



Modelo de evolución del perfil  
Transversal de playa



MANUAL DE REFERENCIA  
Petra 2.0



Ministerio de Medio Ambiente  
Dirección General de Costas

Universidad de Cantabria UC

G.I.O.C.

Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas





## MANUAL DE REFERENCIA

### Capítulo 1. ACERCA DE ESTE MANUAL

1. ACERCA DE ESTE MANUAL .....	1.1
1.1 Objetivos .....	1.1
1.2 Contenido .....	1.1

### Capítulo 2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO DEL PROBLEMA

2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO DEL PROBLEMA .....	2.1
2.1 Introducción.....	2.1
2.2 Modelo de evolución morfodinámica Petra .....	2.4
2.2.1 Estructura del modelo Petra.....	2.4
2.2.2 Módulo hidrodinámico.....	2.6
2.2.3 Módulo de transporte.....	2.7
2.3 Modelo de propagación del oleaje y de variaciones del nivel medio .	2.11
2.3.1 Modelo de disipación de Battjes y Janssen (1978) (BJ).....	2.15
2.3.2 Modelo de disipación Thornton y Guza (1983) (TG) .....	2.18
2.3.3 Modelo de disipación de Rattanapitikon y Shibayama (1998) (RS) .....	2.20
2.3.4 Modelo de disipación de Larson (1995).....	2.22



2.4 Modelo de corrientes netas en el fondo.....	2.26
2.4.1 Formulación de De Vriend y Stive (1987).....	2.26
2.4.2 Modelado de la turbulencia vertical.....	2.27
2.5 Modelo de transporte de sedimentos .....	2.28
2.5.1 Formulación de Ranasinghe et al. (1999).....	2.29
2.5.2 Transporte en la zona de ascenso-descenso.....	2.33
2.6 Modelo de conservación y estabilidad del sedimento.....	2.34
2.6.1 Ecuación de conservación del sedimento .....	2.34
2.6.2 Criterios de estabilidad.....	2.35

### **Capítulo 3. FORMULACIÓN NUMÉRICA DEL PROBLEMA**

3. FORMULACIÓN NUMÉRICA DEL PROBLEMA .....	3.1
3.1 Introducción .....	3.1
3.2 Discretización del dominio.....	3.1
3.3 Modelo de propagación de oleaje y de variaciones del nivel medio.....	3.2
3.4 Modelo de corrientes netas en el fondo y de transporte de sedimentos .....	3.6
3.4.1 Formulación de transporte de sedimento en la zona de ascenso- descenso .....	3.6



3.5 Ecuación de conservación del sedimento .....	3.8
3.5.1 Esquema de resolución .....	3.8
3.5.2 Paso de tiempo morfológico .....	3.9
3.5.3 Condiciones iniciales y de contorno .....	3.10
3.5.4 Filtros espaciales .....	3.11

## **Capítulo 4. VALIDACIÓN DEL MODELO PETRA**

4. VALIDACIÓN DEL MODELO Petra .....	4.1
4.1 Introducción .....	4.1
4.2 Validación del módulo de oleaje.....	4.2
4.2.1 Ensayos de laboratorio.....	4.2
4.2.2 Ensayos de campo.....	4.11
4.3 Validación del módulo de corrientes.....	4.14
4.3.1 Ensayos de laboratorio.....	4.14
4.3.2 Ensayos de campo.....	4.19
4.4 Validación del transporte de sedimentos y de evolución del perfil.....	4.22

## **Capítulo 5. BIBLIOGRAFÍA**

5. BIBLIOGRAFÍA .....	5.1
-----------------------	-----

## **CAPÍTULO 1**

---

### **ACERCA DE ESTE MANUAL**



## 1. ACERCA DE ESTE MANUAL

### 1.1 Objetivos

El presente manual comprende una descripción general de las ecuaciones y formulaciones numéricas aplicadas en el modelo Petra (modelo de evolución morfológica del perfil transversal de una playa), así como de la estructura del programa. El programa Petra forma parte del modelo de análisis a corto plazo de playas, Acordes.

Los objetivos principales de este manual son:

1. Dar una idea general al usuario de las ecuaciones aplicadas en el modelo Petra, sin profundizar en deducciones teóricas, pero sí planteando muy claramente las hipótesis en las cuales se fundamentan y su rango de aplicación. Si el usuario desea analizar con más detalle alguno de estos aspectos, al final del texto se presenta una lista de referencias de cada uno de los temas.
2. Comprobar, mediante la validación del modelo, que los procesos físicos a los que se ve sometido el perfil de playa están siendo modelados de forma adecuada.
3. Describir la estructura global del modelo, así como detallar las interacciones entre los diversos módulos del mismo.

### 1.2 Contenido

En el capítulo 2, se plantea teóricamente el problema de la evolución morfológica del perfil de playa.

En el capítulo 3, se plantea el modelo numérico de discretización de las ecuaciones, resolución de las mismas y condiciones de contorno.

En el capítulo 4, se validan los diferentes módulos del modelo tanto en ensayos de laboratorio como de campo.

En el capítulo 5, se incluyen las referencias.

## **CAPÍTULO 2**

### **PLANTEAMIENTO TEÓRICO DEL PROBLEMA**



## 2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO DEL PROBLEMA

### 2.1 Introducción

El modelo Petra es un modelo numérico que resuelve, para un perfil de playa, las ecuaciones del flujo de sedimentos dentro de la zona de rompientes, así como los cambios en la batimetría asociados a las variaciones espaciales del transporte de sedimentos. La magnitud del transporte es función de las características del medio (agua, sedimento y batimetría) y de las condiciones hidrodinámicas (oleaje y corrientes inducidas por el mismo).

Los modelos morfodinámicos para un transecto transversal de la zona de rompientes son utilizados para predecir la evolución morfológica de un perfil de playa (a corto plazo) sometido a la acción de unas determinadas condiciones de oleaje. El concepto “corto plazo” debe entenderse como la escala temporal de validez del modelo (horas-días). Por tanto, este tipo de modelos es útil para simular el comportamiento de una playa (volumen de arena erosionada, retroceso de la línea de costa) sometida a la acción de un temporal (figura 2.1).

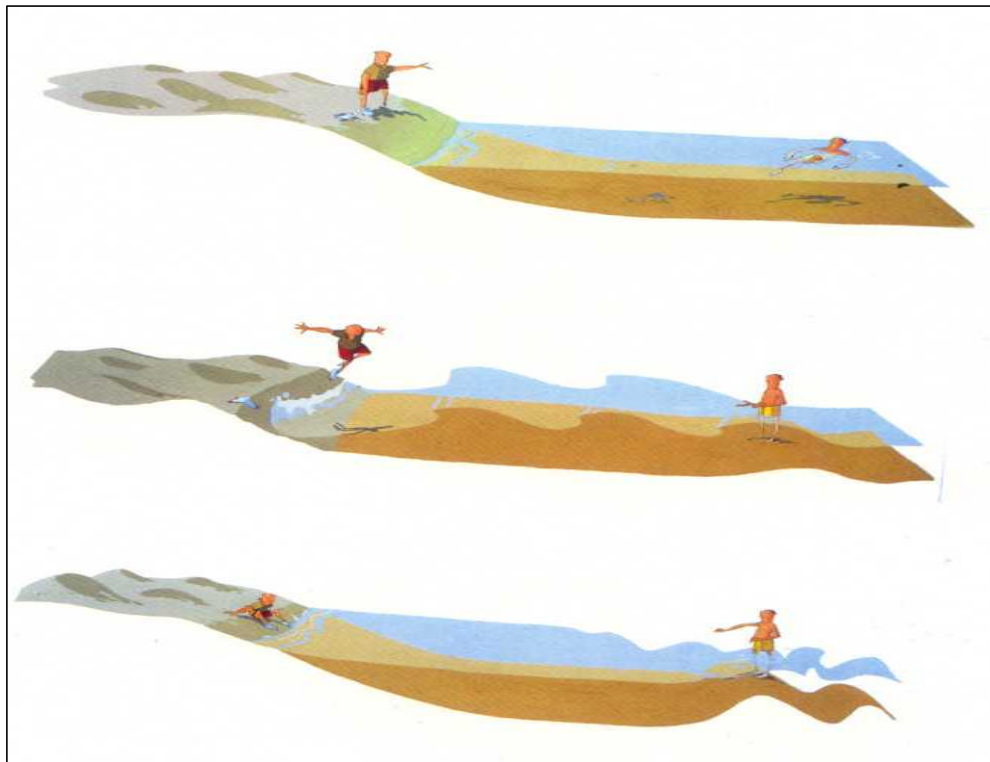


Figura 2.1. Perfil sometido a la acción del temporal.





Este modelo se enmarca dentro de las herramientas para el prediseño y diseño a corto plazo de playas (ver Documento Temático de Regeneración de Playas). El objetivo es conocer la respuesta del perfil ante un evento de temporal en términos de:

- (1) retroceso de la línea de costa
- (2) forma final del perfil (figura 2.2).

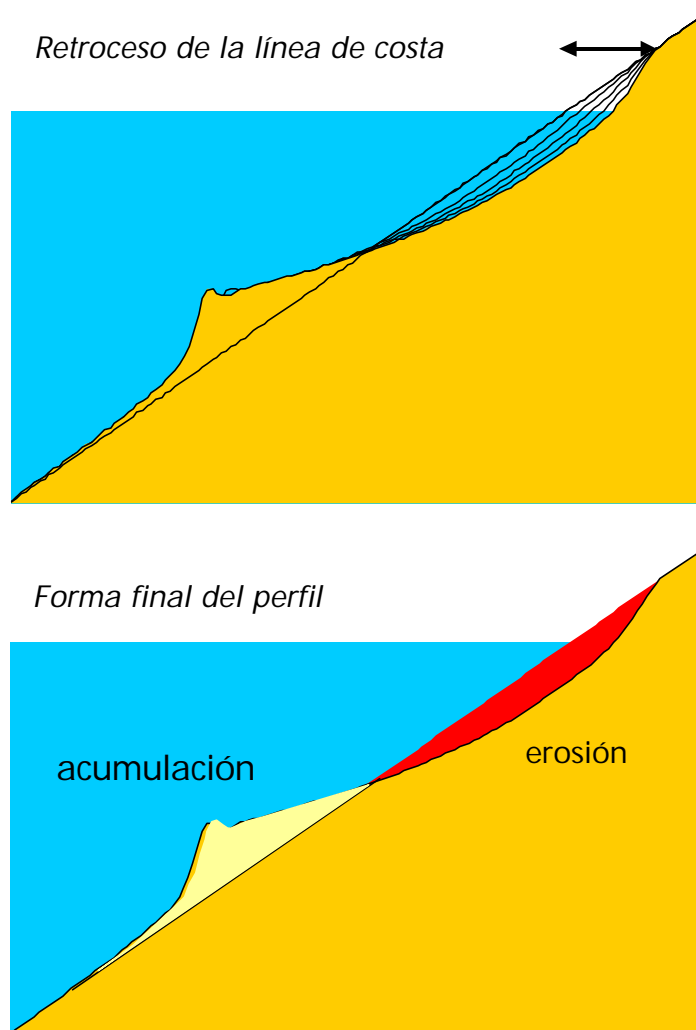


Figura 2.2. Respuesta del perfil.



Los cambios en el perfil de playa debido a la acción del oleaje en geometrías arbitrarias han sido, y son, un reto para el ingeniero de costas en los últimos 15 años. Diversas son las aproximaciones que se han realizado en función del tipo de problema a resolver, del tipo de playas y de las condiciones hidrodinámicas y de las escuelas de los grupos de investigación. Así, Zheng y Dean (1997) separan los modelos de evolución del perfil de playas en dos grandes grupos:

- modelos de bucle abierto, o basados en procesos,
- modelos de bucle cerrado, o basados en el equilibrio.

Los modelos de bucle abierto no asumen a priori ningún perfil final y modelan el transporte de sedimentos en función del flujo y de las concentraciones del sedimento. (Roelvink y Broker, 1993; Nairn y Southgate, 1993; Rakha y Kamphuis, 1997; Rakha et al., 1997; Leont'yev, 1996). La esencia de los modelos de bucle cerrado consiste en hacer tender el perfil inicial a una forma preestablecida, dependiente del clima marítimo y del sedimento (Larson y Kraus, 1989, 1990, 1991; Wise et al., 1996; Larson, 1996; Zheng y Dean, 1997; García, 2000).

El modelo Petra pertenece al primer grupo, modelo de bucle abierto o basado en procesos. El modelo se basa en el modelado de los procesos físicos que afectan al perfil de playa, propagación del oleaje, corrientes de retorno, transporte de sedimentos y variación de la batimetría. En general, se admiten unas condiciones hidrodinámicas estacionarias durante un intervalo de tiempo determinado, que dan lugar a una variación del fondo. Con el nuevo perfil se recalculan las condiciones hidrodinámicas y los nuevos flujos de transporte. Se realiza este ciclo cerrado hasta la finalización del evento que se desea simular, ver figura 2.3.

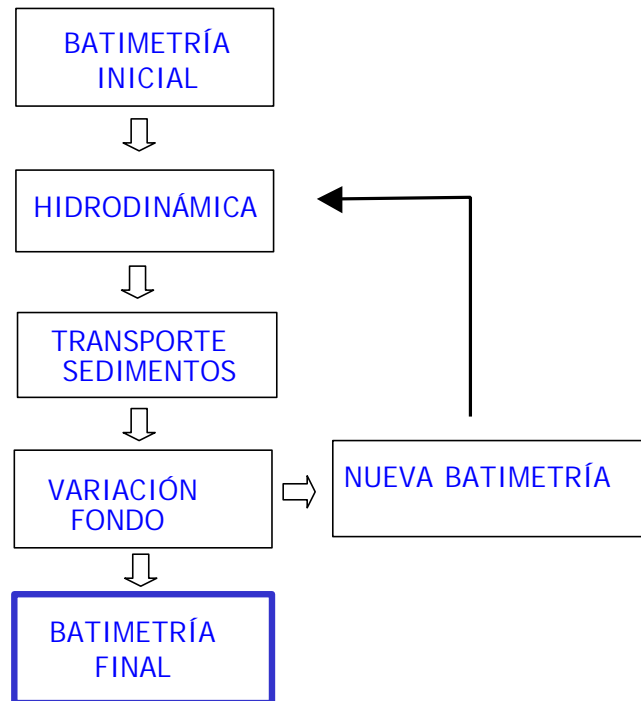


Figura 2.3. Diagrama de flujo de un modelo de evolución del perfil

## 2.2 Modelo de evolución morfodinámica Petra

### 2.2.1 Estructura del modelo Petra

En la simulación de la evolución morfológica de un perfil de playa es necesario que cada uno de los elementos que modelan los procesos físicos estén perfectamente integrados dada la fuerte dependencia que existe entre ellos:

- oleaje
- corrientes
- transporte de sedimentos
- variaciones del fondo.

En la figura 2.4 se muestra un organigrama más detallado de la estructura del modelo. Con la batimetría inicial y las características del sedimento definidas en  $t_0$ , se procede a la descripción del clima marítimo en el contorno mar adentro (nivel de marea y características del estado de mar). Una vez conocido el clima marítimo en



el contorno, se procede al cálculo de la hidrodinámica inducida por el oleaje (propagación del oleaje y corrientes en el fondo). Con estas condiciones hidrodinámicas, la batimetría y las características del sedimento, el programa calcula el transporte de sedimentos. A partir de los flujos de transporte se obtiene la tasa temporal de variación del fondo. El paso de tiempo morfodinámico  $\Delta t_m$  depende de un criterio de estabilidad basado en una máxima variación del fondo admitida.

Una vez definido el paso de tiempo se resuelve la ecuación de conservación del sedimento. Con la nueva batimetría y con el clima marítimo definido en  $t = t + \Delta t_m$  se procede al recálculo de las condiciones hidrodinámicas. El modelo finaliza al completarse la duración del evento ( $t_f$ ) que se está simulando.

A continuación se pasa a describir de forma resumida el tipo de modelo que se ha escogido para cada uno de los módulos de Petra.

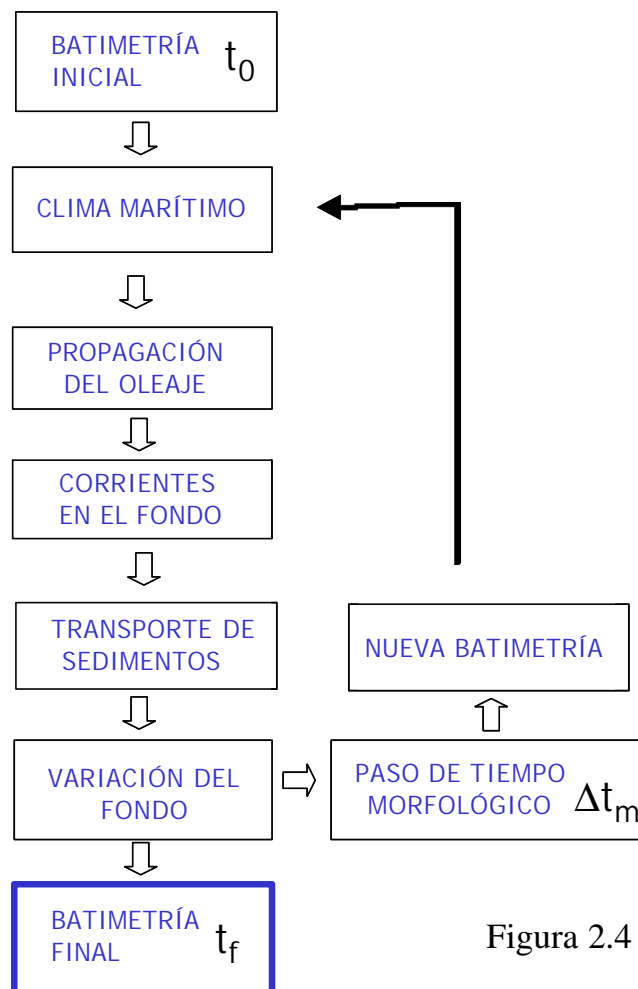


Figura 2.4



### **2.2.2 Módulo hidrodinámico**

Los modelos hidrodinámicos que se pueden utilizar en un modelo de evolución de perfil de playa son los siguientes (Roelvink y Broker, 1993):

- Modelos que promedian la fase.
- Modelos que promedian la fase con dependencia temporal.
- Modelos que resuelven la fase (tipo Boussinesq).
- Modelos que resuelven las ecuaciones completas de Navier-Stokes en 2DV.

En los modelos que promedian la fase se resuelven primeramente dos ecuaciones diferenciales estacionarias para obtener la energía del oleaje y las variaciones del nivel medio. Las ecuaciones son las de acción de onda y la ecuación de momentum promediada en el tiempo e integrada en vertical en la dirección del perfil. Para resolver estas ecuaciones, son necesarios diversos modelos de cierre como por ejemplo los de Battjes y Janssen (1978), Thornton y Guza (1983) o Dally et al. (1985). Una vez conocida la propagación del oleaje y la evolución del nivel medio, se puede estimar la distribución en vertical de la velocidad media resolviendo la ecuación de momentum promediada en el tiempo. Existen diversas aproximaciones a la resolución de esta corriente o “undertow” como por ejemplo la de Svendsen (1984) o De Vriend y Stive (1987).

Los modelos que promedian la fase con dependencia temporal resuelven, como los anteriores, la propagación del oleaje con la ecuación de acción de onda y las variaciones del nivel medio con la ecuación de balance de momentum en la dirección del perfil. Estos modelos tienen la ventaja de simular la propagación de grupos de ondas y la generación de onda larga por la rotura del oleaje (List, 1992; Méndez, 1996). Sin embargo, al resolver estas ecuaciones en su forma no estacionaria requieren un alto costo computacional, lo cual hace inviable su incorporación en un modelo morfodinámico.

De la misma manera, los modelos que resuelven la fase tipo Boussinesq o los modelos que resuelven las ecuaciones completas de Navier-Stokes no son aptos, de momento, para modelar las condiciones hidrodinámicas en un modelo de evolución. No obstante, cabe señalar que Rakha et al. (1997) han desarrollado el primer modelo de evolución del perfil con un modelo hidrodinámico que resuelve las ecuaciones de Boussinesq.



Tras un exhaustivo estudio de los modelos hidrodinámicos que se utilizan en el modelado de la evolución del perfil de playa se llega a la conclusión de que un modelo que promedie la fase es el óptimo para los objetivos que se persiguen. En los apartados 2.3 y 2.4 se describen con detalle las características del módulo hidrodinámico así como los modelos de cierre que se han considerado.

### **2.2.3 Módulo de transporte**

En un modelo de evolución del perfil basado en procesos, la distribución del transporte de sedimentos a lo largo del perfil se calcula a partir de la batimetría del perfil, las características del sedimento y las condiciones del estado de mar en el límite mar adentro del perfil:

$$\bar{q}(x) = f(z_b, \text{sedimento}, \text{estado de mar})$$

donde,

$\bar{q}$  es la tasa volumétrica de transporte promediada en una escala de tiempo superior al período de oleaje;

$z_b$  es la coordenada vertical que define el fondo.

La tasa de transporte de sedimentos se puede expresar como:

$$\bar{q}(x) = \frac{1}{Dt} \int_t^{t+Dt} \int_{z_b}^{z_s} u(x, z, t) C(x, z, t) dz dt$$

donde,

$u$  es la velocidad horizontal;

$C$  es la concentración volumétrica de sedimento;

$Dt$  es el paso de tiempo morfológico;

$z_s$  es la cota que define la superficie libre.

La solución de esta ecuación requiere el conocimiento del campo de velocidades y de concentraciones en sus diferentes escalas:



- turbulencia;
- oleaje (variación de alta frecuencia);
- grupos de ondas y ondas largas (variación de baja frecuencia);
- escala temporal de variación de los parámetros del campo de oleaje.

Esta última escala se refiere también a la escala gobernada por el paso de tiempo morfológico.

De esta manera, se puede escribir (Roelvink y Broker, 1993; Ruessink et al., 1999):

$$u = \bar{u} + u_{lo} + u_{hi} + u'$$

$$c = \bar{c} + c_{lo} + c_{hi} + c'$$

donde la barra se refiere al promedio temporal, los subíndices “lo” y “hi” se refieren a la variación de baja frecuencia (low) y alta frecuencia (high), respectivamente. Las variaciones turbulentas se definen con “prima”. Con esta separación en escalas temporales la tasa  $\bar{q}(x)$  se puede escribir como:

$$\bar{q}(x) = \frac{1}{Dt} \int_t^{t+Dt} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{u}\bar{c} + u_{lo}c_{lo} + u_{hi}c_{hi} + u'c') dz dt$$

donde sólo los productos de términos de la misma escala temporal son no nulos. Cada uno de los términos contribuye al transporte de diferente forma:

- El primer término, relacionado con la corriente y concentración media, domina en casos de fuerte erosión donde la corriente de undertow es importante aunque también puede tener importancia fuera de la zona de rompientes.
- El segundo término está relacionado con los grupos de ondas. Las variaciones de la energía del oleaje y del tensor de radiación asociado con los grupos de ondas genera una oscilación de onda larga. Aunque esta oscilación no es capaz de mover mucho sedimento, la correlación existente entre las variaciones de la velocidad orbital y la variación de la concentración puede ser elevada, dando lugar a una importante aportación de este término.



- El tercer término está relacionado con la asimetría del oleaje y los desfases temporales dentro de un período de la onda. La velocidad orbital es el principal agente que remueve el sedimento. En la zona de asomeramiento y debido a la asimetría de la onda (velocidades mayores en dirección a la costa) se produce un transporte neto hacia la orilla.
- El efecto de las fluctuaciones de la velocidad horizontal es generalmente pequeño en comparación con los otros 3 términos y se suele despreciar.

Existen diversos modelos de transporte que intentan responder a las cuestiones que plantea un modelo de evolución de perfil. Así, Roelvink y Broker (1993) clasifican los modelos de transporte en tres categorías:

- modelos dominados por el flujo medio;
- modelos energéticos;
- modelos que resuelven el transporte dentro del período o no promediados.

### ***2.2.3.1 Modelos dominados por el flujo medio***

Para los casos donde la contribución de  $\overline{uc}$  es predominante, el transporte puede simplificarse y queda:

$$\overline{q}(x) \approx A \int_{z_b}^{z_s} \overline{uc} dz$$

donde el factor  $A$  intenta aglutinar los términos que se han despreciado.

Este modelo es útil para predecir la erosión durante fuertes temporales, aunque bajo condiciones moderadas los procesos físicos no se modelan de manera adecuada.





### 2.2.3.2 Modelos energéticos

En los casos donde el perfil de velocidades horizontales es prácticamente uniforme en la capa donde se produce la mayor parte del transporte, se puede simplificar la integral vertical del flujo de sedimento al producto de la carga total de sedimento por la velocidad a un cierto nivel de referencia. Si además, la mayor parte del transporte se produce en una capa cercana al fondo, donde la concentración depende de los cambios en la velocidad, se puede asumir que la carga total es función de la velocidad instantánea de referencia  $u_{ref}$ . De esta manera, el transporte se expresa como:

$$\bar{q}(x) = \overline{u_{ref} \cdot L(u_{ref})}$$

donde  $L(\ )$  es la función que define la carga de sedimentos.

Bowen (1980) fue el primero que aplicó este concepto para el transporte a lo largo del perfil utilizando la formulación de Bagnold (1966) para transporte por fondo y por suspensión. En esta formulación la carga total de transporte es proporcional a una potencia de la velocidad cerca del fondo, pudiéndose expresar como una combinación lineal de los momentos de la velocidad, los parámetros del sedimento y la pendiente del fondo. Bailard (1982) rederivó esta formulación y le dio la notación que hoy en día se utiliza. Posteriormente, Guza y Thornton (1985) analizaron los efectos de la no-linealidad y de la aleatoriedad del oleaje en los momentos de la velocidad. Stive (1986) incorporó al modelo la asimetría del oleaje añadiendo a la velocidad orbital un superarmónico (solución de onda no lineal de 2º orden o Stokes II). Por último, Ranasinghe et al. (1999) tiene en cuenta para los términos de asimetría de la onda el porcentaje de olas sin romper a lo largo del perfil.

### 2.2.3.3. Modelos que resuelven el transporte dentro del período

Estos modelos resuelven la ecuación de transporte en su forma completa: requieren la serie temporal de velocidades horizontal y de concentración en todos los puntos (tanto en vertical como a lo largo del perfil). Por tanto, requieren una descripción completa de la hidrodinámica y de la viscosidad de remolino, en la zona de rompientes. La ventaja de estos modelos es la de intentar tener en cuenta los procesos físicos a una escala de tiempo inferior al período, por lo que



conceptualmente son muy válidos. Sin embargo, su aplicación a modelos de evolución de perfil, hoy en día, es limitada debido a los fuertes gradientes horizontales que produce la formulación. Una solución a este problema es la utilización de filtros espaciales que “suavizan” la tasa de transporte.

#### 2.2.3.4 Conclusiones

Una vez descritas las características de cada modelo de transporte y conocidos los objetivos del modelo de evolución de perfil, se ha optado por un modelo energético tipo Bailard cuyas características se detallan en el apartado 2.5.

### 2.3 Modelo de propagación del oleaje y de variaciones del nivel medio

Como ya se ha comentado en el apartado anterior el modelo Petra emplea formulaciones promediadas en la fase (*phase-average*) para calcular la envolvente del campo de oleaje. De forma simultánea, se evalúan las variaciones del tensor de radiación y, por tanto, la alteración del nivel medio por efecto de la presencia del oleaje, utilizando teoría lineal.

Los modelos de propagación del oleaje que emplean formulaciones promediadas en la fase resuelven la ecuación de conservación de flujo de energía,

$$\frac{\partial(Ec_g \cos \mathbf{q})}{\partial x} = -D_b$$

y la irrotacionalidad del número de onda (ley de Snell para batimetría recta y paralela),

$$\frac{\partial k_p \sin \mathbf{q}}{\partial x} = 0$$

donde

- $E = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2$ , es la energía del oleaje;
- $\rho$  es la densidad del agua ( $\rho = 1025 \text{ kg/m}^3$ );
- $g$  es la aceleración de la gravedad ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ );
- $H_{rms}$  es la altura de ola cuadrática media;
- $c_g = \frac{c_p}{2} \left( 1 + \frac{2k_p d}{\sinh 2k_p d} \right)$  es la celeridad de grupo correspondiente al período de pico  $T_p$ ;
- $c_p = \frac{\omega}{k_p}$ , es la celeridad para  $T_p$ ;
- $\omega$  es la frecuencia angular correspondiente al período de pico,  $\omega = \frac{2\pi}{T_p}$ ;
- $k_p$  es el número de onda correspondiente al período de pico  $T_p$  que cumple la relación de dispersión de teoría lineal;
- $d$  es la profundidad de agua,  $d = h + \bar{h}$ ;
- $h$  es el calado respecto al nivel medio del mar en reposo (NMMR);
- $\bar{h}$  es la sobreelevación del nivel medio;
- $q$  es el ángulo medio del oleaje respecto al eje  $x$ ;
- $x$  es la distancia en la dirección perpendicular a la costa;
- $\bar{D}_b$  es la tasa de disipación de energía.

En la figura 2.5 se muestra el sistema de referencia adoptado, colocando el origen de coordenadas en  $x$  en el inicio del perfil (donde se establece la condición de contorno del estado de mar) y el origen en  $z$  en el NMMR.

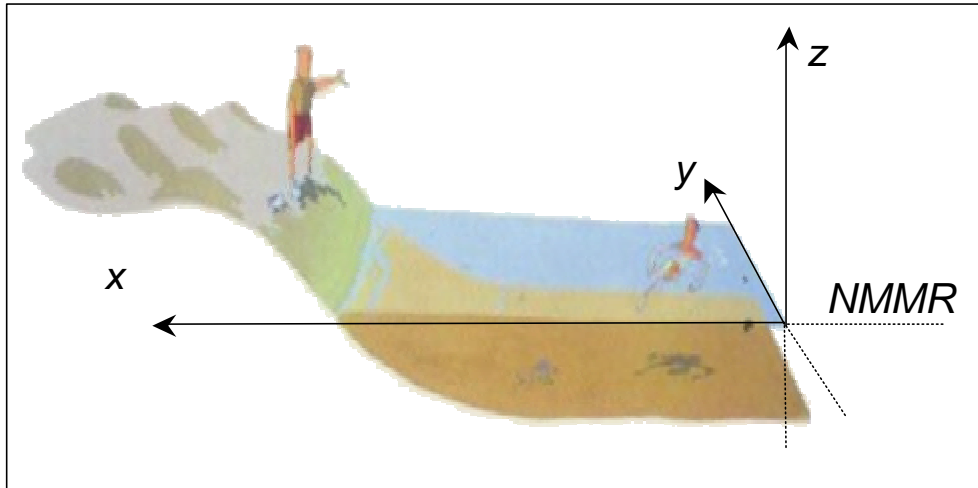


Figura 2.5

La evolución del nivel medio se obtiene de forma simultánea al oleaje, puesto que son dependientes, resolviendo la ecuación de balance de cantidad de movimiento en la dirección  $x$ :

$$\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} = -r g d \frac{\partial \bar{h}}{\partial x}$$

donde la componente  $S_{xx}$  del tensor de radiación es  $S_{xx} = E \left[ \frac{C_g}{C_p} (\cos^2 \mathbf{q} + 1) - \frac{1}{2} \right]$ .

En la figura 2.6 se muestra, a modo de ejemplo, los resultados que se van a obtener y que van a utilizar los restantes módulos de Petra como datos de entrada: evolución de la altura de ola cuadrática media, del ángulo de incidencia, de las variaciones del nivel medio y de la proporción de olas rotas ( $Q_b$ ).

En cuanto a la modelación de la tasa de disipación  $\bar{D}_b$  se han utilizado cuatro modelos diferentes: Battjes y Janssen (1978), Thornton y Guza (1983), Rattanapitikon y Shibayama (1998) y Larson (1995). Los dos primeros basados en un modelo de disipación de tipo resalto hidráulico y los otros dos en la hipótesis propuesta por Dally *et al.* (1985).

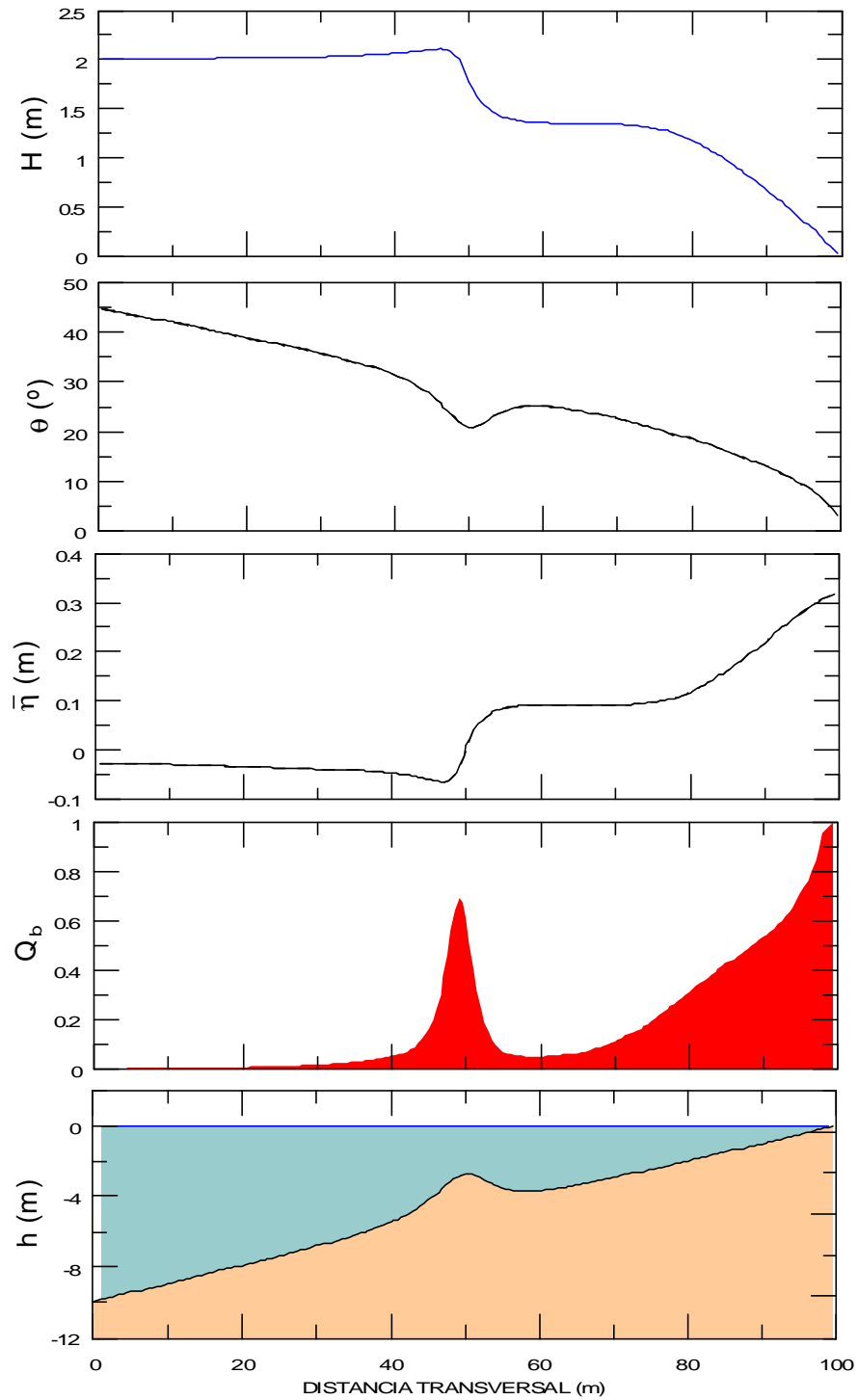


Figura 2.6

Es importante tener en cuenta las simplificaciones que se han adoptado en la descripción del estado de mar. Así, los modelos utilizan para caracterizar el oleaje  $T_p$  como período del estado de mar y  $q$  como dirección media, dejando la aleatoriedad del oleaje exclusivamente a la altura de ola. Por tanto, la hipótesis que se está aceptando es que el espectro de energía es estrecho en frecuencias y en direcciones.

Un aspecto importante a considerar en los modelos utilizados es la vinculación existente entre la ecuación de conservación de flujo de energía y la ecuación de variación del nivel medio. Así, los modelos de Battjes y Janssen (1978), Thornton y Guza (1983) y Larson (1996) resuelven de manera simultánea ambas ecuaciones (para la tasa de disipación utilizan la profundidad local total  $d = h + \bar{h}$ ). Sin embargo, el modelo de Rattanapitikon y Shibayama (1998) utiliza como calado  $h$ , por lo cual la resolución de la ecuación de nivel medio se realiza posteriormente al cálculo de la evolución de la altura de ola.

A continuación se pasa a detallar cada una de las formulaciones con los valores de los parámetros que se han utilizado.

### **2.3.1. Modelo de disipación de Battjes y Janssen (1978) (BJ)**

Este modelo predice la transformación de la altura de ola media cuadrática  $H_{rms}$  debido a la disipación por rotura del oleaje. Se fundamenta en la hipótesis de que la distribución de las alturas de ola, asociada a un  $H_{rms}$ , es del tipo Rayleigh. Dicha distribución de alturas de ola es truncada a partir de una altura de ola máxima que permite una profundidad dada. Esta energía truncada permite calcular la tasa de energía media a ser disipada,  $\bar{D}_b$ .

#### ***Tasa de disipación***

La tasa de disipación por rotura de una sola onda independiente se asocia a la energía disipada por un “bore” en flujo uniforme. Esto permite definir una relación del orden de magnitud de la tasa de disipación de energía por unidad de área  $D$ :

$$D \approx 1/4 f r g \frac{H_b^3}{d_b}$$



donde  $f$  es la frecuencia de la onda,  $H_b$  la altura de ola (cresta-seno) cuando rompe y  $d_b$  la profundidad donde rompe la onda.

La extensión a oleaje irregular de la tasa de disipación ( $\bar{D}_b$ ) debe tener en cuenta la aleatoriedad de las olas y el hecho de que no todas las olas que pasan por un punto rompen. Por lo tanto, el modelo BJ asume como hipótesis que:

1. La frecuencia de pico del temporal a propagar,  $f_p$ , se usa como frecuencia  $f$ . Lo que presupone que la disipación es independiente de la frecuencia.
2.  $H_b$  es la máxima altura de onda monocromática que pasa sin romper, en un punto con profundidad,  $h_b$ . El modelo BJ aplica una expresión del tipo Miche (1954) para definir  $(H_b/h_b)$ , como se verá más adelante.
3.  $H_b/h_b \sim 0$  (1) en la zona de rompientes.
4. La distribución de alturas de ola en la zona de rotura, se asume del tipo Rayleigh. Ésta al ser truncada para  $H > H_b$  permite definir una expresión para la fracción de olas rotas  $Q_b$ , en una determinada profundidad.
5. Todas las olas rotas tienen una altura de ola igual a  $H_b$ .
6. Solo se considera balance de flujo de energía en la dirección  $x$ .
7. No tiene en cuenta la recomposición de olas en perfiles con barras.

Con lo cual, la tasa de disipación media de un oleaje  $\bar{D}_b$  se plantea como:

$$\bar{D}_b = \frac{\mathbf{a}_1}{4} Q_b f_p \mathbf{r} g H_b^2$$

donde  $\mathbf{a}_1$  es una constante de orden uno. Si  $Q_b=1$ , la disipación corresponde con la de una onda de altura  $H_b$ . Cuando se incluye  $Q_b$ , se está obteniendo la disipación total dividida entre todas las componentes, con lo cual,  $\bar{D}_b$  es una disipación media asociada al oleaje propagado.

### ***Altura de ola de rotura***

En cuanto a la altura de ola de rotura,  $H_b$ , el modelo BJ aplica el modelo de Miche (1954), con una ligera modificación al incluir el parámetro de rotura  $\gamma$ :



$$H_b = 0.88k_p^{-1} \tanh \left( \frac{g k_p d}{0.88} \right)$$

donde  $k_p$  es el número de onda definido a partir de la relación de dispersión lineal, con la frecuencia pico inicial ( $f_p$ ),  $d$  es la profundidad local del agua y  $g$  la relación de altura de ola y profundidad del agua ( $g = \frac{H_b}{d}$ ). Obsérvese en la fórmula anterior que para profundidades muy reducidas ( $d \ll H_b$ ) tiende a  $gd$ .

Nairn (1990) incluye una serie de datos de bajo peralte de ola, medidos en Leadbetter beach, California, obteniendo para  $a_l = 1$  el siguiente ajuste para el parámetro  $g$ :

$$g = 0.39 + 0.56 \tanh(33S_0)$$

donde  $S_0$  es el peralte de ola en profundidades indefinidas, definido como ( $S_0 = H_{0rms}/L_{p0} = 0.64 H_{0rms} f_p^2$ ).

### ***Fracción local de olas rotas, $Q_b$***

Tal y como se dijo anteriormente, el modelo BJ asume que la función de probabilidad de distribución de altura de olas (rotas o no rotas) en un punto dado, es del tipo Rayleigh. En aguas reducidas, la distribución de Rayleigh es truncada para  $H > H_b$ , siendo necesario asumir una distribución de probabilidad de la energía de olas rotas. Battjes y Janssen asumen como hipótesis que todas las olas rotas tienen una altura de ola igual a  $H_b$ , pero con una función delta en  $H_b$  que representa las olas rotas. Con esta hipótesis se puede demostrar que la probabilidad de ocurrencia de olas rotas,  $Q_b$ , está relacionada con  $H_{rms}$  y  $H_b$  (ver detalles en Battjes y Janssen, 1978), obteniéndose la siguiente expresión:

$$\frac{1 - Q_b}{-LnQ_b} = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2$$

$Q_b$  se resuelve de la siguiente manera (Rattanapitikon y Shibayama, 1998):





$$Q_b = \begin{cases} 0 & \frac{H_{rms}}{H_b} \leq 0.43 \\ 0.235 - 0.738 \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right) - 0.280 \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 + 1.785 \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^3 & \frac{H_{rms}}{H_b} > 0.43 \end{cases}$$

Cuando el oleaje representado por  $H_{rms}$  es muy pequeño con respecto a la altura de ola máxima local  $H_b$ , entonces  $Q_b \sim 0$  lo que indica que no hay olas rompiendo, caso que ocurre en grandes profundidades. Si por el contrario nos acercamos a profundidades muy reducidas,  $H_b$  es pequeño frente a  $H_{rms}$ , y entonces  $Q_b \sim 1$ , lo que significa que todas las olas rompen.

Hay que señalar que el modelo BJ no tiene en cuenta la recomposición de las olas en zonas posteriores a barras como por ejemplo el modelo de Larson (1995). Sin embargo en la práctica, un incremento en la profundidad del agua causa que la disipación decrezca.

### **2.3.2 Modelo de disipación Thornton y Guza (1983) (TG)**

#### ***Tasa de disipación***

Este modelo es similar al modelo BJ, fundamentándose en la similitud de la disipación de energía debido a la rotura del oleaje con la disipación de un “bore”, y que la distribución de alturas de ola en un punto es del tipo Rayleigh. El modelo TG aplica una relación de  $D$  similar a la de BJ, la cual aplicada a una onda monocromática, aparece como:

$$D \approx \frac{1}{4} f r g \frac{(BH)^3}{d}$$

donde  $B$  es un parámetro del  $0(1)$  asociado al tipo de rotura ( $B \sim 1$ , la rotura es similar a la disipación del “bore”,  $B < 1$ , rotura en Spilling, y  $B > 1$  rotura en voluta).

La extensión de esta relación de una onda monocromática a la disipación media por rotura en un oleaje aleatorio ( $\bar{D}_b$ ), supone las siguientes hipótesis:



1. La frecuencia  $f$  es la asociada a  $f_p$ .
2. La distribución de alturas de ola en la zona de rotura es del tipo Rayleigh.
3. A diferencia del modelo de BJ, este modelo propone una función empírica de distribución de alturas de olas rotas  $p_b(H)$ , la cual depende de  $H_{rms}$ ,  $d$  y  $g$  (ver detalles en Thornton y Guza, 1983) no siendo necesario definir una altura de ola máxima de rotura  $H_b$ .
4. Solo considera balance de flujo de energía en la dirección  $x$ .
5. No tiene en cuenta la recomposición de olas cuando aumenta la profundidad en la dirección de la propagación.

La expresión para  $\bar{D}_b$  es:

$$\bar{D}_b = \frac{B^3}{4d} r g f_p \int_0^{\infty} H^3 p_b(H) dH$$

Desarrollando matemáticamente esta expresión, se obtiene:

$$\bar{D}_b = \frac{3\sqrt{p}}{16} r g \frac{B^3 f_p}{g^4 h^5} H_{rms}^7$$

### ***Fracción local de olas rotas, $Q_b$***

La fracción de olas rotas se define en el modelo como  $Q_b = \left( \frac{H_{rms}}{gh} \right)^n$ , donde Thornton y Guza (1983) fijan  $n = 4$ .

### ***Valores de los parámetros adoptados***

Los autores recomiendan utilizar  $n = 4$ ,  $g = 0.42$  y  $B = 0.8$  (laboratorio) o  $B = 1.5$  para campo. Posteriormente, Mase y Kirby (1992), recomiendan para las constantes  $B$  y  $g$  valores de 1 y 0.6 respectivamente. A partir de las pruebas del modelo OLUCA-SP, se concluyó que  $B = 1.0$  y  $\gamma = 0.6$  representan bastante bien la propagación en laboratorio y campo. En los casos de validación del modelo de propagación del capítulo 4 se puede comprobar que los valores de  $B = 1.0$  y  $\gamma = 0.6$  producen los mejores ajustes entre los datos medidos y el resultado del modelo.



### **2.3.3 Modelo de disipación de Rattanapitikon y Shibayama (1998) (RS)**

Este modelo a diferencia de los dos anteriores, no asume disipación de energía por rotura similar a la del “bore”. Dicho modelo asume un modelo de disipación similar al de Dally (1992), donde  $\bar{D}_b$  es proporcional a la diferencia entre el flujo de energía local de una ola rompiendo y el flujo de energía estable. La diferencia es que no se aplica la disipación propagando ola a ola, dado que computacionalmente es inviable y que en este modelo se incorpora la fracción de olas rotas  $Q_b$  (la misma de Battjes y Janssen, 1978). La expresión para la disipación media de energía debido a la rotura del oleaje  $\bar{D}_b$  se expresa:

$$\bar{D}_b = \frac{K_5 Q_b C_p}{h} [E - E_e]$$

donde:

$$E = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2$$

$$E_e = \frac{1}{8} \rho g H_e^2 = \frac{1}{8} \rho g (\Gamma h)^2$$

$K_5$  es una constante proporcional,  $c_p$  es la celeridad o velocidad de fase asociada a la frecuencia pico  $f_p$  del espectro,  $h$  es la profundidad local del agua,  $E$  es la densidad de energía local,  $E_s$  es la densidad de energía estable,  $H_e$  es la altura de ola estable y  $\Gamma$  es el factor de estabilidad de ola para oleaje irregular.

Sustituyendo, se obtiene la siguiente expresión:

$$\bar{D}_b = \frac{K_5 Q_b c_p \rho g}{8h} [H_{rms}^2 - (\Gamma h)^2]$$

donde el factor  $\Gamma$  es definido de forma empírica como:



$$\Gamma = \exp \left[ K_6 \left( -0.36 - 1.25 \frac{h}{\sqrt{L_p H_{ms}}} \right) \right]$$

$K_6$  es un coeficiente de ajuste,  $L_p$  es la longitud de onda asociada a la frecuencia pico  $f_p$ . Los límites para  $\Gamma$  se definen como: ( $\Gamma = 0.02$  para  $\frac{h}{\sqrt{L_p H_{ms}}} > 1.6$  y

$\Gamma = 0.52$  para  $\frac{h}{\sqrt{L_p H_{ms}}} < 0.04$ ).

### ***Altura de ola de rotura***

La altura de ola de rotura  $H_b$  es calculada aplicando el criterio de rotura de Goda (1970):

$$H_b = K_7 L_o \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{ph}{L_o} \left( 1 + 15m^{4/3} \right) \right] \right\}$$

donde  $K_7$  es un coeficiente de ajuste,  $L_o$  es la longitud de onda en profundidades indefinidas y asociada a  $f_p$ , y  $m$  la pendiente del fondo.

### ***Valores de los parámetros adoptados***

Rattanapitikon y Shibayama (1998) calibraron el modelo para determinar los valores óptimos de  $K_5$ ,  $K_6$  y  $K_7$ . La calibración fue llevada a cabo con datos de 128 experimentos de gran escala del SUPERTANK (Kraus y Smith, 1994). Las pruebas indicaron que  $K_5 = 0.10$ ,  $K_6 = 1.60$  y  $K_7 = 0.10$  dan un buen ajuste entre las alturas de ola medias cuadráticas medidas y calculadas. El modelo se verificó con éxito en modelos de pequeña escala (Smith y Kraus, 1990), datos de campo del proyecto DELILAH (Smith et al., 1993), datos de campo de Thornton y Guza (1983) y las pruebas realizadas en el Manual de Referencia del modelo OLUCA-SP y en el capítulo 4 del presente Manual.



### 2.3.4 Modelo de disipación de Larson (1995)

El modelo de oleaje utilizado por la última versión del SBEACH (Numerical Model for Simulating Storm-Induced Beach Change) del CERC (Coastal Engineering Research Center), es una extensión del modelo de Dally et al. (1985) para oleaje irregular.

Este modelo asume que, fuera de la zona de rompientes, las alturas de ola se distribuyen según Rayleigh de acuerdo a:

$$p(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2}$$

donde  $p(H)$  es la función de densidad de la altura de ola y  $H_{rms}$  es la altura de ola cuadrática media.

Dentro de la zona de rompientes se separa el oleaje en tres tipos: olas rotas, olas sin romper y olas reformadas. Larson (1995) define  $H_{rms}$  como:

$$H_{rms}^2 = \mathbf{b} H_m^2 + \mathbf{m} H_r^2 + \mathbf{a} H_q^2$$

donde:

$H_m$  es la altura de ola cuadrática media de las olas no rotas

$H_r$  es la altura de ola cuadrática media de las olas reformadas

$H_q$  es la altura de ola cuadrática media de las olas rotas

$\mathbf{b}$  es la proporción de olas sin romper

$\mathbf{m}$  es la proporción de olas reformadas

$\mathbf{a}$  es la proporción de olas rotas.

Nótese que se debe cumplir  $\mathbf{a} + \mathbf{b} + \mathbf{m} = 1$ .



### Tasa de disipación

Como en el modelo de Dally et al. (1985), la tasa de disipación de energía por rotura es proporcional a la diferencia entre el flujo de energía del oleaje y el flujo de energía estable:

$$\bar{D}_b = \frac{k}{d} (F_{rms} - F_{STAB})$$

donde,

$k$  es un parámetro empírico ( $k=0.15$ )

$$F_{rms} = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2 C_g$$

$$F_{STAB} = \frac{1}{8} \rho g [bH_m^2 + nH_r^2 + a\Gamma^2 d^2] \cdot C_g$$

$G$  es el factor de ola estable ( $G=0.4$ ).

La altura de ola cuadrática media de las olas no rotas se puede calcular como:

$$H_m^2 = \frac{1}{1 - a_K} \left[ H_x^2 - a_K \left( H_x^2 + \frac{g_b^2 d_k^2 C_{gK} \cos q_K}{C_g \cos q} \right) \right]$$

donde,

$$a_K = e^{-\left(\frac{g_b d_K}{H_K}\right)^2}$$

siendo  $g_b$  un parámetro de rotura ( $g_b = 0.78$ ) y  $K$  el punto con la menor profundidad mar adentro del punto de estudio.  $H_x$  se define en función de las características del oleaje en el inicio del perfil (subíndice “ $d$ ”):

$$H_x^2 = \frac{C_{g_d} \cos q_d}{C_g \cos q} H_d^2$$



La proporción de olas no rotas se calcula con  $b = 1 - a_k$ .

Para la obtención de la proporción de olas reformadas  $m$  Larson (1995) propone un modelo de cierre en función de la diferencia entre el flujo de energía local y el flujo de energía estable y en función de un parámetro empírico ( $I = 0.5$ ). Los detalles del cálculo de  $m$  y de la altura de ola cuadrática media reformada  $H_r$  pueden encontrarse en la citada referencia.

### *Fracción de olas rotas $Q_b$*

En este modelo la fracción de olas rotas  $Q_b$  coincide con la proporción  $a$  que se calcula como  $a = 1 - b - m$ . En la figura 2.7 se presenta un ejemplo de la propagación del oleaje en una playa con barra. Como puede verse, a lo largo del perfil la proporción de olas rotas, sin romper o reformadas varía. Así, justo sobre la barra se produce un aumento de las olas rotas que una vez superada ésta decrece produciéndose el aumento de las olas reformadas. Finalmente, y sobre el talud de playas todas las olas rompen.

### *Valores de los parámetros adoptados*

Como en la referencia original (Larson, 1995) se ha adoptado los valores de  $k = 0.15$ ,  $G = 0.4$  y  $g_b = 0.78$ . La validación del modelo se ha realizado, por tanto, utilizando estos valores en ensayos de laboratorio del SUPERTANK y de campo del proyecto DELILAH.

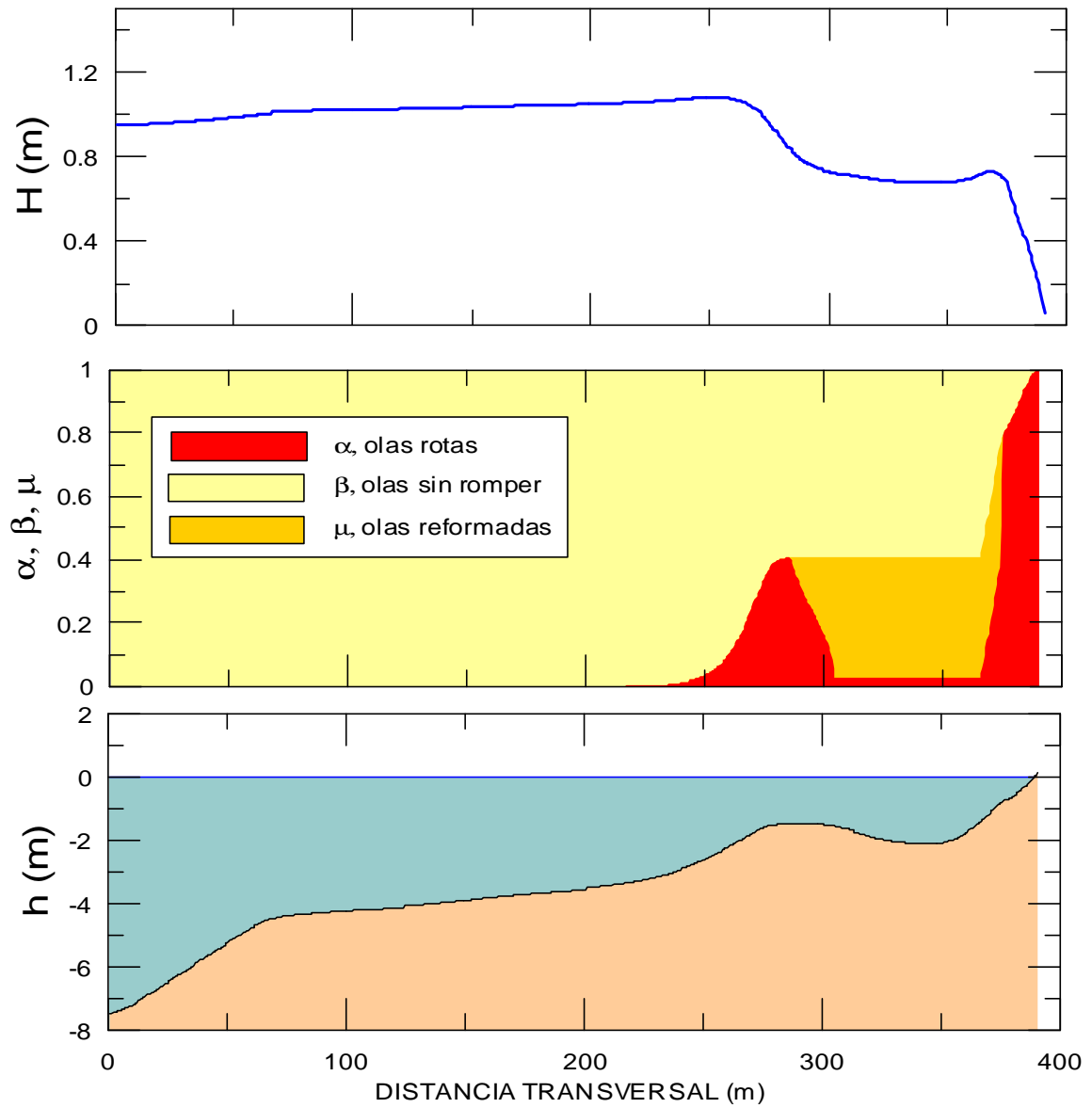


Figura 2.7





## 2.4 Modelo de corrientes netas en el fondo

### 2.4.1 Formulación de De Vriend y Stive (1987)

La formulación que se va a utilizar para determinar las corrientes netas en el fondo tiene en cuenta tanto la estructura vertical de la corriente media (undertow) como el arrastre por capa límite (arrastre de Stokes). La solución de De Vriend y Stive (1987) para corrientes netas estacionarias se basa en un modelo de 3 capas: una capa superficial (sobre el seno de la ola), una capa intermedia y una capa en el fondo. En el modelo Petra se va a utilizar la expresión simplificada para corrientes netas en el fondo,  $U_{rb}$ , que presentó Ranasinghe et al. (1999).

Dicha expresión se puede escribir como:

$$U_{rb} = -\left(\frac{1}{2} + 7\frac{d}{l}\right)\frac{d\bar{D}_b}{rcu} \frac{C_1}{x_t} - Q_b \left(1 + 7\frac{d}{l}\right)\frac{E}{rchx_t} + (1 - Q_b)\frac{3}{4}\frac{u_m^2}{C}$$

donde,

$d$  es la profundidad local

$\lambda$  es la longitud de onda en rotura correspondiente al período de pico (se ha estimado, a efectos numéricos, que la rotura se produce cuando  $Q_b=0.05$ ).

$\bar{D}_b$  es la tasa de disipación de energía por unidad de área

$r$  es la densidad del agua

$c$  es la celeridad de la onda correspondiente al período de pico

$u$  es la viscosidad de remolino vertical

$x_t$  es el nivel del seno de la onda desde el fondo adimensionalizado con la profundidad,  $x_t = \max\left(0.8d, d - \frac{H_{rms}}{2}\right)$  tomado de Rodríguez et al. (1994).



$C_1$  es una función de  $x_t$  dada por:

$$C_1 = \frac{5}{36} x_t^2 + \frac{5}{48} (2 \log 2 - 1) - \frac{5}{72} \frac{1}{x_t} (3 \log 2 - 2)$$

$E$  es la densidad de energía del oleaje

$Q_b$  es la proporción de olas rotas

$u_m$  es la velocidad orbital en las inmediaciones del fondo. Para teoría lineal  $u_m$  resulta:

$$u_m = \frac{\mathbf{p}}{T_p} \cdot \frac{\cos \mathbf{q}}{\sinh(k_p d)}$$

### **2.4.2 Modelado de la turbulencia vertical**

El modelado de cierre para la viscosidad de remolino vertical es el utilizado por De Vriend y Stive (1987):

$$\mathbf{n} = K u_* d + M d \left( \frac{D}{\mathbf{r}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

donde  $K$  y  $M$  son constantes empíricas y  $u_*$  es la velocidad de corte:

$$u_* = \sqrt{\frac{\mathbf{t}_b}{\mathbf{r}}}$$

El valor de  $\mathbf{t}_b$ , tensión tangencial en el fondo media, se ha obtenido utilizando la expresión de Rakha y Kamphuis (1997),

$$\mathbf{t}_b = \mathbf{r} f_w U_{rb} \sqrt{\frac{1}{2} \left( \frac{\mathbf{p}}{T_p \sinh(k_p d)} \right)^2 H_{rms}^2 + U_{rb}^2}$$

El factor de fricción  $f_w$  se obtiene a partir de la formulación de Swart (1974)



$$f_w = \begin{cases} 0.3 & r \leq 1.57 \\ 0.00251 \exp(5.21r^{-0.19}) & r > 1.57 \end{cases}$$

donde  $r = \frac{A}{K_s}$

A es la amplitud del desplazamiento orbital

$$A = \frac{H_{rms}}{2 \sinh(k_p d)}$$

$K_s$  es la rugosidad de Nikuradse ( $K_s = 2.5 D_{50}$ )

### ***Valores de los parámetros adoptados***

Se han tomado  $K = 0.083$  y  $M = 0.025$  (valores recomendados por Southgate y Nairn, 1983).

## **2.5 Modelo de transporte de sedimentos**

El módulo de transporte determina el transporte de sedimentos con base en los campos de oleaje y de corrientes netas en el fondo. Se ha optado por una formulación ampliamente contrastada en el estado del arte como es la de Bailard. Esta formulación computa el transporte total, suma del transporte en suspensión y del transporte por fondo. Esta formulación ha ido sufriendo modificaciones por diferentes autores con objeto de modelar de la manera más adecuada los procesos físicos que afectan al transporte:

- Bowen (1980) fue el primero en utilizar un modelo de transporte transversal energético. El transporte de sedimentos se expresa en función de una suma lineal de momentos de la velocidad, en las inmediaciones del fondo, de las características del sedimento y de la pendiente del fondo.



- Bailard (1981) rederivó las ecuaciones de Bowen (1980) y las expresó con la notación que hoy en día utilizamos.
- Guza y Thornton (1985) analizaron los efectos de la aleatoriedad y no linealidad del oleaje.
- Stive (1986) estudió los efectos de la no linealidad del oleaje añadiendo dos términos a la formulación.
- Ranasinghe et al. (1999) añaden a la formulación el efecto de la proporción de olas rotas en cada punto del perfil. Ésta es la formulación que utiliza Petra.

### **2.5.1 Formulación de Ranasinghe et al. (1999)**

La fórmula del transporte expresado en peso sumergido  $\langle i_{cs} \rangle$  puede escribirse como suma de 6 términos:  $\langle i_{cs} \rangle = \langle i_{asb} \rangle + \langle i_{ass} \rangle + \langle i_{scb} \rangle + \langle i_{scs} \rangle + \langle i_{slb} \rangle + \langle i_{sls} \rangle$

Cada término afecta al transporte de diferente manera:

$\langle i_{asb} \rangle$ , transporte por fondo por asimetría del oleaje

$\langle i_{ass} \rangle$ , transporte en suspensión por asimetría del oleaje

$\langle i_{scb} \rangle$ , transporte por fondo por corriente neta

$\langle i_{scs} \rangle$ , transporte en suspensión por corriente neta

$\langle i_{slb} \rangle$ , transporte por fondo por influencia de la pendiente

$\langle i_{sls} \rangle$ , transporte en suspensión por influencia de la pendiente

#### **Términos de asimetría**

$$\langle i_{asb} \rangle = \frac{9}{16} B_b \frac{u_m^4 \cos \mathbf{q} (1 - Q_b)}{c \sinh^2(k_p d)}$$



$$\langle i_{ass} \rangle = \frac{9}{5p} B_s \frac{u_m^5 \cos \mathbf{q} (1 - Q_b)}{c \sinh^2(k_p d)}$$

### Términos por corriente neta

$$\langle i_{scb} \rangle = B_b u_m^2 U_{rb} \left( \frac{1}{2} + \cos^2 \mathbf{q} \right)$$

$$\langle i_{scs} \rangle = 4B_s u_m^3 u_{rb} (u_3)^*$$

### Términos por influencia de la pendiente

$$\langle i_{slb} \rangle = B_b u_m^3 (u_3)^* \frac{\tan \mathbf{b}}{\tan \mathbf{f}}$$

$$\langle i_{sls} \rangle = B_s e_s u_m^5 (u_5)^* \frac{\tan \mathbf{b}}{W_f}$$

donde

$$B_b = \frac{rC_f e_b}{\tan \mathbf{f}}$$

$$B_s = \frac{rC_f e_s}{W_f}$$

$C_f = 0.5 f_w$  ( $f_w$  calculado a partir de la formulación de Swart (1974)),

$\tan \mathbf{b}$  es la pendiente local,

$\mathbf{f}$  es el ángulo de rozamiento interno de la arena.

### *Velocidad de caída de grano*

$W_f$  es la velocidad de caída del sedimento obtenida a partir de la formulación de Ahrens (2000):



$$W_f = \frac{C_l \Delta g d^2}{u} + C_t \sqrt{\Delta g d}$$

siendo  $\Delta = \frac{r_s - r}{r}$ ,  $r_s$  es la densidad de la partícula de sedimentos de diámetro  $d$ ,  $u$  es la viscosidad del agua. Los coeficientes  $C_l$  y  $C_t$  se expresan como

$$C_l = 0.055 \tanh \left[ 12A^{-0.59} \exp(-0.0004A) \right]$$

$$C_t = 1.06 \tanh \left[ 0.016A^{0.50} \exp(-120/A) \right]$$

donde  $A$  es un índice de boyancia definido como:

$$A = \frac{\Delta g d^3}{u^2}$$

### *Viscosidad del agua*

Se va a utilizar la expresión de Ahrens (2000) para arenas de cuarzo en función de la temperatura:

$$v \left( \frac{m^2}{s} \right) = 10^{-4} (C_0 + C_1 T + C_2 T^2)$$

donde

$T$  es la temperatura en grados Celsius

$C_0 = 0.0182$  (agua salada) o  $C_0 = 0.0178$  (agua dulce)

$C_1 = -0.000529$

$C_2 = 0.0000069$



## **Factores de eficiencia**

$\epsilon_b$  y  $\epsilon_s$  son los parámetros de eficiencia del transporte por fondo y por suspensión, respectivamente. Los valores de  $\epsilon_b = 0.1$  y  $\epsilon_s = 0.02$  propuestos por Bailard (1982) tras la calibración obtenida con datos de Torrey Pines Beach en Noviembre de 1978 han sido utilizados por Stive (1986), Nairn y Southgate (1993) y Soulsby (1997). El mismo Bailard (1985) propone, tras otra calibración, utilizar los valores de  $\epsilon_b = 0.13$  y  $\epsilon_s = 0.032$ . Como puede observarse, esta discrepancia en el transporte de más del 50%, está motivada por la gran incertidumbre que existe hoy en día en la evaluación de la tasa de transporte. El modelo Petra utiliza los valores de  $\epsilon_b = 0.13$  y  $\epsilon_s = 0.032$ .

### *Tasa de transporte*

El valor obtenido de  $\langle i_{cs} \rangle$  expresa el transporte de sedimento en unidades de peso sumergido. El valor de transporte volumétrico de sólidos  $q$  se escribe como:

$$q = \frac{\langle i_{cs} \rangle}{(\mathbf{r}_s - \mathbf{r})g}$$

### *Momentos de la velocidad*

Los términos adimensionales  $(u_3)^*$  y  $(u_5)^*$  son los momentos centrales adimensionalizados con la velocidad orbital  $u_m$ . A partir de Stive (1986) y Guza y Thornton (1985) se han impuesto los siguientes valores:

$$(u_3)^* = 0.5$$

$$(u_5)^* = 1.5$$

### *Velocidad orbital en el fondo*

La velocidad orbital en el fondo se define a partir de teoría lineal para una onda monocromática como:

$$u_m = \frac{\pi H \cos \theta}{T \sinh(kd)}$$



donde  $k$  es el número de onda,  $T$  es el período,  $d$  es la profundidad,  $H$  es la altura de ola y  $q$  es el ángulo de incidencia del oleaje.

Para oleaje irregular, Soulsby (1997) propone utilizar los parámetros espectrales período de pico,  $T_p$ , y altura de ola cuadrática media,  $H_{rms}$  sustituyendo a  $T$  y  $H$ . Además, en este modelo se asume que el ángulo de incidencia del oleaje,  $q$ , corresponde con la dirección del flujo de energía medio,  $q_m$ .

### **2.5.2 Transporte en la zona de ascenso-descenso**

Uno de los principales mecanismos que modifica el perfil de playa es el transporte de sedimentos en el talud de playa. Así, si se desea modelar de manera adecuada el retroceso de la línea de costa se debe disponer de una formulación adecuada que represente el transporte de sedimentos en esta zona. La tasa neta de transporte en el talud es principalmente función de la pendiente local, las características del sedimento y las propiedades de la lámina de agua que asciende sobre el talud.

En el modelo Petra se va a utilizar la formulación de Wise et al. (1996) que asume, tras una justificación teórica, que el transporte se expresa como:

$$q = q_s \left( \frac{x - x_R}{x_s - x_R} \right)^{3/2} \cdot \frac{\tan b_l}{\tan b_0}$$

donde  $q_s$  es el transporte definido en  $x_s$  a una profundidad determinada (del orden de 0.3-0.5  $H_{rms}$ ),  $x_R$  es la coordenada definida por el límite horizontal que alcanza el ascenso de la lámina de agua (run-up), (figura 2.8).



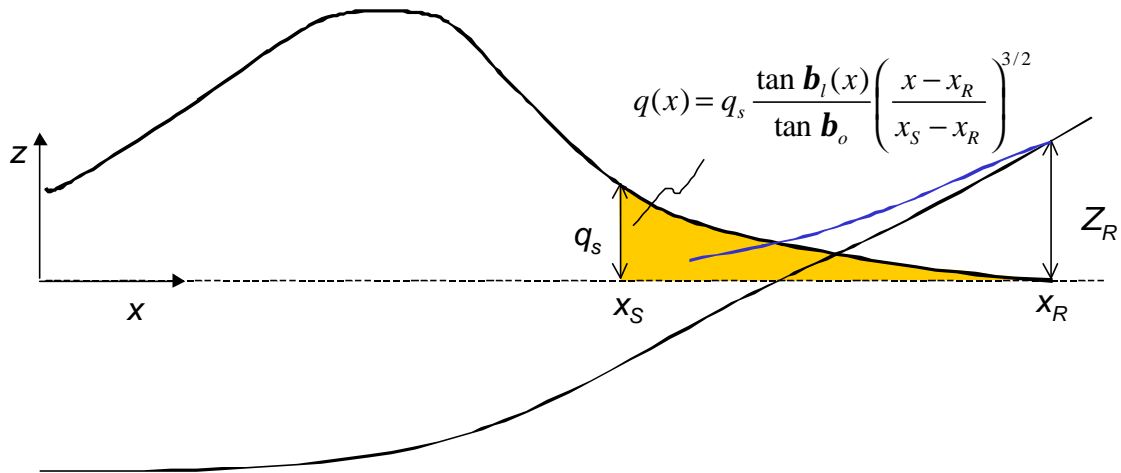


Figura 2.8

En la formulación  $\tan b_l$  es la pendiente local (siempre mayor que 0) y  $\tan b_o$  es la pendiente media representativa del talud de playa.

El run-up se define como:

$$Z_R = 1.47 H_{rmso} \left( \frac{\tan \beta_0}{\sqrt{H_{rmso} / L_0}} \right)^{0.79}$$

donde  $H_{rmso}$  es la altura de ola cuadrática media en profundidades indefinidas y  $L_0$  es la longitud de onda en indefinidas correspondiente al período de pico.

## 2.6 Modelo de conservación y estabilidad del sedimento

### 2.6.1 Ecuación de conservación del sedimento.

Una vez calculado el transporte de sedimento,  $q$ , se resuelve la ecuación de conservación del sedimento:



$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x}$$

donde:

$h$  es el calado

$n$  es la porosidad

### **2.6.2 Criterios de estabilidad**

Se ha aplicado un criterio de estabilidad físico basado en estabilidad de taludes: si la pendiente en algún punto de la batimetría excede el ángulo de rozamiento interno del sedimento se produce una avalancha del material hasta alcanzar el equilibrio (Larson y Kraus, 1989).

## **CAPÍTULO 3**

### **FORMULACIÓN NUMÉRICA DEL PROBLEMA**



## 3. FORMULACIÓN NUMÉRICA DEL PROBLEMA

### 3.1 Introducción

En el presente capítulo se describe la resolución numérica de los problemas, cuyas ecuaciones han sido presentadas en el capítulo anterior. Primeramente, se describe la discretización del dominio. En apartados posteriores se discretizan las ecuaciones que se resuelven para cada uno de los módulos, haciendo especial énfasis en los módulos de propagación de oleaje y de conservación del sedimento.

### 3.2. Discretización del dominio

Para la aplicación del modelo a un caso general, las ecuaciones presentadas en el capítulo anterior se resuelven mediante el método de diferencias finitas sobre un vector de celdas de igual tamaño espacial  $\Delta x$ .

La resolución numérica de las ecuaciones requiere transformar el dominio continuo en dominio discreto, formado por una red más o menos densa de puntos o nodos en los que se definen cada una de las variables que intervienen en el problema.

En la figura 3.1 se presenta un esquema de la discretización realizada con la orientación del sistema de ejes de referencia.

En dicha figura se puede observar que la discretización se ha realizado de dos formas:

- Tomando el valor de la variable de la cara de la celda,  $X_i$ .
- Tomando el valor de la variable en el centro de la celda,  $Y_i$ .

El uso de las variable  $X_i$  o  $Y_i$  será función del tipo del método de discretización de las ecuaciones diferenciales.

Así, los módulos de oleaje, corriente y transporte calculan los valores incógnita en la cara de las celdas, y el módulo que resuelve la ecuación de

conservación del sedimento obtiene la variación del fondo en el centro de las celdas.

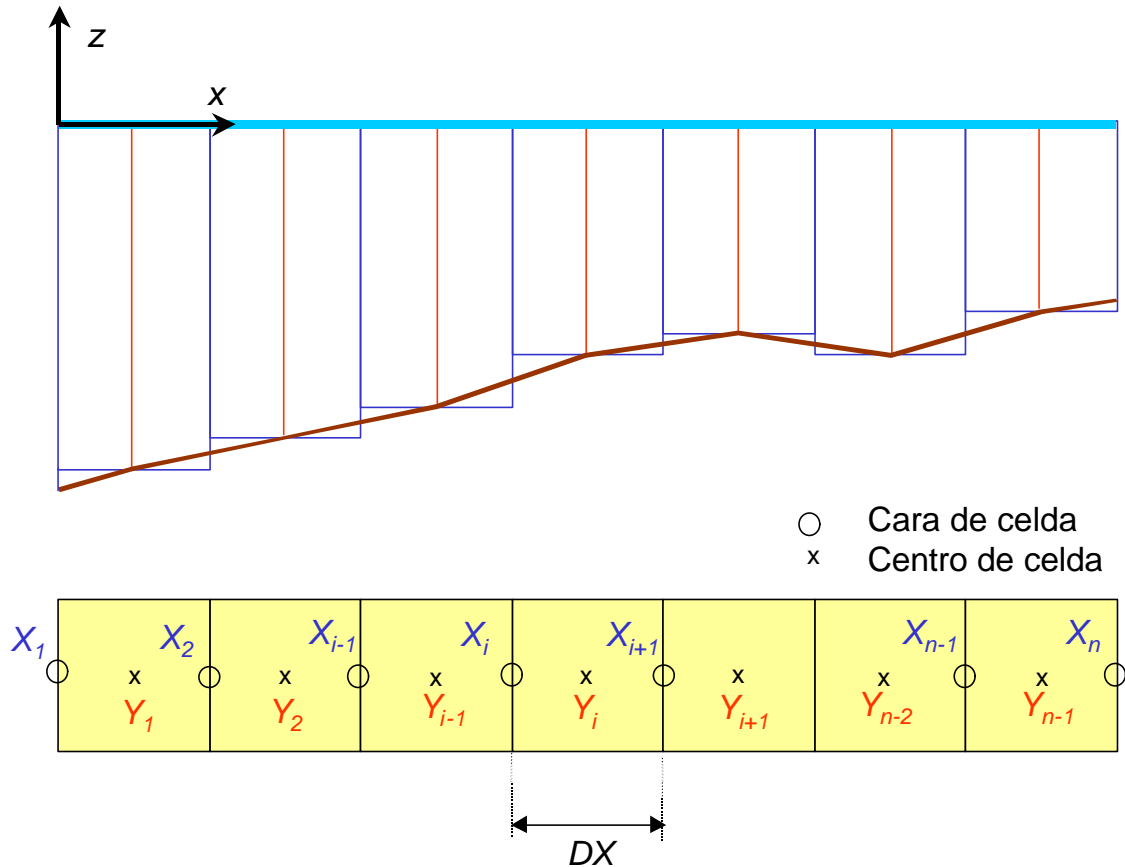


Figura 3.1. Esquema de discretización.

### 3.3 Modelo de propagación de oleaje y de variaciones del nivel medio

Se ha utilizado un esquema explícito en diferencias finitas para resolver las ecuaciones de conservación del flujo de energía, ley de Snell y ecuación de variación de nivel medio. Dicho esquema se resuelve desde el contorno situado en el punto de inicio del perfil estableciendo las siguientes condiciones de contorno:

$$H_1 = H_{rmsc}$$

$$\theta_1 = \theta_c$$

$$\bar{\eta}_1 = -\frac{\pi H_1^2}{4L_1 \sinh(2ky_1)}$$

donde  $H_{rmsc}$  y  $\theta_c$  son la altura de ola cuadrática media y el ángulo de incidencia al inicio del perfil.  $L_1$  es la longitud de onda correspondiente al período de pico  $T_p$ .  $y_1$  es la profundidad al inicio del perfil en  $x = 0$ .

Las ecuaciones diferenciales discretizadas que se van a resolver de forma simultánea avanzando desde  $i = 1$  hasta  $i = N$  (límite final del perfil), (figura 3.2):

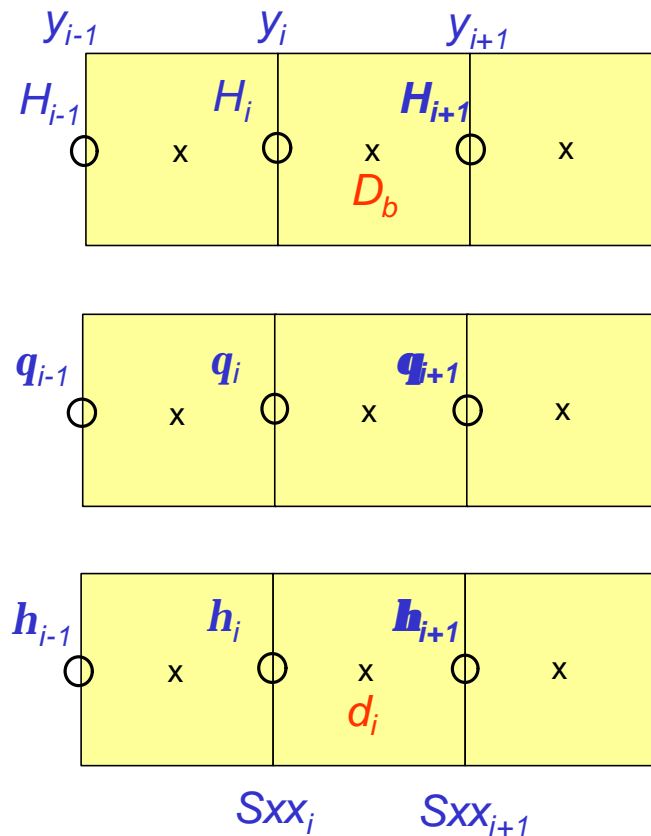


Figura 3.2.



$$\frac{\partial k \sin \mathbf{q}}{\partial x} = 0 \rightarrow$$

$$k_{i+1} \sin \mathbf{q}_{i+1} - k_i \sin \mathbf{q}_i = 0$$

$$\frac{\partial E c_g \cos \mathbf{q}}{\partial x} = -\bar{D}_b \rightarrow$$

$$\frac{1}{8} r g H_{i+1}^2 c_{g_{i+1}} \cos \mathbf{q}_{i+1} - \frac{1}{8} r g H_i^2 c_{g_i} \cos \mathbf{q}_i = -\bar{D}_{bi} \cdot D x$$

$$\frac{1}{r g d} \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} = -\frac{\partial \bar{h}}{\partial x} \rightarrow$$

$$\frac{1}{r g d_i} \frac{S_{xxi+1} - S_{xxi}}{D x} = -\frac{\bar{h}_{i+1} - \bar{h}_i}{D x}$$

donde

$E$  es la energía de la onda  $E = \frac{1}{8} r g H^2$

$c_g$  es la celeridad de grupo  $c_g = \frac{c}{2} \left( 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right)$

$c$  es la celeridad de la onda

$k$  es el número de onda

$d$  es la profundidad

$\bar{h}$  es la variación del nivel medio

$S_{xx}$  es la componente  $xx$  del tensor de radiación

$$S_{xx} = E \left[ n(\cos^2 \mathbf{q} + 1) - \frac{1}{2} \right]$$



$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right)$$

Es importante señalar que se han omitido los subíndices para la altura de ola,  $H_{rms}$ , y el número de onda correspondiente al período de pico  $k_p$  se escribe como  $k$ .

El proceso de integración de las 3 ecuaciones diferenciales es el siguiente:

- Cálculo de todas las variables en  $i = 1$  (condición de contorno),  $H_1$ ,  $q_1$  y  $\bar{h}_1$ .
- Cálculo en  $i + 1$  de las variables conociendo el valor en  $i$  (esquema explícito adelantado en el espacio)
  - Cálculo de la profundidad total  $\rightarrow d_{i+1} = h_{i+1} + \bar{h}_i$
  - Cálculo de  $\theta_{i+1}$  (sabiendo  $\theta_i, k_i$  y  $k_{i+1}$ )
  - Cálculo de  $H_{i+1}$  (sabiendo  $H_i, c_{g_{i+1}}, c_{g_i}$  y  $\bar{D}_{bi}$ )
  - Cálculo de  $\bar{h}_{i+1}$  (sabiendo  $\bar{h}_i, H_i, H_{i+1}, q_i$  y  $q_{i+1}$ )
- Avance espacial  $i = i + 1$  y vuelta al segundo punto.
- El proceso termina cuando la profundidad total en el punto  $i + 1$  es menor que un determinado umbral ( $\cong 0$  (1 cm)).
- Una vez calculadas todas las variables se repite el cálculo utilizando  $d_{i+1} = h_{i+1} + \bar{h}_{i+1}$  siendo  $\bar{h}_{i+1}$  la variación del nivel medio del paso anterior.





### 3.4 Modelo de corrientes netas en el fondo y de transporte de sedimentos

Tanto el cálculo de  $U_{rb}$  como el de  $q$  se realiza de manera explícita a partir de las características del medio (sedimento y agua) y de las condiciones hidrodinámicas calculadas anteriormente.

#### 3.4.1 Formulación de transporte de sedimento en la zona de ascenso-descenso

El transporte de sedimento en el talud de playa es función de la pendiente media  $\tan b_0$  y del ascenso vertical, run-up,  $Z_R$ . En la figura 3.3 se muestra un croquis con las variables involucradas.

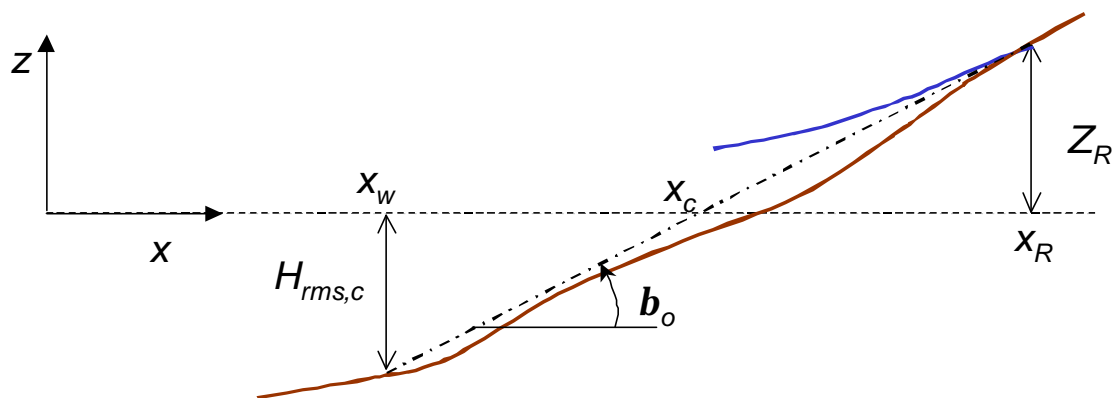


Figura. 3.3

donde

$x_w$  es la coordenada horizontal del punto del perfil que coincide con la  $H_{rms,c}$ .

$x_c$  es la coordenada horizontal del punto del perfil que tiene profundidad nula.

$x_R$  es la coordenada horizontal de máximo avance de la lámina de agua.



$$\tan \mathbf{b}_0 = \frac{H_{rms,c} + Z_R}{x_R - x_W}$$

$$Z_R = 1.47 H_{rms0} \left( \frac{\tan \mathbf{b}_0}{\sqrt{H_{rms0} / L_0}} \right)^{0.79}$$

Al ser  $Z_R$  función de la pendiente  $\tan \mathbf{b}_0$  y la pendiente función a su vez del ascenso vertical  $Z_R$  se requiere un método iterativo para el cálculo de ambas variables.

Así, el método de resolución tiene los siguientes pasos:

1.- Cálculo inicial de la pendiente como:

$$\tan \mathbf{b}_1 = \frac{H_{rmsc}}{x_c - x_W}$$

2.- Cálculo del run-up  $Z_R$ .

3.- Cálculo de la coordenada horizontal  $x_R$ .

4.- Cálculo de la pendiente  $\tan \mathbf{b}_2 = \frac{H_{rmsc} + Z_R}{x_R - x_w}$

5.- Cálculo del error

$$Err = \frac{|\tan \mathbf{b}_2 - \tan \mathbf{b}_1|}{\tan \mathbf{b}_1} \cdot 100$$

6.- Si el error es mayor del 3 % se repite el proceso desde 2 tomando como nuevo valor de la pendiente  $\tan \mathbf{b}_2$ .

7.- Si el error es menor del 3 % se calcula finalmente la pendiente,  $\tan \mathbf{b}_0 = \tan \mathbf{b}_2$ , el run-up  $Z_R$  y el avance horizontal  $x_R$ .

Una vez calculado  $x_R$  se aplica la formulación de transporte detallada en el capítulo anterior.



### 3.5 Ecuación de conservación del sedimento

La ecuación de continuidad del sedimento se resuelve utilizando un esquema numérico tipo Lax-Wendroff de paso doble (predictor-corrector). En el capítulo anterior se expresó la ecuación de conservación del sedimento como:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x}$$

donde  $z(m)$  es una variable que expresa la potencia del sedimento respecto a un datum,  $n$  es la porosidad y  $q$  es el transporte de sedimentos expresado en términos volumétricos ( $m^3/s/m.l$ ).

#### 3.5.1 Esquema de resolución

A continuación se pasa a describir la formulación (Peyret y Tailor, 1983):

##### Paso predictor

$$\tilde{Z}_i = (1 - \mathbf{b})Z_i^t + \mathbf{b}Z_{i+1}^t - \mathbf{a} \frac{\Delta t_m}{\Delta x} \frac{1}{1-n} (q_{i+1}^t - q_i^t)$$

##### Paso corrector

$$Z_i^{t+1} = \frac{1}{2\mathbf{a}^2} \{ (1 - \mathbf{b})(1 - \mathbf{a} - \mathbf{b})Z_{i-1}^t + [2\mathbf{b}(1 - \mathbf{b}) - \mathbf{a}(1 - 2\mathbf{a})]Z_i^t - \mathbf{b}(\mathbf{a} - \mathbf{b})Z_{i+1}^t \} \\ + \frac{1}{2\mathbf{a}^2} \{ -(1 - \mathbf{a} - \mathbf{b})\tilde{Z}_{i-1} + (\mathbf{a} - \mathbf{b})\tilde{Z}_i \} - \frac{\mathbf{D}t_m}{2\mathbf{a}\Delta x} \frac{1}{1-n} (q_i - q_{i-1})$$

donde  $q_i = q(\tilde{Z}_i)$ ,  $\mathbf{D}t_m$  es el paso de tiempo morfológico y  $\Delta x$  es el tamaño de la celda.



En el esquema utilizado  $a = \frac{1}{2}$  y  $b = \frac{1}{2}$ . En la figura 3.4 se muestra un croquis de las variables discretizadas en el espacio y en el tiempo.

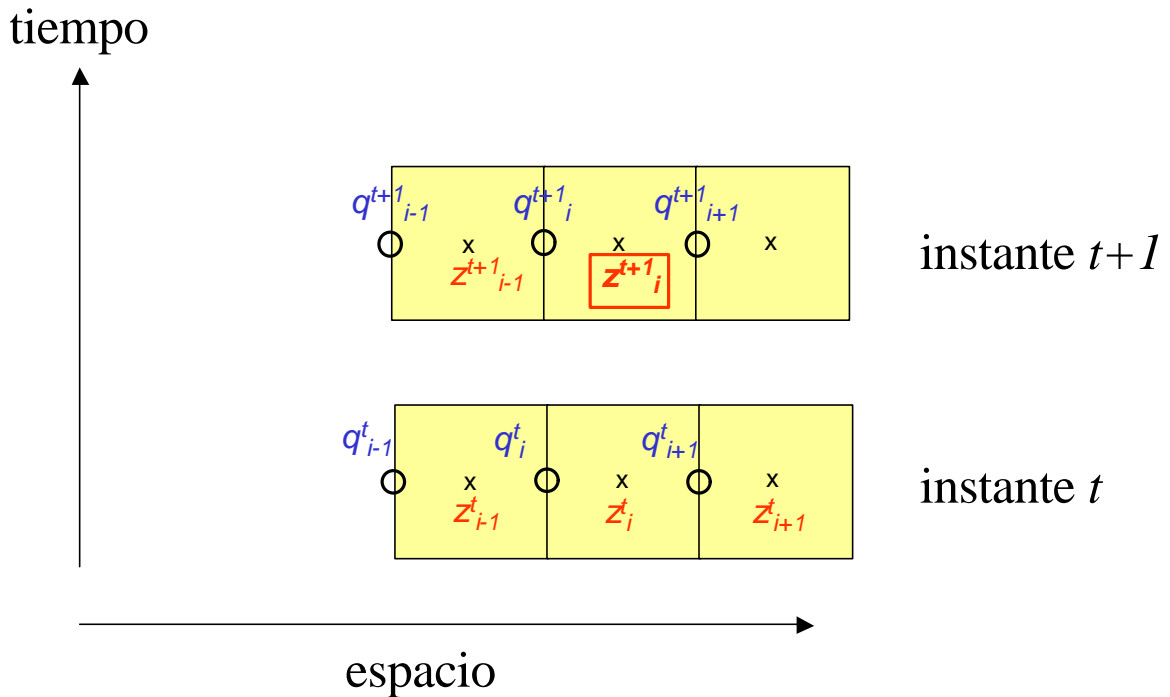


Figura 3.4

### 3.5.2 Paso de tiempo morfológico

Máxima perturbación del fondo admisible.

Si la máxima variación del fondo permitido es  $\Delta h_{\max}$ , el paso de tiempo morfodinámico  $Dt_m$  se puede calcular como:

$$\frac{Dh_{\max}}{Dt_m} = \frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x} \rightarrow Dt_m = \frac{Dh_{\max}}{\frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x}}$$



Es decir, el valor máximo en todo el dominio de la divergencia del transporte define el paso de tiempo  $Dt_m$  :

$$Dt_m = \frac{Dh_{max}}{\frac{1}{1-n} \left| \frac{\partial q}{\partial x} \right|_{max}}$$

### **3.5.3 Condiciones iniciales y de contorno**

La condición inicial es la batimetría inicial en el dominio de cálculo. Las condiciones de contorno pueden ser:

- contorno cerrado,  $q = 0$
- contorno abierto,  $\frac{\partial q}{\partial x} = 0$

La condición de contorno de cierre al paso del sedimento se puede definir en:

- contorno mar adentro,  $q_I = 0$
- contorno límite playa,  $q_N = 0$
- contorno dentro del perfil,  $q_M = 0$

donde:

$N$  es el índice de la última celda del dominio de cálculo

$M$  es el índice que corresponde a un obstáculo (muro impermeable al paso del sedimento).

En la figura 3.5 se presenta un esquema de las condiciones de contorno.

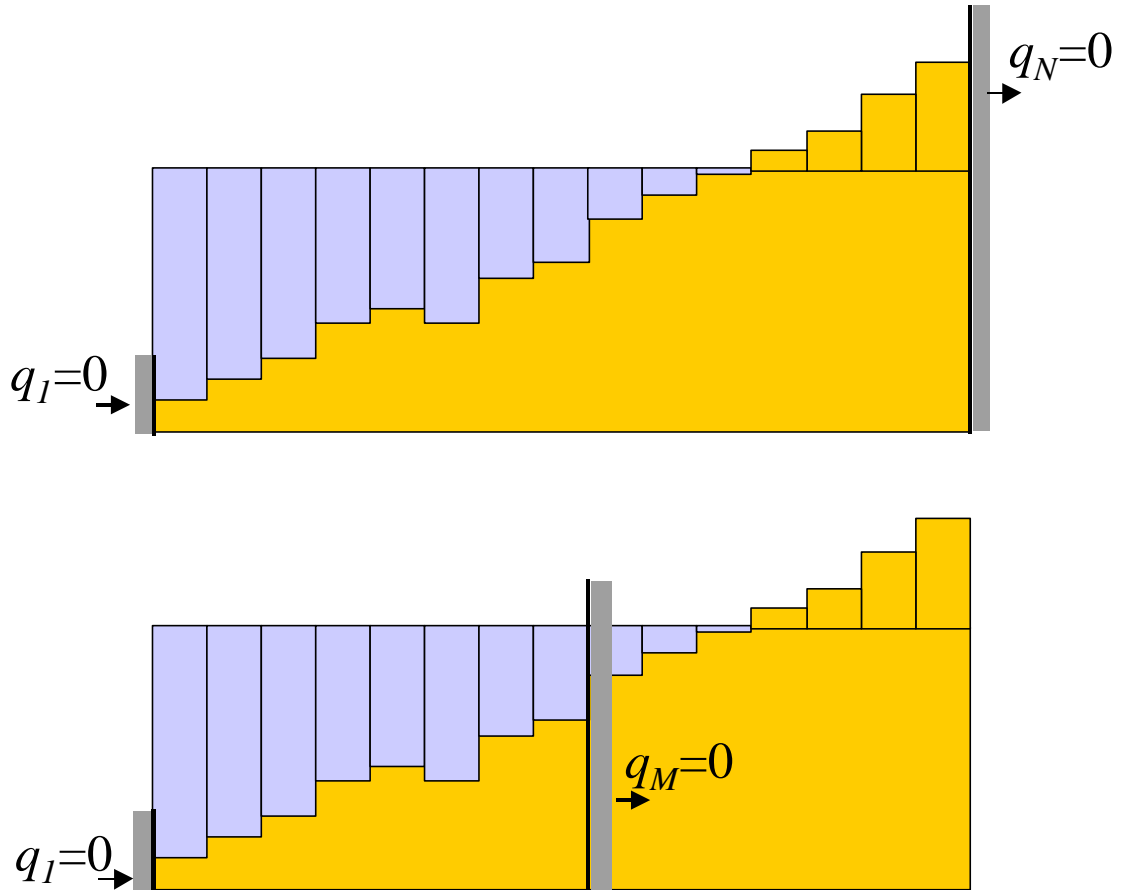


Figura 3.5.

La condición de contorno  $q_M = 0$  va a permitir simular evoluciones morfodinámicas en perfiles que se ven interrumpidos por obstáculos rígidos como por ejemplo, un paseo marítimo o una protección de escollera.

### **3.5.4 Filtros espaciales**

Con objeto de reducir los ruidos numéricos inherentes a todo esquema numérico, se aplica un filtro a la variable  $z$  cada  $m$  pasos de tiempo morfológicos.

El filtro se ha elegido, de forma que se produzca una reducción máxima de los errores numéricos sin perder información del proceso calculado. Para una variable  $X$ , se obtiene:



$$Y_i = 0,5uX_i + (1-u)X_i + 0,5uX_{i+1}$$

donde  $Y$  es la variable filtrada y  $u = 0.5$ .

Al ser un filtro no conservativo y debido a que uno de los requerimientos fundamentales del modelo es la conservación del volumen de sedimento se ha afectado a la variable filtrada de un factor  $\Omega$  calculado como:

$$Z_i = Y_i - \Omega|Y_i - X_i|$$

donde:

$$\Omega = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_i - X_i)}{\sum_{i=1}^N |Y_i - X_i|}$$

De esta manera se asegura la conservación del sedimento en la variable filtrada y corregida  $Z$ . Se ha comprobado que este filtro funciona de manera adecuada cuando se realiza cada  $m = 10 - 20$  pasos de tiempo morfológicos.

## **CAPÍTULO 4**

# **VALIDACIÓN DEL MODELO PETRA**





## 4. VALIDACIÓN DEL MODELO Petra

### 4.1 Introducción

En este capítulo se presenta la validación del modelo Petra, mediante una aplicación a casos de ensayos de modelos físicos en laboratorios y casos reales en playas.

Debido a la estructura piramidal de este tipo de modelos (la evolución de la playa depende del transporte de sedimentos, el cual es función de las corrientes y el oleaje, siendo la corriente función del oleaje, figura 4.1) es necesario validar cada uno de ellos poniendo especial énfasis sobre los módulos que imponen el forzamiento morfológico del perfil (oleaje y corrientes).

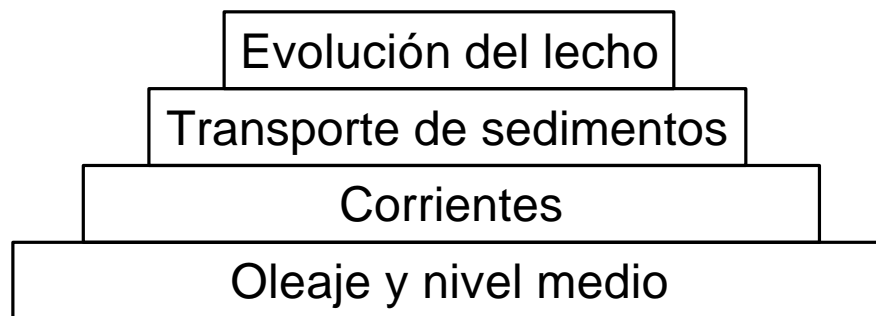


Figura 4.1.

Por este motivo, este capítulo se ha estructurado en 4 partes:

- validación del módulo de oleaje y variación del nivel medio
- validación del módulo de corrientes
- validación del transporte de sedimentos
- validación del modelo morfodinámico Petra.



Para cada una de las partes, se dispone tanto de ensayos de laboratorio como de medidas en campo.

## **4.2 Validación del módulo de oleaje**

Se han validado los 4 módulos de oleaje desarrollados para Petra: Rattanapitikon y Shibayama (1998), Battjes y Janssen (1978), Thornton y Guza (1983) y Larson (1995).

Los valores de los parámetros de calibración escogidos para cada modelo son los recomendados por cada autor.

En todas las pruebas realizadas se ha comprobado que el modelo que mejor reproduce las medidas, tanto en ensayos de laboratorio como de campo, es el modelo de Thornton y Guza (1983) utilizando como parámetros de calibración los recomendados por Mase y Kirby (1992) y por el modelo OLUCA-SP,  $B=1$  y  $\gamma = 0.6$ .

Por tanto, aunque se ha realizado la validación con todos los modelos de oleaje, el modelo más utilizado en la validación es el de Thornton y Guza (1983).

### **4.2.1 Ensayos de laboratorio**

Se ha realizado la validación con base en diversas referencias recogidas en el estado del arte (Battjes y Stive, 1985; Larson, 1995; Mase y Kirby, 1992; Nairn y Southgate, 1992).

Los ensayos recogen múltiples situaciones de oleaje irregular y batimetrías, así como diversas escalas (profundidades desde 0.4 m hasta 4 m).

En la tabla 4.1 se recoge, a modo de resumen, las principales características de estos ensayos.

		$H_{rms}$ (m)	$T_p$ (s)	$d_{max}$ (m)	Características del perfil
<b>Mase y Kirby (1992)</b>		0.047	1.3	0.47	Pendiente uniforme
<b>Battjes y Stive (1985)</b>		0.14	1.58	0.7	Pendiente uniforme
		0.12	2.26	0.64	Barra rígida
<b>Nairn y Southgate (1992)</b>		1	5.4	0.42	Pendiente uniforme
<b>Larson (1995) SUPERTANK</b>	A0517A	0.57	3	2.7	Pequeña barra
	A0914A	0.49	4.5	2.7	Pequeña barra
	S09B1	0.45	3	2.7	Barra
	S1208B	0.49	3	2.7	Gran barra

Tabla 4.1

En este manual sólo se van a presentar los resultados de cada ensayo. Si se desea profundizar en cada caso en las referencias citadas se pueden encontrar los detalles de cada ensayo.

Mase y Kirby (1992) presentaron ensayos de laboratorio de propagación de un espectro unidireccional de Pierson-Moskowitz sobre un talud uniforme. En la figura 4.2 se muestra los resultados obtenidos utilizando los modelos de disipación de BJ, RS y Larson.



Ensayo de Mase y Kirby (1992)

$d = 0.47$  m

$m = 1/20$

$H_{rms} = 0.04683$  m

$T_p = 1.3$  s

Validación de los modelos de propagación de oleaje

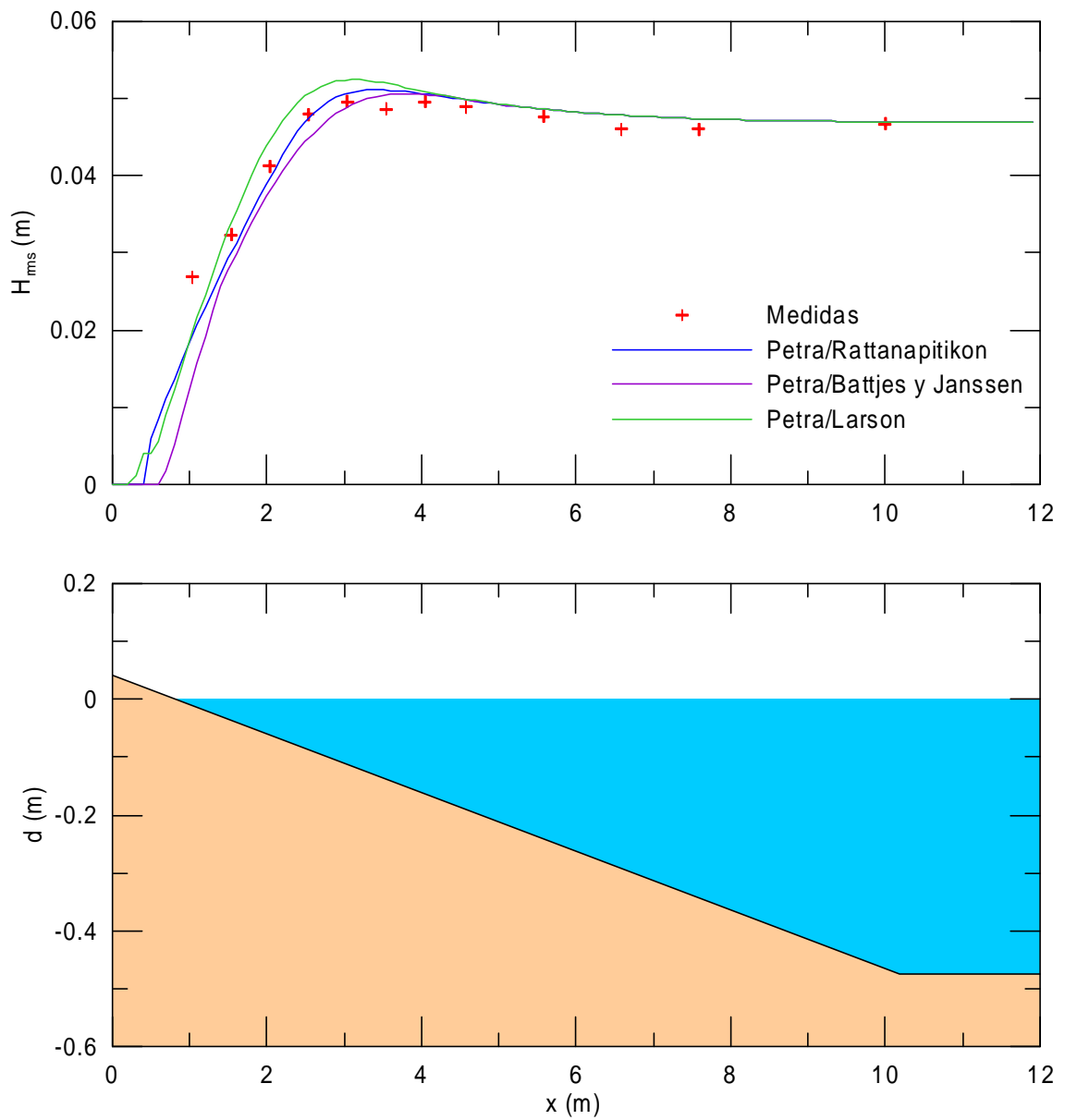


Figura 4.2



Como puede verse, los tres modelos de disipación predicen valores similares de la altura de ola en la zona de rotura. En la zona de asomeramiento, al ser  $\bar{D}_b \rightarrow 0$ , los tres modelos se comportan de idéntica manera.

En la figura 4.3 se representa, para el modelo de Thornton y Guza (1983), de ahora en adelante TG, los resultados de la propagación para 4 posibles combinaciones de los parámetros empíricos  $B$  y  $g$ . Los valores  $B=1$  y  $g=0.6$  son los que producen un mejor resultado. Nótese que los valores  $B = 1.5$  y  $g = 0.42$  predicen una disipación mucho mayor que la realmente existente.

Con objeto de validar el módulo de variaciones de nivel medio se presenta, en la figura 4.4, los resultados presentados en Battjes y Stive (1985) sobre un talud de pendiente constante. Los dos modelos de propagación presentados, BJ y TG, se comportan de manera adecuada, obteniendo prácticamente el mismo resultado, tanto en  $H_{rms}$  como en  $\bar{h}$ .

A una escala mayor de ensayo, en la figura 4.5 se presentan las medidas y los resultados aplicando TG en el caso presentado por Nairn y Southgate (1992) sobre un talud de pendiente constante. Nótese la elevada correspondencia entre los datos medidos y lo obtenido por el modelo.

Una vez comprobado que los distintos modelos de disipación predicen de manera adecuada el asomeramiento y la rotura sobre taludes de pendiente uniforme se ha probado con perfiles no uniformes (barras).

Así, en la figura 4.6 se presenta los datos medidos de  $H_{rms}$  y de  $\bar{h}$  en el ensayo de Battjes y Stive (1985) junto con los resultados del modelo TG. Como puede observarse, tanto en alturas de ola como en niveles medios, el modelo de oleaje se comporta de manera adecuada.

Larson (1995) presenta un modelo de disipación basado en el de Dally et al. (1985) y lo valida con datos del SUPERTANK. En la figura 4.7 se presenta la comparación entre el modelo de Larson y el modelo TG para 4 perfiles junto con los resultados medidos. Nuevamente es el modelo de TG con  $B=1$  y  $g=0.6$  en el que se obtiene los mejores resultados. Nótese que la evolución de la energía del oleaje tras la barra es modelada correctamente con dicho modelo.



Ensayo de Mase y Kirby (1992)

$d = 0.47 \text{ m}$

$m = 1/20$

$H_{rms} = 0.04683 \text{ m}$

$T_p = 1.3 \text{ s}$

Validación del modelo de propagación de oleaje Thornton y Guza (1983)

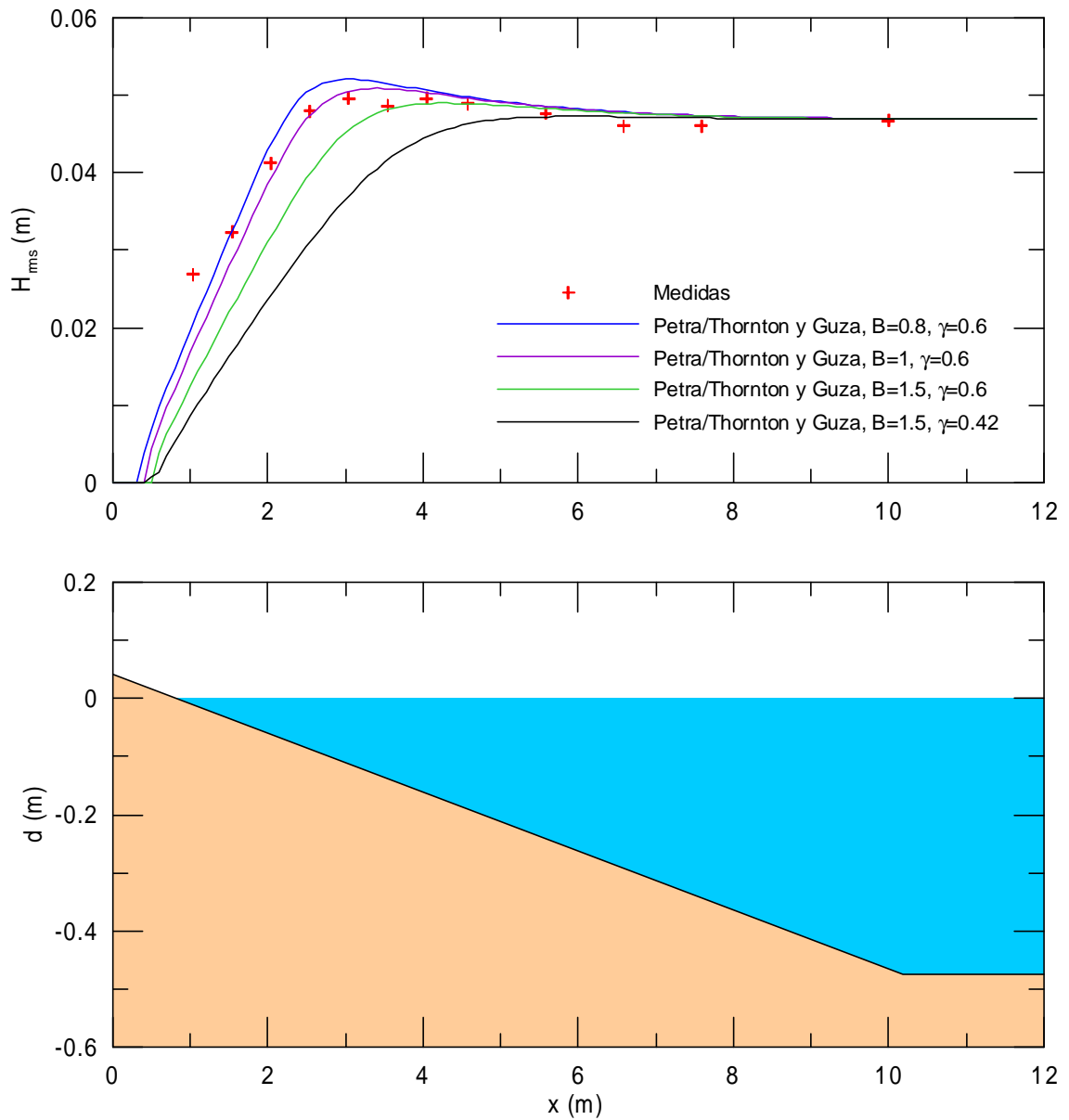


Figura 4.3



Ensayo de Stive (1985)  
 Resultados presentados en Battjes y Stive (1985)  
 Caso 10  
 $d = 0.7 \text{ m}$   
 $H_{rms} = 13.6 \text{ cm}$   
 $T_p = 1.58 \text{ s}$

Validación del modelo de propagación de oleaje  
 Thornton y Guza (1983)

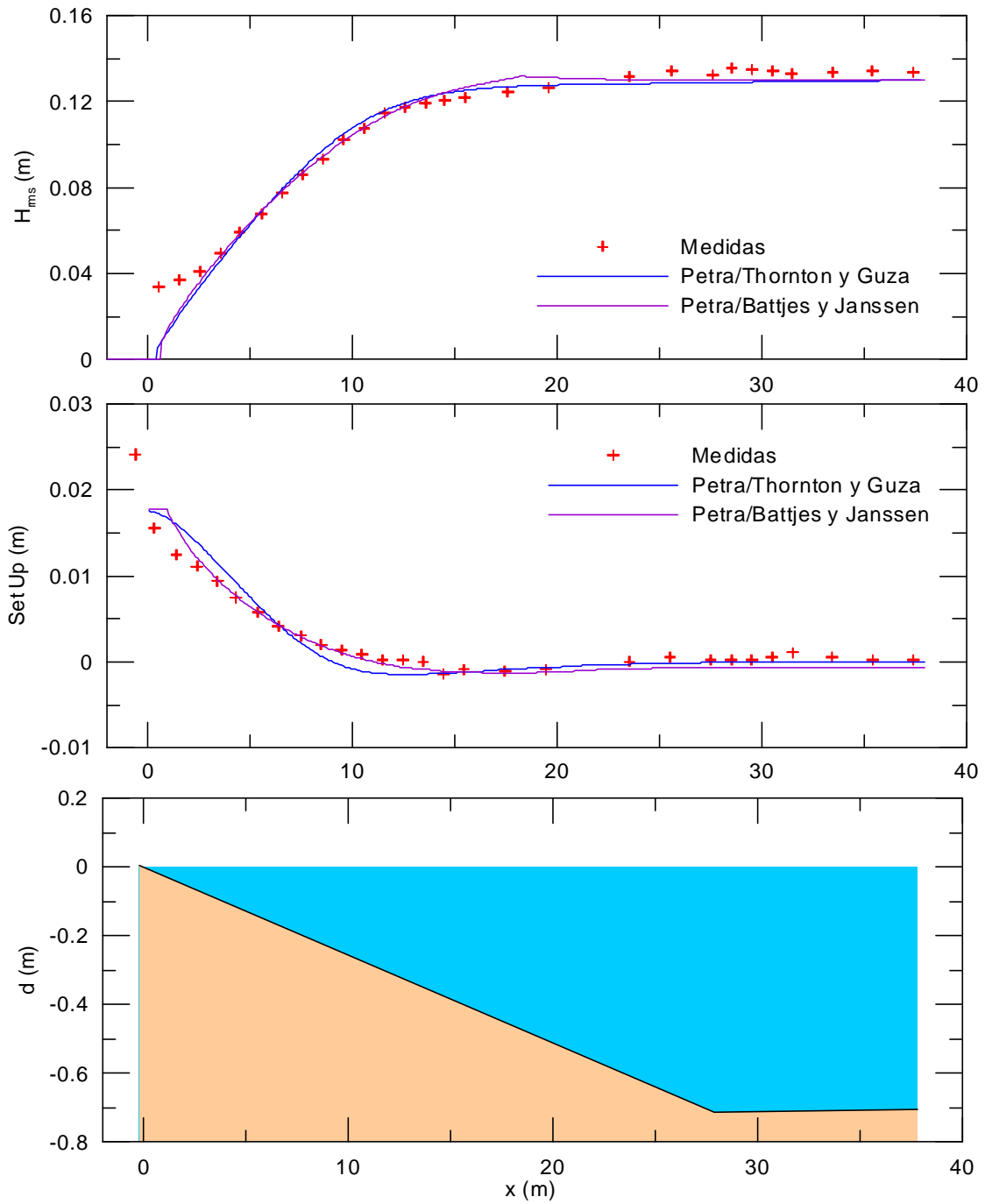


Figura 4.4



Ensayo de Stive (1985)  
 Resultados presentados en Nairn y Southgate (1992)  
 Caso 11  
 $d = 4.19 \text{ m}$   
 $H_{\text{rms}} = 1 \text{ m}$   
 $T_p = 5.4 \text{ s}$

Validación del modelo de propagación de oleaje  
 Thornton y Guza (1983)

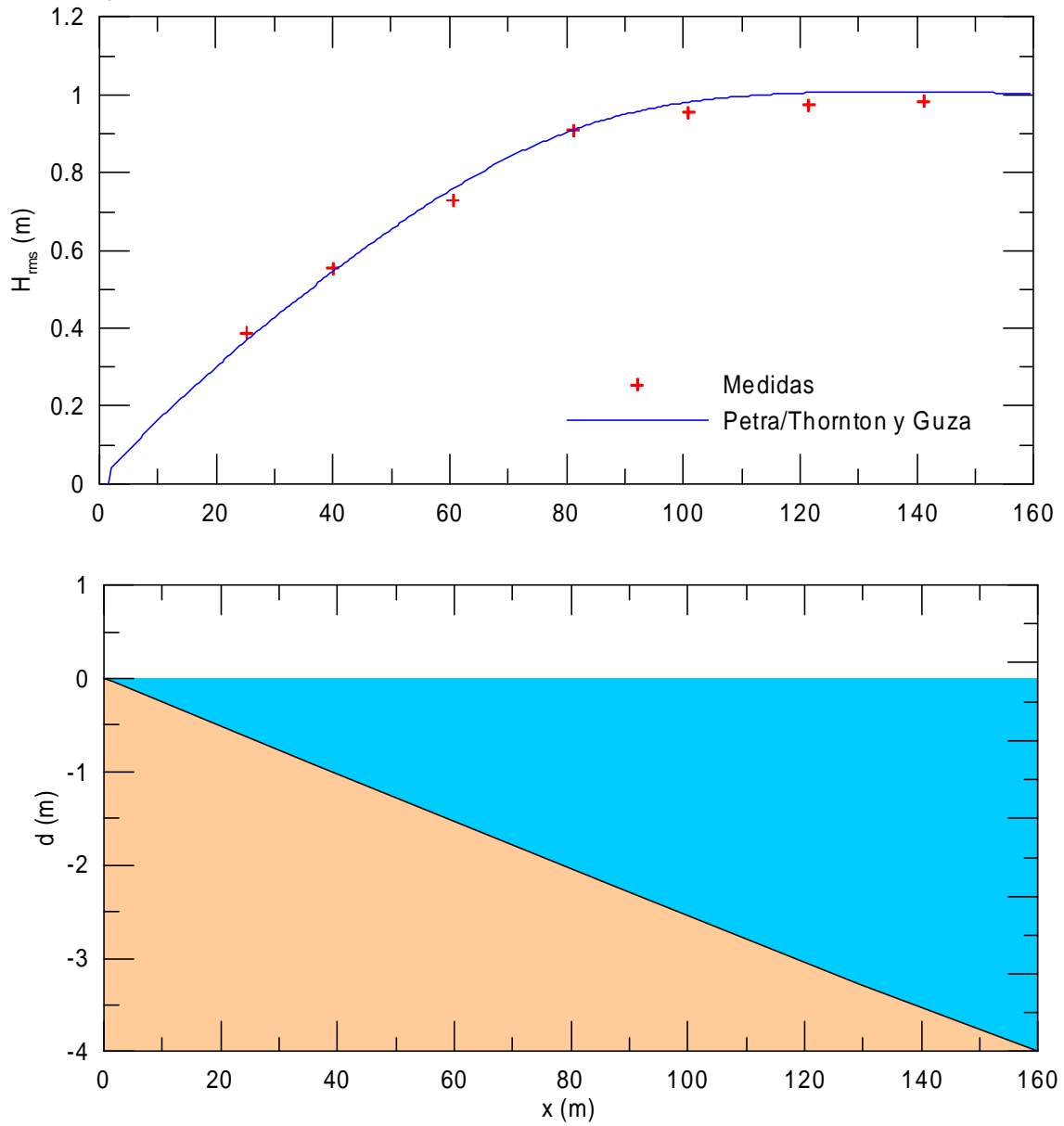


Figura 4.5





Ensayo de Battjes y Janssen (1978)  
 Resultados presentados en Battjes y Stive (1985)  
 Caso 5  
 $d = 0.645 \text{ m}$   
 $H_{rms} = 12.1 \text{ cm}$   
 $T_p = 2.26 \text{ s}$

Validación del modelo de propagación de oleaje  
 Thornton y Guza (1983)

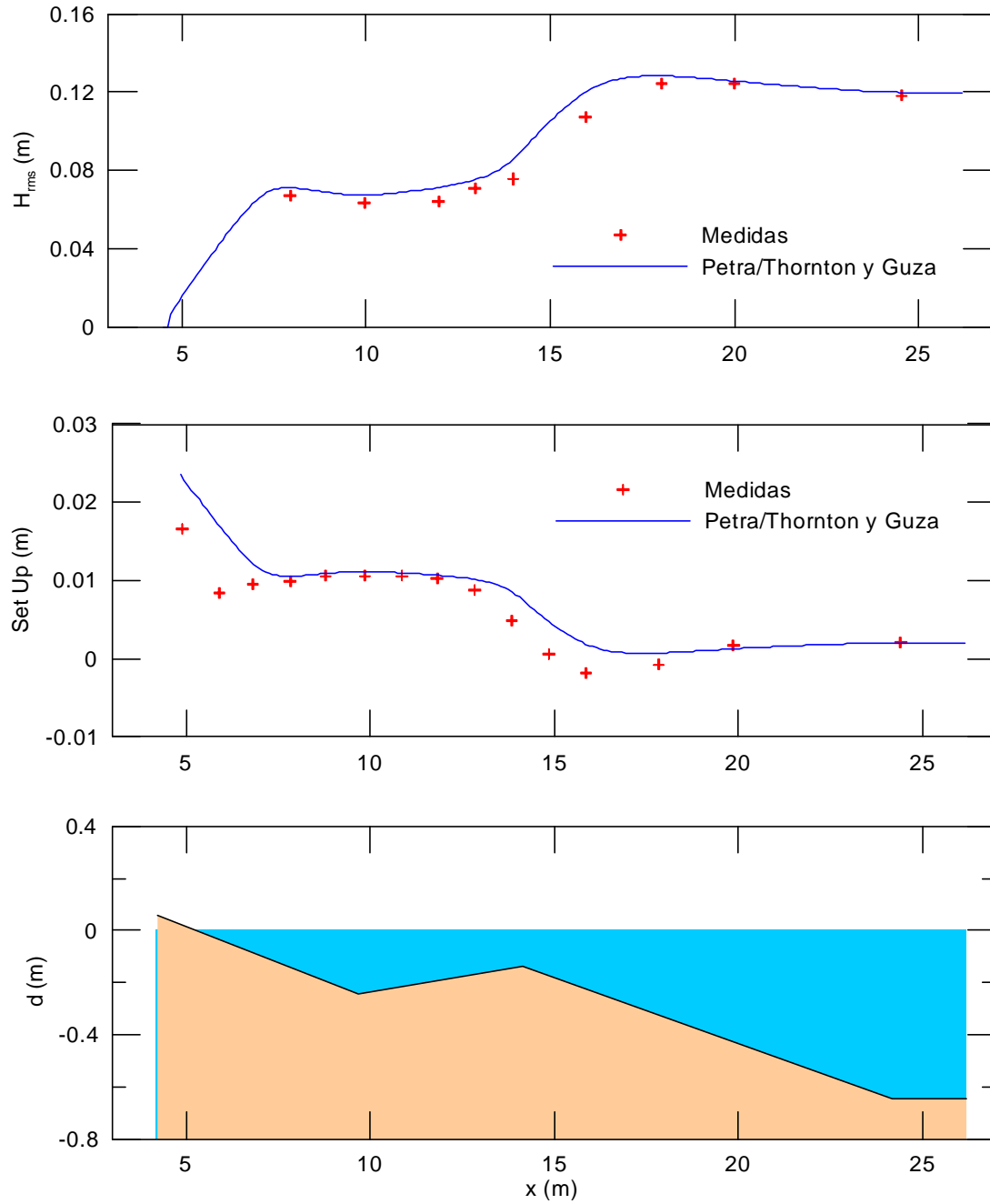


Figura 4.6

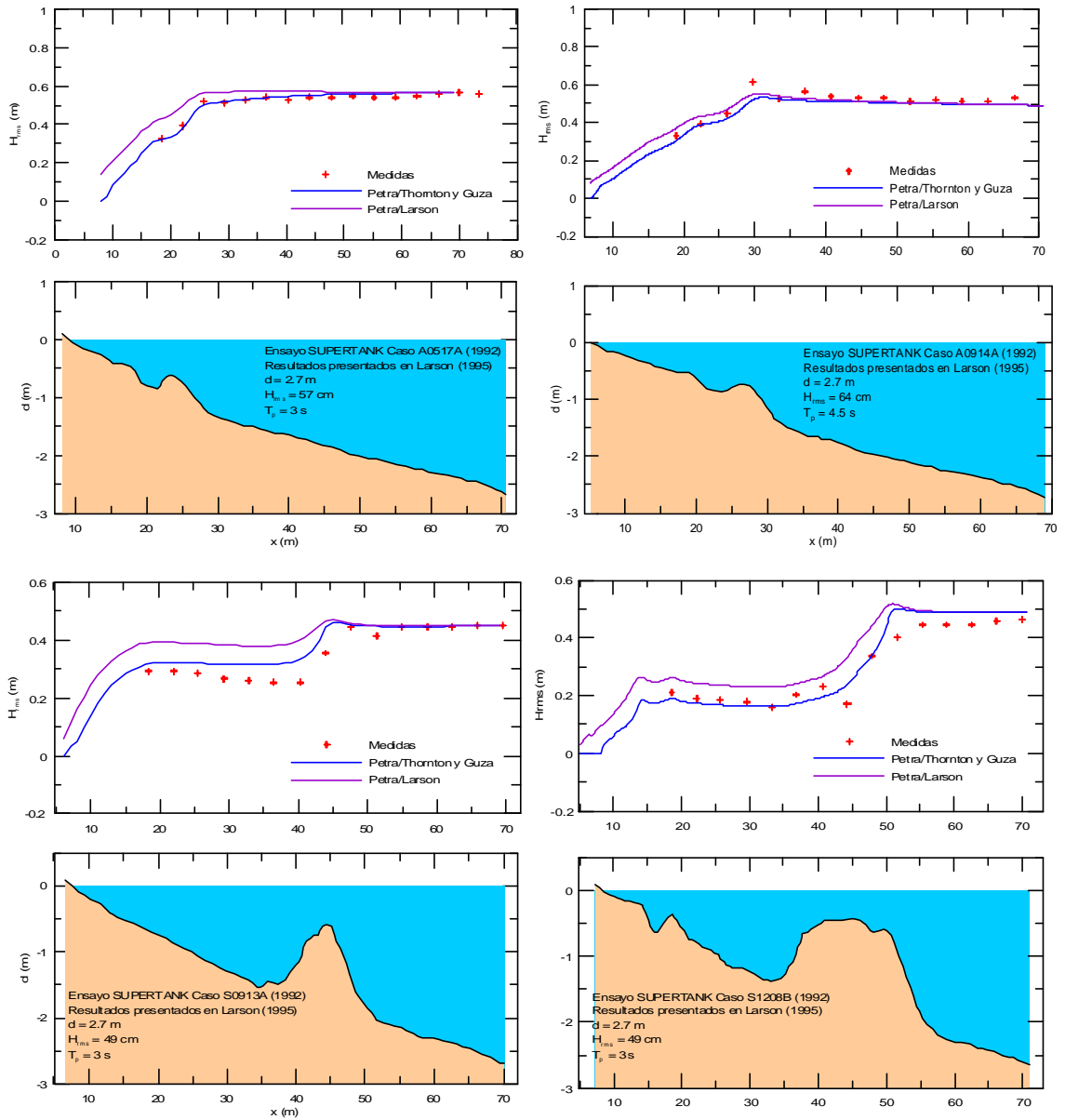


Figura 4.7



### 4.2.2 Ensayos de campo

Se han utilizado datos de campañas de campo en las siguientes playas:

- playa localizada en Duck (Carolina del Norte). Utilizada por el CERC para medidas de oleaje en el Proyecto DELILAH (Duck Experiment on Low-frequency and Incident-band Longshore and Across-shore Hydrodynamics). Los perfiles utilizados son presentados en Larson (1995)
- playa de Egmond; presentada en Battjes y Stive (1985)
- estuario de Haringvliet; presentada en Battjes y Stive (1985).

Las características de los oleajes incidentes en cada perfil son las que se muestran en la Tabla 4.2.

		$H_{rms}$ (m)	$T_p$ (s)	$d_{max}$ (m)	$\theta$ (°)	Marea (m)	Características del perfil
<b>Battjes y Stive (1985)</b>	Egmond	2.78	8.7	15.6			barra
	Haingvliet	2.43	7.81	11.1			barra en playa extensa
<b>Larson (1995)</b>	0100	0.94	9.7	8.2	32	0.2	barra
	1000	0.71	9.7	7.6	34	-0.4	barra
	1600	0.74	10.7	8.3	18	0.3	barra
	2200	0.79	12	7.5	18	-0.5	barra

Tabla 4.2.

En la figura 4.8 se muestran las medidas de  $H_{rms}$  de los 4 casos del proyecto DELILAH presentados en Larson (1995) junto a los resultados del modelo de Larson y de Thornton y Guza. Como en los ensayos de laboratorio, el modelo TG se comporta de manera adecuada a la hora de predecir la disipación de la altura de ola.

Uno de los principales fenómenos - la recomposición del oleaje en el seno de la barra - es modelado de forma satisfactoria como puede verse en esta figura.

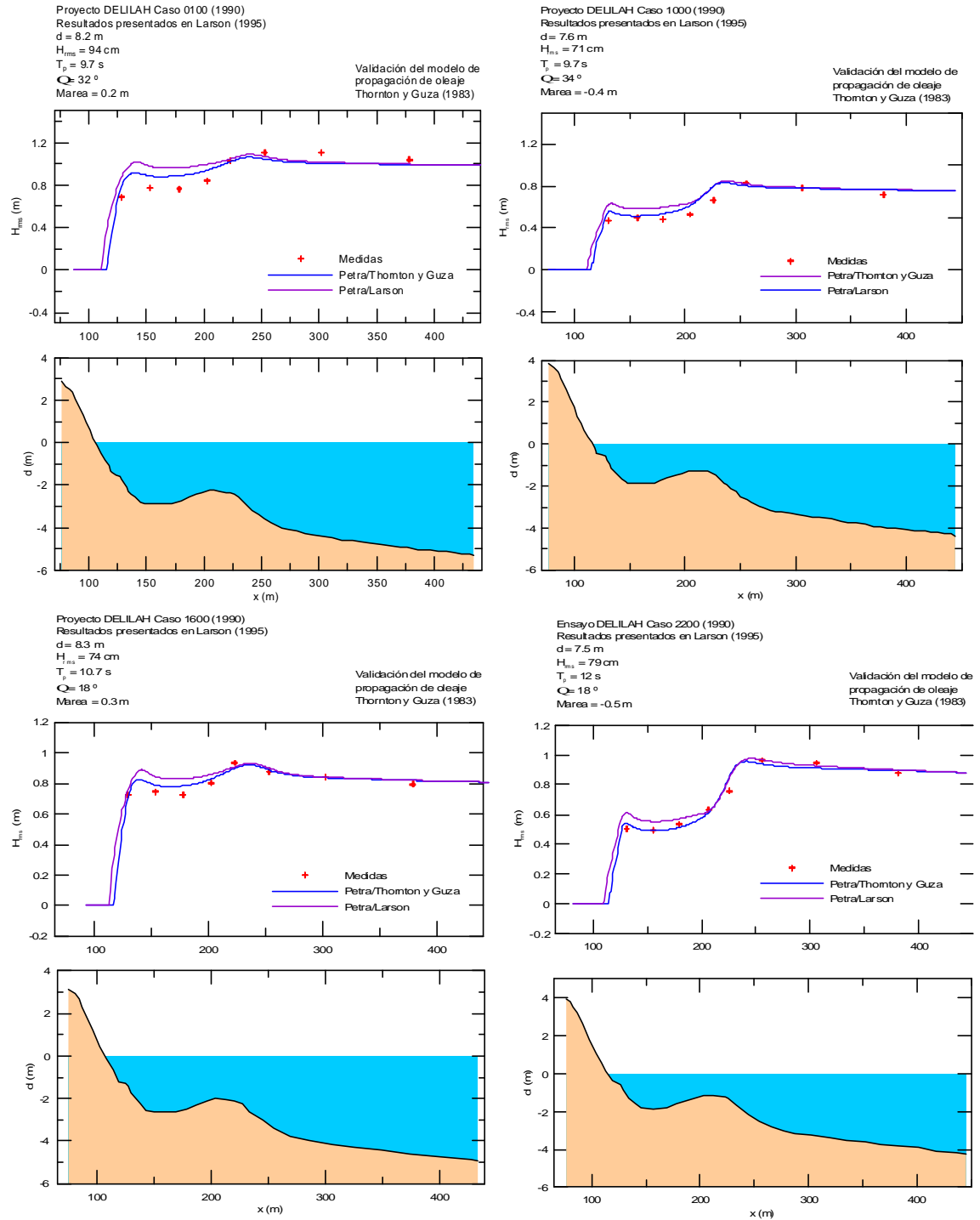


Figura 4.8

En la figura 4.9 se presentan los 2 casos de playas reales presentadas en Battjes y Stive (1985). En ámbos casos la evolución de  $H_{rms}$  tras la barra es modelada correctamente con el modelo TG. Cabe señalar que en estos 2 últimos casos la altura de ola cuadrática media era de casi 3 m por lo cual se puede asegurar el funcionamiento óptimo del modelo de propagación no existiendo problemas de fenómenos de escala con los parámetros de disipación de Thornton y Guza,  $B$  y  $g$ .

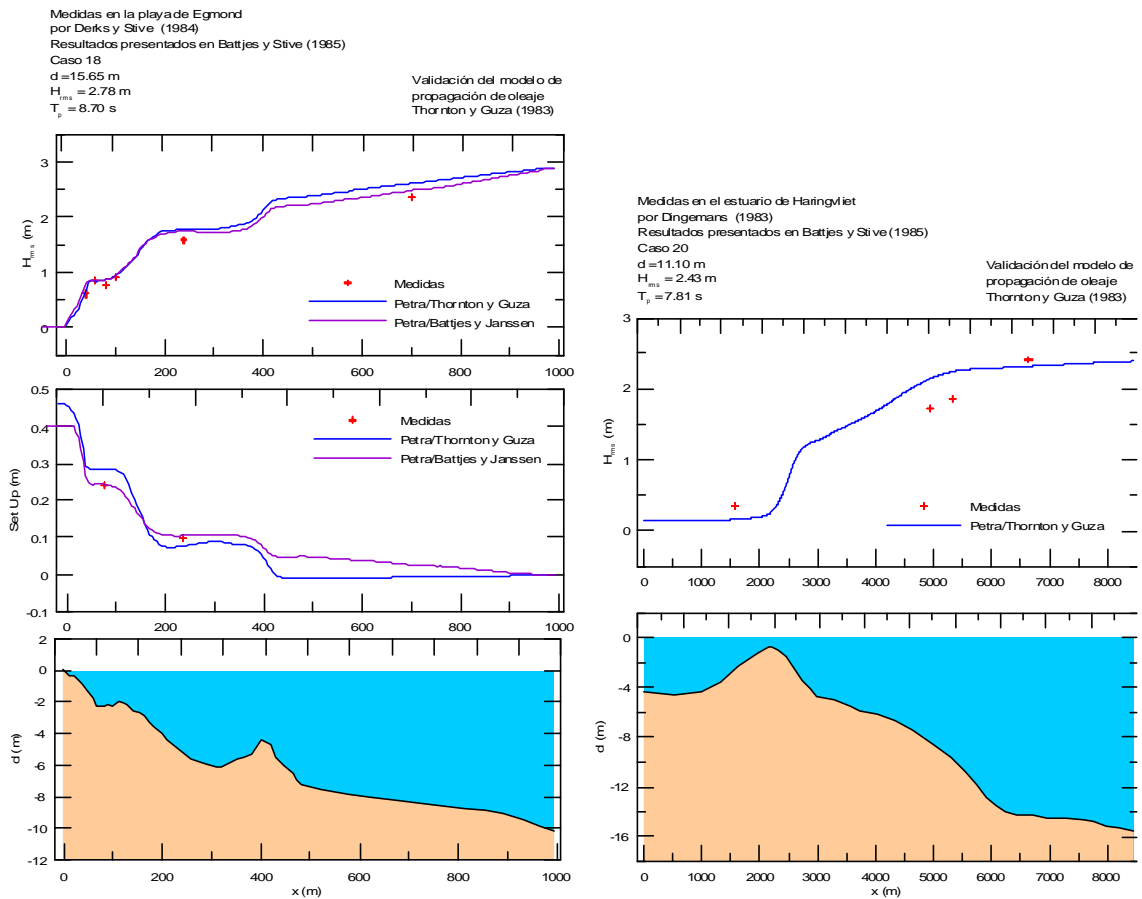


Figura 4.9



### 4.3 Validación del módulo de corrientes

En este apartado se presenta la validación del modelo de *undertow* de De Vriend y Stive (1987) con ensayos de laboratorio y de campo. Es importante señalar que la corriente  $U_{rb}$  que calcula el modelo de De Vriend y Stive (1987) es la corriente media en el fondo (fuera de la capa límite). Las medidas realizadas pueden no haberse realizado a la misma profundidad en donde se obtiene  $U_{rb}$  por lo que los resultados de la validación hay que valorarlos con cautela.

Nótese, además, que la corriente neta en el fondo es una magnitud de segundo orden dependiente de la propagación de la energía del oleaje ( $\sim H^2$ ). Por tanto, cualquier pequeña discrepancia debida a las limitaciones del modelo de propagación se amplifica a la hora de examinar las corrientes netas. A modo de ejemplo, un error de un 15% en las estimaciones de la altura de ola (perfectamente asumible con el tipo de modelos de propagación que estamos usando) se traduce en un posible error del 32% en las estimaciones de la corriente neta.

Como en el modelo de propagación, se han separado los ensayos de laboratorio de los de campo. Todas las ejecuciones se han realizado utilizando el modelo de propagación de TG con  $B=1$  y  $\gamma=0.6$ .

#### **4.3.1 Ensayos de laboratorio**

Se dispone de ensayos de laboratorio presentados en Okayasu y Katayama (1992) y en la tesis de Roelvink (1993).

Las características de los mismos se presentan en la tabla 4.3.



	$H_{rms}(m)$	$T_p(s)$	$d_{max}(m)$	Características del perfil
Okayasu y Katayama (1992)	0.059	1.26	0.35	Pendiente uniforme
Roelvink (1993)	0.123	2	0.6	Pendiente uniforme
	0.133	2	0.6	Barra

Tabla 4.3

En la figura 4.10 se muestran los datos experimentales de Okayasu y Katayama (1992) junto con los resultados del modelo de De Vriend y Stive (1987). Como puede verse, el modelo predice de manera correcta la magnitud de la corriente aunque sobreestima la corriente en la zona previa a la rotura.

También sobre un perfil de pendiente uniforme, Roelvink (1993) presenta medidas de  $U_{rb}$  (figura 4.11). En este caso el modelo de *undertow* utilizado por Petra da menores velocidades en la zona de asomeramiento aunque, como en el caso anterior, la evolución del *undertow* en la zona de rotura es simulada correctamente tanto en intensidad como en forma.

Se ha probado el modelo en perfiles no homogéneos como el que presenta Roelvink (1993). En este caso el modelo de *undertow* predice la evolución y la magnitud de la corriente perfectamente. (Figura 4.12). Es interesante ver como el modelo reproduce los máximos de  $U_{rb}$  en la zona del perfil donde se produce un gradiente negativo de la altura de ola acusado (sobre la barra).



Ensayo de Okayasu y Katayama (1992)  
 Resultados presentados en Leont'yev (1999)  
 $d = 0.35$  m  
 $H_{rms} = 5.9$  cm  
 $T_p = 1.26$  s

Validación del modelo de undertow  
 DeVriend y Stive (1987)

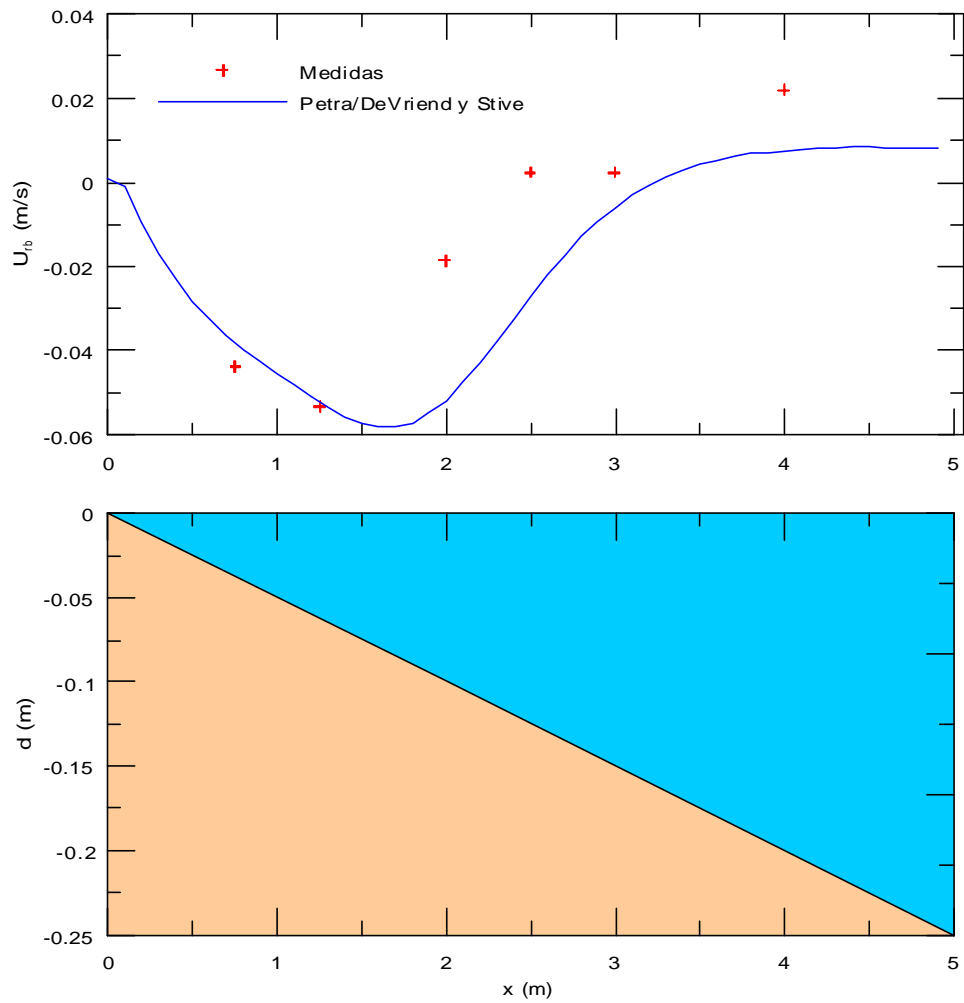


Figura 4.10





Ensayo de Roelvink y Stive (1989)  
 Resultados presentados en  
 la tesis doctoral de Roelvink (1993)  
 $d = 0.6 \text{ m}$   
 $H_{rms} = 12.3 \text{ cm}$   
 $T_p = 2 \text{ s}$

Validación del modelo de undertow  
 DeVriend y Stive (1987)

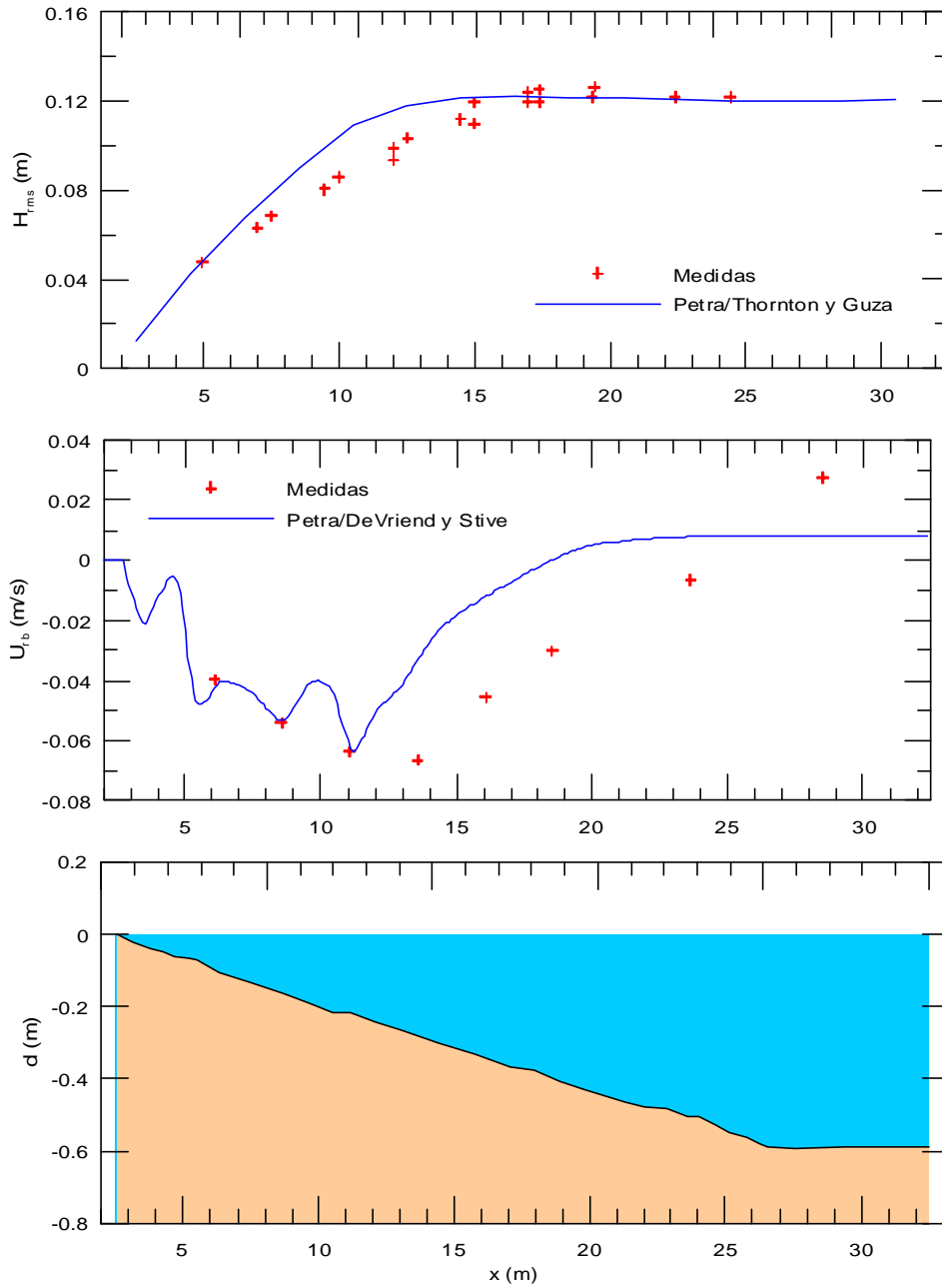


Figura 4.11



Ensayo de Roelvink y Stive (1989)  
 Resultados presentados en  
 la tesis doctoral de Roelvink (1993)  
 $d = 0.6 \text{ m}$   
 $H_{rms} = 13.3 \text{ cm}$   
 $T_p = 2 \text{ s}$

Validación del modelo de undertow  
 DeVriend y Stive (1987)

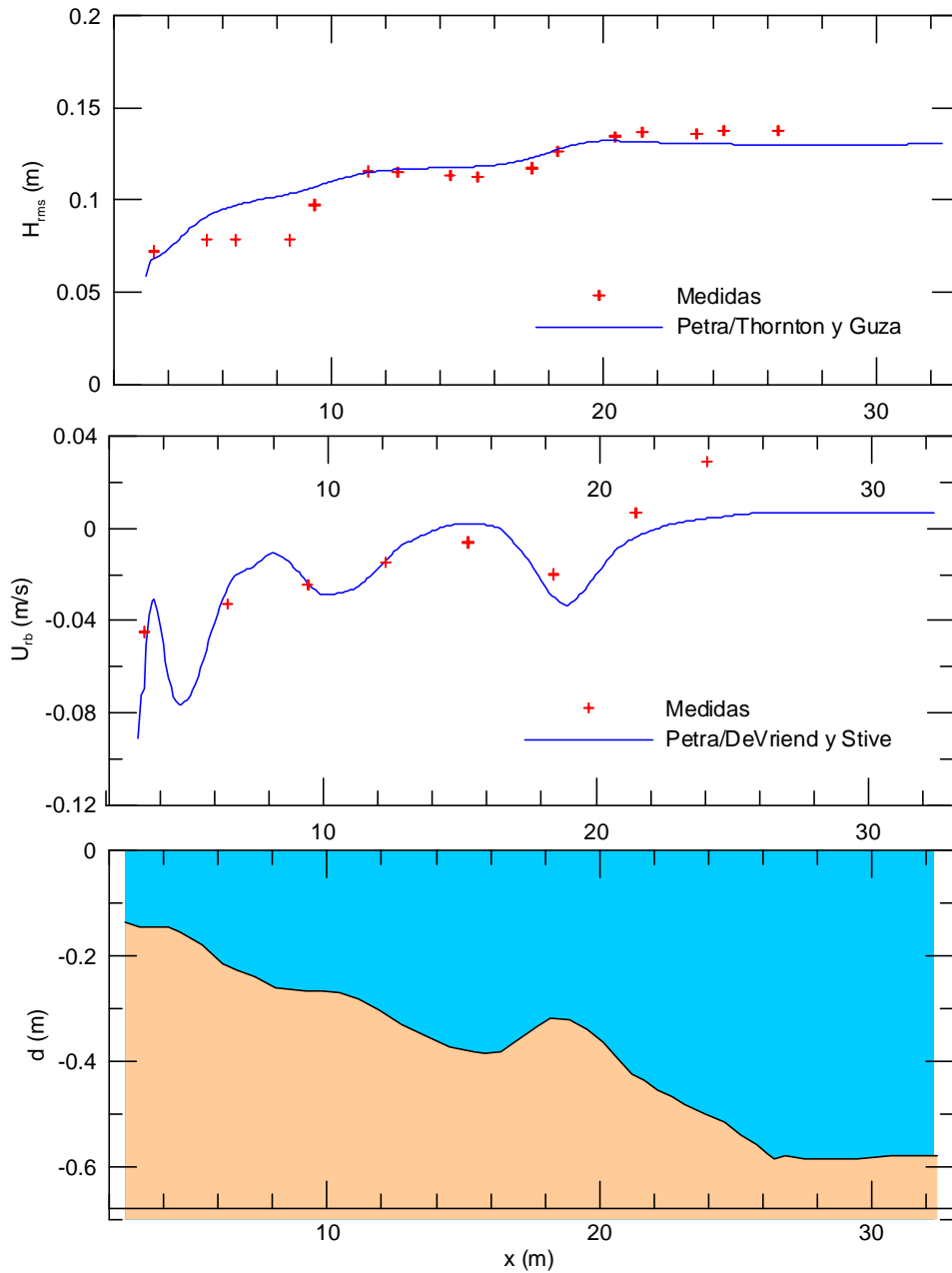


Figura 4.12



### **4.3.2 Ensayos de campo**

En la tabla 4.4 se muestra las características de los ensayos de campo que se han utilizado en la validación del modelo de De Vriend y Stive (1987):

		$H_{rms}$ (m)	$T_p$ (s)	$d_{max}$ (m)	$D_{50}$ (50)	Características del perfil
Rodríguez et al. (1994) (Playa del Trabucador, delta del Ebro)		0.5	7.1	1.5		Cambio de Pendiente
		0.4	7.1	1.5		Cambio de pendiente
De Vriend y Stive (1987) (Torrey Pines Beach)		0.6	14.3	6.3		pendiente cuasiuniforme

Tabla 4.4.

Las medidas de *undertow* en la playa de Trabucador presentadas por Rodríguez et al. (1994) son bien reproducidas por el modelo de De Vriend y Stive (1987) como puede verse en la figura 4.13. La evolución del *undertow* a lo largo del perfil es modelada correctamente tanto en forma como en magnitud.

En la figura 4.14 se muestra las medidas de Guza y Thornton (1985) de Torrey Pines Beach presentadas en de Vriend y Stive (1987) junto con los resultados del modelo. El orden de magnitud de las velocidades obtenidas es correcto si bien los máximos y mínimos de *undertow* están desfasados espacialmente respecto a las medidas.

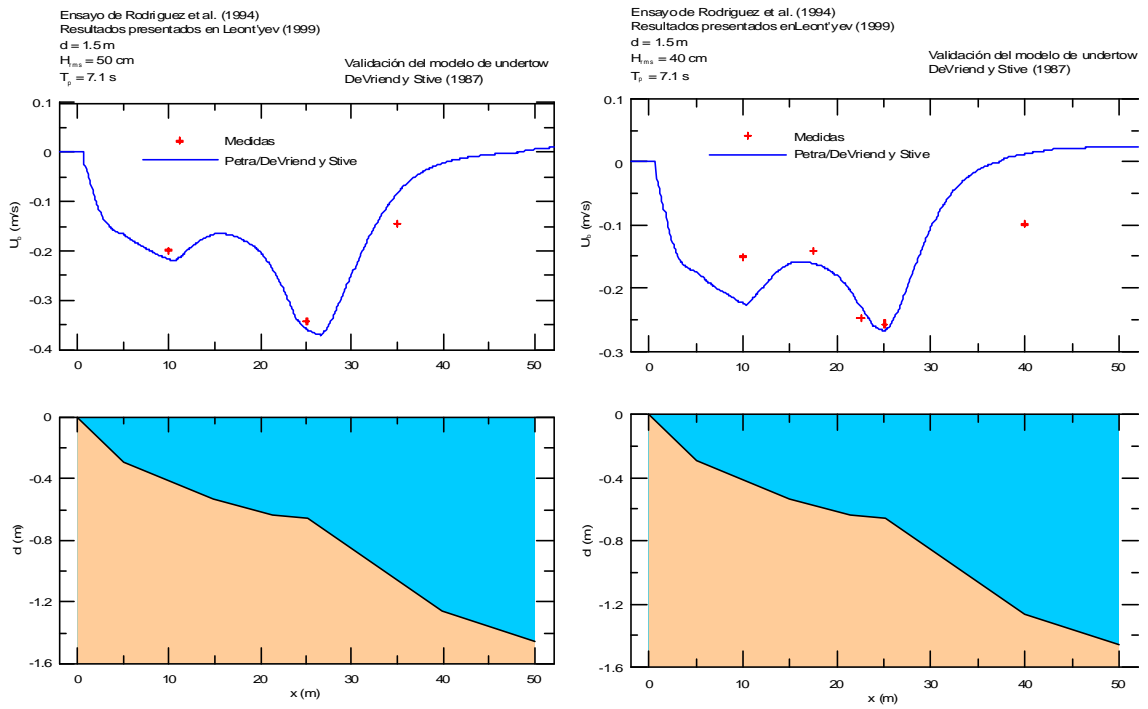


Figura 4.13



Medidas de Guza y Thornton (1985)  
 en la playa de Torrey Pines  
 presentadas en De Vriend y Stive (1987)  
 $d = 6.3 \text{ m}$   
 $H_{rms} = 60 \text{ cm}$   
 $T_p = 14.3 \text{ s}$

Validación del modelo de undertow  
 DeVriend y Stive (1987)

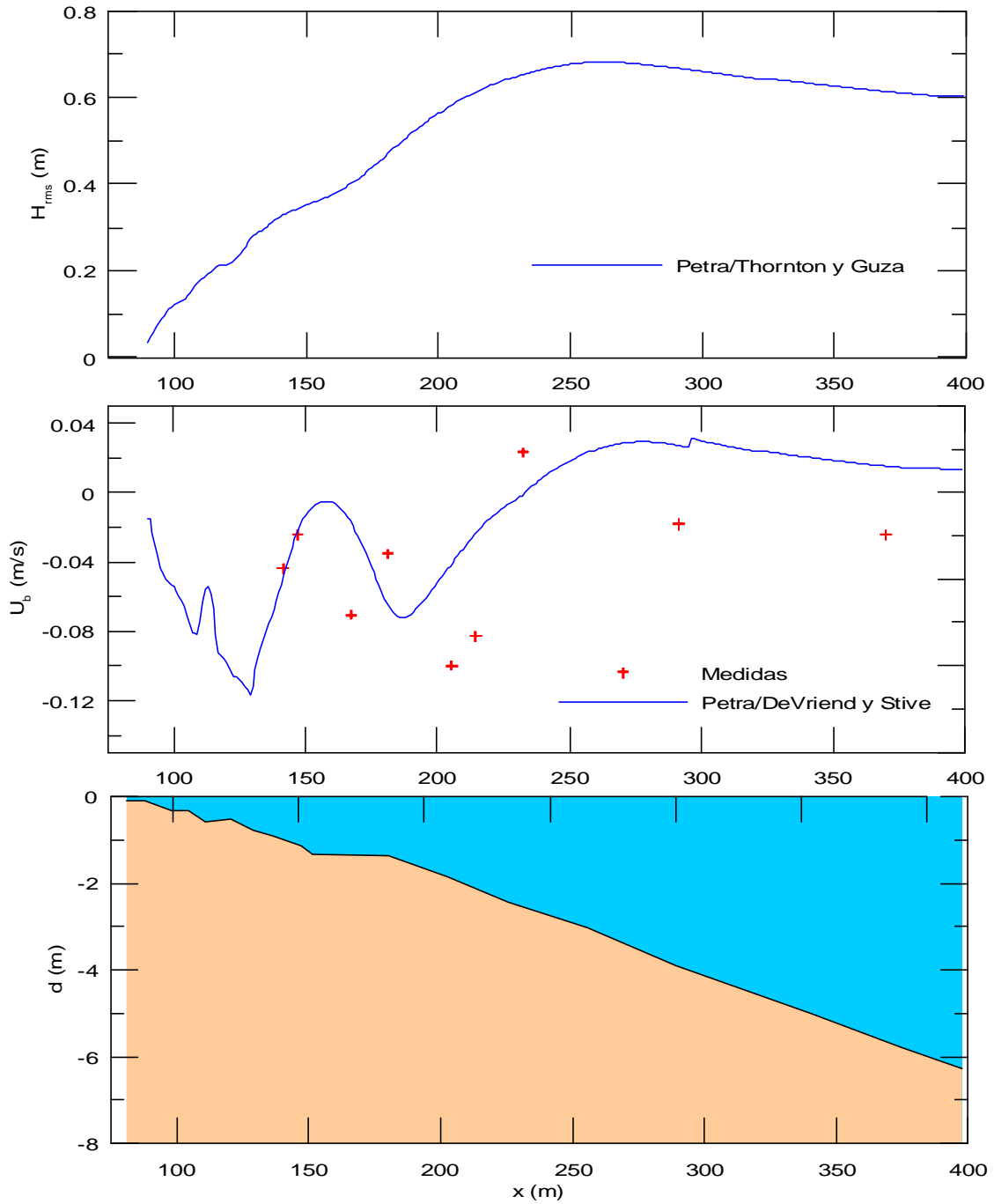


Figura 4.14.

#### 4.4 Validación del transporte de sedimentos y de la evolución del perfil

En este apartado se realiza la validación del módulo de transporte y de la evolución morfológica del perfil. Se ha utilizado resultados experimentales recogidos en el estado del arte. En la tabla 4.5 se muestra las características de cada caso.

<b>Autores</b>	<b>H<sub>rms</sub>(m)</b>	<b>T<sub>p</sub>(s)</b>	<b>d<sub>max</sub>(m)</b>	<b>D<sub>50</sub>(mm)</b>	<b>Duración (h)</b>	<b>Carrera marea(m)</b>
Roelvink y Broker (1993) Gran canal de Hannover	1.1	6	5	0.22	7	0
Ranasinghe et al. (1999) Ensayo laboratorio	0.123	2	0.58	0.1	12	0
Ranasinghe et al. (1999) Playa de Duck	1.3	9	4	0.25	70	1

Tabla 4.5

Roelvink y Broker (1993) hacen un repaso al estado del arte en cuanto a modelos numéricos de evolución del perfil de playa basados en procesos y comparan los resultados de los modelos de los principales grupos de investigación europeos con los resultados experimentales de un ensayo en el gran canal de Hannover. En la figura 4.15 se muestra el perfil inicial del caso del canal de Hannover con las características de la simulación morfodinámica.

LWF de Hannover  
 Resultados presentados en Roelvink y Broker (1993)

$H_s = 1.5$  m  
 $T_p = 6$  s  
 $D_{50} = 0.22$  mm  
 Duración=6.9 h

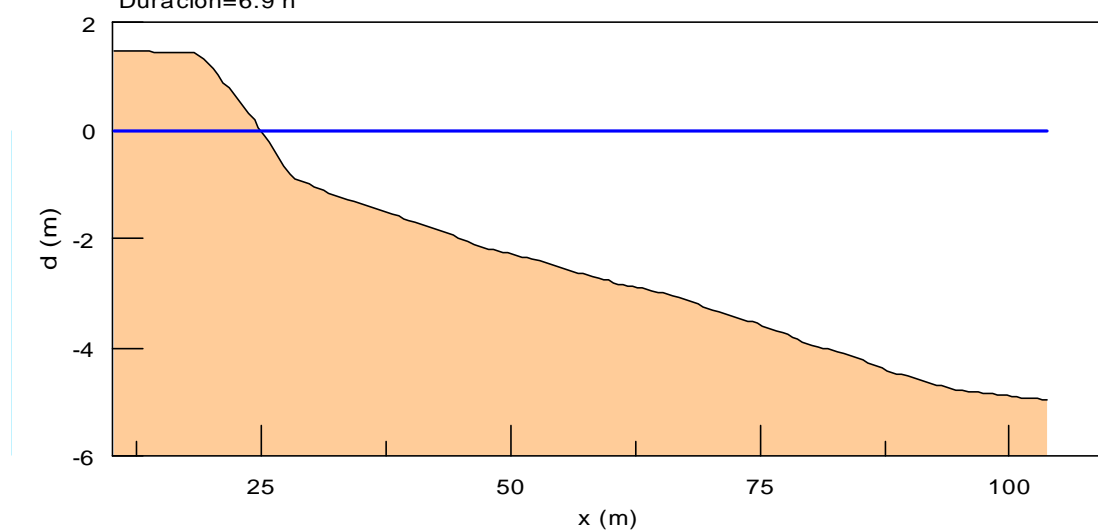


Figura 4.15.

En la figura 4.16 se presenta los resultados de la evolución del caudal de transporte de sedimentos a lo largo del perfil en 3 instantes (0.4 h, 3 h y 6.9 h). En concreto, se muestran:

- 1) Datos medidos
- 2) Resultados del modelo NPM de HR Wallingford (Inglaterra)
- 3) Resultados del modelo UNIBEST de Delft Hydraulics (Holanda)
- 4) Resultados del modelo LITCROSS del Danish Hydraulic Institute (Dinamarca)
- 5) Resultados del modelo WATAN3 de la Universidad de Liverpool (Inglaterra)
- 6) Resultados de Petra.

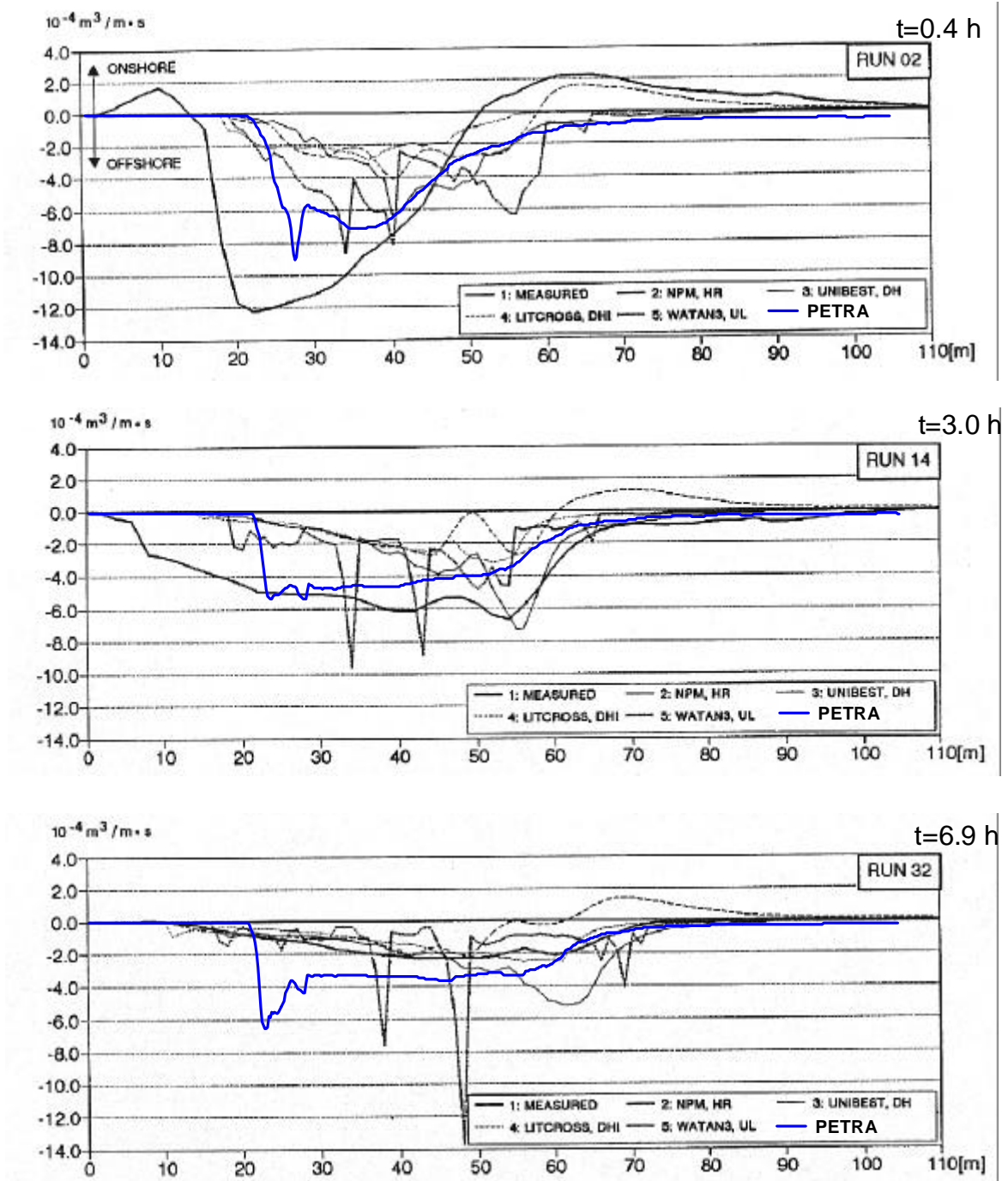


Figura 4.16.





Del análisis de esta figura se desprenden las siguientes conclusiones:

- Ninguno de los modelos es capaz de modelar correctamente el transporte de sedimentos en la zona de ascenso-descenso; la curva de la evolución del transporte de sedimentos a lo largo del perfil de Petra es similar (en forma y en magnitud) a los resultados medidos.
- Los resultados de Petra no presentan fuertes gradientes  $\left(\frac{\partial q}{\partial x}\right)$  como les ocurre a varios de los modelos representados.

La evolución morfológica del perfil transversal se representa en la figura 4.17. Como se comentó anteriormente, al no modelar correctamente el transporte de sedimentos en la zona de ascenso-descenso, la erosión del frente de playa no se realiza de manera adecuada. Aún así, cabe señalar que aunque cuantitativamente Petra no reproduce correctamente el perfil medido, sí lo hace en cuanto a la forma y localización del sedimento desplazado.



Ensayos de laboratorio realizados en el canal grande de Hannover en 1986-1987, Dette y Uliczka (1986), Dette y Oelerich (1991)  
 Resultados presentados en Roelvink y Broker (1993)  
 $d = 5 \text{ m}$   
 $H_s = 1.5 \text{ m}$   
 $T_p = 6 \text{ s}$   
 $D_{50} = 0.22 \text{ mm}$

Validación del modulo de evolución del perfil  
 Modelo de propagación de oleaje de Thornton y Guza (1983)  
 Modelo de undertow de DeVriend y Stive (1987)

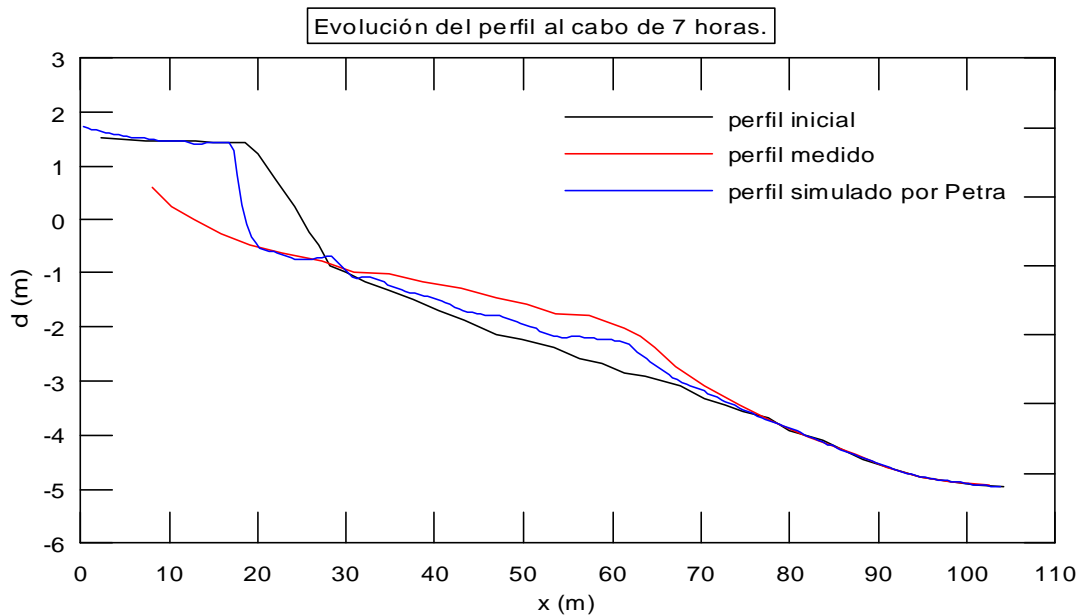
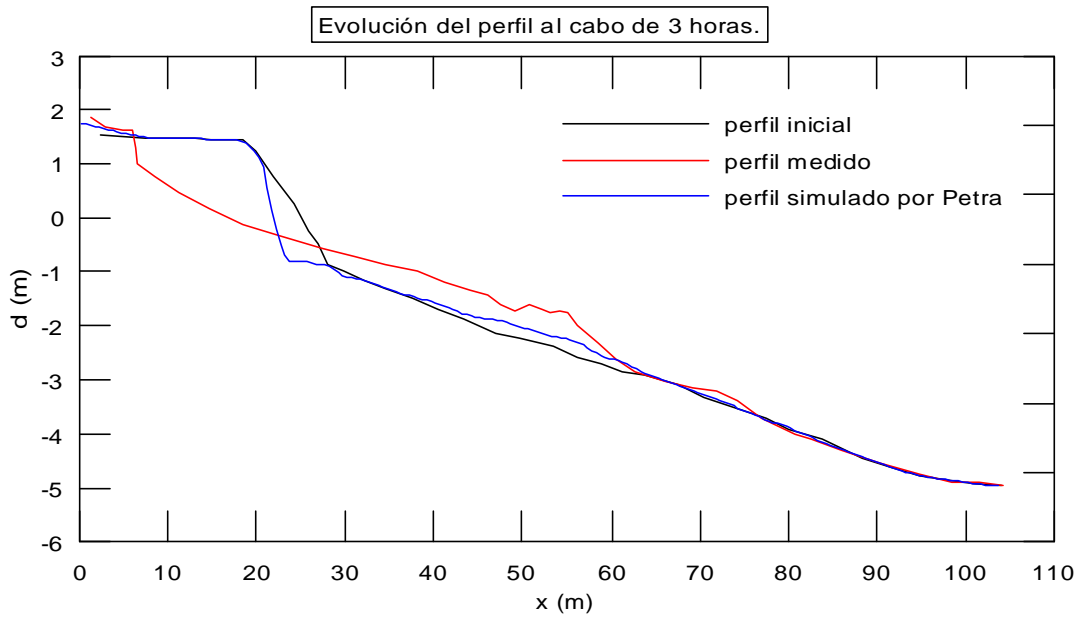


Figura 4.17

Ranasinghe et al. (1999) presenta varios casos de medidas de evolución morfológica de un perfil. Así, en la figura 4.18 se muestra un ensayo de laboratorio sobre un perfil uniforme. Como puede observarse Petra reproduce perfectamente la variación del perfil tanto en forma como en magnitud a las 12 h de simulación.

Ensayo de laboratorio de pequeña escala,  
Delft caso 1, Roelvink y Stive (1989)  
Resultados presentados  
en Ranasinghe et al. (1999)  
Duración del temporal = 12 h  
 $d = 0.6 \text{ m}$   
 $H_{rms} = 0.123 \text{ m}$   
 $T_p = 2 \text{ s}$   
 $D_{50} = 0.1 \text{ mm}$

Validación del modulo de  
evolución del perfil  
Modelo de propagación de oleaje  
de Thornton y Guza (1983)  
Modelo de undertow  
de DeVriend y Stive (1987)

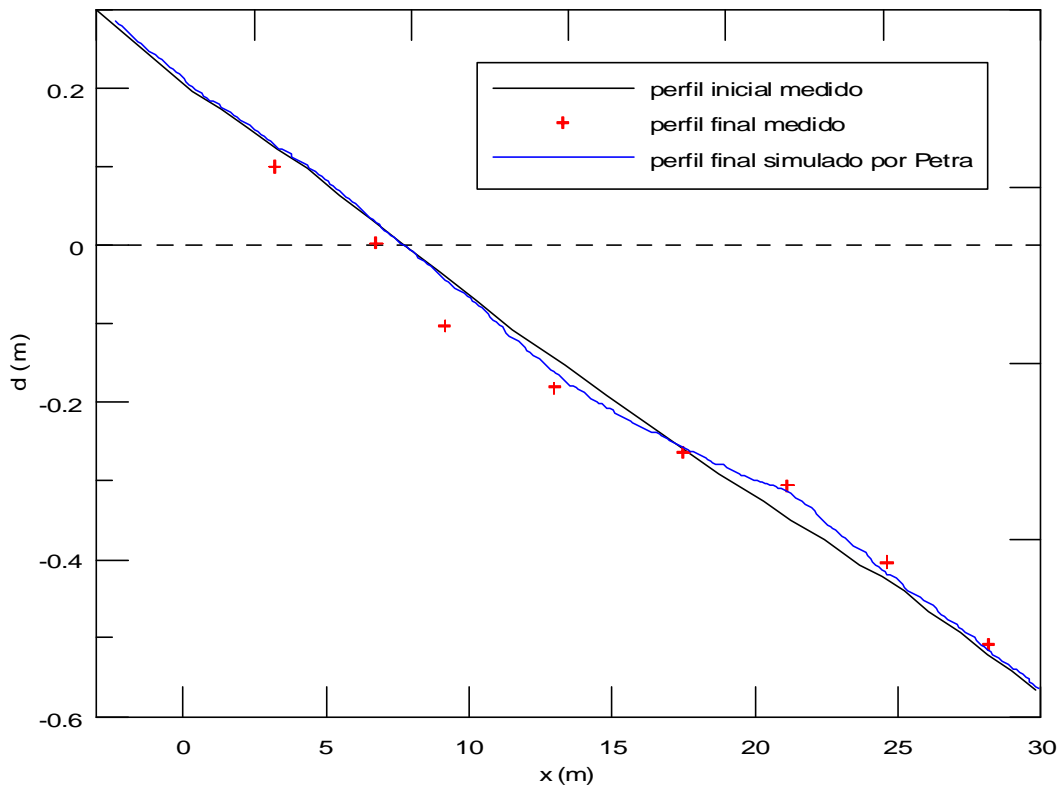


Figura 4.18



En la figura 4.19 se muestra la comparación de Petra con los datos medidos en un perfil en la playa de Duck sometido a un oleaje (considerado constante) durante 70 horas. En este caso, el movimiento hacia mar adentro de la barra no es simulado correctamente aunque sí lo es la acumulación en el entorno de la cota 0.

Proyecto DUCK84,  
 Medidas en la playa de Duck, North Carolina,  
 Larson (1988)  
 Resultados presentados  
 en Ranasinghe et al. (1999)  
 Duración del temporal = 70 h  
 $d = 4$  m  
 $H_{rms} = 1.3$  m  
 $T_p = 9$  s  
 $D_{50} = 0.25$  mm  
 Carrera de Marea = 1 m

Validación del modulo de  
 evolución del perfil  
 Modelo de propagación de oleaje  
 de Thornton y Guza (1983)  
 Modelo de undertow  
 de DeVriend y Stive (1987)

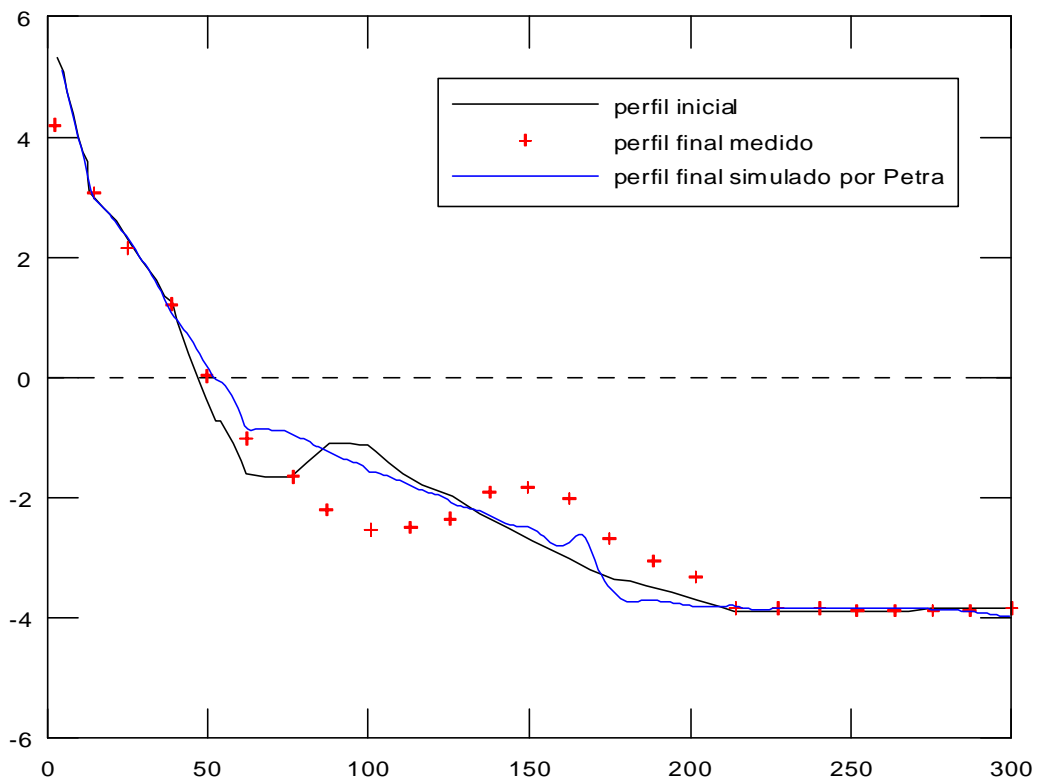


Figura 4.19

## **CAPÍTULO 5**

---

### **BIBLIOGRAFÍA**



## 5. BIBLIOGRAFÍA

Ahrens, J.P., (2000). “*A fall-velocity equation*”. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering Vol. 126 (2), pp. 99-102.

Bagnold, R.A., (1963). “*Mechanics of marine sedimentation*”. In: Hill, MN. The Sea: Ideas and Observations on Progress in the Study of Seas. Wiley-interscience. Vol. 3, pp. 507-528.

Bagnold, R.A., (1966). “*An approach to the sediment transport problem from general physics*”. U.S. Geol. Survey, Washington, D.C., Prof. Paper 422-I, 37 pp.

Bailard, J.A., (1981). “*An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach*”. J. Geophys. Vol. 86(C11), pp. 10938-10954.

Bailard, J.A., (1982). “*Modeling on-offshore sediment transport in the surf zone*”. Proc. 18<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., pp. 1419-1438.

Bailard, J.A., (1985). “*Simple models for surfzone sediment transport*”. Naval Civil Engineering Laboratory. Technical Note N1740, Port Hueneme, CA.

Battjes, J.A. and Janssen, J.P.F.M., (1978). “*Energy loss and set-up due to breaking of random waves*”. Proc. 16<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Houston, TX. ASCE, New York. Vol. 1, pp. 569-589.

Battjes, J.A. and Stive, M.J.F., (1985). “*Calibration and verification of dissipation model for random breaking waves*”. Journal of Geophysical Research. Vol. 90(C5), pp. 9159-9167.

Bowen, A.J., (1980). “*Simple models of nearshore sedimentation: beach profiles and longshore bars*”. In: McCann S.B., Coastline of Canada. Geological Survey of Canada, Halifax, pp. 1-11.

Dally, W.R., Dean, R.G. and Dalrymple, R.A., (1985). “*Wave height variation across beaches of arbitrary profile*”. J. Geophys. Vol. 90, pp. 11917-11927.



Dally, W.R., (1992). “*Random breaking waves: Field verification of a wave-by-wave algorithm for engineering application*”. Coastal Eng. Vol 16(4), pp. 369-397.

De Vriend, H.J. and Stive, M.J.F., (1987). “*Quasi-3D modelling of nearshore currents*”. Coastal Eng. Vol. 11(5/6), pp. 565-601.

García, E., (2000). “*Modelos morfodinámicos de evolución de playas : perfil y planta*”. Tesis doctoral. Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria.

Goda, Y., (1970). “*A synthesis of breaking indices*”. Trans. Japan Soc. Civil Eng. 2, Part. 2, pp. 227-230.

Goda, Y., (1975). “*Irregular wave deformation in the surf zone*”. Coastal Eng. Vol. 18, pp. 13-25.

Guza, R.T. and Thornton, E. B., (1985). “*Velocity moments in nearshore*”. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 111(2), pp. 235-256.

Kraus, N.C. and Smith, J.M., (1994). “*SUPERTANK laboratory data collection project, Volume I: Main text*”, Technical report CERC-94-3, Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Larson, M. and Kraus, N.C.,. (1989). “*SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change*”, Technical Report CERC-89-9, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Larson, M., Kraus, N.C. and Byrnes, M.R., (1990). “*SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change, Report 2, Numerical formulation and model tests*”. Technical Report CERC-89-9, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Larson, M. and Kraus, N.C., (1991). “*Mathematical modeling of the fate of beach fill*”. Artificial Beach Nourishments, Special Issue of Coastal Engineering 16, D. Niemayer, J. van Overeem and J. van de Graaff, ed., 83-114.



Larson, M., (1995). “*Model for decay of random waves in the surf zone*”. J. Waterway, Port, Coast., and Ocean Eng. Vol. 121(1), pp. 1-12.

Leont'yev, I. O., (1996). “*Numerical modelling of beach erosion during storm event*”. Coastal Eng. Vol. 29, pp. 187-200.

List, J. H., (1992). “*Breakpoint-forced and bound long waves in the nearshore: a model comparison*”. Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Venice, pp 860-873.

Mase, H. And Kirby, J.T., (1992). “*Modified frequency-domain KdV equation for random wave shoaling*”. Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Venice, pp. 474-487.

Méndez, F. J., (1995). “*Modelo bidimensional de generación de ondas largas libres y forzadas por la propagación de grupos de olas en playas*”. Tesina de Magíster. Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria.

Miche, R., (1954). “*Mouvements ondulatoires des mers en profondeur constante ou décroissante*”. Ser. 3, ISSUE 363, Wave Res. Lab., Univ. Calif. At Berkeley.

Nairn, R.B., (1990). “*Prediction of cross-shore sediment transport and beach profile evolution*”. Ph.D.Thesis. Imperial College, University of London, 391.

Nairn, R.B. and Southgate, H.N., (1993). “*Deterministic profile modelling of nearshore processes: Part 2. Sediment transport and beach profile development*”. Coastal Eng. Vol. 19, pp. 57-96.

Okayasu, A. and Katayama, H., (1992). “*Distribution of undertow and long-wave component velocity due to random waves*”. Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Venice, pp. 883-893.

Peyret, R. and Taylor, T. D., (1983). “*Computational Methods for Fluid Flow*”. Springer-Verlay, pp. 358.

Rakha, K.A., Deigaard, R. and Broker, I., (1997). “*A phase-resolving cross-shore sediment transport model for beach profile evolution*”. Coastal Eng. Vol. 31, pp. 231-261.





Rakha, K.A. and Kamphuis, J.W., (1997). “*Wave, induced currents in the vicinity of a seawall*”. Coastal Eng. Vol. 30, pp 23-52.

Rakha, K.A. and Kamphuis, J.W., (1997). “*A morphology model for an eroding beach backed by a seawall*”. Coastal Eng. Vol. 30, pp. 53-75.

Ranasinghe, R., Pattiaratchi, C. and Masselink, G., (1999). “*A morphodynamic model to simulate the seasonal closure of tidal inlets*”. Coastal Engineering. Vol. 37, pp. 1-36.

Rattanapitikon, W., and Shibayama, T., (1998). “*Energy dissipation model for regular and irregular breaking waves*”. Coastal Engineering, Vol. 40, nº4, pp. 327-346.

Rodríguez, A. Sánchez-Arcilla, A., Collado, F.R., Gracia, V., Coussirat, M.G. and Prieto, J., (1994). “*Waves and currents at the Ebro delta surf zone measurements and modeling*”. Proc. 24<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Kobe, pp. 2442-2556.

Roelvink, J.A. and Stive, M.J.F., (1989). “*Bar generating cross-shore flow mechanisms on a beach*”. J. Geophys. Res. Vol. 94(C4), pp. 4785-4800.

Roelvink, J.A. and Broker, I., (1993). “*Cross-shore profile models*”. Coastal Eng. Vol. 21, pp. 163-191.

Ruessink, B. G., Houwman, K. T. and Hoeskstra, P., (1999). “*Medium-term frequency distributions of cross-shore suspended sediment transport rates in water depths of 3 to 9 m*”. Coastal Engineering. Vol. 38, pp. 25-46.

Smith, J.M. and Kraus, N.C., (1990). “*Laboratory study on macro-features of waves breaking over bars and artificial reefs*”. Technical Report CERC-90-12, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station.

Smith, J. M., Larson, M., and Kraus, N. C., (1993). “*Longshore current on a barred beach: Field measurements and calculation*”. Journal of Geophysical Research 98, pp. 22727-22731.

Soulsby, R., (1997). “*Dynamics of marine sands*”, H. R. Wallingford. 249 p.



Southgate, H.N. and Nairn, R.B., (1993). “*Deterministic profile modelling of nearshore processes: Part 1. Waves and currents*”. Coastal Eng. Vol. 19, pp. 27-56.

Stive, M.J.F., (1986). “*A model for cross-shore sediment transport*”. Proc. 20<sup>th</sup> Int. Coastal Eng. Conf. ASCE, Taipei, pp. 1550-1564.

Svendsen, I.A., (1984). “*Wave heights and set-up in a surf zone*”. Coastal Engineering 8, pp. 303-29.

Swart, D.H., (1974). “*Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles*”. Delft Hydraulics Lab., Publ. 131.

Thornton, E.B. and Guza, R. T., (1983). “*Transformation of wave height distribution*”. J. Geophys. Res. Vol. 88, pp. 5925-5983.

Wise, R. A., Smith, S. R. and Larson, M., (1996). “*SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change. Report 4: Cross Shore Transport Under Random Waves and Model Validation with Supertank and Field Data*”. Technical Report CERC.

Zheng, J. and Dean, R.G., (1997). “*Numerical models and intercomparisons of beach profile evolution*”. Coastal Engineering 30, pp. 169-201.