalmente se exploran dos fuentes diferentes de incertidumbre mediante la realización de 15 simulaciones para casos seleccionados en la **Tabla 6.1**. Las predicciones por conjuntos nos permiten identificar si las diferencias en la **Figura 6.7** se explican por un factor de ancho espectral que modifique o se deben a la variabilidad natural relacionados con la incertidumbre aleatoria. El modelo numérico muestra que los resultados del rebase inducidos por las olas, para diferentes valores de γ , no son significativamente diferentes al considerar la incertidumbre aleatoria representada por las bandas de variabilidad de una desviación estándar con respecto a la media (**Figura 6.7b**). Por otro lado, el conjunto de las predicciones del deslizamiento mostró diferencias significativas para diferentes valores del ancho espectral inducido por el oleaje (**Figura 6.7a**). Por lo tanto, se concluye que el aumento en el factor de forma del pico espectral implica un incremento en la concentración de la energía de onda y, por tanto, fuerzas de mayor magnitud para el oleaje de banda estrecha que generan un mayor deslizamiento horizontal.

6.2.2.2 INCERTIDUMBRE ALEATORIA: EL ROL DE LAS FASES

Se emplearon las simulaciones de Monte Carlo (Williams et al 2014) para generar 45 realizaciones diferentes correspondientes a cada uno de los ocho casos descritos en la **Tabla 6.2**. En la **Figura 6.8a** se observa que las presiones cerca de la superficie libre, para un oleaje con $H_s = 0.20$ m y $T_p = 3.13$ s, tienen mayor variabilidad asociada a la rotura del oleaje y disminuye con la elevación por debajo del nivel medio del agua donde la turbulencia juega un papel menos importante.

Con la integración de la presión dinámica horizontal, la fuerza lateral resultante puede ser obtenida para los casos simulados. El conjunto del ensamble estimado así como la variabilidad se muestra en la **Figura 6.8b**, en donde se observa un incremento de la variabilidad en función de las condiciones energéticas de las olas. La fuerza integrada está fuertemente correlacionada con el deslizamiento de la estructura.

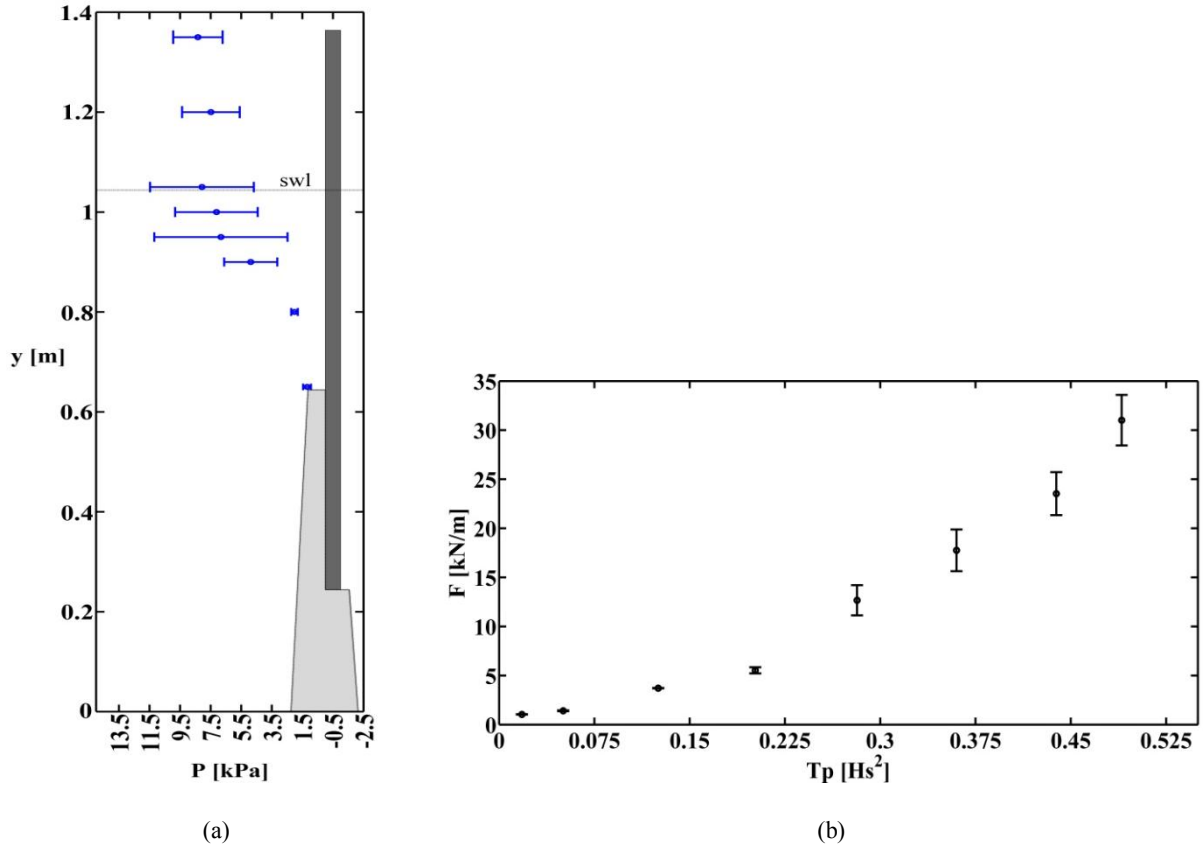


Figura 6.8. Variabilidad de las presiones dinámicas, (a) para $H_s = 0.20$ m y $T_p = 3.13$ s, y (b) fuerza resultante en función de $T_p H_s^2$.

De la **Figura 6.8** podemos deducir que la historia de cargas del oleaje sobre la pared vertical es importante para el desplazamiento horizontal de la estructura. Por otro lado, se puede generar la predicción del rebase y deslizamiento a partir de las 8 condiciones diferentes de oleaje con sus 45 realizaciones. En la **Figura 6.9a** se compara (figuras en diamantes) para un dique vertical la formulación empírica (diamantes en la figura) propuesto por Besley et al. (1998) con los resultados con la metodología aplicada. Se observa que el (i) rebase presenta una mayor dispersión en los datos, y (ii) que para las pequeñas condiciones de energía, la formulación empírica de Besley et al. (1998) es escasa respecto a los resultados por el acoplamiento parcial. Por otro lado, el desplazamiento estructural muestra una clara tendencia a aumentar con el incremento energético del oleaje.

De manera similar a los cálculos de fuerza integrada, la variabilidad es fuertemente dependiente de las condiciones de energía del oleaje, es decir, en función del parámetro dimensional $T_p H_s^2$. Por lo tanto, la variabilidad observada en los resultados numéricos para el rebase del oleaje y deslizamiento de la estructura sugiere que parametrizaciones actuales deben incorporar el efecto de la variabilidad natural para propósitos de ingeniería. Finalmente, utilizando los resultados numéricos derivamos dos parametrizaciones simples para la geometría probada. La incorporación de la variabilidad natural se obtuvo mediante un ajuste de los datos, por lo que las formulaciones están dadas por,

$$Q = \frac{T_p^2 H_s^4}{f_b h} + \frac{T_p H_s^2}{f_b h} \pm 0.6 T_p H_s \dots \dots \dots (6.6)$$

$$\Delta_x = \frac{850 T_p^2 H_s^4}{W'} + 0.038 T_p H_s^2 \pm 0.05 T_p H_s \dots \dots \dots (6.7)$$

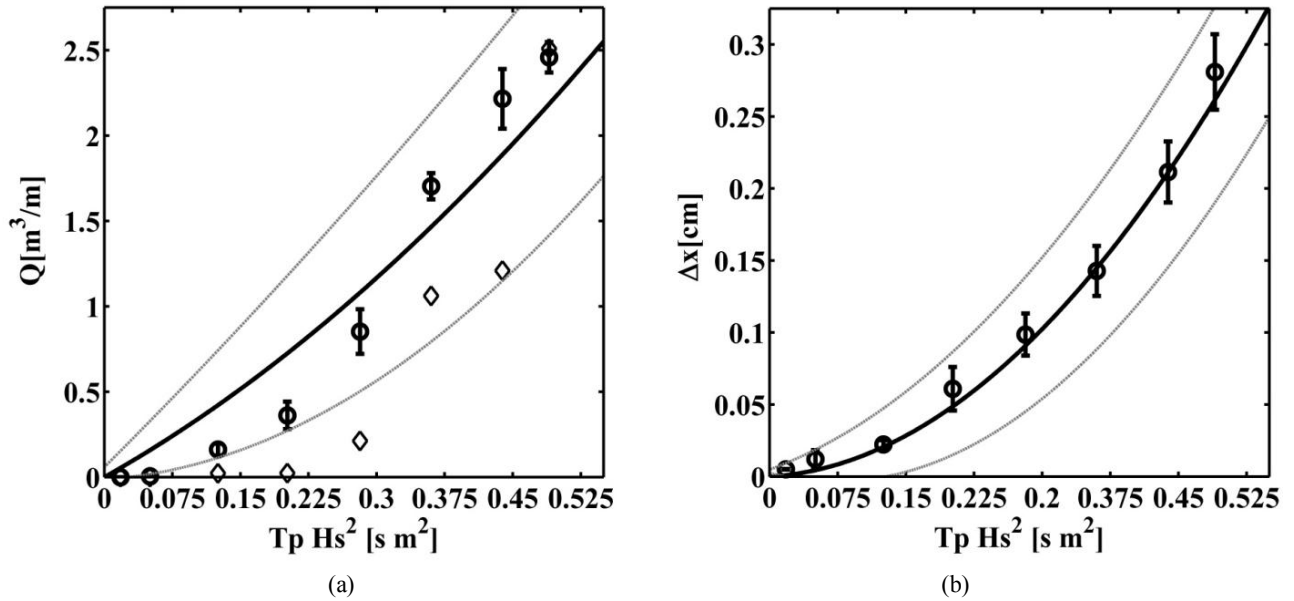


Figura 6.9. Estimación y variabilidad para (a) rebase y (b) desplazamiento total.

Las ecuaciones (6.6) y (6.7) representan la variabilidad de la incertidumbre considerando los límites, superior e inferior, asociada a la desviación estandar de las realizaciones dados por los últimos términos de estas dos ecuaciones. Los resultados sugieren la necesidad de incorporar la incertidumbre en las fórmulas de diseño ingenieriles.

6.3 INTERACCIÓN OLEAJE-ESTRUCTURA: EL ROL DE LA PROBABILIDAD

En las estructuras de protección costera existen variables diversas tales como el viento, la marea, y el oleaje que hacen complicado el diseño. Sin duda, el factor más importante para el diseño es el oleaje, por lo que cualquier obra marítima debe soportar durante su vida útil los efectos que produce el impacto de las olas sobre ella y una funcionalidad acorde al rebase permitido. Al producirse un evento extremo, este impacto puede llegar a ser de gran importancia, pudiendo provocar en la estructura desperfectos considerables y en el peor de los casos la destrucción de la misma.

La variable más importante para el diseño es la altura de ola y en ello radica la importancia de determinar de manera confiable este parámetro. Esta altura de ola de diseño está en función del periodo de retorno (T_r) considerado, definiéndose en este trabajo como el número promedio de años en que un evento puede ser igualado o excedido. Aunado a ello, también se considera la vida útil (V_u) de la estructura definida como el periodo de tiempo en que se pone en operación o completa instalación de la estructura hasta su inutilización, desmontaje o cambio de uso. Para determinar los dos conceptos aquí mencionados, se recurre al concepto del riesgo (R) para determinar las acciones de cálculo definido como la probabilidad de que por lo menos una vez exista un temporal mayor durante la vida útil del proyecto. De esta manera, existe una relación entre el riesgo, el periodo de retorno, y la vida útil dada por,

$$T_r = -\frac{V_u}{\ln[1-R]} \dots\dots\dots (6.8)$$

Para ilustrar el papel de la probabilidad en la vida útil de una estructura se utiliza el caso real de una estructura localizada en Ciudad del Carmen, Campeche. Esta estructura ha presentado daños por tormentas documentados en los últimos años.

6.3.1 ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra localizada en Ciudad del Carmen Campeche, México. Para la caracterización del clima marino se utiliza un reanálisis de oleaje (Appendini et al., 2014) cercano al punto de interés, el cual tiene una latitud de 18.80 y longitud de -91.90, **Figura 6.10**. Este punto cuenta con 87,664 estados de mar obtenidos cada 3 horas durante un período de 30 años a partir del reanálisis de viento del NARR. Para cada estado de mar se cuenta con altura significativa (H_s), período de pico (T_p), y dirección del oleaje (θ) en el período de 1979 hasta 2008. Por otro lado, la marea astronómica (Z) para el mismo periodo fue obtenida mediante el Mike 21 considerando las constantes armónicas en la malla global.

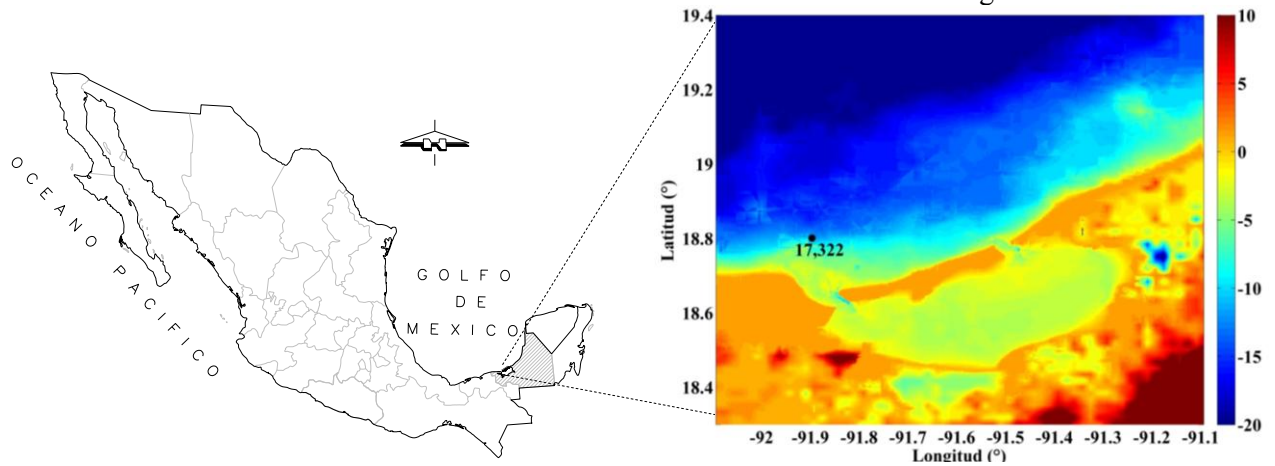


Figura 6.10. Ubicación del nodo 17,322.

Para determinar el nivel medio del mar (NM) es necesario considerar la marea de tormenta (MT) por lo que se recurre a las siguientes expresiones (Dean and Dalrymple, 1999),

$$MT = \frac{x}{\left[1 - \frac{h+\eta}{h_0}\right] - A \ln \left[\frac{h+\eta - A}{h_0} \right]} \quad (6.9)$$

$$A = \frac{n \rho_a k u_{10}^2}{\rho_w g h_0^2} \quad (6.10)$$

donde h_0 es profundidad, n representa el coeficiente de esfuerzo cortante igual a 1.3, ρ_a es la densidad del aire (1.204 kg/m^3), ρ_w es la del agua ($1,028 \text{ kg/m}^3$), u_{10} es la velocidad del viento en el nodo de interés en m/s, y k indica el factor de fricción igual a 0.0034. El oleaje es propagado de aguas profundas utilizando una batimetría medida en 1999 en combinación con la ETOPO **Figura 6.11**. La batimetría cercana a la costa muestra una barra de arena a los 5 m de profundidad, para continuar variando linealmente hasta los casi 6 m. Para la propagación del oleaje a partir del nodo se utilizó el acoplamiento de los modelos numéricos SWAN y SWASH. Los resultados del modelo SWASH serán utilizados para estudiar la falla de la estructura y el rebase.

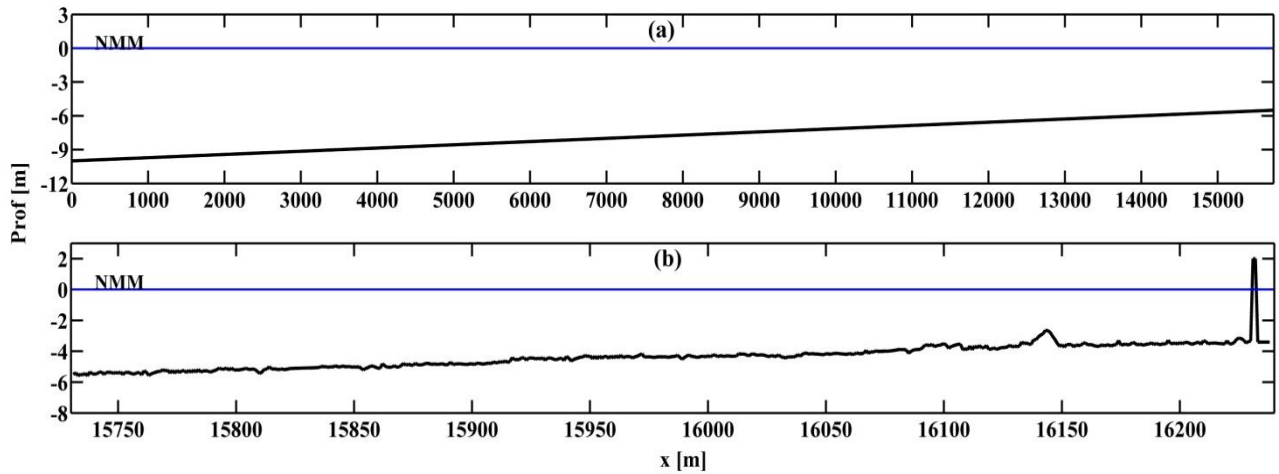


Figura 6.11. Batimetría de la zona de estudio, (a) 15,730 m y (b) 500 m.

6.3.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Las estructuras verticales de contención se clasifican en rígidas o flexibles, según sea su comportamiento ante las presiones ejercidas por el suelo retenido y por el oleaje que las impacta. El término rígido se refiere a cuando las estructuras de protección presentan una baja deformabilidad ante las presiones actuantes. Por otro lado, las estructuras flexibles son aquellas que por su sección transversal y material constitutivo generan una alta deformidad. La estructura que se considera para el análisis probabilístico del fallo tiene la configuración descrita en la **Figura 6.12**.

La estructura corresponde a una tablaestaca de concreto reforzado de 13 metros de longitud con un empotramiento de 7.6 m. Al pie de la estructura se tiene un tirante de agua de alrededor de 3.4 m. Con un francobordo de 2 m. El sistema de tablaestacado es a base de tabletas de 25 cm de espesor con 60 cm de ancho, armado con cinco varillas de una pulgada en cada cara. Las uniones entre tabletas son a base de candado tipo machihembrado. El concreto simple es resistente a la corrosión, además se descabezaron las tabletas para unir las con una trabe corrida sobre ellas.

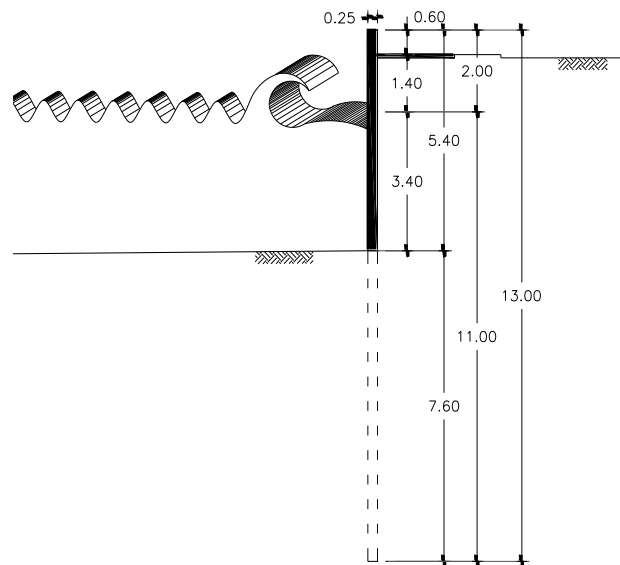


Figura 6.12. Estructura vertical, acotación, m.

Las tabletas fueron hincadas por un martillo (**Figura 6.13**) la longitud de diseño empotrado al subsuelo, colando posteriormente la cabecera para unir a todas las tabletas que la conforman.



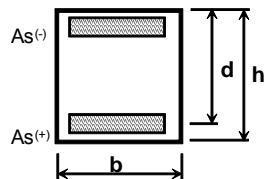
Figura 6.13. Hincado de tabletas.

6.3.2.1 REVISIÓN ESTRUCTURAL

Para obtener el fallo de la estructura de protección, es necesario obtener su capacidad estructural. Por lo tanto con las características indicadas en la sección anterior la estructura aporta cierta resistencia calculada en esta sección. Primeramente se ingresa el espesor de la estructura, así como el ancho con el cual se realizará la revisión. Se consideran las especificaciones del concreto con la cual fueron hechas así como el acero de refuerzo empleado.

Mediante las ecuaciones de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, tales como la cuantía mínima reglamentada así como la cuantía necesaria por el momento requerido se obtiene un momento resistente de 22 ton-m con un área de acero de 38.04 cm² magnitud de acero con el que está hecho la estructura de protección, **Figura 6.14**.

1.- Datos para diseño (Propiedades de la sección y de los materiales):



SECCIÓN	
b =	100 cm
h =	25 cm
d =	20 cm

MATERIALES	
f'c =	250 kg/cm ²
fy =	4,200 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²

2.- Diseño por flexión

2.1.- Limitantes de diseño:

2.1.1. Cuantía mínima de refuerzo

$$\rho_1 = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{\min} = 0.0026$$

Se considera reglamentariamente el acero mínimo representado por la cuantía mínima así como la máxima, cuyas magnitudes indican los límites del acero que demandará el momento actuante.

2.1.2. Cuantía máxima del refuerzo

$$\rho_b = \frac{\beta_1 f''_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \quad \rho_{\text{máx}} = 0.90 \rho_b = \mathbf{0.0194}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f''_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 = 1.05 - \frac{f''_c}{1400} \geq 0.65 \text{ si } f''_c > 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.2.- Momentos últimos y diseño por flexión

$$M_u^{(i)} = \mathbf{22.00} \text{ ton-m} =$$

$$\rho_{(M_r)} = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c}} \right] = 0.0190 \quad \rho_d = \mathbf{0.0190}$$

$$A_s^{(i)} = \rho_d b d = 38.04 \text{ cm}^2 \quad \# \text{ var.} = \mathbf{8} \quad A_s = 5.07 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar : } \mathbf{8.0} \text{ Vars.}$$

(40.56 cm²)

Figura 6.14. Revisión estructural.

De acuerdo a la revisión estructural, la fuerza resultante que provoca el momento obtenido es de 178.1 kN-m.

6.3.3 METODOLOGÍA

Para el análisis de probabilidad de fallo de la estructura se hace uso de diferentes herramientas estadísticas y numéricas que permiten asociar el fallo a cada uno de los estados de mar en la serie de 30 años del reanálisis de oleaje. La **Figura 6.15** muestra la metodología aplicada para realizar el análisis.

El primer paso consiste en establecer las condiciones de contorno y forzamiento para el modelo numérico a partir del reanálisis de oleaje de 30 años. Esta serie de tiempo contiene estados de mar cada tres horas por lo que no es viable computacionalmente la modelación de todos y cada uno de ellos. Por lo tanto, se lleva a cabo la selección de un conjunto de casos que sean representativos del oleaje de la zona y que permitan posteriormente la interpolación de los otros casos.

La selección de los estados de mar a propagar se realiza mediante el Algoritmo de Máxima Disimilitud (Maximum Dissimilarity Algorithm, MDA) que permite la identificación de aquel subconjunto con la mayor diversidad posible del total de la base de datos. Este método fue utilizado por Camus et al. (2010) y Guancho et al. (2013) para la propagación de oleaje a zonas costeras y el estudio de estabilidad de estructuras, respectivamente.

En este trabajo se seleccionan 600 casos, los cuales son propagados con el modelo SWAN hasta zonas cercanas a la costa donde es acoplado con el modelo SWASH (Zijlema et al., 2011) para la modelación de la interacción oleaje-estructura. A partir del modelo SWASH se puede estimar directamente el rebase asociado a cada estado de mar y las presiones pueden ser utilizadas para el forzamiento del modelo de dinámica estructural con el objetivo de evaluar la estabilidad de la estructura.

La metodología se muestra de manera esquemática en las **Figura 6.15** y **Figura 6.16**. A continuación se detallan los diferentes pasos de la metodología.

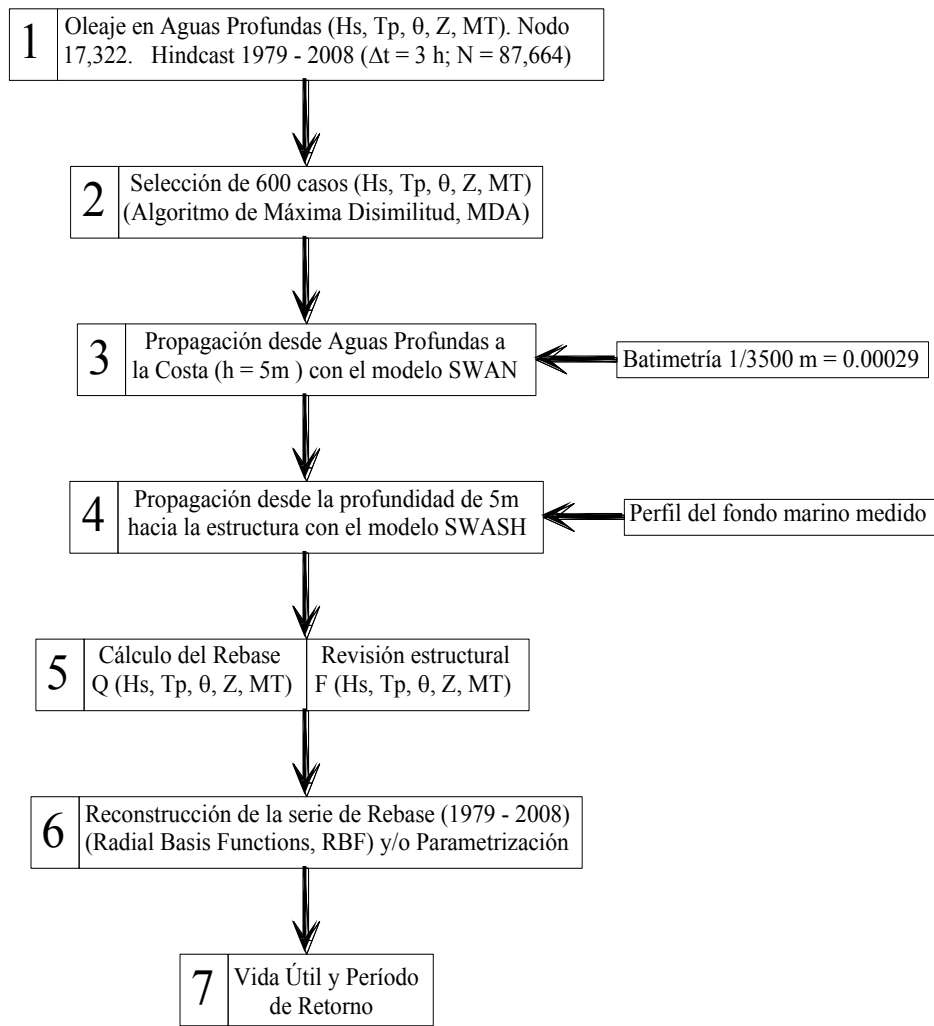


Figura 6.15. Fases para inferir el clima marítimo.

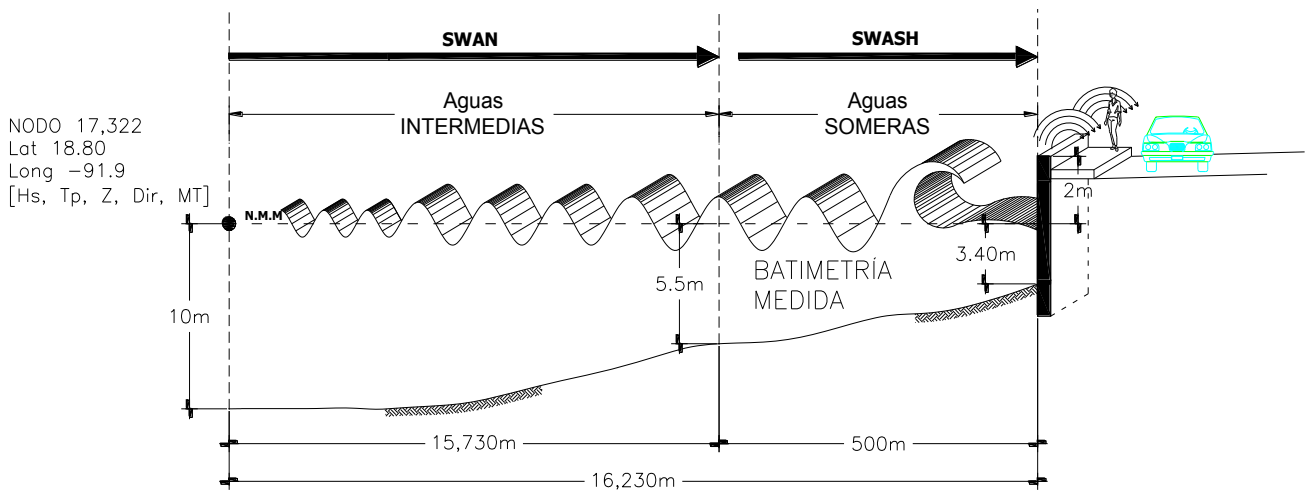


Figura 6.16. Propagación para inferir el clima marítimo de forma inversa.

6.3.4 CONDICIONES DE CONTORNO Y DE FORZAMIENTO

El diseño de estructuras costeras requiere de series temporales extensas que permitan estimar las condiciones de oleaje extremo. En este trabajo se recurre a una base de datos de reanálisis de oleaje en aguas profundas (H_s , T_p , Z , θ , MT) con un registro lo suficientemente largo (30 años) como para caracterizar la estadística del clima marítimo, **Figura 6.17**.

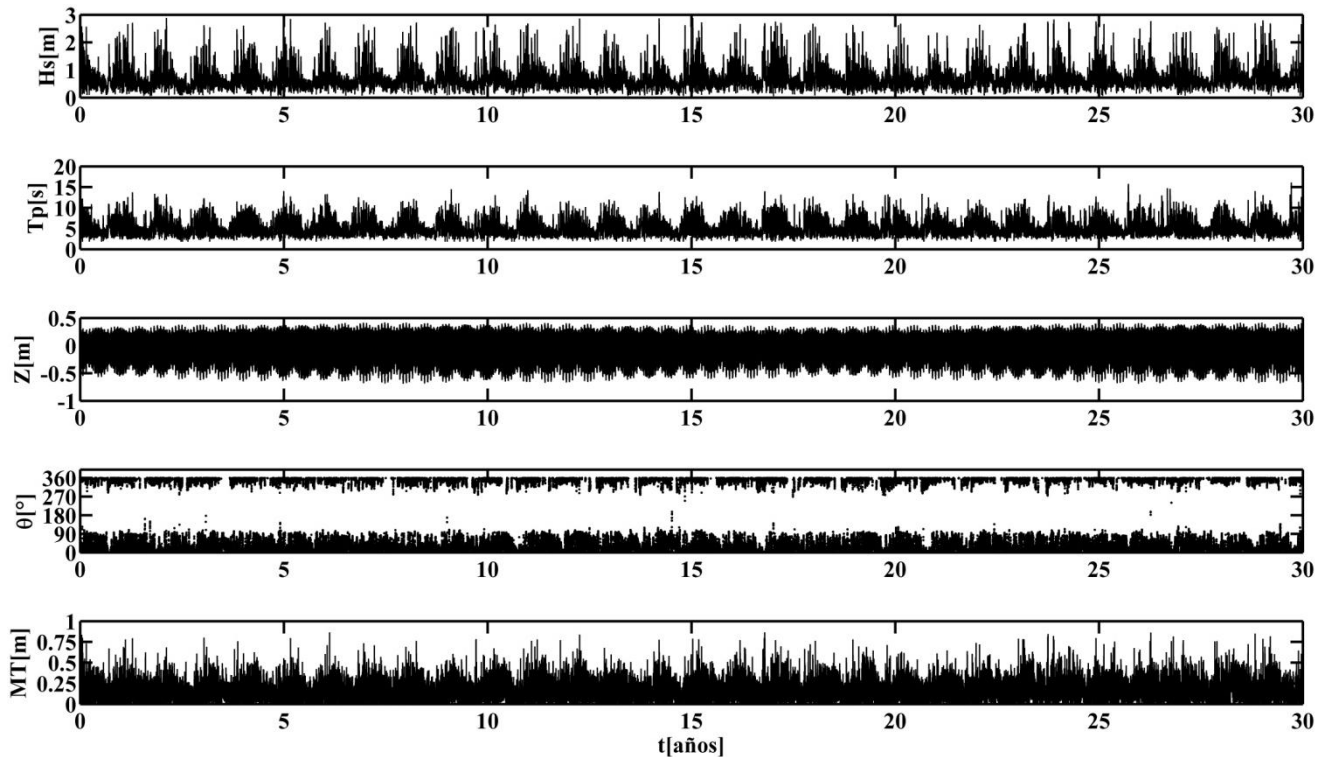


Figura 6.17. Series temporales de 30 años, 1979 a 2008.

En la **Figura 6.17** se muestra la serie temporal del oleaje (altura significativa, período de pico, y dirección) en el nodo del reanálisis seleccionado. Asimismo, el nivel del mar (NM) se empleó como condición inicial para simular cada estado de mar, obteniéndose ésta mediante la suma algebraica de la marea astronómica (Z) y la marea de tormenta (MT) dada por,

$$NM = Z \pm MT \dots\dots\dots(6.11)$$

La marea de tormenta se obtiene mediante la ecuación (6.9) utilizando los datos del viento del nodo 17,322, mientras que la marea astronómica se obtuvo con el Mike 21 recurriendo a las constantes armónicas.

6.3.5 SELECCIÓN DE CASOS: ALGORITMO DE MÁXIMA DISIMILITUD

La selección de los estados de mar a propagar se realiza mediante el algoritmo de máxima disimilitud (DMA) que permite la identificación del subconjunto con la mayor diversidad posible del total de la base de datos (Camus et al, 2010).

Este algoritmo fue descrito por Kennard y Stone (1969) y admite distintas versiones dependiendo del criterio considerado en la inicialización del subconjunto y en el criterio de selección del resto de datos del subconjunto.

El algoritmo de máxima disimilitud consiste en la selección de un subconjunto de datos representativo de la muestra de datos de partida. Por tanto, si se dispone de una muestra de datos $X = \{x_1, x_2, \dots, x_N\}$ compuesta por N vectores n -dimensionales, el objetivo de este algoritmo consiste en obtener un número M de vectores $\{v_1, v_2, \dots, v_M\}$ de los datos de partida que representen la diversidad de estos datos.

El algoritmo comienza con la inicialización del subconjunto $\{v_1\}$ mediante la transferencia de un dato de la base de partida.

La selección del resto de elementos se realiza iterativamente, y en cada ciclo se transfiere al subconjunto aquel dato perteneciente a la base de datos de partida con la mayor disimilitud respecto al subconjunto seleccionado. En este trabajo el elemento inicial del subconjunto $\{v_1\}$ es el estado de mar con la mayor altura de ola significativa.

Una vez seleccionado el primer elemento del subconjunto, la selección del resto de elementos se realiza en dos fases. En primer lugar, para cada dato aún perteneciente a la base de datos de partida, se calcula la distancia o disimilitud con todos los elementos del subconjunto y se define una única distancia entre este dato y el subconjunto, según distintos criterios.

En segundo lugar, una vez que se dispone de la distancia entre cada dato de la muestra de partida y el subconjunto, se elige aquel dato con el máximo valor de esta distancia. Por ejemplo, si en el subconjunto ya existen R ($R \leq M$) datos seleccionados, primero se calcula la disimilitud entre el dato i de la muestra de datos $N-R$ y los elementos j pertenecientes al subconjunto R ;

$$d_{ij} = \|x_i - v_j\|; \quad i = 1, \dots, N - R; \quad j = 1, \dots, R \quad (6.12)$$

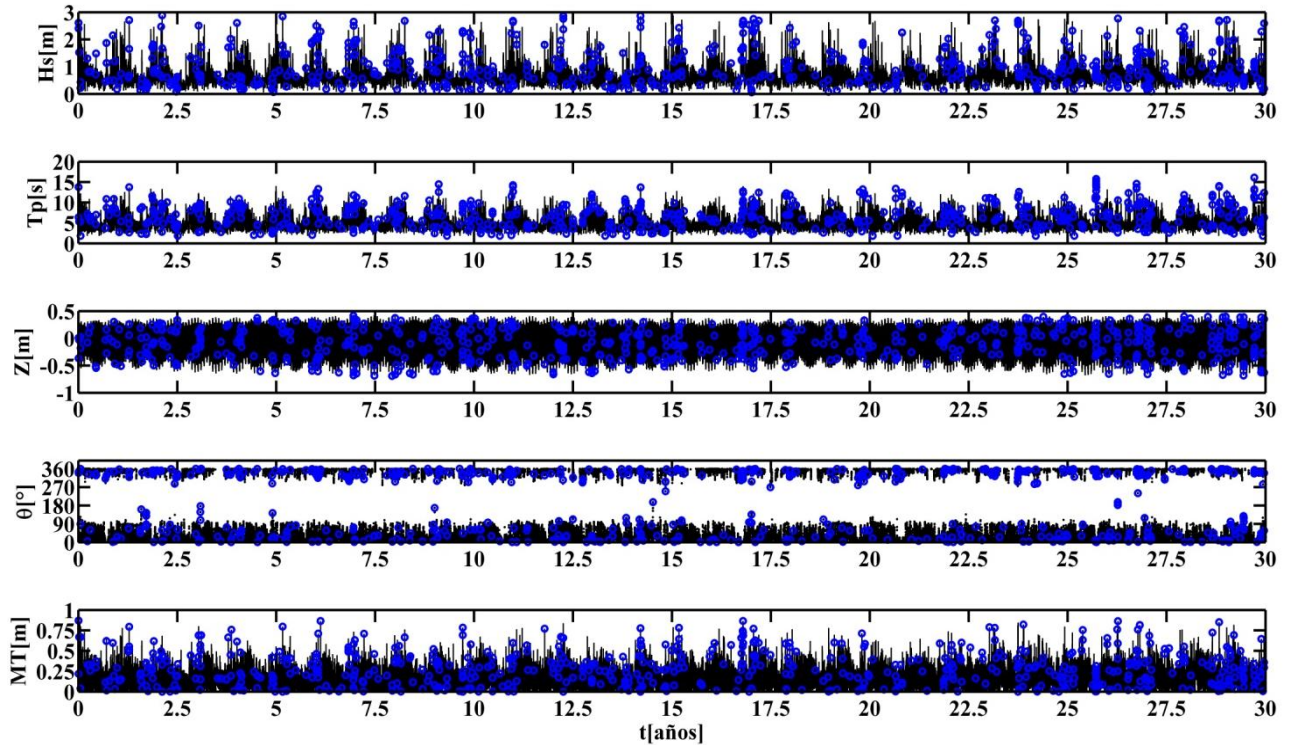
Posteriormente se calcula la disimilitud $d_{i,\text{subconjunto}}$ entre el dato i y el subconjunto R , esta definición admite varios criterios (Willet et al., 1996). Después de diversas pruebas, el subconjunto de casos seleccionados más representativo de los datos de partida se consigue definiendo la distancia $d_{i,\text{subconjunto}}$ como:

$$d_{i,\text{subconjunto}} = \min \{\|x_i - v_j\|\}; \quad i = 1, \dots, N - R; \quad j = 1, \dots, R \quad (6.13)$$

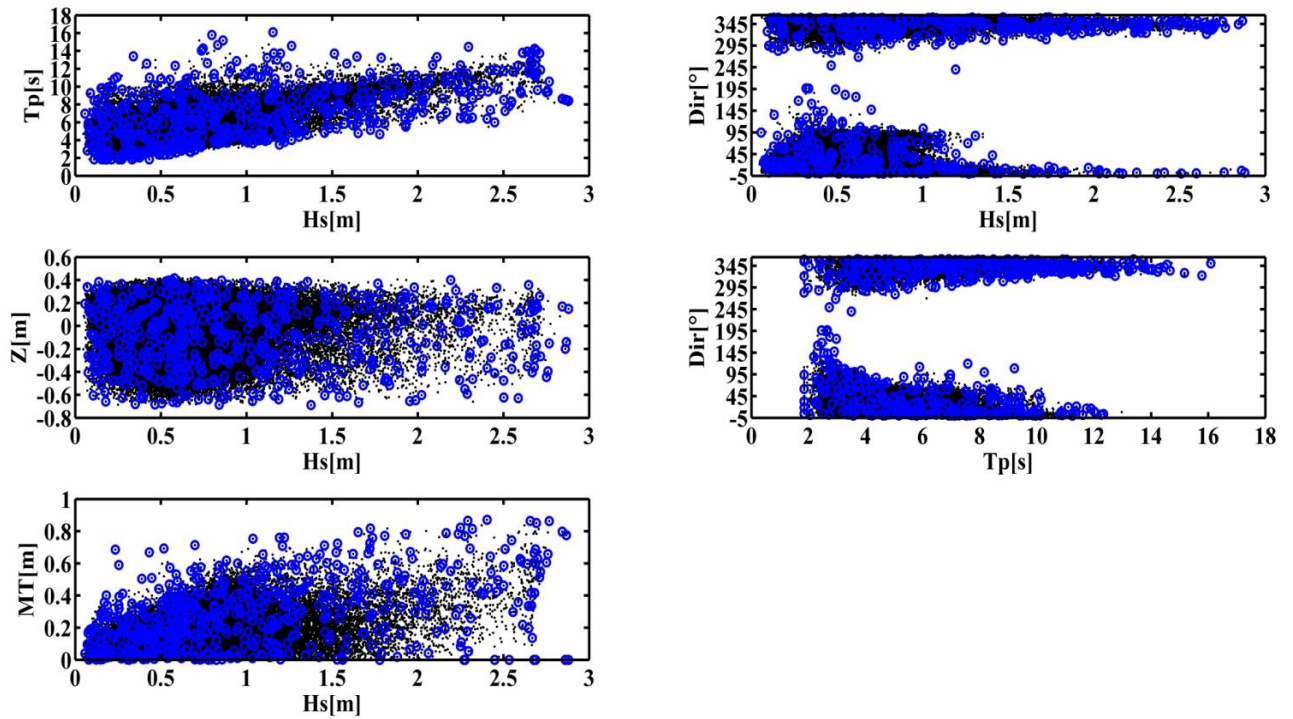
En segundo lugar, una vez calculadas las $N-R$ disimilitudes según el criterio elegido, el dato con la máxima disimilitud es seleccionado para ser incluido en el subconjunto. La distancia Euclidiana se obtiene con

$$\|x_i - D_j\| = \sqrt{(H_i - H_j^D)^2 + (T_i - T_j^D)^2 + (Z_i - Z_j^D)^2 + (MT_i - MT_j^D)^2 + \left(\min\{|\theta_i - \theta_j^D|, 2 - |\theta_i - \theta_j^D|\}\right)^2} \quad (6.14)$$

En la **Figura 6.18** los círculos azules representan los 600 casos seleccionados mediante el Algoritmo de Máxima Disimilitud con las ecuaciones (6.12) al (6.14), un sólo conjunto incluye los 5 parámetros: altura significativa (Hs), período pico (Tp), dirección del oleaje (θ), nivel de marea astronómica (Z) y sobre elevación por marea de tormenta (MT) a partir de 1979 hasta 2008, es decir, 30 años con 87,664 conjuntos.



(a)



(b)

Figura 6.18. Selección de 600 casos con el DMA, círculos azules, (a) series de tiempo y (b) comparación entre parámetros.

6.3.6 MODELACIÓN NUMÉRICA DE LOS CASOS SELECCIONADOS

La propagación del oleaje a partir del nodo hacia la estructura se realiza con los modelos numéricos SWAN y SWASH. El modelo SWAN es forzado con las características del oleaje asumiendo un espectro Jonswap con anchura espectral de 3.3. El tamaño de celda utilizado es de 55 m con 286 celdas de cálculo en un sistema de coordenadas cartesianas dando un total de 15,730 metros. Para la propagación, se colocan puntos para monitorear el oleaje, así como para almacenar la información para acoplamiento con el swash. La distancia de propagación para el SWASH será de 500 metros, consistió una malla de 2,000 celdas de cálculo y 25 cm de tamaño en un sistema de coordenadas cartesianas forzada mediante un archivo generado del SWAN.

Así pues, los modelos SWAN y SWASH pueden acoplarse fácilmente, para posteriormente calcular el rebase y fuerza resultante sobre la estructura de protección por medio del SWASH. En la **Figura 6.19a** se muestran dos de los 600 casos simulados. En el rebase se observa la no linealidad del proceso (**Figura 6.19a**), generando así un gran volumen de agua misma que pondrá en riesgo las actividades que sobre la estructura de protección se llevan a cabo. La línea azul representa los resultados con una altura significativa $H_s=3.29$ m y $T_p=8.41$ s; la línea negra con $H_s=2.60$ m y $T_p=14.05$ s.

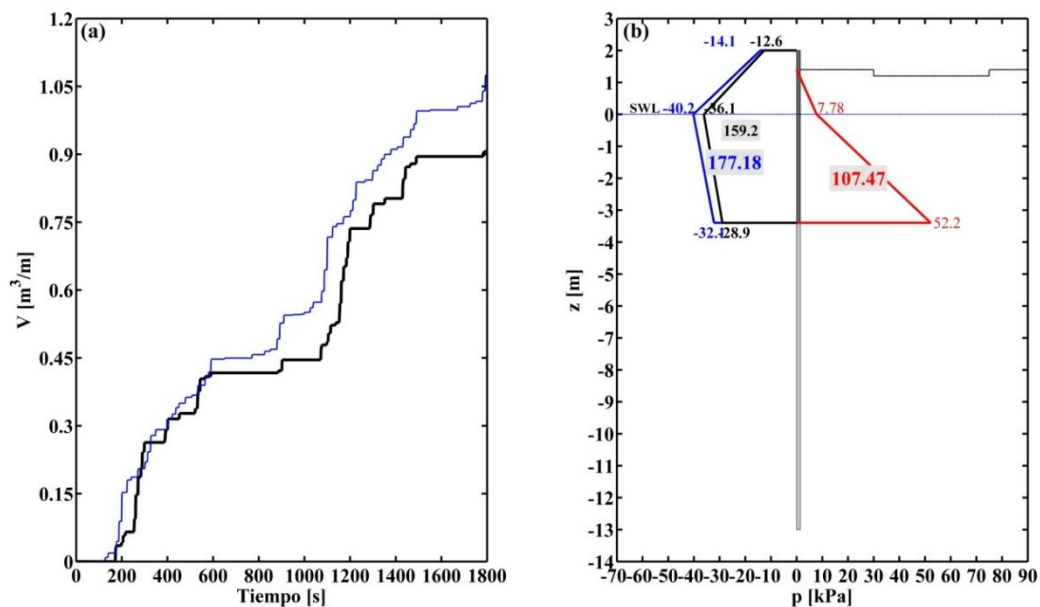


Figura 6.19. Resultados del acoplamiento (a) rebase y (b) presiones.

En la **Figura 6.19b** del lado izquierdo se muestra el diagrama de presiones máximas actuantes sobre la pared vertical, mientras que del lado derecho con la línea roja el diagrama de presión activa. Se observa de esta manera que la fuerza resultante máxima por oleaje es mayor a la resultante por presión activa que genera el suelo, lo que implica la falla de la estructura para ambos casos.

6.3.7 RECONSTRUCCIÓN DE LAS SERIES

Esta etapa consiste en obtener estimaciones del fallo para todos los estados de mar a partir de los 600 casos simulados (p.e. Camus et al. 2011; Guanche et al. 2013; Medellín et al., 2015). Para ello, se realiza una interpolación con la Función de Base Radial. La reconstrucción del clima marítimo en aguas someras se realiza mediante una interpolación a partir de la serie de casos seleccionados y propagados desde profundidades indefinidas.

Se ha considerado la técnica de interpolación basada en funciones de base radial (*Radial Basis Functions*, RBF), muy adecuada para datos con una alta dimensionalidad y no distribuidos uniformemente (Franke, 1982). Se dispone de una serie de valores de la función real $f(x_j)$ para $j = 1, \dots, M$ en los puntos $\{x_1, x_2, \dots, x_M\}$

La técnica de interpolación RBF considera que la función de aproximación está formada por una combinación lineal de funciones radiales simétricas centradas en los puntos dados. La función objetivo presenta la siguiente expresión:

$$RBF(x) = p(x) + \sum_{j=1}^M a_j \Phi(\|x - x_j\|) \dots\dots\dots (6.15)$$

e interpola los valores dados de tal manera que:

$$RBF(x_j) = f_j \quad j = 1, \dots, M \dots\dots\dots (6.16)$$

donde RBF es la función de interpolación, $p(x)$ es el polinomio lineal en todas las variables involucradas en el problema, a_j son los coeficientes de ajuste RBF, Φ es la función radial básica, donde $\| \cdot \|$ es la norma euclidiana, y x_j son los centros de la interpolación RBF

El polinomio $p(x)$ de la expresión de la función de interpolación RBF se define como una base de monomios $\{p_0, p_1, \dots, p_d\}$, formada por una cantidad de monomios de grado uno igual a la dimensionalidad de los datos (en este caso igual al número de componentes principales d considerado y un monomio de grado cero, siendo $b = \{b_0, b_1, \dots, b_d\}$ los coeficientes de estos monomios.

Las funciones de base radial pueden presentar diferentes expresiones. Algunas de estas funciones radiales contienen un parámetro de forma que juega un papel muy importante en la precisión de la técnica. En la metodología de propagación del clima marítimo se han considerado funciones radiales *gaussianas* que dependen de un parámetro de forma. El valor óptimo de este parámetro se obtiene a partir del algoritmo de propuesto por Rippa (1999). Esta función se utiliza para interpolar los valores de rebase y fueras para todas las condiciones de Hs, Tp, θ , Z y MT en el período de 30 años. Los resultados pueden ser utilizados para la parametrización de estos dos procesos de manera que puedan hacerse cálculos rápidos.

6.3.7.1 PARAMETRIZACIÓN

Tal como se observa en el apartado 2.2.1.2 el rebase y fuerzas dinámicas pueden aproximarse con expresiones semi-empíricas que son de gran utilidad para problemas prácticos. En virtud de lo anterior, se propone para la estructura en cuestión una parametrización basada en los resultados numéricos que contempla los escenarios posibles que pueden presentarse en la vida útil de la estructura estudiada.

6.3.7.1.1 REBASE

De los 600 casos propagados se obtuvieron los resultados indicados en la **Figura 6.20**. Los casos menos energéticos no presentan rebase de la estructura, mientras que los mayores volúmenes de rebase corresponden al oleaje más energético. En este trabajo se propone la parametrización del rebase en función del francobordo de la estructura, el período pico y la altura de ola significativa. En la **Figura 6.20** los puntos negros representan las magnitudes del rebase obtenidos numéricamente comparados con la parametrización obtenida a partir del ajuste de los datos (ecuación (6.17)) la cual se representa por la siguiente expresión,

$$V_{600} = 2e^{-50 \left[\frac{f_b}{TpHs^2} \right]} \quad (6.17)$$

6.3.7.1.2 FUERZA

A diferencia del rebase, todos los 600 seleccionados con el método de máxima disimilitud generan fuerzas. Sin embargo, únicamente los más energéticos generan daño estructural en la estructura vertical. La **Figura 6.21** muestra tres graficas, los círculos negros representan las fuerzas resultantes obtenidas por el SWASH, mientras que la línea sólida negra es resultado de la parametrización a partir de los resultados numéricos, dicha expresión modifica los valores de alfa en el método de Goda.

En este caso la parametrización se enfoca en obtener los parámetros utilizados en el método de Goda (2000) que mejor se ajusta a los resultados numéricos. Los valores de las alfas para la estructura vertical estudiada están dados por,

$$\alpha_1 = 0.15 + 1.8 \left[\frac{7\pi h / L}{\sinh(7\pi h / L)} \right] \quad (6.18)$$

$$\alpha_2 = 0 \quad (6.19)$$

$$\alpha_3 = \frac{0.9}{\cosh(2.1\pi h / L)} \quad (6.20)$$

En este caso en particular la estructura de protección carece de una base de escollera, por tanto la ecuación (6.19) tiene un valor nulo, mientras que α_1 y α_3 toman en cuenta la influencia del período del oleaje. Las principales diferencias con respecto a las expresiones propuestas por Goda (2000) corresponden a α_1 (**Figura 6.21a**). El uso de la expresión modificada de Goda (2000) permite un mejor ajuste a los valores extremos de los datos (ver **Figura 6.21b**).

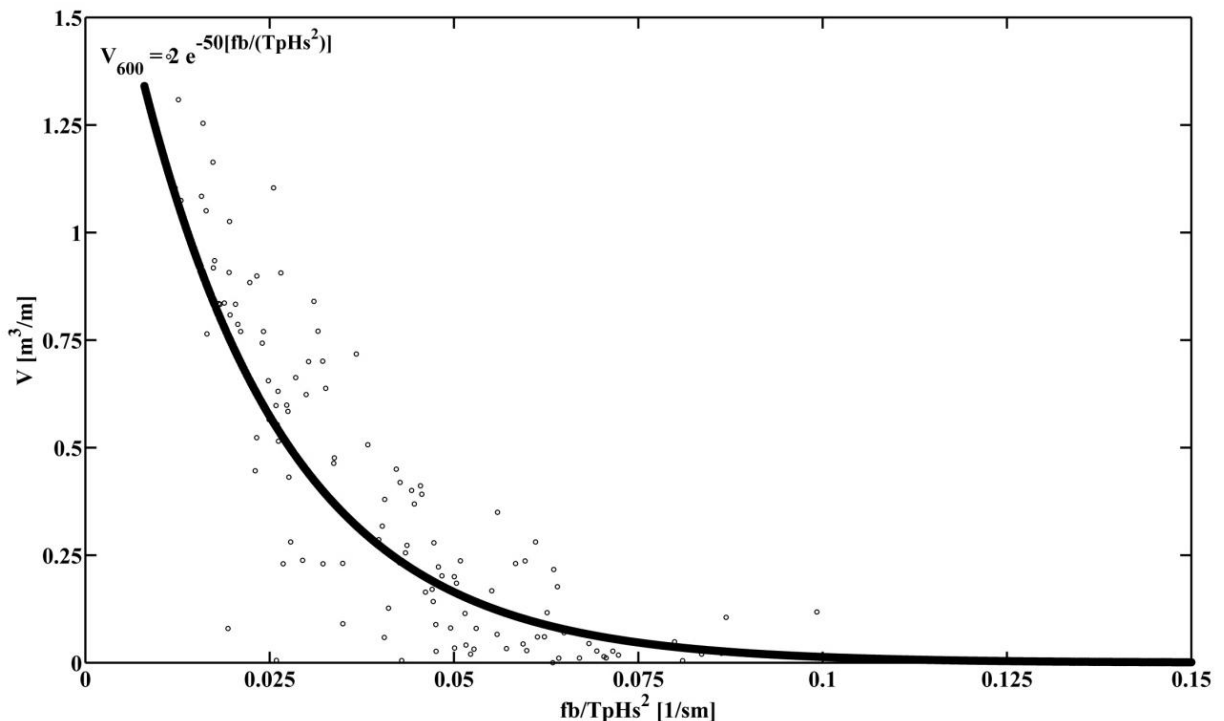


Figura 6.20. Rebase con 600 casos seleccionados.

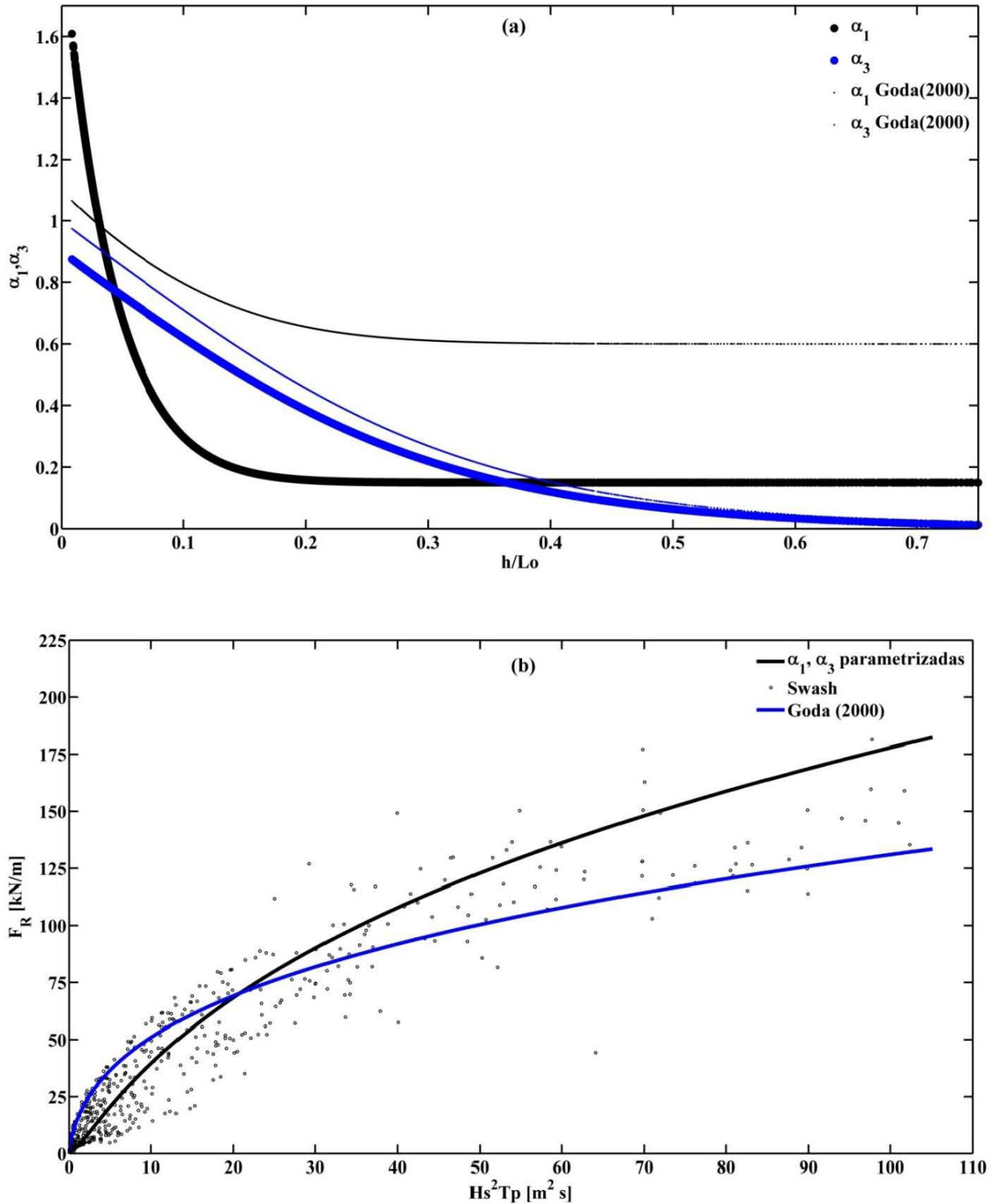


Figura 6.21. Fuerzas resultantes de los casos seleccionados, (a) alfas parametrizadas y (b) fuerza resultante vs clima marítimo.

6.3.7.2 INTERPOLACIÓN DE BASE RADIAL

De los 600 casos seleccionados, se interpolara con la función de base radial descrito en la sección 6.3.3. Por lo que la reconstrucción del clima marítimo en aguas someras se realizará mediante la interpolación a partir de la serie de los subconjuntos seleccionados y propagados desde profundidades indefinidas. Para esto se utiliza una rutina de RBF para realizar la interpolación (Medellin et al., 2015).

6.3.7.2.1 REBASE

Referente al rebase a partir de los 600 resultados obtenidos se interpola generando la **Figura 6.22**. Al igual que los 600 casos seleccionados, también este método se puede parametrizar representando al máximo los resultados interpolados.

En la grafica se observa la comparación de ambas parametrizaciones, con los datos seleccionados (línea sólida negra) y con la línea azul producto de la interpolación. Esta expresión captura la variabilidad de los datos con respecto a los parámetros seleccionados ya que toma en cuenta otras características como el ángulo de incidencia del oleaje.

Al graficar los datos de los 30 años del oleaje, se observa que cuando existe mayor altura significativa, período pico y nivel de mar el rebase es mayor, **Figura 6.22**. En la misma grafica se observa los dos resultados del rebase, representando a los puntos negros la parametrización con los 600 subconjuntos seleccionados, mientras que los puntos azules los parametrizados con la función de interpolación radial. Sin embargo, para efectos de la parametrización no existen diferencias significativas (**Figura 6.22**).

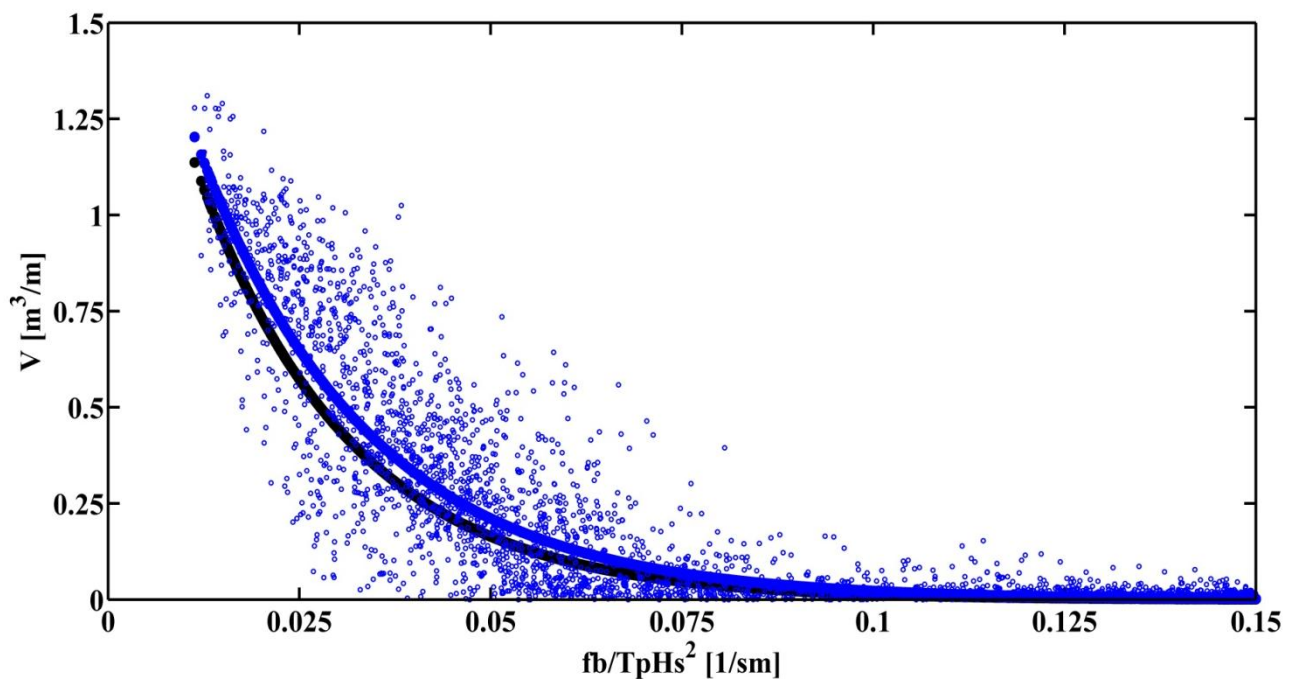


Figura 6.22. Rebase con la Función de Interpolación de Base Radial (RBF).

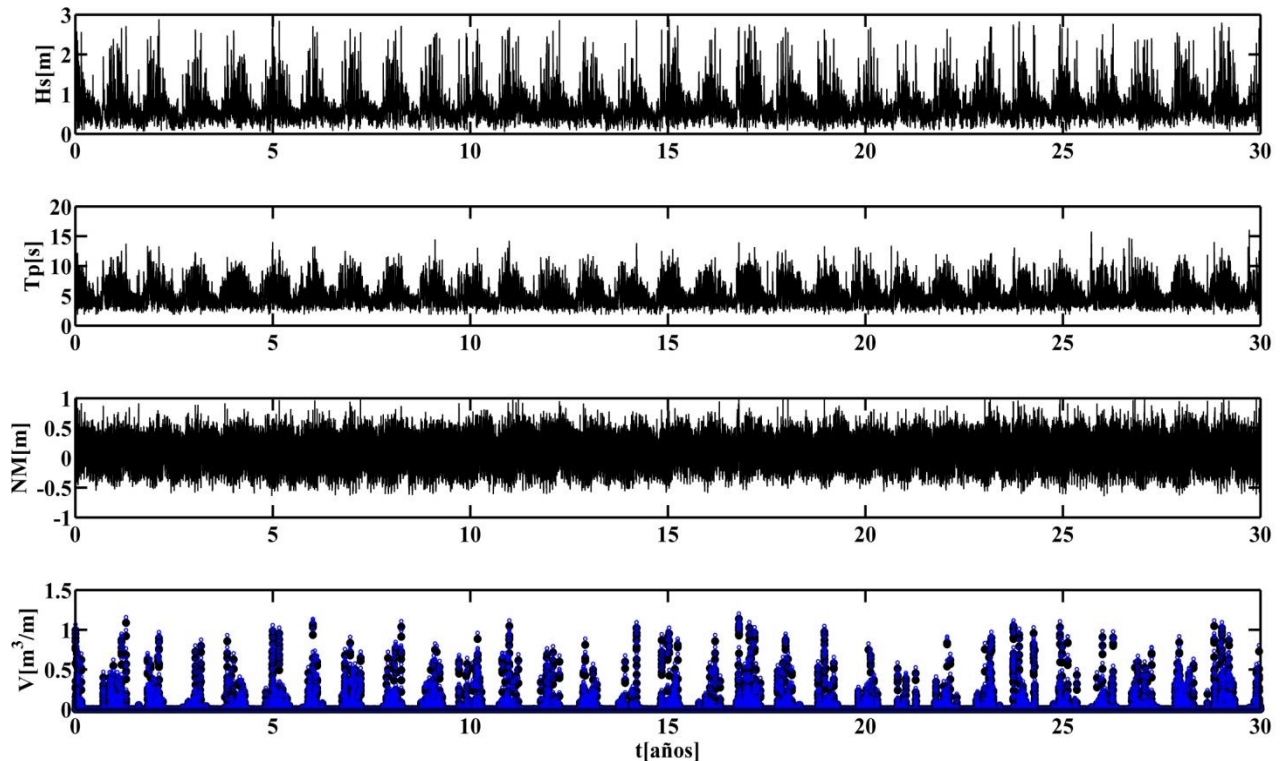


Figura 6.23. Reconstrucción de la serie del volumen de rebase.

De esta manera se puede calcular el historial del volumen del rebase sobre la estructura en el período de los 30 años (Figura 6.23.). Tal como se mencionó en la figura anterior, con valores pequeños menores a 1 m de altura significativa y periodos menores a 5 s de periodo pico no existe rebase. Con las magnitudes anteriores se puede emitir un juicio de valor respecto a la seguridad de los que hacen uso de la parte protegida por la estructura. Se observa que el volumen de rebase es de gran magnitud, debido al ancho de la ola que rebasa, el cual oscila entre 2 m a 15 m de anchura.

El rebase esta dado por metro lineal, en este caso si se considera un ancho de 2 metros, el volumen máximo que se tendrá será de 2.2 m^3 . O bien para poder ubicar la peligrosidad, en este caso se tendrá una tasa de rebase de $6.5 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s m}$, y de acuerdo a la **Tabla 1.1**, esta magnitud se considera inseguro para los vehículos y muy peligroso para los peatones, debido a la gran fuerza que manifestará sobre los obstáculos ubicados sobre la corona de la estructura de protección.

6.3.7.2.2 FUERZA

De la misma manera que el procedimiento con el rebase, se pueden obtener los resultados de las fuerzas resultantes actuantes representados en la **Figura 6.24**. Para determinar cada fuerza actuante se procedió a obtener las fuerzas máximas en cada punto de toda la vertical de la estructura, una vez obtenido en toda la vertical se procede a calcular el área del diagrama cuyo resultado será la fuerza resultante.

Esta fuerza se ingresa en el modelo estructural para modelar el comportamiento de la tableta de protección, emitiendo su daño o deflexiones horizontales. La fuerza actuante dinámica se contraresta con la del empuje

del suelo, misma que si es rebasada en magnitud la estructura presentará fallo permanente debido a que la tableta cuenta con un espesor y armado estructural.

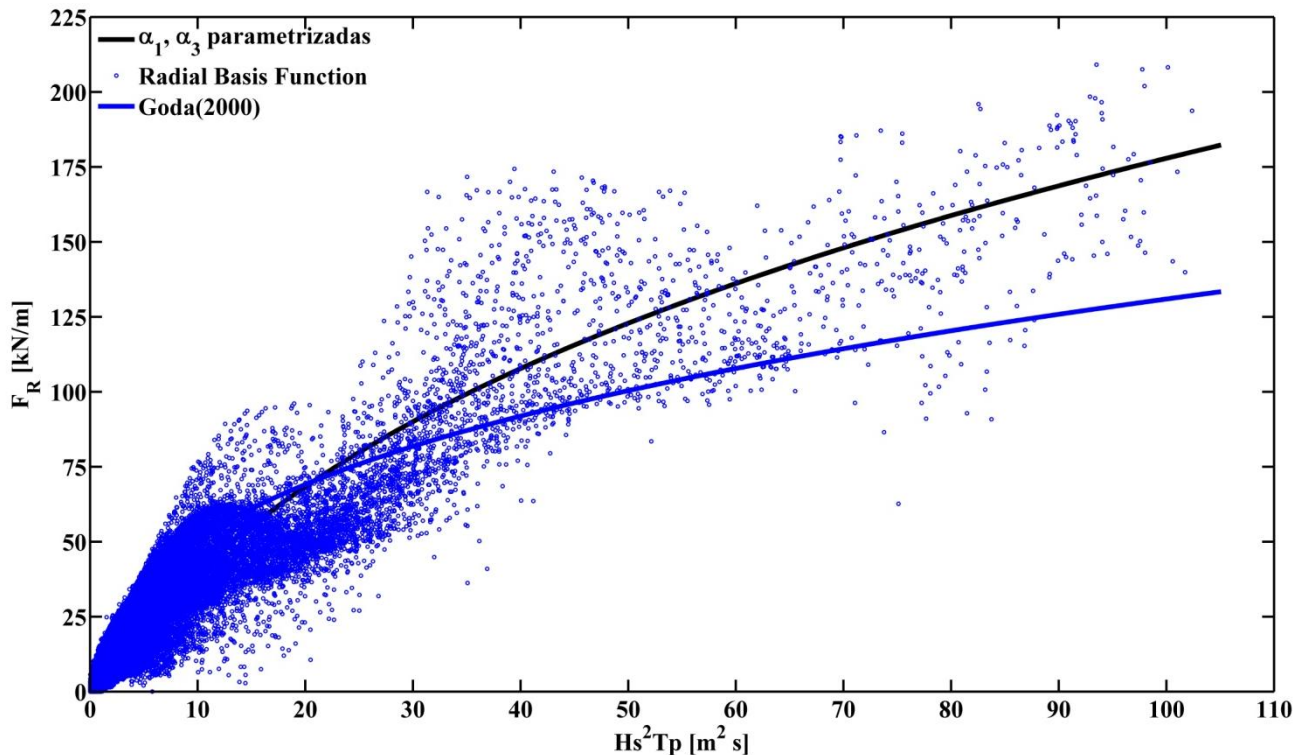


Figura 6.24. Reconstrucción de la serie para las fuerzas.

6.3.8 ANÁLISIS EXTREMAL

En Ingeniería Costera es necesario que el diseño de una estructura esté relacionado a su vida útil. Para ello, es necesario considerar los forzamientos a los que está sujetos en función de su localización geográfica, el clima de marítimo, y la batimetría cercana a la costa.

La altura de ola es el factor principal para el diseño de estructuras por lo tanto, la mayoría de los estudios que involucren al oleaje como el forzamiento principal de un sistema requieren conocer la distribución de probabilidad de ocurrencia de las olas más grandes. Si bien el clima medio de oleaje caracteriza las condiciones oleaje que podemos esperar en una zona determinada, no nos proporciona gran información sobre cuáles son los eventos de oleaje de mayor intensidad que podamos esperar para una probabilidad de ocurrencia determinada. Por otro lado, el análisis extremal nos permite generar la información necesaria para determinar la vida útil de la estructura.

Por lo tanto, el régimen extremal de un determinado parámetro de oleaje representa la probabilidad de que el valor máximo de dicho parámetro en un período de tiempo determinado no supere un valor determinado. Sin embargo, casi siempre suceden eventos que pueden causar la destrucción, total o parcial, de la estructura y estimar estos sucesos resulta una tarea complicada, por lo que se pueden hacer estudios estadísticos para hallar los parámetros de diseño de obras marítimas. En decir, se necesita considerar el diseño para el estado límite de falla o último, el cual está ligado a la vida útil de la obra.

En virtud de lo anterior, se aplicará el análisis extremal. Los métodos más utilizados para modelar los valores extremos o máximos de una variable pueden clasificarse en dos grupos según la información que utilizan: método de la muestra total o método de la distribución inicial y método de los valores pico. En el presente trabajo se aplicará el segundo, específicamente el método de los máximos anuales.

6.3.8.1 MÁXIMO ANUAL

Este método consiste en seleccionar los valores máximos anuales de la fuerza y rebase sobre la estructura a lo largo de los treinta años. Es decir, para cada año seleccionar la máxima magnitud de ambos parámetros de diseño que se produjo. Recurriremos al método de Gumbel, el cual indica que la probabilidad de que una cierta magnitud de rebase y fuerza no sea rebasada está dada por la ecuación (6.21).

$$P(X \leq x) = \exp[-\exp(-y)] \tag{6.21}$$

La expresión (6.21) es una función de distribución, se utiliza para asignar un determinado periodo de retorno para el rebase y fuerza. P equivale a la función de probabilidad de no excedencia, y y la variable reducida de Gumbel que a su vez es función lineal de la variable aleatoria x ,

$$y = a(x - u) \text{ con } -\infty \leq x \leq \infty \tag{6.22}$$

donde a es una pendiente y u es la moda, la expresión (6.22) está relacionada con el valor de la frecuencia mediante (6.23).

$$y = -\ln(-\ln(p)) \tag{6.23}$$

La pendiente y la moda de la ecuación (6.22) se definen a continuación, en donde σ representa la desviación estándar de todos los datos calculado por la ecuación (6.27),

$$a = \frac{\sigma_y}{\sigma} = \frac{\pi/\sqrt{6}}{\sigma} \tag{6.24}$$

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \tag{6.25}$$

$$\sigma_n^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \tag{6.26}$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_n^2} \tag{6.27}$$

$$u = \bar{x} - \frac{\gamma}{a} \tag{6.28}$$

$$\gamma = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{i} - \ln n \right) = 0.577215 \tag{6.29}$$

en donde a y u son parámetros de posición y escala que deben modificarse para que la función se ajuste lo máximo posible a los datos reales. El valor medio y desviación estándar de la variable reducida son fijos e independientes de la muestra. La curva de extremos está dada por la ecuación (6.30),

$$y = ax - au \quad \therefore \quad x = \frac{y}{a} + u \tag{6.30}$$

Sustituyendo los valores de a y u en la ecuación (6.30) obtendremos,

$$x = \frac{1}{\frac{\pi/\sqrt{6}}{\sigma}} y + \left[\bar{x} - \frac{0.577215}{\frac{\pi/\sqrt{6}}{\sigma}} \right] \tag{6.31}$$

$$x = \frac{\sigma}{1.28255} y + \left[\bar{x} - \frac{0.577215}{1.28255} \sigma \right] \dots\dots\dots (6.32)$$

$$x = \bar{x} + \frac{\sigma}{1.28255} [y - 0.577215] \dots\dots\dots (6.33)$$

$$x = \bar{x} + 0.7797\sigma [y - 0.577215] \dots\dots\dots (6.34)$$

Al graficar los valores máximos anuales de cada fallo para la estructura objeto de estudio, generaremos la **Figura 6.25**.

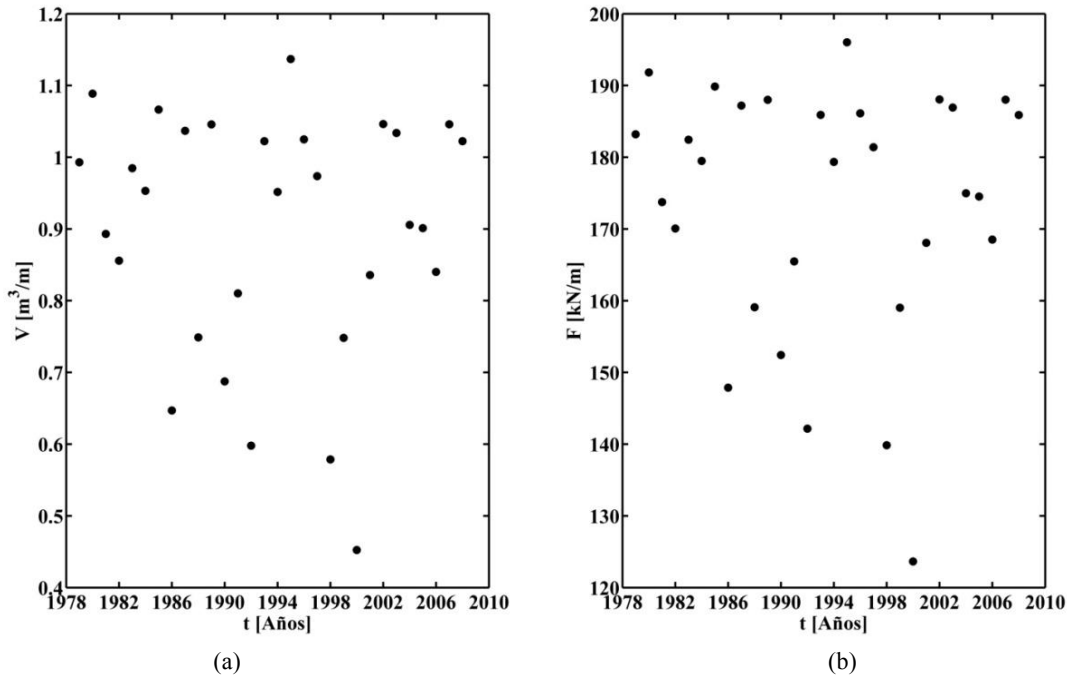


Figura 6.25. Máximos anuales para el caso del (a) rebase y (b) fuerzas.

6.3.8.2 PERÍODO DE RETORNO

El periodo de retorno (T_r) se define como el número de años promedio que transcurren dos sucesos de cierta magnitud. La ecuación (6.35) define a este parámetro por:

$$T_r = e^y + \frac{1}{2} \dots\dots\dots (6.35)$$

$$y = \ln \left(T_r - \frac{1}{2} \right) \dots\dots\dots (6.36)$$

Sustituyendo la expresión (6.36) en (6.34) obtendremos la ecuación que involucra al período de retorno.

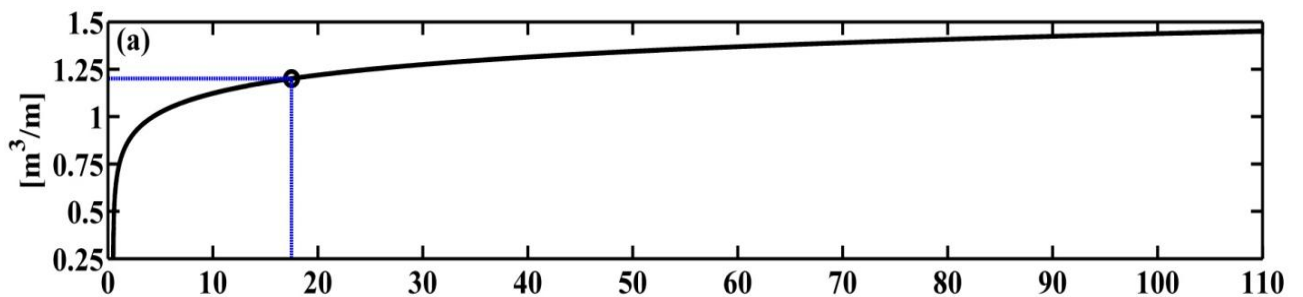
$$x = \bar{x} + 0.7797\sigma \left[\ln \left(T_r - \frac{1}{2} \right) - 0.577215 \right] \dots\dots\dots (6.37)$$

En la **Tabla 6.3** se observan las magnitudes de la media y desviación estándar para el rebase y fuerza.

Tabla 6.3. Media y desviación estándar para el rebase y fuerza

Año	V (m ³ /m)	V _{media} (m ³ /m)	σ_Q	Año	F (kN/m)	F _{media} (kN/m)	σ_F
1995	1.137	1.137	0.000	2000	123.65	123.65	0.000
1980	1.089	1.113	0.034	1998	139.85	131.75	11.455
1985	1.066	1.097	0.036	1992	142.15	135.21	10.082
2002	1.046	1.085	0.039	1986	147.87	138.38	10.382
2007	1.046	1.077	0.038	1990	152.43	141.19	10.970
1989	1.046	1.072	0.036	1999	159.02	144.16	12.218
1987	1.037	1.067	0.036	1988	159.09	146.29	12.500
2003	1.034	1.063	0.035	1991	165.47	148.69	13.413
1996	1.025	1.058	0.035	2001	168.06	150.84	14.111
1993	1.022	1.055	0.035	2006	168.51	152.61	14.430
2008	1.022	1.052	0.035	1982	170.07	154.20	14.667
1979	0.993	1.047	0.037	1981	173.75	155.83	15.080
1983	0.985	1.042	0.039	2005	174.52	157.26	15.341
1997	0.974	1.037	0.042	2004	174.97	158.53	15.480
1984	0.953	1.032	0.046	1994	179.34	159.92	15.855
1994	0.952	1.027	0.049	1984	179.48	161.14	16.079
2004	0.906	1.019	0.056	1997	181.40	162.33	16.326
2005	0.901	1.013	0.061	1983	182.43	163.45	16.532
1981	0.893	1.007	0.065	1979	183.20	164.49	16.693
1982	0.856	0.999	0.072	2008	185.89	165.56	16.938
2006	0.840	0.992	0.078	1993	185.90	166.53	17.095
2001	0.836	0.984	0.083	1996	186.13	167.42	17.199
1991	0.810	0.977	0.089	2003	186.93	168.26	17.289
1988	0.749	0.967	0.099	1987	187.20	169.05	17.345
1999	0.748	0.959	0.106	1989	188.00	169.81	17.398
1990	0.687	0.948	0.117	2007	188.01	170.51	17.416
1986	0.647	0.937	0.128	2002	188.05	171.16	17.408
1992	0.598	0.925	0.141	1985	189.86	171.83	17.444
1998	0.579	0.913	0.153	1980	191.81	172.52	17.527
2000	0.452	0.898	0.172	1995	196.03	173.30	17.749

Sustituyendo los valores obtenidos de la tabla en la ecuación (6.37) generaremos la **Figura 6.26**, para el rebase y las fuerzas, respectivamente.



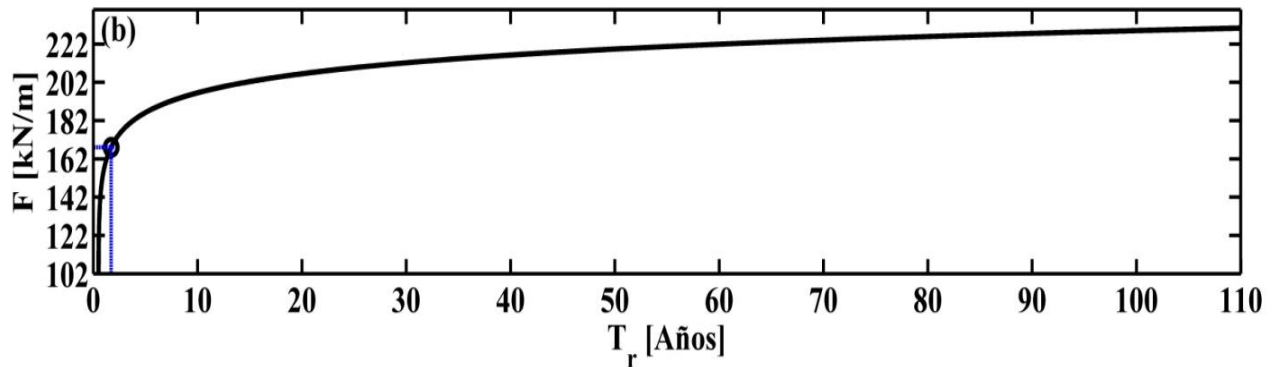


Figura 6.26. Períodos de retorno para el (a) rebase y (b) fuerzas.

Es importante establecer períodos de retorno (T_r) no mayores que el triple de la longitud de la información de serie de datos usados, es decir, en este caso el máximo período de retorno confiable será para 90 años. En conclusión, para un volumen de rebase peligroso la magnitud será de $1.2 \text{ m}^3/\text{m}$, lo cual corresponde a un período de retorno de 17.5 años. Para el caso de la fuerza resultante que genera falló tendrá una magnitud de 178.1 kN/m indicando a un periodo de retorno de 3.02 años.

6.3.8.3 VIDA ÚTIL

La vida útil es el periodo de tiempo en años, durante el cual cierta estructura estará en servicio cumpliendo sus funciones por el cual fue concebida, recibiendo únicamente mantenimiento preventivo. Cuando el elemento requiera mantenimiento correctivo se considera que dicho proyecto caducó su vida útil.

Una vez conocidos las magnitudes de los períodos de retorno se procede a sustituir para encontrar la vida útil de la estructura mediante la ecuación (6.38).

$$V_u = -T_r \ln[1 - R] \dots\dots\dots (6.38)$$

$$V_u = -[17.5] \ln[1 - 0.8] = 28.2 \text{ años} \dots\dots\dots (6.39)$$

$$V_u = -[3.02] \ln[1 - 0.8] = 4.86 \text{ años} \dots\dots\dots (6.40)$$

Lo que implica que para el caso de la estructura estudiada esta tendrá una vida útil de 4.86 años.

6.3.9 INCERTIDUMBRE DEL PERIODO DE RETORNO

En Ingeniería por naturaleza del oleaje existe cierta incertidumbre para estimar el período de retorno. Sin embargo, en el subcapítulo 6.3.8.2 se analizó y aplicó la metodología para obtener la incertidumbre por dos fuentes.

En el presente subcapítulo recurriremos a las expresiones generadas por la incertidumbre para ajustarla a una estructura vertical sin berma ni base de escollera, sino vertical empotrada. A partir de los datos de oleaje en el nodo seleccionado, se puede determinar la incertidumbre mediante las bandas mostradas en la **Figura 6.27** en la cual se presentan 87,664 casos de condiciones de oleaje y para cubrirlas se generan las bandas delimitadas con línea roja continua cuya ecuación que la describe es:

$$V = 1.5 \frac{T_p^2 H_s^4}{f_b h} + 20 \frac{T_p H_s^2}{f_b h} \pm 22 T_p H_s \quad (6.41)$$

En la **Figura 6.28** puede observarse las ecuaciones generadas en la sección 6.2 y las nuevas generadas por la.

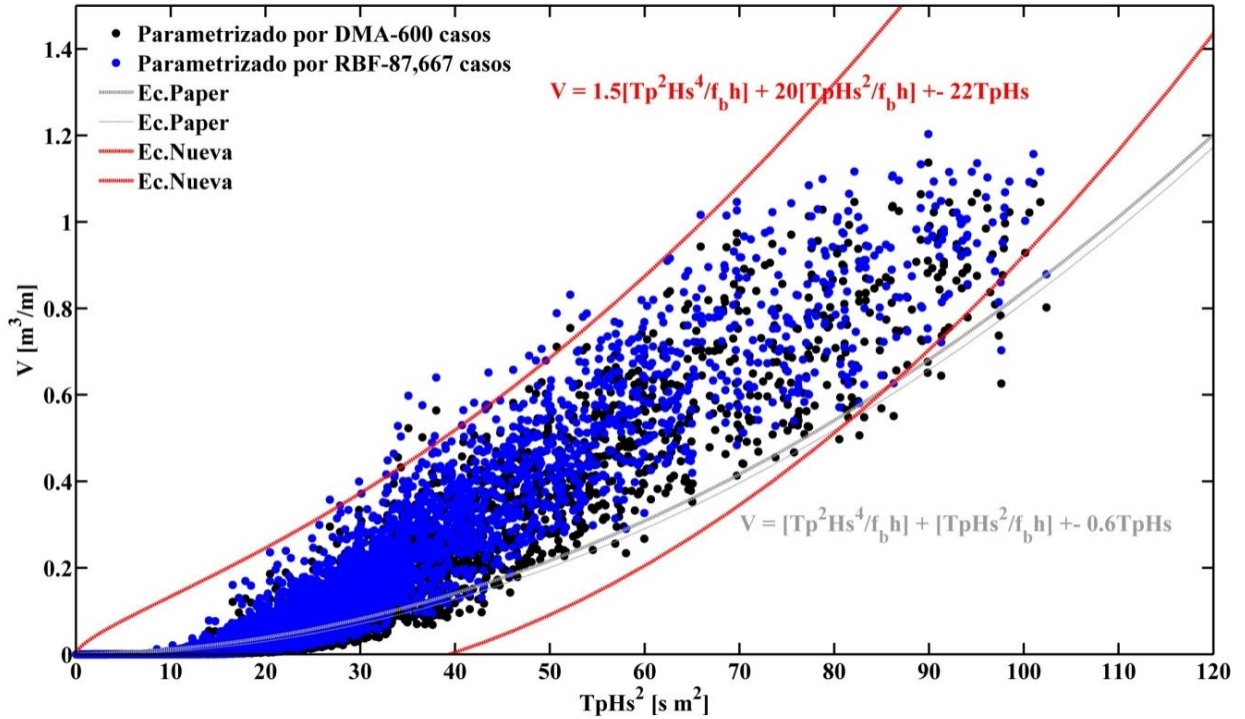


Figura 6.27. Bandas para determinar la incertidumbre.

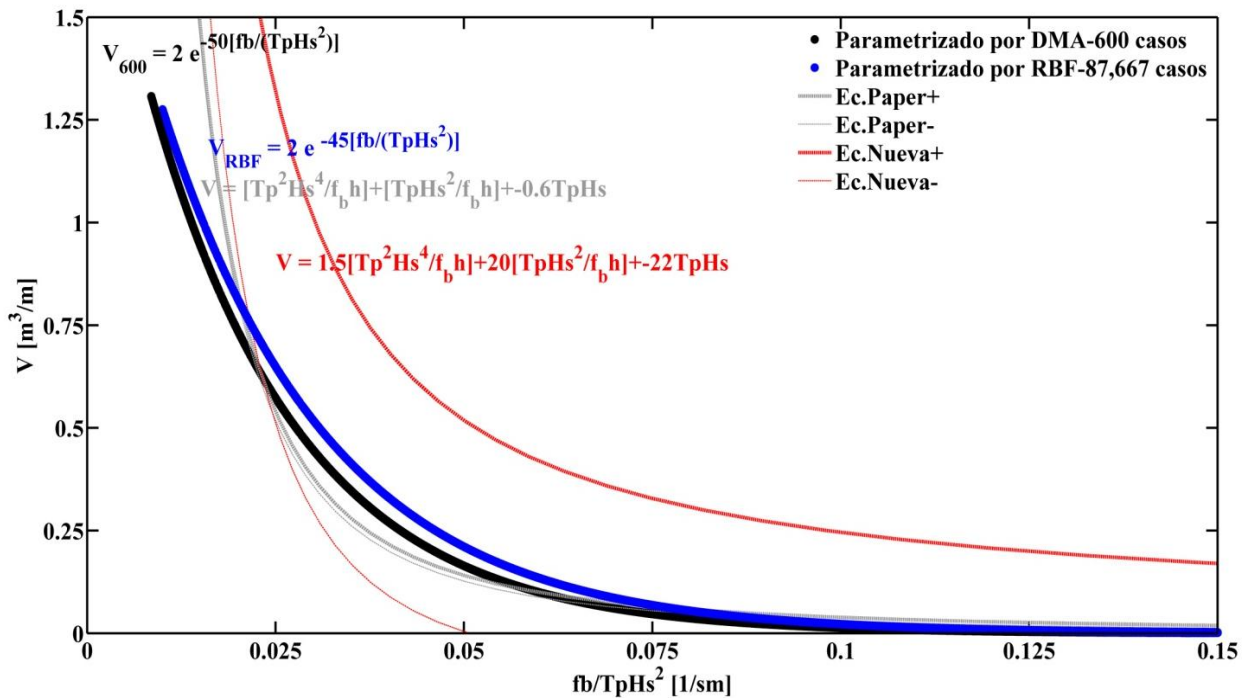


Figura 6.28. Incertidumbre comparada con la parametrización.

6.4 INTERACCIÓN OLEAJE-ESTRUCTURA: EL ROL DEL AIRE OCLUIDO

Las presiones hidrodinámicas se generan por la desaceleración del fluido debido al impacto de la masa de agua contra el obstáculo. En función de la geometría del obstáculo, tirante de agua, periodo y altura de la ola se pueden presentar cuatro tipos de fuerzas sobre la pared de la estructura.

- i. *Fuerza por oleaje sin rotura*: Este tipo de fuerzas actuantes se presenta cuando el oleaje llega poco peraltado y sin rotura. La ley de presiones varía en fase con el ascenso del oleaje sobre la estructura, siendo máxima durante el instante de máximo ascenso y mínima en el instante de máximo descenso del espejo de agua. Las cargas generadas por este tipo de impacto se denominan “quasi-estáticas”.
- ii. *Fuerza por oleaje sin aire atrapado*: Se presenta cuando el oleaje llega muy peraltado a la estructura e impacta contra un frente de onda casi vertical. Justo tras el impacto se genera un solo pico de alta presión durante un periodo muy corto de tiempo, del orden de centésimas de segundo, es decir, presión pulsativa. El aire ligeramente atrapado dentro del agua es despreciable debido a que se libera y lo poco que se atrapa genera picos de presiones como consecuencia de la compresión-descompresión de las burbujas de aire, las cuales no son significativas.
- iii. *Fuerza por oleaje con aire atrapado*: se muestra este tipo de fuerzas, cuando el oleaje llega muy peraltado debido al efecto del fondo, llegando hasta su punto de rotura por voluta contra la estructura dejando grandes bolsas de aire atrapado. Se observará un primer pico de presiones de muy corta duración (golpe de martillo) seguido de una fuerte oscilación de muy alta frecuencia debido a la compresión y liberación de las bolsas de aire atrapado. Este tipo de presión se conoce como pulsativa por ser de gran magnitud en un corto tiempo y se reconoce por tener dos picos de presiones.
- iv. *Fuerza por oleaje tipo bore*: esta fuerza de oleaje se presenta cuando se ha peraltado lo suficiente como para llegar a su punto de rotura antes de la estructura, formando un bore de carácter fuertemente turbulento, con gran cantidad de aire atrapada, impactando de manera similar al impacto aireado pero con una gran oscilación de alta frecuencia debido a la compresión y colapso del aire atrapado. Este tipo de impacto junto con el impacto aireado y no aireado se agrupan dentro de los impactos impulsivos.

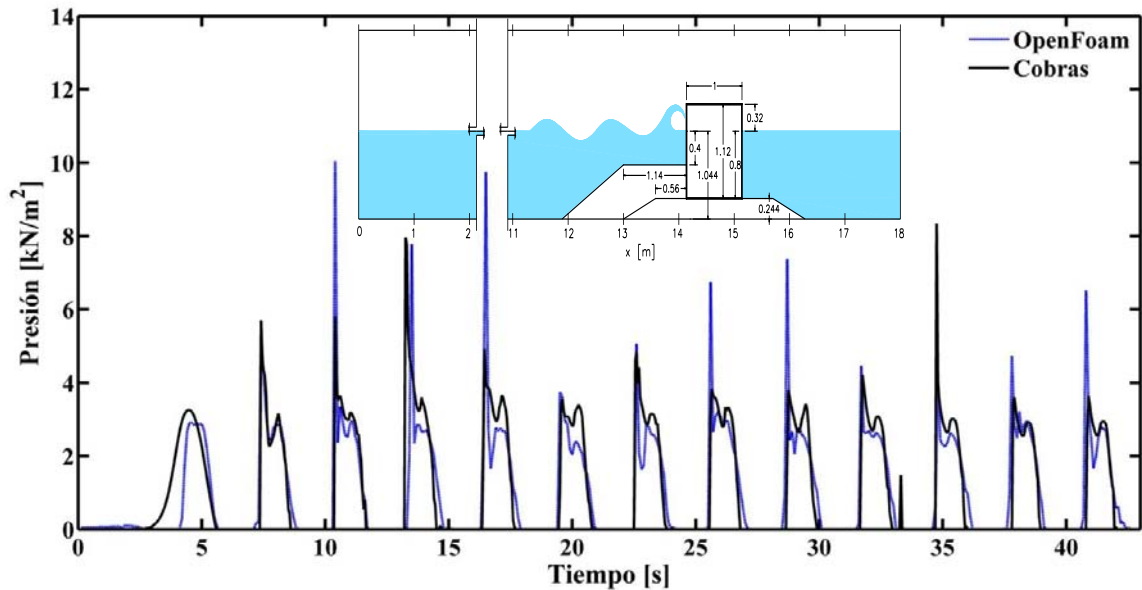


Figura 6.29. Comparación de presiones entre modelos de una y dos fases.

En todas las simulaciones se cubren los cuatro tipos de fuerzas hidrodinámicas además de la hidrostática. Sin embargo, el COBRAS considera una sola fase, es decir, toma en cuenta las presiones que genera sólo el agua excluyendo las presiones que genera el aire ocluido dentro de la misma. Realizando una comparación del modelo numérico con el OpenFoam el cual considera dos fases (agua y aire) con la geometría indicada en la **Figura 6.29**, se observará que el OpenFoam arroja presiones impulsivas mayores.

6.4.1 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Para la geometría plasmada en la **Figura 6.29** tendremos los desplazamientos mostrados en la **Figura 6.30**, en la cual se observa que los movimientos horizontales son prácticamente iguales. Por lo tanto, las fuerzas impulsivas ocurren en tan corto período de tiempo que la estructura no tiene el tiempo para responder a la acción, mientras que al chocar la ola contra la estructura existe una transferencia de energía del aire al agua y viceversa, lo que trae consigo una disminución de la densidad del fluido mismo que se traduce en un desplazamiento menor.

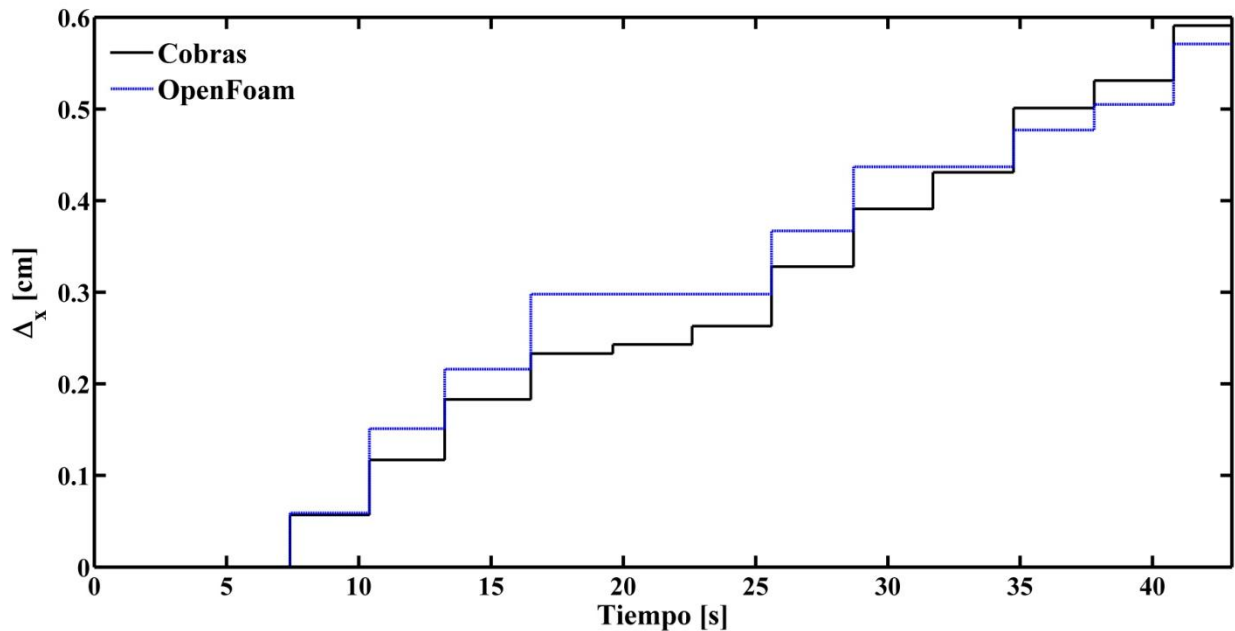
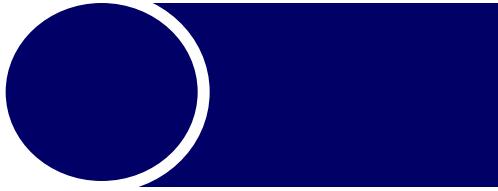


Figura 6.30. Desplazamientos para dos modelos de una y dos fases.

La diferencia entre las magnitudes de las presiones trae como consecuencia únicamente vibraciones sobre la estructura sin fallos permanentes ni funcionales. Simplemente hace vibrar al rompeolas vertical. Por lo tanto, estos resultados sugieren que el papel del aire ocluido no es relevante para la estabilidad de la estructura estudiada.



CAPÍTULO 7

DETERMINACIÓN DEL CLIMA DE OLEAJE A PARTIR DE FALLOS EN ESTRUCTURAS

DETERMINACIÓN DEL CLIMA DE OLAJE A PARTIR DE FALLOS EN ESTRUCTURAS

7.1 INTRODUCCIÓN

El estudio de la interacción oleaje-estructura es muy complejo ya que involucra la propagación del oleaje aleatorio y su rotura durante la interacción con la estructura. Durante el proceso de investigación se encontró que existen dos fuentes de la incertidumbre para determinar el clima marítimo, las cuales se estudiaron mediante la simulación de varias realizaciones para casos seleccionados y la variación del ancho espectral.

El acoplamiento de los modelos numéricos indican que el rebase no es sensible a las diferencias del factor de forma de pico espectral de propagación (incertidumbre epistémica) suponiendo un espectro tipo JONSWAP. Por el contrario, el desplazamiento horizontal de la estructura es sensible a tales parámetros. Por otro lado, la variabilidad asociada con la incertidumbre aleatoria hace evidente la necesidad de incorporar estos efectos en las parametrizaciones empleadas para el diseño de estructuras de protecciones. Asimismo, el estudio del papel del aire ocluido en la estabilidad de un dique vertical sugiere que a pesar de contribuir al incremento de las presiones impulsivas no existen diferencias significantes con relación a un modelo que no incluya su efecto. Todos estos resultados contribuyen a mejorar los criterios de diseño de estructuras costeras y establecer las bases para determinar el oleaje a partir de fallos en estructuras costeras.

En este capítulo se presenta una metodología para determinar el oleaje de forma inversa a partir de observaciones de fallos (funcionales o estructurales) presentados en una estructura costera. Se parte de casos menos complejos que requieren únicamente de modelos hidrodinámicos cuando el fallo sea funcional, tal como el rebase, hasta casos más complejos que requieren la combinación de los modelos hidrodinámicos con modelo de dinámica estructural que simule el deslizamiento y/o volteo. El resultado de este planteamiento permite crear una herramienta para estimar el clima de oleaje a partir de un fallo determinado en una estructura costera a partir del uso de modelos paramétricos y la interpolación radial basal.

7.2 DETERMINACIÓN DEL CLIMA DE OLAJE DE FORMA INVERSA: PARAMETRIZACIÓN

A partir de todos los resultados obtenidos en el capítulo anterior es posible generar expresiones que relacionan el fallo con un clima de oleaje determinado. Es a través de estas expresiones que se determinará la altura significativa causante del fallo. En este caso se considera la parametrización obtenida con los 600 casos simulados y con la serie reconstruida.

7.2.1 PARAMETRIZACIÓN CON 600 CASOS

Se considera el caso en que se desea estimar la H_s a partir de la parametrización obtenida previamente y conociendo información que puede ser fácilmente en la costa como el nivel del mar frente a la estructura y el período de pico. A manera de ejemplo se seleccionan cinco eventos donde se conocen las magnitudes del fallo plasmadas en la **Tabla 7.1**, por lo tanto, se pueden determinar las alturas significantes que provocaron

esas magnitudes de rebase, a partir de las siguientes ecuaciones:

$$M = \frac{f_b}{TpHs^2} \dots\dots\dots (7.1)$$

$$Hs = \sqrt{\frac{f_b}{TpM}} \dots\dots\dots (7.2)$$

$$Hs = \sqrt{\frac{2.27m}{(12.4s)(0.013 / sm)}} = 3.75m \dots\dots\dots (7.2a)$$

En donde Hs representa la altura significativa, Tp el período pico, f_b la altura del nivel del mar a la corona de la estructura incluyendo marea por tormenta, y M es el parámetro que relaciona el clima de oleaje y el francobordo de la estructura (ver **Figura 7.1**). Las alturas de oleaje significativo estimado a partir del fallo se muestran en la **Tabla 7.1**.

Tabla 7.1. Hs resultante a partir del rebase medido al pie de la estructura para los 600 casos seleccionados.

V (m³/m)	f_b (m)	Tp (s)	M (1/sm)	Hs (m)
1.047	2.27	12.4	0.0130	3.75
1.026	1.14	11.5	0.0133	2.73
0.263	1.50	6.4	0.0406	2.40
0.069	1.64	9.4	0.0673	1.61
0.038	1.83	9.2	0.0792	1.58

Para los dos casos observados, sobre la **Figura 7.1** pueden determinarse el valor correspondiente a cada magnitud del rebase, y para obtenerse la altura significativa se aplica la ecuación (7.2).

Para la aplicación, es necesario monitorear el nivel del mar, presión sobre la pared así como el período de oleaje con un sensor acústico. De la misma manera, si sobre el sensor se obtiene una presión que convertida a fuerza resulta ser de 97.8 kN/m con los mismos datos de la **Tabla 7.1** tendremos el resultado indicado en la **Figura 7.3**.

La ecuación que determina la altura significativa a partir de la fuerza está dada por la ecuación (7.4). Para este mismo caso con una distancia de francobordo de 1.50 m, y Tp de 6.4 s, en base a la figura y al despeje de Hs , de la ecuación (7.3) la altura significativa se obtiene con la ecuación (7.4).

$$M = Hs^2Tp \dots\dots\dots (7.3)$$

$$Hs = \sqrt{\frac{M}{Tp}} \dots\dots\dots (7.4)$$

$$Hs = \sqrt{\frac{34.09m^2s}{6.4s}} = 2.31m \dots\dots\dots (7.4a)$$

$$Hs = \sqrt{\frac{31.81m^2s}{6.4s}} = 2.23m \dots\dots\dots (7.4b)$$

Para el mismo caso se observa que existe una diferencia entre los valores de altura significativa estimada basada en la medición del rebase medido ($Hs=2.40$ m) y la fuerza que actúa en la estructura ($Hs=2.31$ m). Sin embargo, la diferencia es de alrededor del 3.75%, el cual para fines ingenieriles es aceptable dicho error en la estimación de la altura significativa derivado a partir de los dos tipos de fallos.

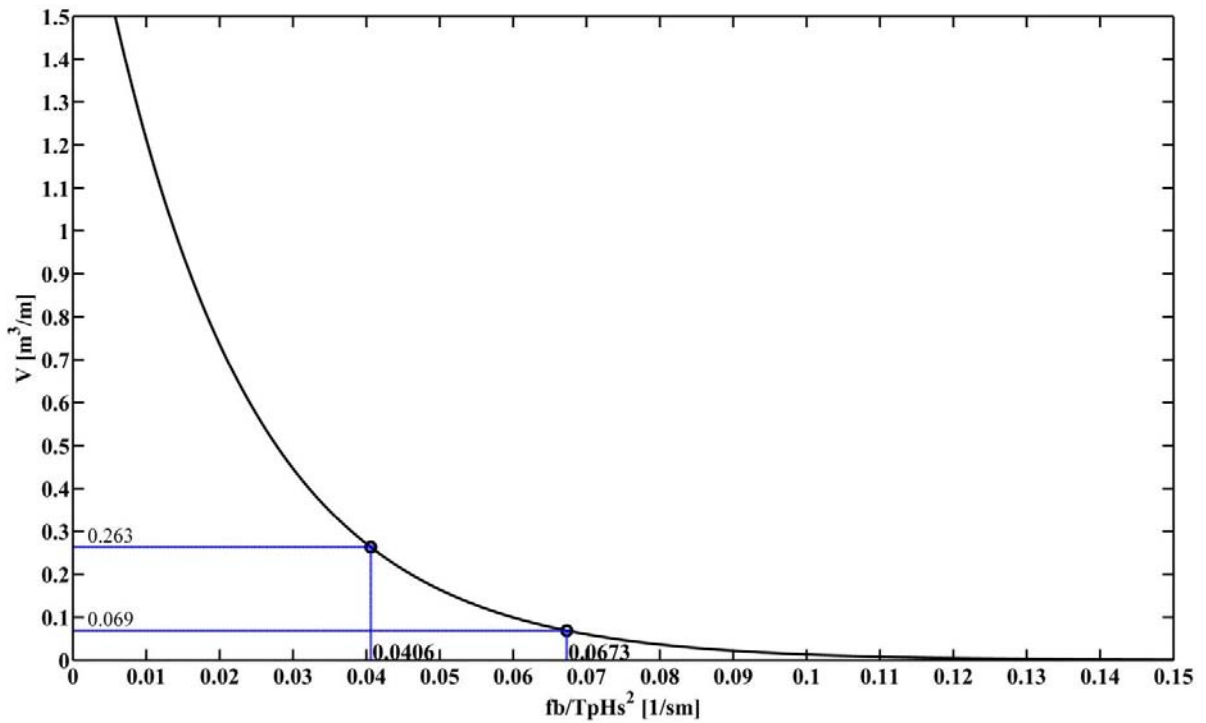


Figura 7.1. Curva por los 600 casos propagados para la determinación del clima marítimo.

7.2.2 PARAMETRIZACIÓN A PARTIR DE TODOS LOS CASOS

De la misma manera se puede estimar la altura significativa a partir de la parametrización obtenida con la interpolación de todos los datos. Para ello se utiliza la curva indicada en la **Figura 7.2** para el caso del rebase. Existen algunas diferencias entre ambas parametrizaciones y por lo tanto se traduce en diferencias de la altura significativa estimada que se muestra en la **Tabla 7.2**. Sin embargo, las diferencias entre parametrizaciones son menores al 10%.

Tabla 7.2. H_s obtenida a partir de datos medidos al pie de la estructura aplicando la parametrización por el método de interpolación de base radial.

V (m^3/m)	f_b (m)	T_p (s)	M (1/sm)	H_s (m)
1.047	2.27	12.4	0.0144	3.57
1.026	1.14	11.5	0.0148	2.59
0.263	1.50	6.4	0.0451	2.28
0.069	1.64	9.4	0.0748	1.53
0.038	1.83	9.2	0.0881	1.50

De manera similar, la altura de ola se estima a partir de las fuerzas registradas en la pared de la estructura y los resultados se muestran en la **Figura 7.3** (curva azul) dando como valor $31.81 \text{ m}^2\text{s}$, de tal forma que al aplicar la ecuación (7.4) tendremos una magnitud de altura significativa de 2.23 m (ecuación 7.4b). Al igual que la parametrización se observa una pequeña diferencia (2.19%) con respecto a la estimación a partir del volumen de rebase.

En resumen, el desarrollo de expresiones paramétricas permiten determinar la altura significativa que ocasionó el fallo utilizando una estructura instrumentada que permita cuantificar el rebase o fuerza sobre la estructura y el periodo pico del oleaje.

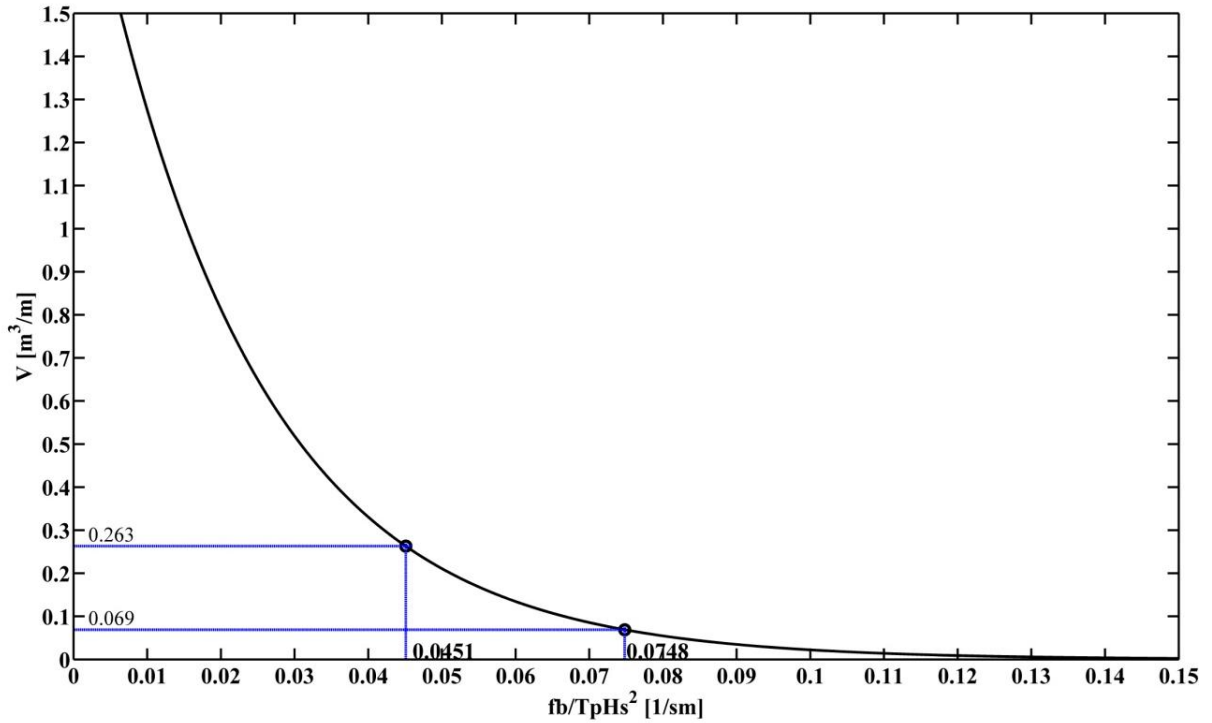


Figura 7.2. Curva por el método RBF para la determinación del clima marítimo.

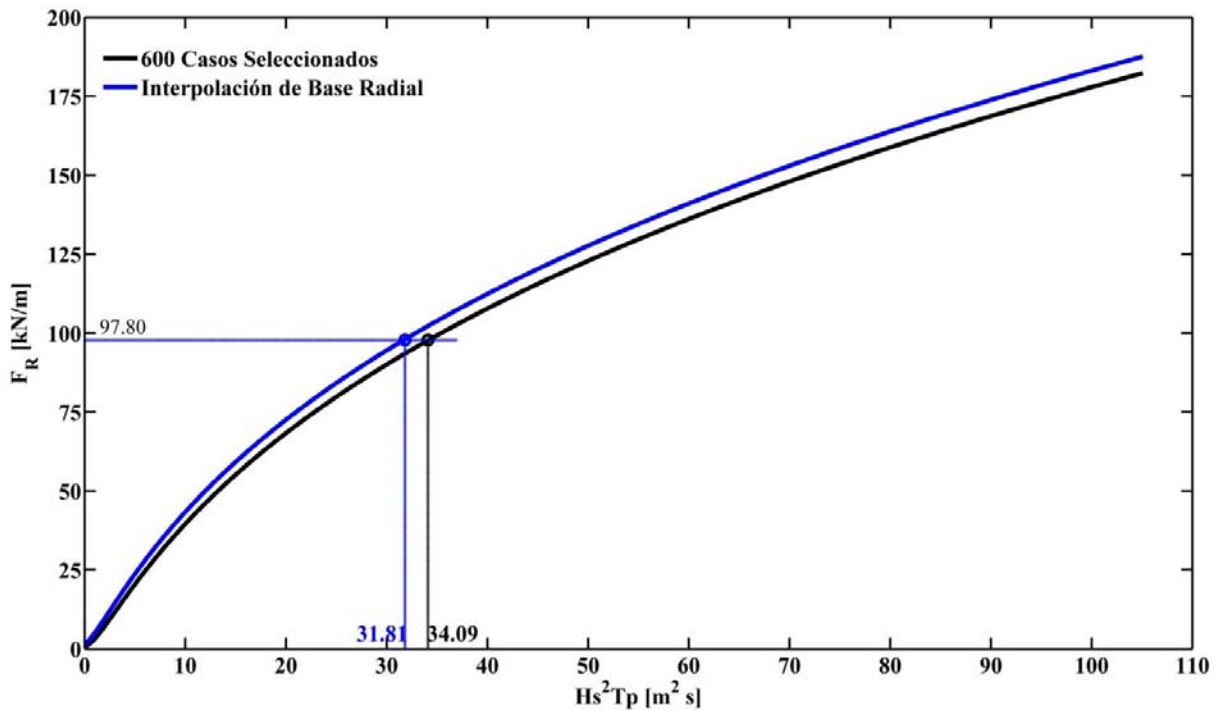


Figura 7.3. Curva por los 600 casos propagados y por la interpolación de base radial.

7.3 DETERMINACIÓN DEL CLIMA DE OLEAJE DE FORMA INVERSA: INTERPOLACIÓN

Por otro lado, en el capítulo anterior se mostró que a partir de la simulación de 600 casos es posible determinar la relación entre el clima marítimo (H_s , T_p , $theta$) y el fallo del rebase (Q) o fuerza (F). Por lo tanto, en este capítulo utilizamos la interpolación de base radial de forma inversa para estimar H_s a partir de los valores de Q y F . Por lo tanto, al aplicar el algoritmo descrito en la sección 6.3.7, para los casos indicados en la **Tabla 7.3** tendremos los resultados de H_s ahí plasmados, es decir, a partir de (Q ó F , T_p , θ , NM) se obtendrá la altura significativa que provoca ese fallo.

Por tanto, los datos de inicio serán los 600 casos simulados en la serie mostrada en la **Figura 7.4**. En donde se observa que en el primer panel como dato inicial será el rebase y fuerza observados mediante la instrumentación descrita en la sección 7.4. La incógnita a conocer será la altura significativa que se obtendrá al ejecutar la rutina de la técnica de interpolación de base radial.

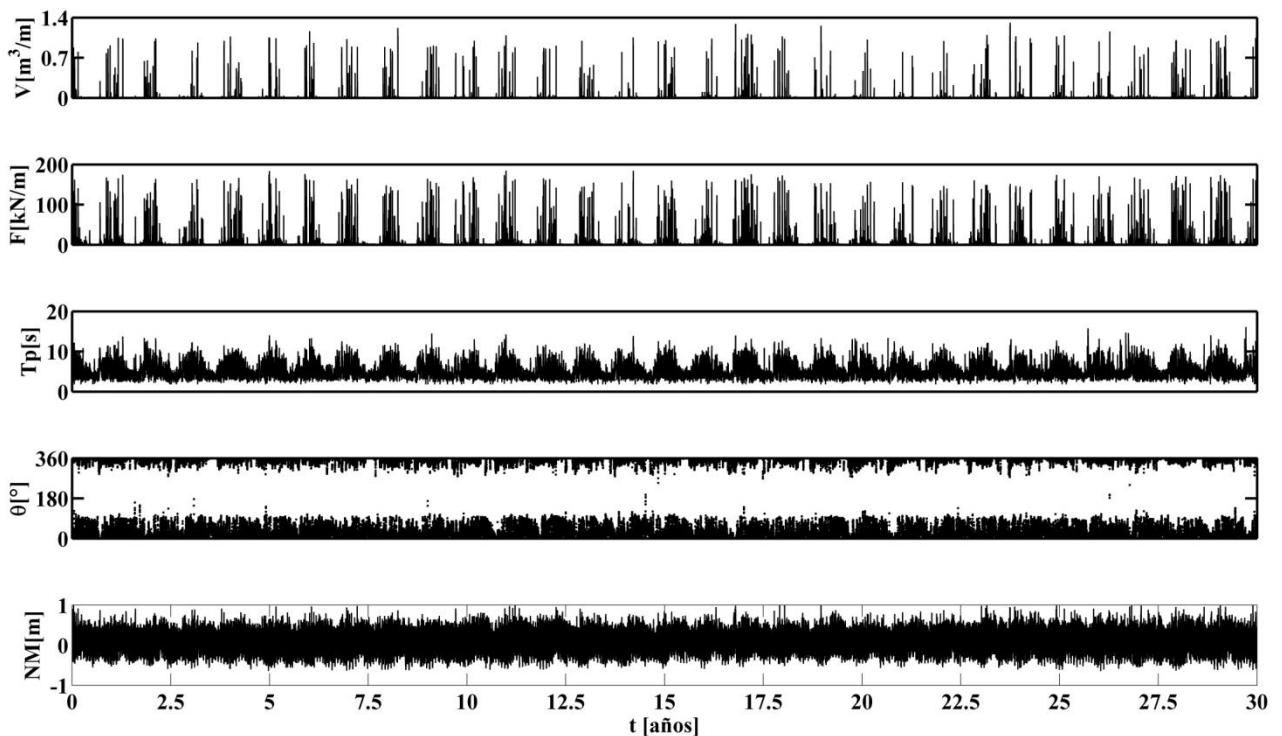


Figura 7.4. Datos de ingreso a la función de interpolación.

Tabla 7.3. Rebase y fuerza medidos al pie de la estructura y su correspondiente H_s obtenida por interpolación inversa.

V (m^3/m)	F_R (kN/m)	f_b (m)	T_p (s)	M (1/sm)	H_s (m)
1.047	160.74	2.27	12.4	0.0144	2.59
1.026	134.98	1.14	11.5	0.0148	2.66
0.263	38.11	1.50	6.4	0.0451	2.40
0.069	64.74	1.64	9.4	0.0748	1.60
0.038	23.60	1.83	9.2	0.0881	1.14

A manera de resumen se generó la **Tabla 7.4**, en donde se pueden ver las diferencias de la altura significativa para los métodos inversos aplicados. Las diferencias entre los métodos de parametrización son menores al 6% en todos los casos. Por otro lado, el método basado en la interpolación presenta diferencias entre el 2-30% con respecto a aquellos basados en la parametrización.

Tabla 7.4. Comparación de la altura significativa obtenido.

V (m ³ /m)	f _b (m)	T _p (s)	H _s (m)		
			600 casos	87,664 casos	RBF
1.047	2.27	12.4	3.75	3.57	2.59
1.026	1.14	11.5	2.73	2.59	2.66
0.263	1.50	6.4	2.40	2.28	2.40
0.069	1.64	9.4	1.61	1.53	1.60
0.038	1.83	9.2	1.58	1.50	1.14

La determinación del oleaje de manera inversa es importante para obtener información del clima marítimo a partir de mediciones en la costa. La generación de información de aguas profundas a través de este método (ver **Figura 7.5**) permite su uso para el diseño de estructuras en otras regiones del litoral.

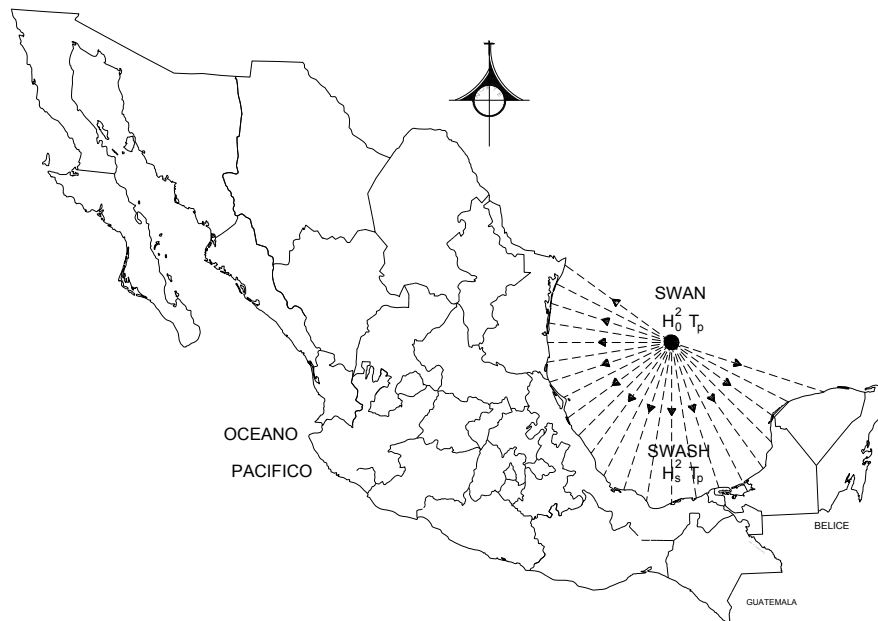


Figura 7.5. Propagación del oleaje en otros sitios de interés.

7.4 INSTRUMENTACIÓN NECESARIA

La metodología presentada en este capítulo requiere de la instrumentación de una estructura costera. Esto resulta más económico con relación a la instalación de boyas oceanográficas en aguas profundas. La información requerida consiste en las fuerzas en la pared de la estructura, el rebase, el período de pico, y el nivel del mar (ver **Figura 7.6**). El recipiente propuesto para medir el rebase tendría una capacidad del

aditamento será de 1.94m^3 , el cual tendrá una bomba automatizada para desalojar el volumen medido y retenido para seguir captando el agua que rebasa.

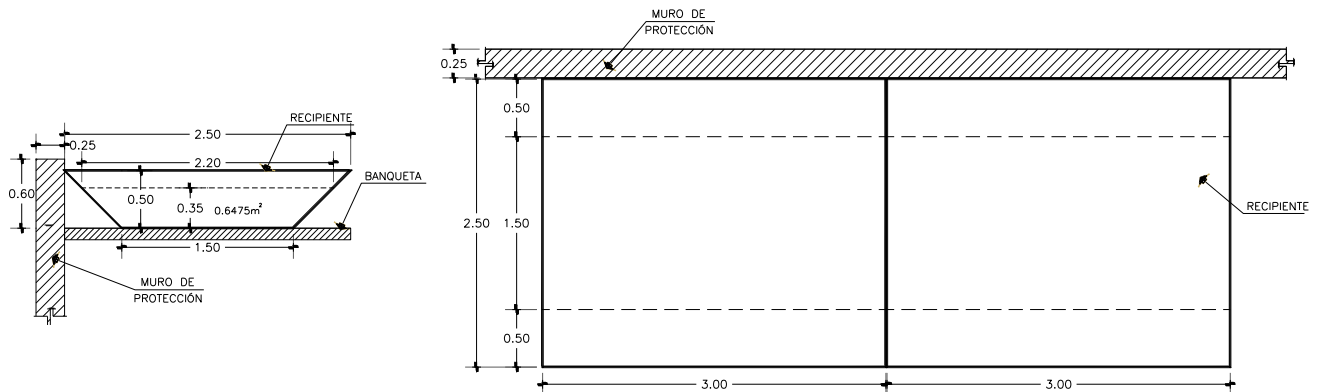
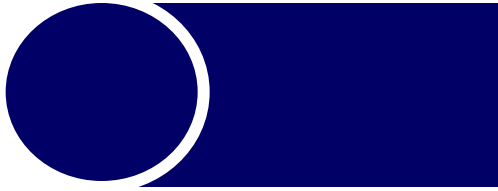


Figura 7.6. Reservorio para la captación del rebase.

Se colocarán además dos sensores ensamblados, un sensor de presión sobre la pared de la estructura y otro de tipo acústico dentro del recipiente para medir el nivel del agua que se almacena. El que se colocará sobre la pared de la estructura servirá para monitorear la presión y periodo del oleaje, mientras que el otro servirá para medir el del mar frente a la estructura y determinar el francobordo. Esta estructura permitirá reducir los costos altos de mantenimiento de una boya oceanográfica y registrar los eventos extremos que afectan a la costa.



CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1 CONCLUSIÓN

En este trabajo se estudia el fallo en estructuras costeras debido a la interacción oleaje-estructura. El acoplamiento de un modelo hidrodinámico y uno de dinámica estructural demostró ser una herramienta útil para cuantificar los fallos asociados con un clima de oleaje determinado. La implementación de esta herramienta permitió investigar el efecto de la incertidumbre en el rebase y deslizamiento de un dique vertical.

Los resultados numéricos indican que el rebase no es sensible a las diferencias del ancho espectral (incertidumbre epistémica) en los espectros de densidad de JONSWAP, mientras que se observaron diferencias significativas en los desplazamiento horizontales inducidos por el oleaje para diferentes valores de gamma. Por otro lado, la variabilidad entre las realizaciones (desviación estándar) sugiere la importancia de incorporar estos efectos en las parametrizaciones empleadas para el diseño de la estructura. La evaluación de la incertidumbre epistémica requiere mayor investigación.

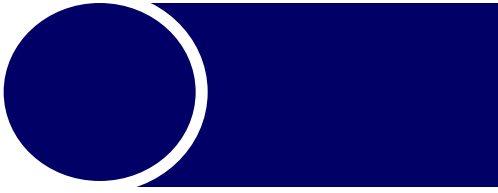
Por otro lado, la combinación del modelo numérico con el análisis estadístico permitió estimar la vida útil de estructuras costeras. La metodología empleada permite simular un subconjunto de casos para generar información multi-anual. Asimismo, el estudio del papel del aire ocluido en la estabilidad de estructuras costeras sugiere que no es significativo su efecto al compararse con modelos no-hidrostáticos.

Finalmente, se presentó una metodología para inferir el clima marítimo de manera inversa a través de expresiones paramétricas o de interpolación radial. Esto requiere la instrumentación de estructuras costeras para cuantificar el fallo directamente. Lo anterior es altamente viable en países como México en donde no se cuenta con una red de boyas debido a su alto costo.

8.2 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

Entra las líneas de investigación identificadas para este proyecto se encuentran:

- Aplicar la metodología para otras geometrías de estructuras.
- Estudiar el papel del viento en el rebase.
- El uso de modelos completamente acoplados permitiría resolver de manera implícita el fallo de la estructura.
- El estudio de otras fuentes de incertidumbre epistémica relacionadas con los esquemas numéricos.



REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71) American Concrete Institute, Detroit, 1971.
2. Allsop N.W.H. and Hettiarachchi S.S.L. 1988. Reflections form coastal structures. Proceedings 21st Conference on Coastal Engineering, Malaga. ASCE, New York.
3. Allsop N.W.H. 1990. Reflection performance of rock armoured slopes in random waves. Proceedings 22nd Conference on Coastal Engineering, Delft. ASCE, New York.
4. Allsop N.W.H. 1995. Vertical walls and breakwaters: optimisation to improve vessel safety and wave disturbance by reducing wave reflection. Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures. New p. 232-258, New York. ISBN: 0-7844-0080-6.
5. Besley P. 1999. Overtopping of seawalls – Design and assessment manual. R&D Technical Report W 178. Environment Agency, Bristol.
6. Besley P., Stewart T., Allsop N.W.H., Overtopping of vertical structures: new methods to account for shallow water conditions. Proc. of Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters '98, Institution of Civil Engineers, London, 1998, pp. 46– 57.
7. Beven, K., Binley, A., 1992. The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrol. Process.* 6 (3), 279–298. <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.3360060305>.
8. Beven, K., Leedal, D., McCarthy, S., Lamb, R., Hunter, N., Keef, C., Bates, P., Neal, J., Wicks, J., 2011. Framework for assessing uncertainty in fluvial flood risk mapping. Tech. Rep. Professional Paper Rep. FRMRC Research Report SWP1.7. 422-I.
9. Beven, K.J., 2014. Use of Models in Flood Risk Management. Imperial College Press, World Scientific, London, UK.
10. Booij, N., R. C. Ris and L.H. Holthuijsen (1999). A third-generation wave model for coastal regions. Part I: model description and validation. *Journal of Geophysical Research*, 104 (C4), 7649-7666.
11. Bowers, E. C., and Welsby, J. 1982. “Experimental Study of Diffraction through a Breakwater Gap”, Report IT 229, Hydraulics Research Station, Wallingford, U.K.
12. Bretschneider, C. L., 1968. “Significant waves and wave spectrum” *Ocean Industry*. Pp 40-46.

13. Brunone, B., Tomasicchio, G.R., 1997. Wave kinematics at steep slopes: second-order model. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* 123 (5), 223–232.
14. Bukreev, V., 2009. Force action of discontinuous waves on a vertical wall. *J. Appl. Mech. Tech. Phys.* 50 (2), 278–283. <http://dx.doi.org/10.1007/s10808-009-0037-7>.
15. Burcharth H. F.; Liu Z.; Troch P. (1999). Scaling of core material in rubble mound breakwater model tests. *Proceedings of Fifth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC V)*, Cape Town, South Africa.
16. Burcharth, H.F., Andersen, T.L., Lara, J.L., 2014. Upgrade of coastal defence structures against increased loadings caused by climate change: a first methodological approach. *Coast. Eng.* 87, 112–121 (coasts@Risks: THESEUS, a new wave in coastal protection. URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037838391300212>).
17. Carr, J. H., and Stelzriede, M. E. 1952. "Diffraction of Water Waves by Breakwaters," *Gravity Waves, Circular 521*, National Bureau of Standards, Washington, DC, pp 109-125.
18. CEB .1964. Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete, Comité Européen du Béton, Paris.
19. Chopra, A.K., 2011. *Dynamic of structures*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
20. Cuomo, G., Allsop, W., Bruce, T., Pearson, J., 2010 aa. Breaking wave loads at vertical seawalls and breakwaters. *Coast. Eng.* 57 (4), 424–439 URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383909001847>.
21. Cuomo, G., Allsop, W., Takahashi, S., 2010 bb. Scaling wave impact pressures on vertical walls. *Coast. Eng.* 57 (6), 604–609 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037838391000013X>).
22. Cuomo, G., Lupoi, G., Shimosako, K., Takahashi, S., 2011. Dynamic response and sliding distance of composite breakwaters under breaking and non-breaking wave attack. *Coast. Eng.* 58 (10), 953–969 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037838391100043>).
23. Dean, R.G., Dalrymple, R.A., 1991. *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*, Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 2. World Scientific. Singapore. ISBN 981-02-0420-5.
24. Del Jesus, M., Lara, J.L., Losada, I.J., 2012. Three-dimensional interaction of waves and porous coastal structures. Part I: numerical model formulation. *Coast. Eng.* 64 (0), 57–72 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383912000245>).
25. Endoh, K., and Takahashi, S. 1994. "Numerically Modelling Personnel Danger on a Promenade Breakwater Due to Overtopping Waves," *Proceedings of the 24th International Coastal Engineering Conference*, American Society of Civil Engineers, Vol 1, pp 1016-1029.
26. EurOtop and Pullen T. (2007). *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*, Boyens, 178 pp.

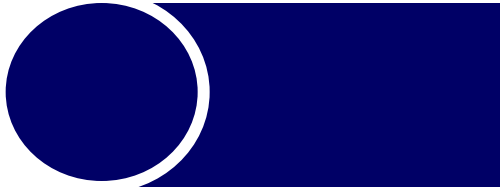
27. Franco, C., Franco, L., 1999. Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with nonbreaking 3DWaves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol. 125, No. 2. ASCE, pp. 98–108.
28. Franco, L., de Gerloni, M., V. D. Meer, J.W., 1994. Wave overtopping on vertical and composite breakwaters. *Proceedings of the 24th International Coastal Engineering Conference*, vol. 1. ASCE, pp. 1030–1045.
29. Gaillard, B. 1905. Wave action in engineering structure, *Engineering News* 23.
30. G.I.O.C.-U.C. 2000. Volumen I Dinámicas, Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas-Universidad de Cantabria. Documento de referencia.
31. Goda, Y. 1974. “New wave pressure formulae for composite breakwaters”, *Proceedings of the 14th International Coastal Engineering Conference*, Vol. 3, pp. 1702-1720.
32. Goda, Y., 2000. *Random seas and design of maritime structures*. Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific. University of Tokyo.
33. Goda Y., Kishira Y., Kamiyama Y., 1975. Laboratory investigation on the overtopping rates of seawalls by irregular waves. *Ports and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan*, Vol.14 No. 4, pp. 3- 44.
34. Guanche, R., Losada, I.J., Lara, J.L., 2009. Numerical analysis of wave loads for coastal structure stability. *Coast. Eng.* 56 (5D6), 543–558 (<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383908002159>).
35. Hasselmann, K., Barnett, T., Bonws, E., Carlson, H., Cartwright, D.C., Enke, K., Ewing, J., Gienapp, H., Hasselmann, D.E., Kruseman, P., Meerburg, A., Muller, P., Olbers, D.J. Richter, K., Sell, W., Walden, H., 1973. Measurements of wind-wave growth and swell decay during the joint north sea wave project (jonswap). *Tech. rep, Deutches Hydrographisches Institut, Hamburg*.
36. Higuera, P., Lara, J.L., Losada, I.J., 2013. Simulating coastal engineering processes with openfoam. *Coast. Eng.* 71 (0), 119–134 <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383912001093>.
37. Hiroi, I. 1919. On a method of estimating the forces of waves. *Memoirs of Engineering Faculty, Imperial University Tokyo*.
38. Hsiao, S.-C., Lin, T.-C., 2010. Tsunami-like solitary waves impinging and overtopping an impermeable seawall: Experiment and {RANS} modeling. *Coast. Eng.* 57 (1), 1–18 URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383909001288>.
39. Hsu, T.J., Sakakiyama, T., Liu, P.L.-F., 2002. A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. *Coast. Eng.* 46, 25–50.
40. Hudson, R. Y., Herrmann, F. A., Sager, R. A., Whalin, R. W., Keulegan, G. H., Chatham, C. E., and Hales, L. Z. 1979. “Coastal Hydraulic Models,” *Special Report No. 5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS*.

41. Hughes S.A. (1993). *Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering*. Advanced Series on Ocean Engineering. Vol. 7. World Scientific.
42. Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), 2008. *México en el Mundo*. Aguascalientes, México.
43. Jacobsen, N.G., Fuhrman, D.R., Fredse, J., 2012. A wave generation toolbox for the opensource cfd library: openfoam. *Int. J. Numer. Methods Fluids* 70 (9), 1073–1088. <http://dx.doi.org/10.1002/flid.2726>.
44. Johnson, J. W. 1952. “Generalized Wave Diffraction Diagrams,” *Proceedings, Second Conference on Coastal Engineering*, The Council on Wave Research, Berkeley, CA, pp 6-23.
45. Komen, G.J., Cavaleri, L., Donelan, M., Hasselmann, K., Hasselmann, S. and P.A.E.M. Janssen, 1994: *Dynamics and Modelling of Ocean Waves*, Cambridge University Press, 532 p.
46. Lara, J., Losada, I., Guanche, R., 2008. Wave interaction with low-mound breakwaters using a {RANS} model. *Ocean Eng.* 35 (13), 1388–1400 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0029801808001194>).
47. Leenknecht, D. A., Szuwalski, A., and Sherlock, A. R. 1992. “Automated Coastal Engineering System, User Guide and Technical Reference, Version 1.07,” U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
48. Liu, P. L-F. 1982. “Combined Refraction and Diffraction: Comparison Between Theory and Experiments,” *Journal of Geophysical Research*, Vol 87, No. C8, pp 5723-5730.
49. Liu, P. L-F., and Lozano, C . 1979. “Combined Wave Refraction and Diffraction,” *Proceedings, Coastal Structures 79 Conference*, American Society of Civil Engineers, pp 978-997.
50. Lin, P., Liu, P.L.-F., 1998. A numerical study of breaking waves in the surf zone. *J. Fluid Mech.* 359, 239–264. Lobovsk, L., Botia-Vera, E., Castellana, F., Mas-Soler, J., Souto-Iglesias, A., 2014. Experimental investigation of dynamic pressure loads during dam break. *J. Fluids Struct.* 48 (0), 407–434 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S088997461400065>).
51. Losada, I.J., Lara, J.L., Guanche, R., González-Ondina, J.M., 2008. Numerical analysis of wave overtopping of high mound breakwaters. *Coast. Eng.* 55, 47–62.
52. Lozano, C., and Liu, P.L-F. 1980. “Refraction-Diffraction Model for Linear Surface Waves,” *Journal of Fluid Mechanics*, Vol 101, Pt. 4.
53. MAFF, 2000. *Flood and Coastal Defence Project Appraisal Guidance: Approaches to Risk*. Tech. rep, UK Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, London.
54. Martinez, A., Kovarik, J.-B., Berdin, D., 1999. *Structural design of vertical breakwaters—limitations of current practice and existing design codes*. Tech. rep., MAST III-PROVERBS.

55. Meadowcroft, I.C., Reeve, D.E., Allsop, N.W.H., Diment, R.P., Cross, J., 1996. Development of new risk assessment procedures for coastal structures. In: Clifford, J.E. (Ed.), *Advances in Coastal Structures and Breakwaters*. Thomas Telford, London, pp. 6–46.
56. Memos, C. D. 1976. “Diffraction of Waves Through a Gap Between Two Inclined Breakwaters,” Ph.D. diss., University of London.
57. Memos, C. D. 1980a. “An Extended Approach to Wave Scattering Through a Harbor Entrance,” *Bulletin, Permanent International Association of Navigation Congresses*, Vol 1, No. 35, pp 20-26.
58. Memos, C. D. 1980b. “Energy Transmission by Surface Waves Through an Opening,” *Journal of Fluid Mechanics*, Vol 97, Pt. 3, pp 557-568.
59. Memos, C. D. 1980c. “Water Waves Diffracted by Two Breakwaters,” *Journal of Hydraulic Research*, Vol 18, No. 4, pp 343-357.
60. McCabe, M., Stansby, P., Apsley, D., 2013. Random wave runup and overtopping a steep sea wall: shallow-water and boussinesq modelling with generalised breaking and wall impact algorithms validated against laboratory and field measurements. *Coast. Eng.* 74 (0), 33–49 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037838391200183>).
61. Minikin, R. R. 1950. *Winds, Waves and Maritime Structures*. Griffin, London, 294 p.
62. Owen M., 1982. Overtopping of sea defences. *Proceedings from Conference Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures*, BHRA, University of Warwick, Coventry, pp. 469– 480.
63. Pintado-Patiño J.C., Torres Freyermuth A., Puleo A.J. Pokrajac D., 2015. On the role of infiltration and exfiltration in swash zone boundary layer dynamics. *Journal of Geophysical Research*. 120, 6329-6350. doi:10.1002/2015JC010806.
64. Penny, W. G., and Price, A. T. 1952. “The Diffraction Theory of Sea Waves by Breakwaters, and the Shelter Afforded by Breakwaters,” *Philosophical Transactions, Royal Society of London, Series A*, Vol 244, pp 236-253.
65. Press, W.H., Flannery, B.P., Teukolsky, S.A. and Vetterling, W.T., 1993. *Numerical recipes in Fortran 77. The art of scientific computing* (2nd edition). Cambridge University Press, New York (available from <http://www.nr.com>).
66. PROVERBS, 2001. “Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters”. A. A. Balkema.
67. Putnam, J. A., and Arthur, R.S. 1948. “Diffraction of Water Waves by Breakwaters,” *Transactions, American Geophysical Union*, Vol 29, No. 4, pp 481-490.
68. Recio, J., Oumeraci, H., 2009. Processes affecting the hydraulic stability of coastal revetments made of geotextile sand containers. *Coast. Eng.* 56 (3), 260–284 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383908001518>).
69. Reeve, D., 2010. *Risk and Reliability: Coastal and Hydraulic Engineering*. SPON press, London UK.

70. Rodríguez-Rincón, J.P., Pedrozo-Acuña, A., Breña Naranjo, J.A., 2015. Propagation of hydrometeorological uncertainty in a model cascade framework to inundation prediction. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 19 (7), 2981–2998 URL <http://www.hydrol-earth-syst-sci.net/19/2981/2015/>.
71. Rogers, W.E., J.M. Kaihatu, N. Booij and L.H. Holthuijsen (1999). Improving the Numerics of the Third-Generation Wave Action Model. Naval Research Laboratory, Report Number 7320-99-9695.
72. Rogers, B.D., Dalrymple, R.A., Stansby, P.K., 2010. Simulation of caisson breakwater movement using 2-D SPH. *J. Hydraul. Res.* 48 (sup1), 135–141. <http://dx.doi.org/10.1080/00221686.2010.9641254>.
73. Romano, A., Bellotti, G., Briganti, R., Franco, L., 2015. Uncertainties in the physical modeling of the wave overtopping over a rubble mound breakwater: The role of the seeding number and of the test duration. *Coast. Eng.* 103 (0), 15–21 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037838391500091>).
74. Sainflou, G. 1928. Essai sur les digues maritimes, verticales. *Annales Ponts et Chaussées* 98.
75. Salvadori, G., Durante, F., Tomasicchio, G., D'Alessandro, F., 2015. Practical guidelines for the multivariate assessment of the structural risk in coastal and off-shore engineering. *Coast. Eng.* 95 (0), 77–83 URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037838391400181>.
76. Salvadori, G., Tomasicchio, G., D'Alessandro, F., 2014. Practical guidelines for multivariate analysis and design in coastal and off-shore engineering. *Coast. Eng.* 88, 1–14 URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383914000209>.
77. Seelig, W. N. 1979. “Estimation of Wave Transmission Coefficients for Permeable Breakwaters,” CETA 79-6, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
78. Shimosako, K., Takayahshi, S., Tanimoto, K., 1994. Estimating the sliding distance of composite breakwaters due to wave forces inclusive of impulsive forces. *Proc. Of 24th Int. Conf. Coastal Eng. ASCE*.
79. Sommerfeld, A. 1896. “Mathematische Theorie der Diffraction,” *Mathematische Annalen*, Vol 47, pp 317-374.
80. Stevenson, T. 1886. *The design and construction of harbours*. 3rd Edition.
81. Takahashi, S., Tanimoto, K., Shimosako, K., 1994. Dynamic response and sliding of breakwater caissons against impulsive breaking wave forces. *Proc. of the Wave Barriers in Deepwaters Workshop*. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan.
82. TAW, 2002. Technical Report Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. Technical Advisory Committee on Flood Defenses.
83. Tolman, H.L., 1991: A third-generation model for wind waves on slowly varying, unsteady and inhomogeneous depths and currents, *J. Phys. Oceanogr.*, 21, 6, 782-797
84. Torres-Freyermuth, A., I.J. Losada & J.L. Lara. 2007, Modeling of surf zone processes on a natural beach using Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 112, C09014, doi:10.1029/2006JC004050, ISSN: 2169-9291.

85. Torres-Freyermuth, A., Lara, J.L., Losada, I.J., 2010. Numerical modelling of short- and long wave transformation on a barred beach. *Coast. Eng.* 57 (3), 317–330.
86. Torres-Freyermuth, A., J. A. Puleo & D. Pokrajac. 2013. Modelling swash-zone hydrodynamics and shear stresses on planar slopes using Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 118(2): 1019-1033, doi:10.1002/jgrc.20074, ISSN: 2169-9291.
87. USACE, 1996. Risk-Based Analysis of Flood Damage Reduction Studies. Department of the Army Coastal Engineering Research Center, Washington, DC.
88. USACE, 2002. Coastal Engineering Manual. Tech. rep., US Army Corps of Engineers, Washington, DC.
89. Van de Meer J.W., de Waal J.P., 1992. Summary of wave overtopping at dikes. Delft Hydraulics, technical note.
90. Vanneste, D., Troch, P., 2015. 2d numerical simulation of large-scale physical model tests of wave interaction with a rubble-mound breakwater. *Coast. Eng.* 103, 22–41 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383915001027>).
91. Vrijling, J.K., 1982. Probability design method, eastern Scheldt storm surge barrier. *Proceedings of the Delta Barrier Symposium*, pp. 44–49.
92. Williams, H.E., Briganti, R., Pullen, T., 2014. The role of offshore boundary conditions in the uncertainty of numerical prediction of wave overtopping using non-linear shallow water equations. *Coast. Eng.* 89 (0), 30–44 (URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037838391400056>).
93. Wilson K.W., Cross R.H. 1972. Scale effects in rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering Proceedings*, No 13.
94. Wiegel, R. L. 1962. “Diffraction of Waves by Semi-infinite Breakwater,” *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol 88, No. HY1, pp 27-44.
95. Yuan-Zhan, W. Nan-Nan C. y Li-Hua C., 2005. “Numerical simulation on joint motion process of various modes of caisson breakwater under wave excitation” *Communications in numerical methods in engineering*. pp 535-545. John Wiley & Sons, Ltd.
96. Zilema, R. L., Guus Stelling, Pieter Smit. 2011. “SWASH: An operational public domain code for simulating wave fields and rapidly varied flows in coastal waters,” *Coast. Eng.* 58 (3), 992–1012.



APÉNDICES

A CONCEPTOS PARA LA METODOLOGÍA

La ingeniería costera es una disciplina que involucra a la morfodinámica de playas, así como la interacción del oleaje con estructuras de protección costera. En este trabajo se mostraran los resultados de la interacción y para poder realizar esta consigna es necesario definir algunos conceptos que se involucran en el tema.

A.1 OLEAJE

El oleaje es un conjunto de ondas que se generan mar adentro de forma aleatoria por la transferencia de energía del viento hacia la superficie libre del mar, y una vez generado influyen diferentes fuerzas en su propagación o en su misma generación, de tal suerte que se induce una superficie libre caótica que al viajar hacia la costa se agrupa formando una sola ola liberando su energía sobre obstáculos y/o pendientes de playa. Para el entendimiento de este fenómeno de la naturaleza, se puede describir mediante dos técnicas, una estadística y otra espectral, en otras palabras en el dominio del tiempo y frecuencia, respectivamente.

A.1.1 ESTADÍSTICO

La naturaleza es muy compleja, sin embargo, dentro del medio marítimo el oleaje puede ser considerado como un proceso estocástico, estacionario y ergódico, pudiéndose simular mediante la superposición de olas monocromáticas sinusoidales de diferentes amplitudes, frecuencias y fases aleatorias, ecuación (1), **Figura A.1**. Este enfoque estadístico implica analizar al oleaje en el dominio del tiempo y a través de su geometría mediante un umbral se clasifica las olas, esto es, a través de pasos ascendentes y descendentes por cero.

$$\eta = \sum_{i=1}^N \frac{H_i}{2} \cos(k_i x - \omega_i t + \psi_i) \dots\dots\dots (A.1)$$

En donde:

η es la superficie libre, H es la amplitud, k es la longitud de onda, x es la posición espacial de la onda, ω representa la frecuencia angular ($2\pi/T$), ψ la fase, t el tiempo, mientras que el i -ésimo indica la componente de la ola.

Al tenerse el oleaje irregular, se puede describir a través de: la media, media cuadrática, altura significativa, período pico, etc. En donde los más importante son la altura significativa ($H_s = H_{1/3}$) y período pico (T_p), definiendo a la H_s como la media aritmética del 33% de las alturas de olas más altas de un conjunto de N olas de cierto registro, y al T_p como el periodo del grupo de ondas con más energía, es decir, es el período cuando la función de densidad espectral alcanza su valor máximo.

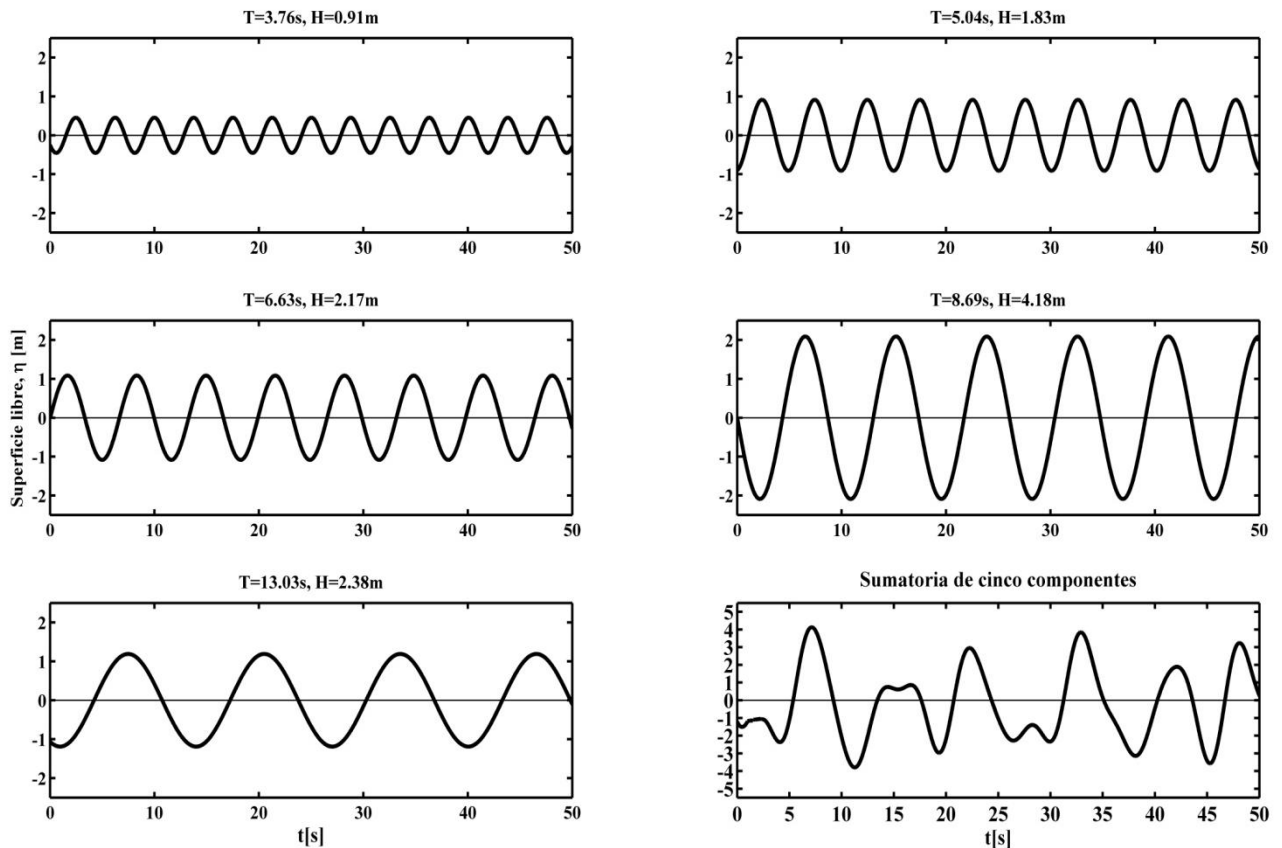


Figura A.1. Oleaje irregular simulado mediante la superposición de olas monocromáticas (Goda, 1985).

A.1.2 ESPECTRAL

El oleaje contiene una gran información que no es aparente, sino implícito, sin embargo en el dominio del tiempo no es posible visualizar dicha información. En virtud de lo anterior, es necesario tener un espectro de energía del oleaje el cual describe la distribución de la energía sobre un rango de frecuencias y direcciones.

Por ejemplo un oleaje monocromático con $T=10$ s, **Figura A.2a**, generará solamente una gráfica con una sola frecuencia ($1/10$ Hz), por lo que su representación teórica en el dominio de la frecuencia será una línea vertical en la abscisa de 0.10 Hz y su ordenada será tal que el área bajo ella sea igual a $4H_s^2$, **Figura A.2b**, Para el caso de un oleaje real, **Figura A.2c**, en el dominio del tiempo, tal y como se indicó anteriormente no aporta mayor información, por lo que las características de las ondas se extraerán trabajando en el dominio de las frecuencias, **Figura A.2d**.

Así pues, los espectros energéticos dan una medida de la energía del oleaje, que es proporcional al área bajo la curva representando el momento de orden cero, m_0 . Existen varias propuestas de espectros para generar oleaje. Este concepto de espectro se le atribuye a Newton, quien descubrió que la luz del sol puede descomponerse en un espectro de colores de rojo a violeta con la ayuda de un prisma. Este espectro indicaba que tan intenso era la luz en función con su longitud de onda. Por lo tanto, el oleaje se puede considerar como un número infinito de ondas con diferentes frecuencias y direcciones. Su distribución de energía puede ser graficado en función de la frecuencia y dirección.

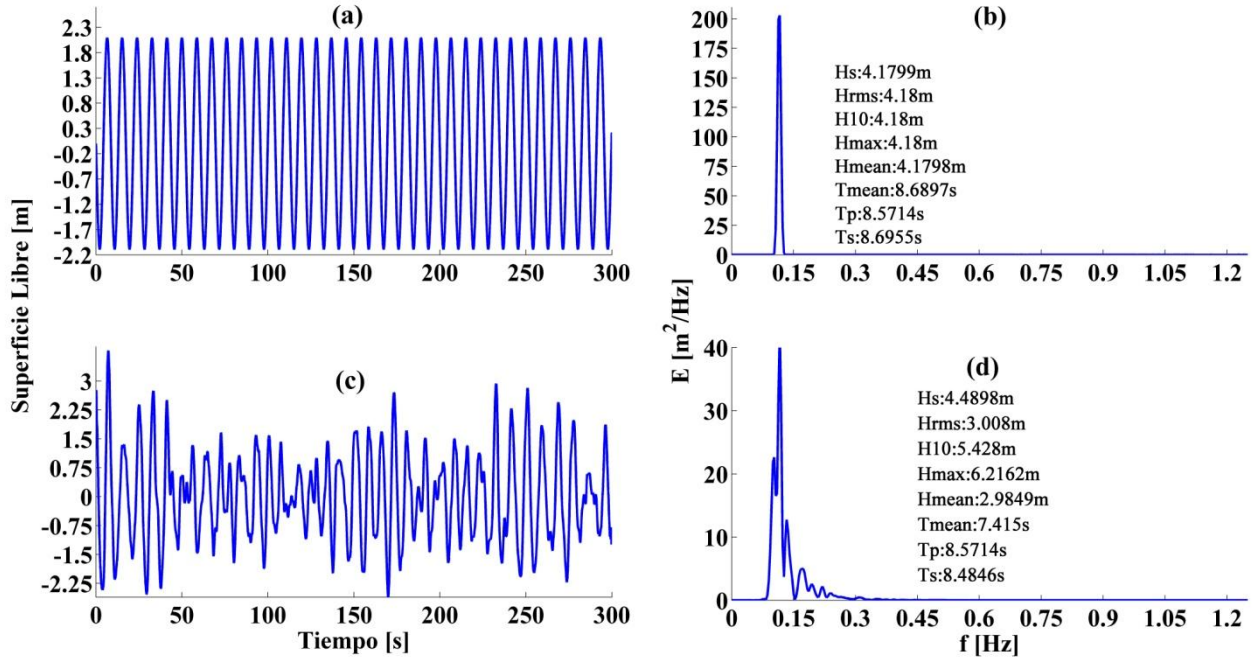


Figura A.2. Espectros de energía.

El espectro de energía está relacionado a través de la definición de la frecuencia angular.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \tag{A.2}$$

Las características del espectro de frecuencia de las olas del mar han sido bastante bien establecido a través de análisis de un gran número de registros de oleaje medidas en diversas aguas del mundo. Los espectros de oleaje de viento completamente desarrollado, por ejemplo, se puede aproximar por la siguiente fórmula estándar.

$$S(f) = 0.257H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp\left[-1.03(T_{1/3}f)^{-4}\right] \tag{A.3}$$

Esta ecuación (1.3) está basada en la propuesta de Bretschneider (1968) con el ajuste de los coeficientes dados por Mitsuyasu (1970). Existen varias propuestas más usadas como estándar, tales como el de Pierson y Moskowitz (1964) en el cual se toma a la velocidad del viento como principal parámetro ya que ha sido derivado para propósitos de predicción del oleaje en el océano. Estos autores estudiaron los espectros de oleaje del Atlántico Norte y crearon una expresión que representa estados de mar completamente desarrollados generados por el viento. Es decir, su modelo no depende del fetch, sino únicamente de la velocidad del viento.

Con un ajuste adicional en la relación a la altura significativa y energía total de la ola, el espectro de frecuencia del oleaje de viento está dada por la ecuación (1.4) propuesto por Goda (2000).

$$S(f) = 0.205H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp\left[-0.75(T_{1/3}f)^{-4}\right] \tag{A.4}$$

Estas dos ecuaciones del espectro son aplicadas para oleaje de viento totalmente desarrolladas en el océano. Hasselmann et al. (1973) propusieron el espectro JONSWAP (*JOint North Sea Wave Project*). Este espectro fue generado para estados de mar formados por el viento, con fetch limitado y para una profundidad de agua indefinida. La expresión (1.5) representa el espectro.

$$S(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right] \gamma \exp\left[-\frac{(f-f_p)^2}{2\sigma^2 f_p^2}\right] \dots\dots\dots (\text{A.5})$$

En donde, γ es conocido como el factor de forma pico del espectro, σ que representa el ancho de la base del espectro antes y después de la frecuencia pico. Los valores más habituales para estos límites son: $\sigma_A=0.07$ y $\sigma_B=0.09$. α se conoce como el factor de escala y está asociado con la energía total del espectro. El parámetro α es función directa del fetch y de la velocidad del viento, y se determina con la expresión (1.6).

$$\alpha = 0.076(\bar{x})^{-0.22} \dots\dots\dots (\text{A.6})$$

La frecuencia pico del espectro está relacionada también con el fetch y la velocidad del viento.

$$f_p = 3.5 \left[\frac{g}{U_{10}} \right] (\bar{x})^{-0.33} \dots\dots\dots (\text{A.7})$$

$$\bar{x} = \frac{gx}{U_{10}^2} \dots\dots\dots (\text{A.8})$$

A pesar de que hay muchos estudios posteriores al realizado por Jonswap, es importante mencionar que este espectro es uno de los más utilizados alrededor del mundo dada la posibilidad de modificar la forma en la cual se distribuye la energía.

A.2 ROMPEOLAS

Un rompeolas es una estructura que como su nombre lo indica, induce rotura de la ola antes de llegar al puerto, disipando así su energía sobre la estructura mediante daño progresivo, por lo que la función principal es la de proporcionar protección a un puerto, amortiguando, reflejando y disipando la energía del oleaje.

Esta estructura puede ser construida de distintos tipos de materiales, ya sea de enrocamiento con talud en su forma más simple y económica, o de elementos artificiales prefabricados como son cubos, dolos, tetrápodos, cajones de concreto, o la combinación de algunos de estos materiales.

Los rompeolas se clasifican en base a su geometría, comportamiento estructural y el material de construcción.

Su geometría

- En talud: son de forma trapecial, con la parte expuesta del lado mar (barlomar) más amplia, debido a que deberá soportar los embates del oleaje. Este tipo de rompeolas, solo se construye en aguas muy someras debido a la gran cantidad de materiales requeridas, es decir, es antieconómico recurrir a este sistema en aguas con profundidades mayores a 10 metros.
- Pared vertical: en este tipo se tiene a los cajones de concreto reforzado los cuales se pueden colocar en profundidades mayores que los de talud. Se trata de cajones hueco rellenos de arena con paredes sólidas de concreto reforzado.
- Mixtos: es la combinación de los dos anteriores.

Su comportamiento estructural

- Flexible: se comportan de manera permeable y con mayor desplazamiento horizontal.
- Rígidos: son aquellos de concreto reforzado, en donde predomina el deslizamiento horizontal y volteo, teniéndose mayor reflexión de oleaje.
- Semi-rígidos: son clasificados como mixtos.

Su material de construcción

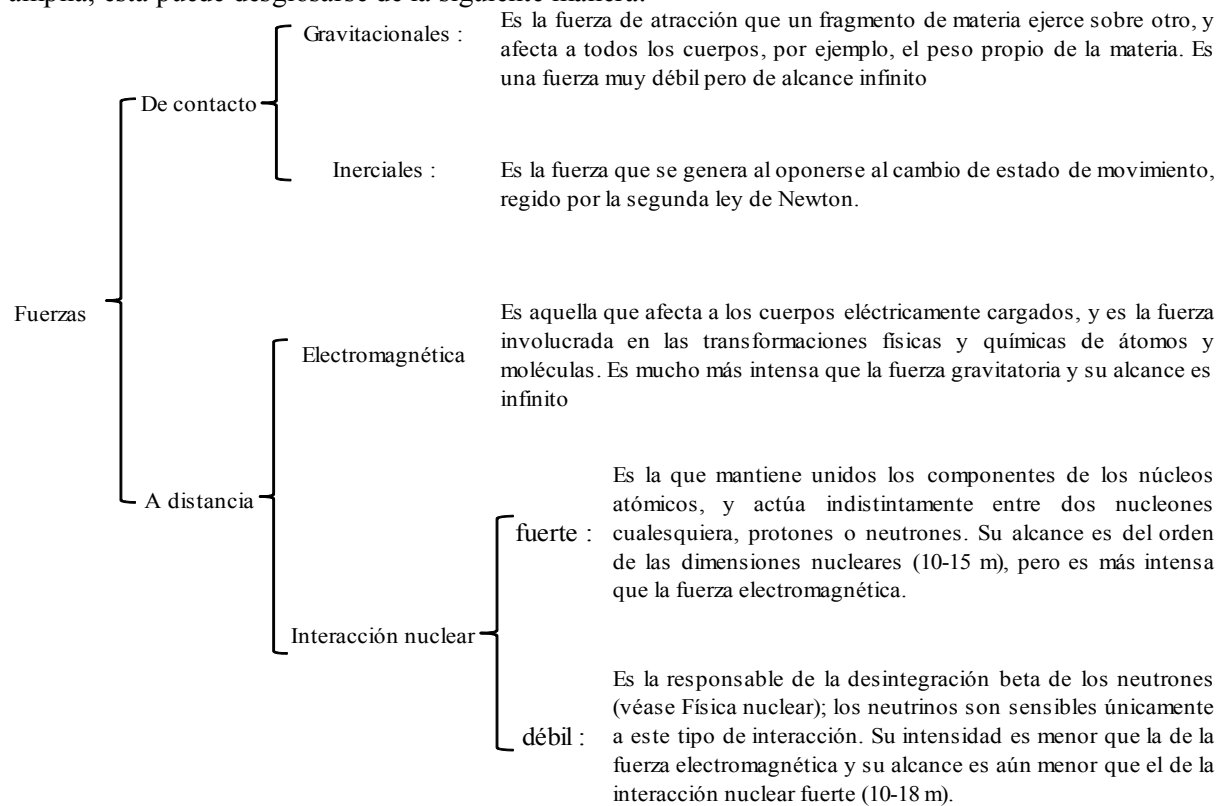
- Enrocamiento: estarán compuestos de roca natural que cumpla con las especificaciones de calidad.
- Elementos artificiales: realizados en concreto teniendo diferentes tipos con diferentes geometrías como cubos, tetrápodos, core-loc, etc.
- Bolsacreto; sacos rellenos de concreto pobre.
- Cajones de concreto reforzado
- Combinados

Los rompeolas en talud ofrecen grandes ventajas desde el punto de vista constructivo, poco peligrosos y de fácil reparación, sin embargo, tienen el inconveniente de que le quita área útil a la zona protegida por la pendiente recomendada para evitar daños graves a los elementos de protección directa al oleaje, ocupando una mayor superficie en el sentido transversal.

Para el caso de los verticales, se trata de un paramento monolítico rígido, impermeable y de comportamiento gravitacional que se caracteriza por reflejar la energía del oleaje, descansan sobre un cimiento formado por escollera con suficiente capacidad de carga. En esta tesis se trabajará con este último tipo de rompeolas.

A.3 FUERZA

De los tres tipos de fuerza existente en la naturaleza, veremos la fuerza mecánica. En su clasificación más amplia, ésta puede desglosarse de la siguiente manera:



En este trabajo, se considerarán dos categorías de acciones, de acuerdo con la duración en la que obran sobre las estructuras verticales:

- 1) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía lentamente con el tiempo al grado de desprestigiar dicha variación. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: el peso propio del cajón de concreto reforzado; la presión hidrostática, las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que tienen poca variación respecto al tiempo, como los debidos a los movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;
- 2) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura, el viento y lo más importante, las acciones debidas a la rotura del oleaje ante eventos moderados y extremos del oleaje.

Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad.

Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años. Actualmente determinar la fuerza sobre un obstáculo en el proceso de la interacción, resulta una etapa muy compleja por lo que se requiere parametrizar este fenómeno resultando limitativo al aplicarse en las estructuras. Estáticamente se diseñan estructuras aplicando la ecuación de Morison (Morison et al., 1950).

A.4 FALLO

El fallo se presenta cuando existe una condición en la que la estructura cierra su operación para la cual fue diseñada. Las fallas pueden ser funcionales (durante el evento) o estructurales (permanentes). Para el caso de un rompeolas vertical tendremos la siguiente clasificación de fallos, **Figura A.3**.

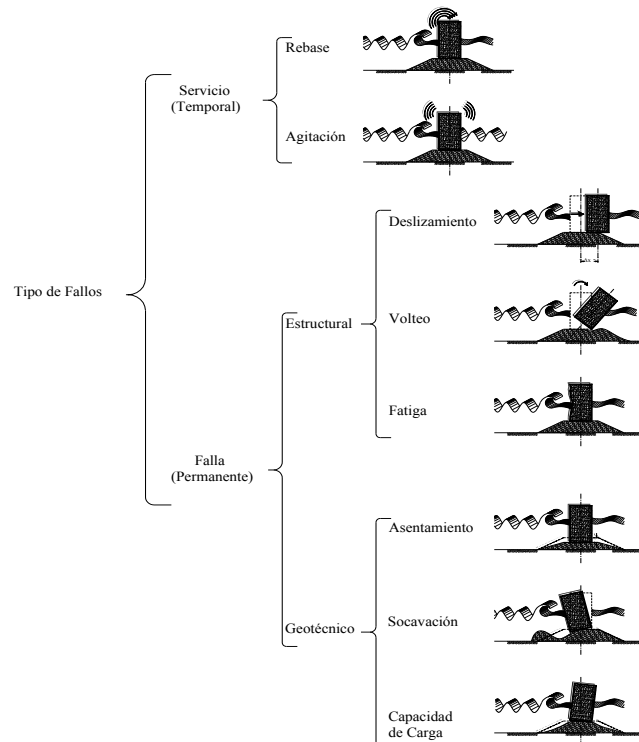


Figura A.3. Fallos comunes de estructuras verticales

B DATOS DEL SWASH

B.1 ARCHIVO DE ENTRADA Y SALIDA

SWASH es un programa sencillo, los nombres de los archivos proporcionados por el usuario deben cumplir con las normas de identificación del archivo del sistema informático en el que se ejecuta SWASH. Además: SWASH no permite nombres de más de 36 caracteres. Por otra parte, la longitud máxima de las líneas en los archivos de entrada para SWASH es de 120 posiciones. El usuario debe proporcionar SWASH con un número de archivos (archivos de entrada) con la siguiente información:

- un archivo que contiene las instrucciones del usuario SWASH (el archivo de comandos),
- archivo (s) que contiene: cuadrícula, fondo, (inicial) el nivel actual y el agua, la fricción, la porosidad y el viento y la presión esto si aplica y
- archivo (s) que contiene las condiciones de contorno.

SWASH es bastante flexible en cuanto al procesamiento de la producción. La salida está disponible para muchas cantidades diferentes. Sin embargo, la regla general es que la producción se genera por SWASH sólo a petición del usuario. Las instrucciones del usuario para controlar la salida se dividen en tres categorías:

- Definiciones de la ubicación geográfica (s) de la salida. Las ubicaciones de salida pueden ser en una cuadrícula, a lo largo de las líneas especificadas por el usuario (por ejemplo, una línea de contorno de profundidad dada) o al ubicaciones de salida individuales.
- Los tiempos para los cuales se solicita la salida.
- Tipo de magnitudes de salida (nivel de agua, la velocidad o de descarga, presión, etc.)

Se le puede cambiar el archivo de entrada y salida a modo que sea fácil su procesamiento. Las limitaciones son:

- La longitud máxima de las líneas de entrada es de 120 caracteres.
- La longitud máxima de los nombres de archivo es de 36 caracteres.
- El número máximo de nombres de archivo es de 99. Esto se puede ampliar (editar el archivo swashinit para cambiar el número de unidad más alto de 99 a un número más alto).

B.2 MENSAJES DE ERROR

SWASH siempre crea un archivo de impresión. Por lo general, el nombre de este archivo es idéntico al nombre del archivo de comandos de los cálculos con la extensión sws sustituido por prt. De lo contrario, depende del archivo de proceso por lotes que se utiliza por el usuario.

El archivo de impresión contiene un eco del archivo de comandos, una visión general de los parámetros físicos y numéricos reales que se utilizarán en la ejecución de la simulación, y, posiblemente, de advertencia y mensajes de error. Estos mensajes suelen ser fáciles de entender. El archivo de impresión también contiene los resultados de cálculo si el usuario así lo solicite (con bloque de comando o tabla). En cualquier caso siempre se debe verificar los archivos.

B.3 DESCRIPCIÓN DE COMANDOS

Un comando es una instrucción u orden que el usuario proporciona a un sistema informático, desde la línea de comandos o desde una llamada de programación. Puede ser interno (contenido en el propio intérprete) o

externo (contenido en un archivo ejecutable). Existe una gamma de comandos para el software, los cuales están disponibles para los usuarios de SWASH. Estos deben escribirse de manera correcta, tal como se describe a continuación, de lo contrario, el programa no lo reconocerá y no se obtendrán resultados.

B.3.1 LISTA DE COMANDOS

(a) Para iniciar el script con que se ejecutará la corrida tenemos los comandos:

PROJECT	título del problema que se computará
SET	establece valores de ciertos parámetros generales
MODE	solicita un modo 1D o 2D-mode de SWASH
COORD	para elegir entre coordenadas cartesianas y esféricas

Comandos para la descripción del modelo

(b) Los comandos para la red computacional:

CGRID	define las dimensiones del mallado computacional
READGRID	lee una malla computacional con curvilíneas ortogonales
VERT	define esquemáticamente la malla vertical

(c) Los comandos para campos de entrada:

INPGRID	define dimensiones de la malla, por ejemplo, parte inferior, de porosidad y de fricción
READINP	lee los campos de entrada
INPTRAN	define las dimensiones del mallado de transporte
READTRA	lee los campos estacionarios de entrada y de componentes de transporte

(d) Comandos para las condiciones iniciales y de contorno:

INITIAL	especifica un campo de flujo inicial y las cantidades de turbulencia
BOUND	especifica las condiciones de contorno
SPONGE	define capas de esponja
POROS	define capas de porosidad

(e) Comandos para las propiedades físicas:

WIND	especifica la velocidad del viento, dirección del viento y arrastre
FRIC	especifica la fricción del fondo
VISC	incluye viscosidad de remolino turbulento horizontal y/o vertical
VEGET	activa amortiguación ola inducida por la vegetación acuática
TRANSP	especifica algunos parámetros relevantes para el transporte de los componentes
BRE	controla la ola rompiente

(f) Comandos para los valores numéricos:

NONHYD	elegir aproximación de presión hidrostática
DISCRET	para elegir discretización espacio
TIMEINT	para elegir el tiempo de integración

Para los comandos de salida tenemos:

(g) Comandos para ubicaciones de salida:

FRAME	define un marco de salida (una cuadrícula regular)
GROUP	define un grupo de salida (por cuadrículas regulares y curvilíneas)
CURVE	define una curva de salida
RAY	define un conjunto de líneas de salida directa (rayos)
ISOLINE	define una profundidad o contorno del fondo (para la salida a lo largo de que contorno)
POINTS	define un conjunto de puntos de salida individuales

(h) Comandos para escribir o dibujar magnitudes de salida:

QUANTITY	define las propiedades de las magnitudes de salida
OUTPUT	influencia salida del bloque y / o mesa
BLOCK	pide una salida de bloque (distribución geográfica)
TABLE	solicita una salida de tabla (conjunto de posiciones)

(i) Comandos para escribir o dibujar los resultados intermedios:

TEST	solicita una salida de resultados intermedios para fines de pruebas
------	---

(j) Comandos para lock-up del archivo de entrada:

COMPUTE	se inicia un cálculo
STOP	se detiene la corrida

B.3.2 SECUENCIA DE COMANDOS

SWASH ejecuta las secuencias de comandos anteriores en la secuencia anterior, excepto (f), (i) y (j). Los comandos de los bloques (f) y (i) pueden aparecer en cualquier lugar antes de bloque (j), excepto que los TEST POINTS y deberán estar en READINP BOTTOM. Los comandos del bloque (j) pueden aparecer en cualquier parte del archivo de comandos (todos los comandos después de COMPUTE son ignorados por SWASH, excepto STOP). Se permite una secuencia de comandos de bloque (g) (todos los comandos se ejecutan sin anular). También se permite una secuencia de comandos de bloque (h) (todos los comandos se ejecutan sin anular).

Dentro de los bloques de la siguiente secuencia se va a utilizar:

En el bloque (a): secuencia no prescrita en el bloque

En el bloque (b): READGRID después CGRID y VERT después CGRID

En el bloque (c): READINP después INPGRID (repetir tanto en esta secuencia para cada cantidad)

En el bloque (d): la secuencia no prescrita en el bloque

En el bloque (e): secuencia no prescrita en el bloque

En el bloque (f): secuencia no prescrita en el bloque

En el bloque (g): Isoline después RAY (isolíneas y RAY pueden repetirse de forma independiente)

En el bloque (h): no prescrito secuencia en bloque

En el bloque (i): no prescrito secuencia en bloque

En el bloque (j): STOP después COMPUTE

Debe tenerse en cuenta que una repetición de un comando puede anular una ocurrencia anterior de ese comando. Muchos comandos proporcionan al usuario la oportunidad de elegir una opción (por ejemplo, mejor esquema de integración) o asignar valores a los coeficientes (por ejemplo, coeficiente de fricción con el fondo). Si el usuario no utiliza esas opciones SWASH utilizará un valor predeterminado. Algunos comandos no se pueden utilizar en 1D-modo (ver descripciones de los comandos individuales por debajo).

B.4 COMANDOS DE INICIO

A partir del siguiente script del SWASH se desglosaran las definiciones. Todo lo que tiene el símbolo \$ indica que se trata de comentario.

```
$*****HEADING*****  
$  
PROJ 'L31set03' 'L31'  
$
```

```
$ Wave experiment by Boers (1996), case 1C: wave breaking test
$
$ --|-----|--
$ | This SWASH input file is part of the bench mark tests for |
$ | SWASH. More information about this test can be found in |
$ | an accompanied document. |
$ --|-----|--
$
$*****MODEL INPUT*****
$
MODE DYN ONED
$
CGRID 0. 0. 0. 32. 0. 1600 0
$
INPGRID BOTTOM 0. 0. 0. 320 0 0.1 0.
READINP BOTTOM 1. 'I31setu.bot' 1 0 FREE
$
INIT zero
$
BOU SIDE W CCW BTYPE WEAK CON SERIES 'I31set03.bnd'
BOU SIDE E CCW BTYPE RADIATION
$
FRIC MANNING 0.027
BREAK
NONHYDROSTATIC
$
DISCRET UPW MOM
$
TIMEI 0.1 0.5
$
$***** OUTPUT REQUESTS *****
$
QUANT XP HEXP 10.
QUANT HS SETUP DUR 15 MIN
$
$POINTS 'GAUGE' FILE 'I31setu.loc'
$TABLE 'GAUGE' HEAD 'I31set03.tbl' TSEC XP BOTL WATL VMAG OUTPUT 000000.000 0.25 SEC
$
FRAME 'GRID' 0. 0. 0. 32. 0. 64 0
BLOCK 'GRID' NOHEAD 'I31set03.mat' LAY 3 XP BOTL WATL OUTPUT 000000.000 0.2 SEC $tenia 0.05
TABLE 'GRID' HEAD 'I31set03.tab' XP HS SETUP
$
TEST 1 0
COMPUTE 000000.000 0.001 SEC 002800.000
STOP
```

B.4.1 PROJECT

Este comando se escribe de esta manera:

```
PROJ 'nombre' 'nr'
      'title1'
      'title2'
      'title3'
```

nombre Nombre del proyecto, no más de 16 caracteres de longitud, en blanco es por default

nr Número de identificación de corrida. 4 caracteres de longitud.
 title1, title 2, title 3 Título de salida y como máximo 72 caracteres

B.4.2 SET

Este comando tiene el siguiente orden.

SET [level] [nor] [depmin] [maxmes] [maxerr] [seed] [grav] [rhowat] [temp] [salinity] [dynvis] [rhoair] [rhosed] [cdcap] [prmean] [backvisc] [kappa]

Puede ser SET depmin = 1.e-10, SET SEED=2147483398 o bien SET temp = 4. salinity = 0.1 rhoair = 1.225

level	Nivel medio del mar, en metros, por default es 0m.
nor	Representa el norte respecto al eje x medido en sentido contrario a las manecillas del reloj. Default 90°. Cuando se utilizan coordenadas esféricas (ver comando COORD) el valor de [nor] no pueden ser modificados.
depmin	Umbral de la profundidad mínima en m. Cualquier punto de la malla con la profundidad menor a este valor se tomará como fuera del cálculo. Default: [depmin] = 0.00005
maxmes	Número máximo de mensajes de error (no necesariamente el número de errores!). Durante el cálculo en la que se termina el cálculo. Durante el proceso de cálculo de mensajes se escriben en el archivo de impresión. Default: [maxmes] = 200.
maxerr	Durante el pre-procesamiento SWASH comprueba los datos de entrada. Dependiendo de la severidad de los errores encontrados durante este tratamiento previo, SWASH no inicia los cálculos. El usuario puede influir en el nivel de error por encima del cual SWASH no empiece cálculos (por el nivel del error los cálculos seguirán). El nivel de error [MAXERR] se codifica como sigue: 1: advertencias, 2: errores (posiblemente reparado de forma automática o reparables por SWASH), 3: errores graves. Por defecto: [MAXERR] = 1.
seed	Es la semilla del generador de números aleatorios utilizado para seleccionar los ángulos de fase de los diferentes componentes de Fourier. Mediante la selección de diferentes semillas de diferentes series de tiempo puede ser obtenida del mismo espectro de ondas (ver comando BOUNDCOND). Por defecto: [semilla] = 12345678.
grav	Es la aceleración de la gravedad (en m/s^2). Default: [grav] = 9.81.
rhowat	Es la densidad del agua (en kg/m^3). Default: [rhowat] = 1000. Nota: esta es generalmente la densidad de referencia. La densidad real depende de la temperatura y salinidad del agua.
temp	es la temperatura ambiente del agua (en °C). Default: [temp] = 14.
salinity	es el (ambiente) salinidad del agua (en ppt). Por defecto: [salinity] = 31.
dynvis	Es la viscosidad dinámica del agua (en kg / ms). Default: [dynvis] = 0.001.
rhoair	Es la densidad del aire (en kg/m^3). Default: [rhoair] = 1.205.
rhosed	Es la densidad del sedimento (en kg/m^3). Default: [rhosed] = 2650.
cdcap	Es el máximo valor para el coeficiente de resistencia al viento. Un valor de [cdcap] = 99999 significa que no hay cortante por coeficiente de arrastre. Una sugerencia para este parámetro es [cdcap] = 2.5×10^{-3} . Default: [cdcap] = 99999.
prmean	Es la presión atmosférica media (en N/m^2). Esto se puede utilizar para corregir el nivel del agua a lo largo de los límites de nivel de agua de manera que es consistente con la presión atmosférica local. Un valor de [prmean] = -1 significa que no hay corrección. Default: [prmean] = -1.

backvisc	Es la viscosidad de fondo (en m^2/s). Puede ser conveniente especificar esta viscosidad ambiente para dar cuenta de todas las formas de la mezcla vertical. El valor debe ser pequeño en comparación con la viscosidad vertical, calculado por modelo estándar k- ϵ . La experiencia sugiere un valor de 10^{-4} a 10^{-3} m^2/s . Default: [backvisc] = 0.
kappa	Es la constante de Von Karman Default: [kappa] = 0.4.

B.4.3 MODE

Con este comando opcional, el usuario indica que la simulación será unidimensional (1D, canal) o en dos dimensiones (2D, cuenca). La sintaxis para este comando es el siguiente:

$$\text{MODE DYN} \begin{cases} \text{ONED} \\ \text{TWOD} \end{cases}$$

Debe tenerse en cuenta que la palabra clave DYN es obligatoria. La opción por default es DYN TWOD.

B.4.4 COORDINATES

Comando para elegir entre coordenadas cartesianas y esféricas.

$$\text{COORDINATES} \begin{cases} \text{CARTesian} \\ \text{SPHERical} \end{cases} \begin{cases} \text{CCM} \\ \text{QC} \end{cases}$$

CARTesian	Todos los lugares y las distancias están en m. Las coordenadas se dan con respecto a los ejes x e y y seleccionados por el usuario en los distintos comandos
SPHERICAL	Todas las coordenadas de ubicaciones y tamaños de cuadrícula geográficas se dan en grados; x es la longitud siendo $x = 0$ el meridiano de Greenwich y $x > 0$ es el este de dicho meridiano; y es la latitud con $y > 0$ siendo el hemisferio norte. La malla de entrada y salida tienen que estar orientados con su eje x hacia el Este; tamaños de malla están en grados. Todas las otras distancias son en metros.
CCM	Define el método de proyección en el caso de coordenadas esféricas. CCM significa Conformal Central Mercator. Las escalas horizontales y verticales son uniformes en cuanto a cm/grados sobre el área que se muestra. En el centro de la escala es idéntica a la de la proyección de Mercator convencional (pero sólo en ese centro). Por tanto, el área en el centro de proyección es exactamente conforme.
QC	El método de proyección es cuasi-cartesiano, es decir, las escalas horizontal y vertical son iguales entre sí en términos de cm/grado.

Debe tenerse en cuenta que las coordenadas esféricas también pueden utilizarse para las áreas relativamente pequeñas, por ejemplo 10 o 20 kilómetros dimensión horizontal. Esto puede ser útil si se obtienen las condiciones de contorno anidando en un modelo oceánico que se formula de forma natural en coordenadas esféricas

B.5 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Con este comando, el usuario define la ubicación geográfica, el tamaño, la resolución y la orientación del mallado computacional del sistema en el problema del sistema de coordenadas, en caso de un uniforme, rectilíneo o curvilíneo una cuadrícula ortogonal del mallado. El origen de la cuadrícula regular y la dirección del eje x positivo de este mallado pueden ser elegidos arbitrariamente por el usuario.

B.5.1 MALLA

Para definir la malla se seguirá la siguiente sintaxis.

$$\text{CGRID} \left\{ \begin{array}{l} \text{REGular} [\text{xpc}] [\text{ypc}] [\text{alpc}] [\text{xlenc}] [\text{ylenc}] [\text{mxc}] [\text{myc}] \\ \text{CURVilinear} [\text{mxc}] [\text{myc}] (\text{EXCEPTION} [\text{xexc}] [\text{yexc}]) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{REPeating} \left\{ \begin{array}{l} \text{X} \\ \text{Y} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

REGular	Ésta opción indica que la malla se tomará como uniforme y rectangular.
CURVilinear	Ésta opción indica que la malla se tomará como curvilínea. El usuario debe proporcionar las coordenadas de los puntos de la malla con mando READGRID COOR.
xpc	Ubicación geográfica del origen de la cuadrícula en el problema del sistema de coordenadas (coordenada x, en m). Véase el comando COORD. Por defecto: [xpc] = 0,0 (coordenadas cartesianas). En caso de coordenadas esféricas no hay por defecto, el usuario debe dar un valor.
ypc	Ubicación geográfica del origen de la cuadrícula en el problema del sistema de coordenadas (coordenada y, en m). Véase el comando COORD. Por default: [ypc] = 0,0 (coordenadas cartesianas). En caso de coordenadas esféricas no hay por defecto, el usuario debe dar un valor.
alpc	Dirección del eje x positivo de la red computacional (en grados, convención cartesiana). En el modo de 1D, [alpc] debe ser igual a la dirección [alpinp]. Default: [alpc] = 0.0.
xlenc	Longitud de la malla en la dirección x (en m). En caso de esférica coordenadas [xlenc] es en grados.
ylenc	Longitud de la rejilla de cálculo en la dirección y (en m). En el modo de 1D-, [ylenc] debe ser 0. En caso de coordenadas esféricas [ylenc] es en grados.
mxc	Número de celdas en la malla en la dirección x para una uniforme y rectilínea malla o ξ -dirección para una cuadrícula curvilínea (este número es uno menos que el número de puntos de la cuadrícula en este dominio)
myc	Número de mallas en la red de cálculo en la dirección y para un uniforme y rectilínea malla o η -dirección para una cuadrícula curvilínea (este número es uno menos que el número de puntos de la cuadrícula en este dominio!). En 1D-mode, [myc] debe ser 0.
EXCEPTION	Sólo está disponible en el caso de una rejilla curvilínea. Si ciertos puntos de la rejilla deben ignorarse durante el cálculo (por ejemplo, puntos de la tierra que permanecen secos es decir, sin inundaciones, ahorrando tiempo en la computadora y la memoria), entonces este puede ser indicado por la identificación de estos puntos de la rejilla en el archivo que contiene las coordenadas del punto de la cuadrícula (ver comando READGRID). Para una alternativa, vea comando INPGRID BOTTOM.
xexc	El valor que el usuario utiliza para indicar que un punto de la cuadrícula es para ser ignorados en los cálculos (este valor es proporcionada por el usuario en la ubicación de la coordenada x considerado en el archivo de las coordenadas x, ver comando READGRID COOR). Requerido si se utiliza la opción EXCEPCIÓN. Por defecto: [xexc] = 0,0.
yexc	El valor que el usuario utiliza para indicar que un punto de la cuadrícula es para ser ignorados en los cálculos (este valor es proporcionada por el usuario en la ubicación de la coordenada y considerado en el archivo de las coordenadas y, ver comando READGRID COOR). Requerido si se utiliza la opción EXCEPCIÓN. Por defecto: [yexc] = [xexc].
REPEATING	Ésta opción indica que la red se repite en una dirección específica. Esto significa que la información dejando en un extremo del dominio entra en el extremo opuesto. Así, el campo actual o de onda es periódico en una dirección con la longitud del dominio en esa dirección. No para 1D-mode.
X	Malla de cálculo se repite en la dirección x.
Y	Malla de cálculo se repite en la dirección y.

Por ejemplo para una cuadrícula regular con sus dimensiones se muestran en la **Figura B.1**.

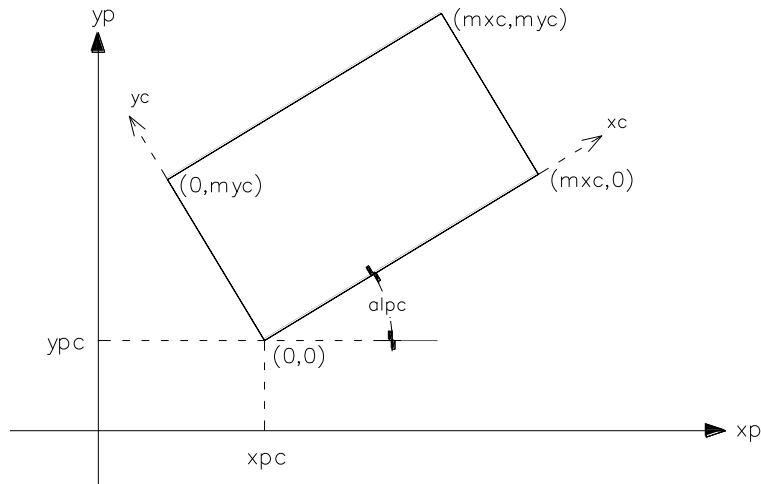


Figura B.1. Coordenadas del origen [x_{pc}] y [y_{pc}], la orientación [al_{pc}] y el punto de la cuadrícula de numeración de la malla de cálculo con respecto al problema de sistema de coordenadas. Tenga en cuenta que en el caso de coordenadas esféricas del XP-ejes x_c -y ambos apuntan al este.

El comando READGRID COOR debe seguir el orden de CGRID CURV. Con este comando (requerido si la red computacional es curvilínea ortogonal; no permitido en caso de una rejilla regular) el usuario controla la lectura de las coordenadas de los puntos de la cuadrícula de cálculo. Estas coordenadas deben ser leídas desde un archivo como un vector (coordenada x , coordenada y de cada punto de la cuadrícula individual). Véase el comando READINP para la descripción de las opciones de este comando READGRID. SWASH comprobará si todos los ángulos de la cuadrícula son > 0 y < 180 grados. Si no es así, se imprimirá un mensaje de error de dar las coordenadas de los puntos de la rejilla involucrados. Se recomienda utilizar rejillas con ángulos de entre 45 y 135 grados.

$$\text{VERTical [kmax] [thickness] } \left\{ \begin{array}{l} M \\ \text{PERC} \end{array} \right.$$

kmax	Número de capas verticalmente
thickness	Espesor de capa (en metros o porcentaje de la columna de agua).
M	Espesor en metros
PERC	Espesor en porcentaje

Las capas se numeran de arriba (= 1) a abajo (= [kmax]).

- Si no se da el espesor, las capas estarán distribuidos de manera equidistante.
- La suma de los espesores definidos como porcentajes debe ser 100.
- Al menos una capa con un espesor variable debe ser dada.
- Las interfaces de capas son equivalentes a los planos sigma bien conocidos, si todas las capas tienen un espesor variable.
- Para las simulaciones de onda corta, se aconseja elegir espesores variables solamente, preferible equidistantemente distribuidas.

B.5.2 INPUT DE MALLA

Con estos comandos de malla el usuario define la ubicación geográfica, el tamaño y la orientación de un mallado de entrada y también las características de tiempo de la variable si no es estacionaria. Si este es el caso (la variable no es estacionaria), la variable se debe dar en una secuencia de campos, uno para cada paso

de tiempo [deltinp]. La lectura real de los valores de fondo, del viento, presión, etc. desde el archivo es controlado por el comando READINP. Esta INPGRID comando debe preceder el siguiente comando READINP.

Puede haber diferentes mallas para el nivel inferior (BOTTOM), corriente (CURRENT), coeficiente de fricción con el fondo (FRICTION), la velocidad del viento (WIND), la presión atmosférica (PRESSURE), capas de porosidad (POROSITY), diámetros de piedra (PSIZE), alturas (HSTRUCTURE) de estructuras porosas y densidad de la vegetación (NPLANTS).

Si las componentes de velocidad actuales están disponibles en diferentes cuadrículas, entonces la opción VX, VY puede definirse en diferentes cuadrículas para X e Y de la componente de la corriente, respectivamente (pero las rejillas debe tener idéntica orientación). Diferentes rejillas para VX y VY pueden ser útiles si los datos son generados por un modelo de circulación usando una rejilla escalonada. Lo mismo ocurre con los componentes de la velocidad del viento, es decir, WX y WY.

En el caso de una rejilla regular (opción de regular en el comando INPGRID) los vectores de velocidad de la corriente y el viento se definen con el-y-x y componente del vector de corriente o el viento con respecto al eje x de la rejilla de entrada. En caso de una cuadrícula ortogonal curvilínea (opción CURVILÍNEO en el comando INPGRID) los vectores de velocidad de la corriente y el viento se definen con el-y-x y componente del vector de corriente o el viento con respecto al eje x del sistema de coordenadas problema.

Las capas de porosidad pueden colocarse dentro del dominio computacional para simular los efectos de reflexión y transmisión de las estructuras porosas, tales como diques de escollera y embarcaderos. La porosidad se define como la porosidad volumétrica de las estructuras y su valor está entre 0 y 1. Un valor de porosidad de 0.45 se utiliza típicamente para rompeolas. Un valor bajo (< 0.1) debe interpretarse como impermeable, como muros y diques. También alturas de estructura (en relación con la parte inferior) se pueden especificar de manera que se permite rompeolas tanto sumergidas y emergidas.

Si el usuario especifica una malla de entrada de la presión atmosférica, también debe tener la misma malla de entrada para el viento. Tanto espacio variable del viento y la presión puede ser leído desde un archivo meteorológico.

Para la velocidad del viento, coeficiente de fricción, el tamaño del grano, altura de las estructuras porosas y densidad de la vegetación, también es posible utilizar un valor constante en el campo computacional (ver comandos WIND, FRICTION, POROSITY y VEGETARION, respectivamente). Entonces no se requiere ninguna definición de cuadrícula para el viento, la fricción, el tamaño del grano, altura de la estructura o la densidad de la vegetación. Tenga en cuenta que en el caso de las opciones BOTTOM, POROSITY, PSIZE, HSTRUCTURE y NPLANTS se permite sólo campo de entrada estacionaria.

Si los puntos de la tierra permanecen secos durante el cálculo (sin inundaciones), entonces estos puntos pueden ser ignorados. De esta manera, el tiempo de simulación y la memoria interna se pueden guardar. Esto se puede hacer mediante la indicación de nivel de fondo en estos puntos como valor de la excepción. Véase el comando INPGRID, BOTTOM y EXCEPTION. Por corridas en paralelo utilizando MPI, excepto un valor para los niveles inferiores debe ser prescrito con el fin de tener un buen equilibrio de simulación.

A excepción de los niveles inferiores también se puede utilizar en presas, las pantallas, los muelles o embarcaderos en el dominio. Además, pueden representar pequeños obstáculos con dimensiones subcuadrícula que posiblemente influyen en el patrón de flujo local. De esta manera, el usuario puede definir una línea de presas delgadas que separan el flujo en ambos lados.

B.5.3 CONDICIONES DE FRONTERA

Este comando define una condición de frontera en el límite. Se compone de dos partes, la primera parte define el lado límite o segmento en el que se dará la condición de frontera, la segunda parte define los parámetros.

Hay dos maneras de definir la parte del límite en el que se impone la condición de contorno. El primero (SIDE) es más fácil si el límite es un lado completo de la red computacional, aunque no se debe utilizar para rejillas curvilíneas. El segundo (SEGMENT) se puede utilizar si el segmento de límite se extiende alrededor de la esquina de la red, o si el segmento es sólo una parte de un lado de la rejilla.

INITial { CONStant [wlev] [vx] [vy] [tke] [epsilon]
 ZERO
 STEADy

BOUnd SHAPespec { PM
 JONswap [gamma] { SIG { PEAK { DSPR { POWer
 TMA { RMS { MEAN { DEGREes

CONstant	Las cantidades de flujo y turbulencia iniciales se fijan a una constante
wlev	Nivel de agua
vx	Velocidad en la componente horizontal, u.
vy	Velocidad en la componente vertical, v
tke	Energía cinética turbulenta
epsilon	Relación de disipación de la energía cinética turbulenta
ZERO	Tanto los componentes iniciales de nivel de agua y de velocidad se establecen en cero
STEADY	Si se especifica esta opción, las velocidades iniciales se derivan de los niveles de agua utilizando la fórmula de Chezy de flujo constante. Esto puede acortar el tiempo de giro de la carrera SWASH y puede ser significativo en el caso de condiciones de flujo casi constante (por ejemplo, el flujo de un río).
PM	Espectro de Pierson-Moskowitz
JONSWAP	Espectro Jonswap
gamma	Parámetro de la forma del pico del espectro. Default: [gamma]=3.3.
TMA	Se utilizará un espectro JONSWAP modificado para la profundidad finita
SIG	La altura de ola se utiliza como la altura de ola característica. Esta es la opción predeterminada.
RMS	La altura de las olas RMS se utiliza como la altura de ola característica
PEAK	El período de pico se utiliza como el período de la onda característica. Esta es la opción predeterminada.
MEAN	Periodo de ola significativa T_{m01}
DSPR	opción para expresar la anchura de la distribución direccional; la distribución funcionar en sí es $\cos^m(\theta)$
POWER	La anchura direccional se expresa con la propia m. Esta opción es la opción predeterminada.
DEGREES	La anchura direccional se expresa en términos de la desviación estándar de la direccional $\cos^m(\theta)$

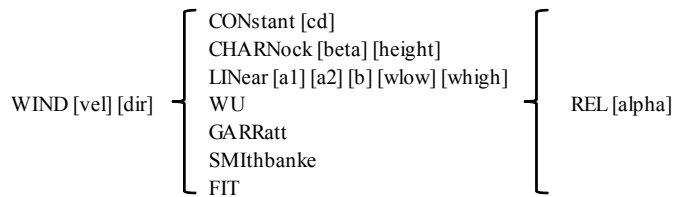
B.5.4 PROPIEDADES FÍSICAS

Con este comando opcional el usuario puede especificar la velocidad del viento, la dirección y la resistencia al viento. La velocidad y dirección del viento se asumen constantes.

Si no se utiliza este comando, SWASH no representará el efecto del viento. Esta orden es por lo general significaba para el viento impulsado por la circulación a gran escala, las mareas y las mareas de tormenta. La inclusión de los efectos del viento también puede ser beneficioso para la flotabilidad impulsado flujos en los mares costeros, estuarios y lagos. Sin embargo, esta opción no se debe utilizar para las solicitudes relativas a la propagación de onda corta, como la transformación de oleaje en aguas costeras, puertos y muelles. Las propiedades físicas se definen a continuación:

B.5.4.1 WIND

En SWASH, siete formulación diferentes de arrastre por viento están disponibles, es decir, constante y lineal de la velocidad del viento, Charnock, Wu, Garratt, Smith y Banke y el ajuste polinómico de segundo orden. La formulación de arrastrar Charnock se basa en una relación implícita entre el viento y la rugosidad, mientras que las otras formulaciones, los de Wu, Garratt y Smith y Banke, expresan una relación lineal entre la resistencia y la velocidad del viento.



Observaciones recientes indican que estas parametrizaciones lineales sobreestiman el coeficiente de resistencia aerodinámica a velocidades de viento altas ($U_{10} > 20$ m / s, por ejemplo). Sobre la base de muchos estudios serios, parece que el coeficiente de arrastre aumenta casi linealmente con la velocidad del viento de aproximadamente 20 m/s, luego se nivela y vuelve a disminuir en alrededor de 35 m/s valores bastante bajos a 60 m/s de velocidad de viento.

B.5.4.2 FRICTION

Con este comando opcional el usuario puede activar la fricción del fondo. Si no se utiliza este comando, SWASH no dará cuenta de la fricción del fondo. Para los cálculos suelen en profundidad promediada tres valores de fricción inferior diferentes están disponibles, es decir, los valores constantes, Chézy y de Manning. **Tabla V.3.**

Tabla V.3. Coeficientes de Manning.

No. Manning	Friction	No. Manning	Friction	No. Manning	Friction	No. Manning	Friction
20	0.0500	42	0.0238	64	0.0156	86	0.0116
22	0.0455	44	0.0227	66	0.0152	88	0.0114
24	0.0417	46	0.0217	68	0.0147	90	0.0111
26	0.0385	48	0.0208	70	0.0143	92	0.0109
28	0.0357	50	0.0200	72	0.0139	94	0.0106
30	0.0333	52	0.0192	74	0.0135	96	0.0104
32	0.0313	54	0.0185	76	0.0132	98	0.0102
34	0.0294	56	0.0179	78	0.0128	100	0.0100
36	0.0278	58	0.0172	80	0.0125	102	0.0098
38	0.0263	60	0.0167	82	0.0122	104	0.0096
40	0.0250	62	0.0161	84	0.0119	106	0.0094

A pesar de que están asociados con las velocidades de flujo de profundidad promediada, que se pueden aplicar también en el modo de múltiples capas. Sin embargo, algunas imprecisiones pueden ocurrir en la estructura vertical de la velocidad, en particular cuando la velocidad de la profundidad promedio es cero. Alternativamente, la pared - ley logarítmica se puede aplicar. En este caso, se hace una distinción entre las camas lisas y rugosas. Para camas ásperas, el usuario debe solicitar una altura de rugosidad Nikuradse. Las formulaciones de fricción mencionados se derivan generalmente de condición de flujo casi constante (por ejemplo, flujo de un río). Sin embargo, los experimentos numéricos han indicado que la fórmula de Manning ofrece una buena representación de la dinámica de la onda en la zona de rompientes, e incluso mejor al devuelto por otras formulaciones de fricción. La opción por defecto es: Manning con un coeficiente de fricción constante en $m^{-1/3}$ s.

B.5.4.3 VISCOSITY

Con este comando opcional el usuario puede activar la mezcla turbulenta. Si no se utiliza este comando, SWASH no dará cuenta de la mezcla turbulenta. En SWASH se pueden especificar tanto las viscosidades horizontales y verticales. Tres modelos diferentes de viscosidad horizontales están disponibles, es decir, una viscosidad constante, el modelo de Smagorinsky y la mezcla de Prandtl hipótesis de longitud. La mezcla vertical puede ser modelado utilizando el modelo estándar k-ε.

VISCosity	[Horizontal	{	SMAgorinsky [cs]
				MIXing [lm]
		Vertical KEPS [cfk] [cfe]		

HORIZONTAL	indica que la mezcla horizontal se activará
CONSTANT	esta opción indica que se adoptará una constante viscosidad de remolino horizontal.
Visc	valor de viscosidad constante (en m^2/s).
SMAGORIN	indica que se utilizará el modelo Smagorinsky.
cs	Constante de Smagorinsky. Default: [cs] = 0.2.
MIXING	indica que se utilizará la longitud hipotética de mezcla de Prandtl
lm	longitud de mezcla (en metros).
VERTICAL	indica que la mezcla vertical se activará.
KEPS	indica que se utilizará el modelo estándar k-ε.
cfk	coeficiente vegetativo relacionado arrastrar por la energía cinética turbulenta. Por defecto: [CFK] = 0.07
cfe	coeficiente relacionado con el arrastre vegetativo por velocidad de disipación. Por defecto: [cfe] = 0.16.

B.5.4.4 BREAKING

Con este comando opcional, el usuario puede controlar la ruptura de la ola con resolución relativamente baja en la vertical. Si no se utiliza este comando, SWASH no dará cuenta de este control. Tenga en cuenta que SWASH de cualquier manera se disipará la energía debido a la ruptura de la ola. Al tener en cuenta la similitud entre las olas rompientes y en bore o movimientos de saltos hidráulicos, la disipación de energía debido a la ruptura de la ola estará intrínsecamente. Sin embargo, cuando se van a emplear un par de capas verticales, la cantidad de disipación de la energía puede ser subestimada debido a la imprecisión con la que la velocidad de fase en la cara frontal de la ruptura de la ola se aproximará. Para iniciar el proceso de ruptura de la ola correctamente, frentes de onda así como empujadas deben ser rastreados y esto puede ser controlado por la velocidad vertical de la superficie libre.

BR~~E~~aking [alpha] [beta]

alpha Parámetro de umbral en el que se iniciará la rotura. Nota: [alpha] > 0 Default: [Alfa] = 0.6.
beta Parámetro de umbral en el que se detiene la rotura. Nota: 0 < [beta] < [alfa]. Por defecto:
[beta] = 0.3.

B.5.5 PROPIEDADES NUMÉRICAS

Con este comando opcional el usuario puede incluir la presión no hidrostática en las ecuaciones de aguas poco profundas. Si no se utiliza este comando, SWASH no dará cuenta de presión hidrostática.

La suposición de la presión hidrostática se puede hacer en caso de propagación de las ondas largas, como las circulaciones oceánicas a gran escala, las mareas y las mareas de tormenta. Esta hipótesis no se sostiene en el caso de la propagación de las ondas cortas, flujos estratificados inestables, y otras aplicaciones a pequeña escala en donde la aceleración vertical sea dominante.

En SWASH están disponibles dos esquemas diferentes para el gradiente vertical de presión, es decir, la diferenciación clásica central (opción STANDART) y el esquema de Keller-box (opción BOX). La primera aproximaciones significativa especialmente para aplicaciones en estructuras verticales, por ejemplo, flujos estratificados con corrientes de densidad, resaca y los flujos de fondos más empinadas y varían rápidamente, mientras que el segundo se utiliza principalmente para la propagación exacta onda corta.

La integración en el tiempo del gradiente vertical de presión es el llamado esquema θ (una mezcla de esquemas explícitos e implícitos de Euler). Con [theta] = 0.5 tenemos el esquema precisa de Crank-Nicolson de segundo orden conocida con el error de truncamiento más pequeño, mientras que [theta] = 1 indica esquema implícito de Euler de primer orden. Tener en cuenta que sólo los valores de [theta] en el rango [0.5, 1] se permiten por razones de estabilidad.

B.5.6 COMANDOS DE SALIDA

Hay dos categorías de mandatos de salida:

1. Ubicaciones

Estos comandos definen un conjunto de ubicaciones de salida a la que el usuario requiere conocer. Cada conjunto está indicado con un nombre ('sname' en este manual), que debe ser único y no más de 8 caracteres de longitud.

FRAME	Sirve para definir un conjunto de ubicaciones de salida en una malla regular.
GROUP	Sirve para definir un conjunto de ubicaciones de salida en una malla regular o curvilínea.
CURVE	Sirve para definir un conjunto de ubicaciones de salida a lo largo de una curva
RAY	Para definir un conjunto de ubicaciones de salida a lo largo de una profundidad o curva de nivel inferior
ISOLINE	para definir un conjunto de ubicaciones de salida a lo largo de una profundidad o curva de nivel inferior
POINTS	para definir un conjunto de ubicaciones específicas

Comandos RAY e ISOLINE no se pueden utilizar en 1D. Si se da un nombre para dos conjuntos de ubicaciones de salida, el primer conjunto se pierde (por primera vez en la secuencia en el archivo de

comandos). Dos nombres especiales BOTTGRID y COMPGRID están reservados para su uso por SWASH. El usuario no puede definir conjuntos con estos nombres.

2. Escribir / parcela

Los comandos que se ponen en el archivo de salida (script) definiendo los lugares son:

BLOCK	Se escriben en una distribución espacial (sólo para los marcos y grupos)
TABLE	Sirve para definir la salida en forma de tabla

El comando BLOCK no se puede utilizar en 1D-MODE.

B.5.6.1 UBICACIONES

Con este comando opcional el usuario define la salida sobre una malla uniforme rectangular en un marco regular. Si el conjunto de ubicaciones de salida es idéntica a una parte de la malla de cálculo, entonces el usuario puede utilizar el comando alternativo GROUP.

FRaME 'sname' [xpfr] [ypfr] [alpfr] [xlenfr] [ylenfr] [mxfr] [myfr]

sname	nombre del marco definido por este comando
xpfr	coordenada x del origen de la trama, si las coordenadas cartesianas se utilizan en m si coordenadas esféricas se utilizan en grados.
ypfr	coordenada y del origen de la trama, si las coordenadas cartesianas se utilizan en m si coordenadas esféricas se utilizan en grados.
alpfr	dirección del eje x de la trama (en grados, convención cartesiano; debe ser 0 en el caso de coordenadas esféricas)
xlenfr	longitud de la trama en la dirección x si las coordenadas cartesianas se utilizan en m si las coordenadas esféricas se utilizan en grados
ylenfr	longitud de la trama en dirección y si las coordenadas cartesianas se utilizan en m si coordenadas esféricas se utilizan en grados
mxfr	número de mallas en la dirección x de la rejilla rectangular en el marco (uno menos que el número de puntos de la cuadrícula en esta dirección) por defecto: [mxfr] = 20
myfr	Número de mallas en la dirección Y de la cuadrícula rectangular en el marco (uno menos que el número de puntos de la cuadrícula en esta dirección). Por defecto: [myfr] = 20

C INFORMACIÓN DEL COBRAS

C.1 COMANDOS DE ENTRADA

Los comandos de entrada están divididos en 12 secciones. Cada una de ellas incluye información específica del caso a ejecutar y, por tanto, requiere de cierta información. Todas estas secciones, excepto la primera, están claramente identificadas en el fichero input. Dichas secciones son

1. Name of the project (*comentarios*)
2. Numerical parameters (*parámetros numéricos*)
3. Fluid parameters (*parámetros del fluido*)
4. Wave parameters (*parámetros del oleaje*)
5. Output format (*salida de resultados*)
6. Turbulence model (*modelo de turbulencia*)

7. Boundary type (*reflexión en los contornos*)
8. Sponge layer (*capa esponja*)
9. Free surface tracking method (*método de rastreo de la superficie libre*)
10. Restart controlling parameter (*parámetros de control de reinicio*)
11. Overtopping mass (*Cálculo del rebase*)

C.1.1 PARÁMETROS NUMÉRICOS

Este criterio es aplicable cuando no se produce la rotura del oleaje, es decir, cuando se cumple esta condición, $H/h > 0.5$. Por lo tanto, la ley de presiones debida al oleaje en el plano $x = 0$, tendremos:

Formado por 8 líneas de datos

1ª Línea: DELT, TWFIN, PRTDT, PLTDT

- DELT (>0.0, ~0.005) Paso de tiempo inicial de cálculo. Una vez empezado el cálculo, DELT puede cambiar su valor inicial si el ajuste automático del paso de tiempo está activado (AUTOT \neq 0).
- TWFIN (>0.0) Tiempo final de cálculo.
- PRTDT (>0.0) Paso de tiempo en el que se está escribiendo en los ficheros de salida Tipo 1. Si PRTDT > TWFIN el programa deja de escribir en fichero. La descripción de los ficheros Tipo 1 se encuentra en la sección 5.1.
- PLTDT (>0.0) Paso de tiempo en el que se está escribiendo en los ficheros de salida Tipo 1. Si PLTDT > TWFIN el programa deja de escribir en fichero. La descripción de los ficheros Tipo 1 se encuentra en la sección 5.2

2ª Línea: ALPHA, BETA, KL, KR, KT, KB, AUTOT

- ALPHA (~0.3) Controla el esquema de diferencias finitas de los términos advectivos en la ecuación de momento.

ALPHA	Términos advectivos – Ec. Cons. de Momento
0.0	Diferencias centradas
$0.0 < \text{ALPHA} < 1.0$	Interpolación celda donante
1.0	Celda donante (upwind)
$\text{ALPHA} > 1.0$	2º-orden van Leer

- BETA (1.0) Parámetro de evaluación, no debe ser cambiado
- KL, KR, KT, KB Condiciones de contorno para los contornos de la izquierda, derecha, superior e inferior: L, R, T y B, respectivamente.

KL, KR, KT, KB	Condición de contorno
1	Contorno rígido – deslizamiento libre
2	Contorno rígido – no deslizamiento
3	Contorno abierto
4	Periódico
5	Presión aplicada
6	Inyección/extracción específica de flujo

AUTOT (~1.0) Ajuste automático del paso de tiempo durante la simulación (AUTOT \neq 0). Si AUTOT es igual a cero el paso de tiempo a lo largo de la simulación es DELT.

3º Línea: NPACK, CON, DMPDT

NPACK (~0) Indicador que si es cero activa una concentración inducida del fluido (vertical, de arriba hacia abajo) en la función VOF tras los términos advectivos. Este indicador debe ser utilizado con cuidado ya que la concentración de fluido altera la superficie libre sin tener en cuenta el campo de velocidades del fluido.
0 = false, 1 = true.

CON (0.0 < CON \leq 0.5, ~0.3) Número de Courant máximo admisible.

DMPDT (> 0.0, ~mayor que TWFIN) Paso de tiempo para la escritura de los ficheros en binario.

4º Línea: DTMAX, IDIV

DTMAX (>0.0, ~0.5) Máximo paso de tiempo admitido.

IDIV (~0) Corrección de la divergencia en la función VOF tras la advección
0 : no corrección, \neq 0 : corrección.

5º Línea: ERRICCG, FCVLIM

ERRICCG (> mínimo del ordenador, ~1.0d-08) Criterio de convergencia para la resolución de la ecuación de Poisson

FCVLIM (0.0 < FCVLIM \leq 0.5, ~0.39) Número de Courant por encima del cual la re-computación del ciclo en curso se realiza con un paso de tiempo un 20% inferior.

6º Línea: FRCTN, CONSERVE

FRCTN (0.0 < FRCTN < 1.0, ~1.0 e-02) Fracción de densidad de fluido RHOF por debajo de la cual no se resuelven las ecuaciones de Navier Stokes. Las presiones y velocidades en aquellas celdas donde se cumpla que $\rho < \text{FRCTN} * \text{RHOF}$, se igualan a PSAT y 0.0 respectivamente.

CONSERVE Permite activar o desactivar los términos advectivos en la ecuación de momento.
~.false. Emplea un esquema no conservativo en diferencias finitas para toda la malla.
.true. Emplea un esquema conservativo en diferencias finitas para toda la malla. Aconsejable sólo en el caso de mallas uniformes.

7º Línea: ITMXICCG, SYM,

ITMXICCG (>0, ~500) Máximo número de iteraciones permitidas para la resolución de la ecuación de Poisson.

SYM (~.true.) Selecciona si durante la resolución de la ecuación de Poisson, la matriz a invertir es simétrica.
.true. Simétrica
.false. Asimétrica, SYM ha de ser .false. solo en caso en el que la condición de contorno mixta de Dirichlet y Neumann han sido formuladas

8º Línea: MAXVELCOMP, SETVELTOZERO

MAXVELCOMP (>0, ~15) Máxima velocidad admisible.

SETVELTOZERO (~.true.) Variable lógica para la máxima velocidad admisible.
.true. Las velocidades que alcanzan o superan el máximo se anulan.
.false. Asigna MAXVELCOMP a aquella velocidad que alcanza o supera la máxima velocidad admisible.

C.1.2 PARÁMETROS DEL FLUIDO

Formado por 4 líneas de datos:

1° Línea: XNU, ICYL, GX, GY, UI, VI

XNU (>0.0, ~1.0e-06) Viscosidad cinemática del fluido

ICYL (~0) sistema de coordenadas

0 : coordenadas cartesianas.

1 : coordenadas cilíndricas.

GX (~0.0) Aceleración de la gravedad en la dirección positiva de las x(r).

GY (~ -9.81) Aceleración de la gravedad en la dirección positiva de las y(z).

UI (~0.0) Velocidad inicial del fluido en la dirección positiva de las x(r).

VI (~0.0) Velocidad inicial del fluido en la dirección positiva de las y(r).

2° Línea: PSAT, RHOF

PSAT (~0.0d0.0) Presión (constante) en las celdas vacías.

RHOF (>0.0, ~1.0) Densidad de fluido en las regions con F=1.0. RHOF es un valor relativo, 1.0 se asocia a agua dulce.

Presiones y fuerzas se escalan de acuerdo a RHOF

3° Línea: UINF(n), VINF(n)

UINF(n) (~0.0) Velocidad del fluido en la dirección positiva de las x(r) en los contornos cuando los parámetros KB, KT, KL o KR son iguales a 6. El valor del índice "n" en el array UNIF corresponde al contorno específico:

1 = contorno inferior

2 = contorno superior

3 = contorno izquierdo

4 = contorno derecho

VINF(n) (~0.0) Velocidad del fluido en la dirección positiva de las y(r) en los contornos cuando los parámetros KB, KT, KL o KR son iguales a 6. El valor del índice "n" en el array VNIF corresponde al contorno específico:

1 = contorno inferior

2 = contorno superior

3 = contorno izquierdo

4 = contorno derecho

4° Línea: PBC(n)

PBC(n) (~0.0) Presión aplicada en los contornos cuando los parámetros KB, KT, KL o KR son iguales a 5. El valor del índice "n" en el array UNIF corresponde al contorno específico:

1 = contorno inferior

2 = contorno superior

3 = contorno izquierdo

4 = contorno derecho

C.1.3 PARÁMETROS DEL OLEAJE

El número de línea de datos es variable y depende del tipo de oleaje que se pretende generar.

1º Línea: AA, HO, NCENTER

AA Altura de ola.

HO Profundidad en la zona de generación del oleaje.

NCENTER Tipo de oleaje:

≤ 3: El oleaje es definido a partir de la definición de la posición de la superficie libre

XCENTER Posición de la cresta.

4: Stokes 2º Orden

XXT Período de la onda

ARETURN Parámetro (~1.0)

5: Onda solitaria

FXSTART Longitud característica:

$$l = \frac{FXSTART * HO}{\sqrt{AA/HO}} \quad (\sim 2.12)$$

Dean & Dalrymple (1991), p.315, ec. (11.87)

6: Generación por pala. Lee de un fichero ETA_PAD (3 columnas con información de tiempo, nivel y posición de la pala, 50 puntos).

7: Chorro horizontal.

UJET Posición del centro del chorro

VJET Ancho del chorro.

WJET Velocidad horizontal.

YJET Velocidad vertical.

8: Chorro vertical.

UJET Posición del centro del chorro.

VJET Ancho del chorro.

WJET Velocidad horizontal.

YJET Velocidad vertical.

14: Stokes 5º Orden (generado por pala)

24: Onda cnoidal.

XXT Período de la onda

ARETURN Parámetro (0.5-1.0, ~0.6)

34: Linear wave.

XXT Período de la onda

ARETURN Parámetro (0.5-1.0, ~1.0)

100: Función fuente (ver figura).

ISOURCES Celda inicial (x)

ISOURCEE Celda final (x)

JSOURCES Celda inicial (y)

JSOURCEE Celda final (y)

NSOURCE Tipo de oleaje

4: Stokes 2º orden

5: Onda solitaria

FXSTART (~2.12)

14: Stokes 5º orden

24: Onda cnoidal

34: Oleaje lineal

44: Oleaje irregular:

NWAVE: número de componentes

AAWAVE(NWAVE): Altura de ola RMS asociada a cada componente
TWAVE(NWAVE) Periodo asociado a cada componente
PWAVE(NWAVE) Fase angular asociada a cada componente
TSOURCE Periodo del oleaje

El oleaje es generado en el contorno izquierdo del dominio, excepto cuando NCENTER=100, o con cualquier otro tipo de condición diferente a la generación de oleaje es elegida. En ese caso, el contorno debe ser definido como KL=6.

C.2 MODELO DE TURBULENCIA

Formado por tres líneas de datos.

1° Línea: KEMODEL

KEMODEL Modelo de turbulencia :

- 0 : Sin turbulencia.
- 1 : Eddy viscosity lineal(medio isotrópico).
- 2 : Modelo ecuación k-l.
- 3 : Tensor de Reynolds.
- 4 : Eddy viscosity no lineal (medio anisótropo).

2° Línea: TICF, EDDYCOEF, KOPEN

TICF Semilla turbulenta inicial(~0.5).

EDDYCOEF Parámetro de comportamiento de la eddy viscosity (~50.0).

KOPEN Resolución de la turbulencia en la capa límite. Se recomienda KOPEN=1 en aquellos casos donde el tamaño de celda es insuficiente para definir el ancho de la capa límite.

3rd Line: TSWITCH,TCEL

TSWITCH .true. desactiva la turbulencia en el dominio contenido a la izquierda de TCEL.

 .false. Activa la turbulencia en el dominio contenido antes de TCEL

TCELL Celda final que define el área sin modelo de turbulencia

C.3 CONDICIONES DE CONTORNO

Formado por 1 o 2 líneas de datos.

NWEAKREF, NOPEN, ISLIP, NROUGH,MIRRORT

NWEAKREF Reflexión débil:

- 0 : Sin reflexión.
- 1 : Reflexión convencional.
- 2 : Considera la conservación de la masa en la reflexión del oleaje.

NOPEN Condición de radiación :

- 0 : Standard.
- 1 : Modificada por Pengzhi, 1998.

ISLIP Condición de deslizamiento en contornos sólidos

- 0 : Perfil logarítmico
- 1 : Deslizamiento libre standart.
- 2 : Sin deslizamiento.

NROUGH Contorno sólido rugoso (=1).

Si NROUGH = 1, se coloca un lienzo nueva con dos nuevos valores: SD, NKS.

SD: tamaño del sedimento (en metros).

NKS: coeficiente de rugosidad de Nikuradse, expresado como un % del valor anterior.

MIRRORT son parámetros ligados al transporte de contaminante.

C.4 RASTREO DE SUPERFICIE LIBRE

Formado por una línea de datos:

NFREE Tipo de rastreo:

1: Método VOF.

2: Método VOF. Crea un fichero de salida de superficie libre, ETA.

3: Método MAC.

≥4: Método Young (más aproximado pero no conservativo).

C.5 USO DE LA APLICACIÓN CORAL

Para la generación de mallas se ha desarrollado la interfaz gráfica CORAL. Nos permite generar todo tipo de geometrías: obstáculos (diques, cajones, etc), medios porosos (escolleras, núcleos, etc.) así como las condiciones geométricas iniciales de la superficie libre. En el presente apartado se procederá a realizar una descripción de la interfaz así como una introducción a su uso.

En la interfaz se distinguen tres áreas, en primer lugar el Área 1, en ella se representa gráficamente la geometría que se está diseñando así como la malla generada. En el Área 2 se encuentran los controles de zoom y de ajuste dinámico y estático de vista. En el Área 3 se localizan los menús de definición de malla y por último los menús de definición de obstáculos y medios porosos se localizan en el Área 4.

El primer paso a la hora de definir una malla es conocer el tamaño que ha de tener la misma, su dimensión en la dirección -x (horizontal) y su dimensión -y (vertical). En el caso que nos ocupa, la malla va a tener una longitud de 800 m y una altura de 120 m. Las dimensiones de la malla en el entorno gráfico CORAL, se definen en el Área 2, concretamente en los apartados Anchura (dirección -x) y altura (dirección -y).

A continuación hay que proceder a definir la geometría a simular. En el caso que nos ocupa la geometría consta de un gran trapecio que simula la batimetría, una banquetta formada por núcleo, manto primario y secundario, y finalmente un dique vertical. En el Área 4, se encuentran el menú de definición de obstáculos y medios porosos. Se entiende por obstáculos aquellos elementos de porosidad nula, que en nuestro caso van a ser el dique vertical y la batimetría. El resto de elementos son medios porosos: manto primario y secundario y núcleo.

El proceso a seguir para definir la geometría de un obstáculo o medio poroso es similar. En primer lugar hay que hacer clic sobre el botón generar malla, en el Área 2. A continuación se selecciona qué tipo geometría se va a definir, obstáculo o medio poroso. Seguidamente, en el Área 1 y en aquellas coordenadas que correspondan con los vértices de la geometría a dibujar, se va haciendo “clic” sucesivamente, hasta que se llega al último vértice donde se finaliza haciendo doble clic.

En el caso de no colocar un vértice en la coordenada precisa, se puede rectificar cliqueando sobre él mismo y arrastrando ligeramente el nodo. Activando así su campo y a continuación en el Área 3, se pueden colocar las coordenadas del mismo a través del teclado en el recuadro de coordenadas del nodo seleccionado. Por otro

lado, en el caso de introducir un vértice no necesario, la manera de eliminarlo es mediante un doble clic sobre el mismo.

De esta manera se construyen todos los medios porosos así como obstáculos existentes en nuestra geometría, así como el agua. Una vez definidas toda la geometría, queda por definir, las características del poroso. En el Área 4, al lado de los listados de medios porosos y obstáculos, al seleccionar un medio poroso se activa el menú de definición del poroso. Aquí se configura la porosidad lineal y no lineal (α y β), la permeabilidad, el coeficiente de masa añadida, el tamaño de grano (D_{50} en metros) y la porosidad. Tomando los datos ofrecidos por la tabla 1, caracterizamos el poroso. El valor de permeabilidad se utiliza únicamente en el caso de considerar un flujo tipo Darcy para el modelado del medio poroso. En caso contrario el valor introducido en la interfaz no se considera para el cálculo.

Lo que resta por definir para comenzar a ejecutar es el mallado. CORAL se caracteriza por generar mallas estructuradas, uniformes o no uniformes. Entendiendo por uniforme aquella malla cuyas celdas son de idéntico tamaño a lo largo de todo el dominio.

En el Área 2 se encuentra el submenú de definición de mallas. Se divide en dos, Subzonas en X y Subzonas. En ellas se recogen los parámetros necesarios para definir las características a lo largo de las dos direcciones principales del dominio. CORAL entiende por subzonas, a aquellas regiones de la malla cuyas características (tamaño de la celda en la dirección $-x$ o en la dirección $-y$) son similares. Dentro de ambos submenús se encuentran cinco conceptos: División, Centro, N° celdas a la Izq., N° celdas a la dch. y separación máxima de celda en el centro. En primer lugar, División hace referencia al punto donde comienza la malla, Centro, al la coordenada central de la subzona. N° celdas a la Izq y a la Dch, hace referencia al número de celdas a la izquierda ya la derecha del centro.

CORAL nos permite crear celdas de tamaño variable respecto al centro apoyándonos en la separación máxima respecto al centro. Esta hace referencia al tamaño máximo que admite para la celda adyacente al centro. En la simulación de estructuras marítimas generalmente se dispone de una malla variable desde la zona de generación hasta la zona de interés. La cual se estudia con una malla de tamaño homogéneo. Tras esta zona se dispone usualmente de una zona variable otra vez con el objetivo de economizar en el número de celdas y por tanto mejorar los tiempos de computación. Esto se realiza de la siguiente manera.

- Primera subzona: Se localiza su división en extremo donde se localiza el área de generación. Mientras que su centro se localiza en su extremo opuesto, a una distancia de la siguiente subzona igual al tamaño máximo de celda en el centro, o lo que es lo mismo a una celda de la siguiente subzona.
- Segunda subzona: La división se encuentra a una celda de la anterior subzona y el centro en el centro del área de interés. De tal manera que el número de celdas sea tal que la distribución de celdas resulte homogénea.
- Tercera subzona: Se localiza su división al término de la anterior subzona y el centro a una celda de distancia. De esta manera conseguiremos una malla variable de menor a mayor tamaño de celda, economizando por tanto en número de celdas.

En el contorno inferior de la interfaz del CORAL, se localizan cuatro botones, “Generar malla”, “Exportar malla”, “Información” y “Calidad de malla”. La función del primero consiste en generar la malla, una vez definidas sus características. El segundo, tiene como objetivos generar el archivo “Mesh.mes”, indispensable para la ejecución del COBRAS. “Información” muestra el número de celdas que posee la malla en la dirección $-x$ y en la dirección $-y$. Por último, el botón de “Calidad de malla”, despliega una ventana donde

se muestran dos gráficos. El primero ellos representa el tamaño de celda en la dirección $-x$ a lo largo de toda la malla. Siendo el eje de coordenadas el valor de $-x$ y entre paréntesis el índice “ i ” de la celda. Mientras que el eje de las ordenadas muestra el tamaño de celda. El segundo gráfico representa el mismo concepto pero en la dirección $-y$. Dentro de cada gráfica, además de la línea principal descrita, se muestra una línea secundaria (línea verde) que representa el gradiente de variación de celda, o lo que es lo mismo la derivada de la línea principal (tamaño de celda). Si el valor absoluto de ésta alcanzase un valor igual o superior a 0.05 (eje de las ordenadas derecho), el tramo de la curva principal donde esto ocurre se colocaría en rojo, indicándonos de que la variación es demasiado brusca, induciéndonos a modificar los parámetros de la malla. En caso de que la visualización del gráfico sea insuficiente, la ventana permite realizar un zoom en una zona determinada cliqueando con el botón izquierdo y arrastrando hasta crear un recuadro. Para deshacer el zoom, basta con clicar con el botón derecho.

D INFORMACIÓN DEL OPENFOAM

D.1 LIBRERIAS

El OpenFoam es una librería de cómputo por Volúmenes Finitos orientada a la operación de todo tipo de campos escalares, vectoriales y tensoriales. El usuario tiene, a partir de ella, la posibilidad de implementar solvers propios o utilizar los que son provistos seleccionándolos entre una amplia gama que incluye la simulación numérica directa, flujo a superficie libre (VOF), problemas multifluido, flujo incompresible, interacción fluido-estructura, tensiones en sólidos, etc. Los cálculos se llevan a cabo mediante código C++ compilado y haciendo uso de la paralelización con velocidades de ejecución y resultados acorde a códigos de primer nivel.

D.1.1 WAVE2FOAM

Ésta librería fue desarrollada por Jacobsen et al., (2012), se trata de una caja de herramientas que se utiliza para generar y absorber el oleaje, evitando la reflexión y para así no alterar la superficie libre del agua. Actualmente, el método se aplica en la zona de relajación con capas de esponja activas con una gran variedad de teorías de oleaje que son compatibles pudiendo tomar formas arbitrarias las zonas de relajación.

D.1.2 IHFOAM

Es un modelo numérico tridimensional de reciente creación, y por lo tanto en continuo desarrollo. Está basado en OpenFOAM, un modelo multifísica muy avanzado y robusto que actualmente tiene gran implantación en la industria. El modelo desarrollado se encuentra en el estado del arte de la ingeniería de costas, permitiendo la simulación de flujo bifase en el interior medios porosos y por lo tanto dotándolo de la capacidad de simular todo tipo de estructuras costeras. Entre sus características distintivas destaca la aplicación de condiciones de contorno de desarrollo propio que permiten la generación de todo tipo de oleaje (regular, irregular, solitaria...), ligada a un sistema de absorción activa. Esto supone un avance respecto la absorción mediante esponjas, al reducir el dominio a resolver. Otra de ellas es sin duda el cálculo de flujo en medios porosos, sin la cual quedaría reducido a la simulación de estructuras impermeables.

Adicionalmente, el mallado dinámico permite el cálculo de estructuras flotantes que interaccionan con los fluidos, respondiendo a las sollicitaciones en función de la geometría y las propiedades del sólido. Todas están definidas por el esfuerzo llevado a cabo por IH Cantabria en desarrollar un modelo numérico lo más realista posible y validado en un espectro muy amplio de casos de laboratorio.

IH-FOAM resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas por Reynolds en tres dimensiones para dos fases mediante volúmenes finitos. Dispone de un gran número de modelos de turbulencia, destacando el k- ϵ y k- ω SST. En caso de contar con medios porosos resuelve las llamadas ecuaciones VARANS (*Volume-Averaged/Reynolds-Averaged Navier-Stokes*), que promedian volumétricamente dichas zonas, como los mantos de los diques. El modelado de la superficie libre se lleva a cabo mediante la técnica VOF, lo que permite la caracterización de configuraciones de oleaje muy complejas de una forma simple.

D.2 MODELOS DE TURBULENCIA

El OpenFOAM cuenta con una amplia gama de métodos y modelos para simular la turbulencia, estos son:

Promediado de Reynolds (RAS), también conocido como Promediado de Reynolds-Navier-Stokes (RANS), en donde las ecuaciones de gobierno se resuelven conjuntamente promediada, incluyendo modelos apropiados para el efecto de la turbulencia.

Gran simulación de remolinos (LES) en estas se resuelven las ecuaciones que gobiernan a las grandes estructuras turbulentas en el flujo, mientras que el efecto de la sub-cuadrícula de escalas se modelan. La separación de escala se obtiene mediante la aplicación de un filtro para las ecuaciones que rigen que también influye en la forma de los modelos. La lista de estos modelos contiene información acerca de los modelos, filtros y funciones ancho del mismo.

Simulación Independiente de remolino (DES), es un método híbrido que trata a las regiones cercanas a la pared con un enfoque RAS y el flujo global con un enfoque LES.

Simulación numérica directa (DNS): Resuelve todas las escalas de la turbulencia mediante la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes numéricamente sin modelado de la turbulencia. Este tipo de simulaciones DNS se pueden realizar en OpenFOAM utilizando el solver de dnsFoam.

D.3 PARAVIEW

Todo software tiene un preproceso y postproceso. El paraview es una interfase gráfica entre el OpenFoam y usuario de postproceso, en la cual se puede observar el dominio, malla, obstáculos, así como los resultados de la interacción oleaje-estructura. En esta interacción grafica se pueden obtener los resultados recurriendo a los puntos, líneas y slices integrando con el tiempo.

E.1 VALIDACIÓN STAADPRO

Con la finalidad de validar el modelo estructural haremos uso de una barra con apoyos elásticos. Determinaremos la frecuencia o período natural de vibración del sistema mostrado en la **Figura E.1**. La barra tendrá una sección transversal de 5cm de ancho por 10cm de peralte, estará hecho de acero estructural, $P = 500\text{kg}$, los resortes tendrán una rigidez de 5,450 kg/m, $a=2\text{m}$, $b=1\text{m}$ y $L=4\text{m}$. Se depreciará el peso propio de la trabe.

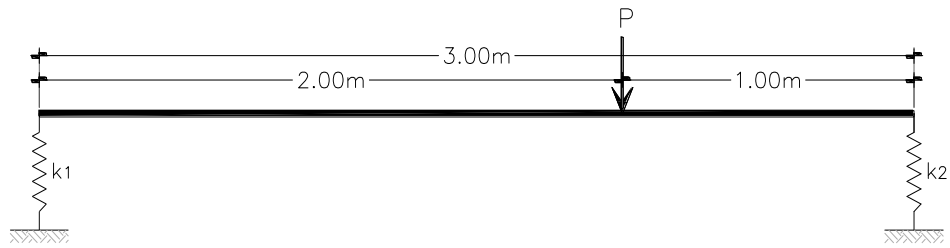


Figura E.1. Barra sobre dos apoyos elásticos.

Para obtener la rigidez equivalente, se considerará la rigidez considerando la barra infinitamente con resortes flexibles (ke_1) mas la rigidez con barra flexible y apoyos simples sin desplazamiento vertical (ke_2). Por lo tanto, la rigidez equivalente total será:

$$ke_T = \frac{ke_1 ke_2}{ke_1 + ke_2} \quad (3.27)$$

$$ke_1 = \frac{k_1 k_2 L^2}{a^2 k_1 + b^2 k_2} \quad (3.28)$$

$$ke_2 = \frac{6EIL}{ab[L^2 - b^2 - a^2]} \quad (3.29)$$

Sustituyendo las magnitudes conocidas, tendremos,

$$E := 2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$bw := 5\text{cm}$$

$$hf := 10\text{cm}$$

$$I := \frac{bw \cdot hf^3}{12}$$

$$E \cdot I = 8.5 \times 10^8 \cdot \text{kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$a := 2\text{m}$$

$$b := 1\text{m}$$

$$\text{Long} := a + b$$

$$k_1 := 5350 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$k_2 := k_1$$

$$P := 500\text{kg}$$

$$ke_1 := \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \text{Long}^2}{a^2 \cdot k_1 + b^2 \cdot k_2}$$

$$ke_2 := \frac{6 \cdot E \cdot I \cdot \text{Long}}{a \cdot b \cdot (\text{Long}^2 - b^2 - a^2)}$$

$$E = 2.04 \times 10^7 \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

$$I = 416.667 \text{cm}^4$$

$$E \cdot I = 85 \text{tonne} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Long} = 3\text{m}$$

$$k_2 = 5.35 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

$$ke_1 = 9.63 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$ke_2 = 1.913 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$ke2 := \frac{6 \cdot E \cdot I \cdot \text{Long}}{a \cdot b \cdot (\text{Long}^2 - b^2 - a^2)}$$

$$ke2 = 1.913 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$keT := \frac{ke1 \cdot ke2}{ke1 + ke2}$$

$$keT = 9.168 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\omega := \sqrt{\frac{keT \cdot g}{P}}$$

$$\omega = 13.41 \frac{1}{\text{s}}$$

$$Tp := \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$$

$$Tp = 0.469 \text{s}$$

$$f := \frac{1}{Tp}$$

$$f = 2.134 \frac{1}{\text{s}}$$

La **Figura E.2** muestra el modelo se ingresado al Staad Pro generando los resultados mostrados a continuación.



Figura E.2. Modelo en Staad Pro.

Al generar la corrida obtenemos el siguiente resultado, que para finalidades de comprobar se muestra la pantalla del resultado.

STAAD PLANE				STANDARD
				--- PAGE NO. 3
CALCULATED FREQUENCIES FOR LOAD CASE 1				
MODE	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)	ACCURACY	
1	2.134	0.46860	0.000E+00	

El mismo modelo se ingresó al Sap2000 generándose la **Figura E.4** con el resultado del periodo de vibración.

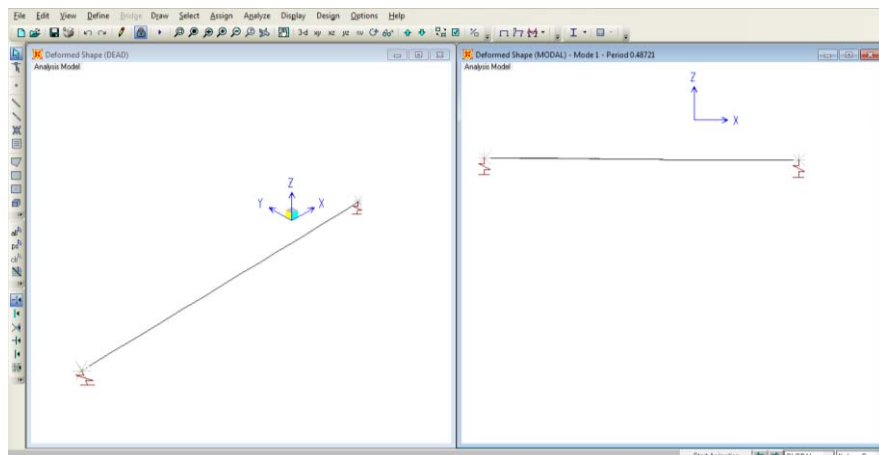


Figura E.4. Modelo en Sap2000.

Con la finalidad de comparar se tiene la **Tabla E.1**. Se observan alguna diferencia en el período natural del sistema al simularlo con el Sap2000.

Tabla E.1. Comparativo del período natural.

Concepto	Período (s)
Teoria	0.469
Staad Pro	0.469
Sap2000NL	0.487