

MODELO DE EVOLUÇÃO DO PERFIL TRANSVERSAL DE PRAIA



MANUAL DE REFERÊNCIA

Observação Jurídica

Nenhum dos participantes, nem as instituições as quais representam no desenvolvimento do SMC-Brasil, são responsáveis pela utilização dada a esta publicação.

A base de dados de ondas em águas profundas (GOW) e de níveis (GOT; GOS) incluída no SMC-Brasil são de propriedade do IH Cantabria. O SMC-Brasil permite o processamento e análise de tais dados ao longo da costa brasileira. Todavia, esses dados não estão disponíveis para os usuários do sistema, apenas o dado processado e analisado por cada usuário. O uso inadequado desses dados ou dos resultados obtidos a partir destes, bem como as ferramentas não são de responsabilidade do IH Cantabria ou do grupo que desenvolveu o projeto. Os usuários não podem utilizar técnicas de engenharia reversa, descompilar ou fazer o *download* da base de dados de ondas e níveis do *software* SMC-Brasil.

Contribuições e Desenvolvimento

Instituto de Hidráulica Ambiental da Cantabria (IH Cantabria)

Universidade da Cantabria

Instituição líder do projeto: Mauricio González (principal pesquisador do projeto), Raúl Medina, Omar Gutiérrez (coordenador do projeto), Nabil Kakeh, Cynthia Martínez, Roland Garnier, Lara Ruiz, Jara Martínez, Verónica Canovas, Laura Ribas de Almeida, Belén López, Fernando Méndez, Antonio Espejo, Melisa Menéndez, Ana Abascal, Sonia Castanedo.

Laboratório de Oceanografia Costeira - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC)

Líder local do projeto: Antonio Henrique da Fontoura Klein (principal pesquisador do projeto), Clarissa Brelinger De Luca, Priscila Hoerbe Soares, Paula Gomes da Silva, Jonas Gomes Oliveira, Maiara Werner Pinto, Charline Dalinghaus, Caio Trajano Siqueira Salgado, Julia Gil dos Santos.

Instituto Oceanográfico – Universidade de São Paulo (USP)

Líder local do projeto: Moyses Gonzalez Tessler (principal pesquisador do projeto), Samara Cazzoli y Goya.

Gerenciamento Costeiro – Ministério do Meio Ambiente (MMA)

Colaboradores: Márcia Regina Lima de Oliveira, Leila Swerts, Adélias Freires Bastos, Salomar Mafaldo de Amorim Júnior, Flávia Cabral Pereira, Bruna Teixeira Pandolpho da Costa e Silva e Mateus Pereira Rodrigues Borges.

Financiamento do projeto

Agência Espanhola de Cooperação Internacional para o Desenvolvimento – AECID

Ministério do Meio Ambiente- MMA Brasil

Ministério do Planejamento, Desenvolvimento e Gestão/Secretaria de Patrimônio da União- MP-SPU Brasil.

Colaboração (Fornecimento de dados)

Marinha do Brasil

Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias (INPH)

Sumário

CAPÍTULO 1: SOBRE ESTE MANUAL.....	15
1. Sobre este Manual.....	16
1.1 Objetivos.....	16
1.2 Conteúdo.....	16
CAPÍTULO 2: APRESENTAÇÃO TEÓRICA DO PROBLEMA.....	17
2. Apresentação Teórica do Problema.....	18
2.1 Introdução.....	18
2.2 Modelo de evolução morfodinâmica PETRA.....	21
2.2.1 Estrutura do modelo PETRA.....	21
2.2.2 Módulo hidrodinâmico.....	23
2.2.3 Módulo de transporte.....	24
2.3 Modelo de propagação de onda e de variações do nível médio.....	28
2.3.1 Modelo de dissipação de Battjes e Janssen (1978) (BJ).....	31
2.3.2 Modelo de dissipação Thornton e Guza (1983) (TG).....	34
2.3.3 Modelo de dissipação de Rattanapitikon e Shibayama (1998) (RS).....	35
2.3.4 Modelo de dissipação de Larson (1995).....	37
2.4 Modelo de correntes resultantes no fundo.....	41
2.4.1 Formulação de De Vriend e Stive (1987).....	41
2.4.2 Modelagem da turbulência vertical.....	42
2.5 Modelo de transporte de sedimentos.....	43
2.5.1 Formulação de Ranasinghe <i>et al.</i> (1999).....	43
2.5.2 Transporte na zona de espraiamento.....	47
2.6 Modelo de conservação e estabilidade do sedimento.....	48
2.6.1 Equação de conservação do sedimento.....	48
2.6.2 Critérios de estabilidade.....	49
CAPÍTULO 3: FORMULAÇÃO NUMÉRICA DO PROBLEMA.....	50
3. Formulação Numérica do Problema.....	51
3.1 Introdução.....	51
3.2 Discretização do domínio.....	51
3.3 Modelo de propagação de onda e das variações do nível médio.....	52
3.4 Modelo de correntes resultantes no fundo e de transporte de sedimentos.....	55
3.4.1 Formulação de transporte de sedimento na zona de espraiamento.....	55
3.5 Equação da conservação do sedimento.....	56

MANUAL DE REFERÊNCIA – PETRA

Sumário

3.5.1	Esquema de resolução	57
3.5.2	Passo de tempo morfológico.....	58
3.5.3	Condições iniciais e de contorno.....	58
3.5.4	Filtros espaciais	60
CAPÍTULO 4: VALIDAÇÃO DO MODELO PETRA.....		62
4.	Validação do Modelo PETRA.....	63
4.1	Introdução.....	63
4.2	Validação do módulo de onda.....	64
4.2.1	Testes de laboratório	64
4.2.2	Testes de campo	71
4.3	Validação do módulo de correntes	74
4.3.1	Testes de laboratório	75
4.3.2	Testes de campo	79
4.4	Validação do transporte de sedimentos e da evolução do perfil.....	81
REFERÊNCIAS.....		88

Lista de Figuras

Figura 1 – Perfil submetido à ação da tempestade.....	18
Figura 2 – Resposta do perfil de praia.....	19
Figura 3 – Diagrama do fluxo do modelo de evolução de perfil.	21
Figura 4 – Diagrama mais detalhado do fluxo do modelo de evolução do perfil praial.....	22
Figura 5 – Sistema de referência adotado.....	29
Figura 6 – Resultados obtidos: evolução da altura quadrática média de onda, ângulo de incidência, variações do nível médio e proporção de ondas em quebra.	30
Figura 7 – Propagação da onda em uma praia com bancos.	40
Figura 8 – Modelo PETRA que utiliza a formulação de Wise <i>et al.</i> (1996).....	48
Figura 9 – Esquema da discretização realizada com a orientação do sistema de eixos de referência.....	52
Figura 10 – Equações diferenciais discretizadas.....	53
Figura 11 – Exemplo de transporte de sedimento na zona de espraiamento da praia.....	55
Figura 12 – Variáveis discretizadas no espaço e no tempo.....	58
Figura 13 – Esquema de condições de contorno.....	60
Figura 14 – Estrutura piramidal para validação do modelo Petra.	63
Figura 15 – Resultados obtidos utilizando os modelos de dissipação de BJ, RS e Larson.....	66
Figura 16 – Modelo de Thornton e Guza (1983).....	67
Figura 17 – Resultados do modelo de Battjes e Stive (1985).	68
Figura 18 – Caso apresentado por Nairn e Southgate (1993).	69
Figura 19 – Teste de Battjes e Stive (1985).	70
Figura 20 – Comparação entre o modelo de Larson (1995) e o modelo de Thornton e Guza (1983).	71
Figura 21 – H_{rms} dos 4 casos do projeto DELILAH apresentados em Larson (1995), juntamente com os resultados do modelo de Larson e de Thornton e Guza.....	73
Figura 22 – Casos de praias apresentadas em Battjes e Stive (1985).	74
Figura 23 – Comparação entre os dados experimentais de Okayasu e Katayama (1992) e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).	76
Figura 24 – Comparação entre os resultados apresentados por Roelvink (1993) em um perfil de declividade uniforme e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).	77
Figura 25 – Comparação entre os resultados apresentados por Roelvink (1993) em perfis não homogêneos e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).	78

Figura 26 – Dados medidos de correntes <i>undertow</i> apresentadas por Rodríguez <i>et al.</i> (1994), reproduzidas pelo modelo de De Vriend e Stive (1987).....	79
Figura 27 – Comparação entre os resultados apresentados por Guza e Thornton (1985) e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).	80
Figura 28 – Caso Gran Canal de Hannover – Perfil inicial e características da evolução morfodinâmica.	82
Figura 29 – Resultados de diferentes modelos da evolução do fluxo de transporte de sedimentos ao longo do perfil em três momentos distintos.	83
Figura 30 – Comparação da evolução morfológica do perfil transversal entre resultados apresentados por Roelvink e Broker (1993) e resultados simulados pelo PETRA.....	85
Figura 31 – Comparação da evolução morfológica de um perfil uniforme entre resultados apresentados por Ranasinghe <i>et al.</i> (1999) e resultados simulados pelo PETRA.	86
Figura 32 – Comparação da evolução morfológica de um perfil submetido à uma ondulação constante entre resultados apresentados por Ranasinghe <i>et al.</i> (1999) e resultados simulados pelo PETRA.	87

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Principais características dos testes de validação	64
Tabela 2 – Característica de onda para cada perfil.	72
Tabela 3 – Características utilizadas para testes de laboratório segundo Okayasu e Katayama (1992) e Roelvink (1993).	75
Tabela 4 – Características dos testes de campo na validação do modelo de DeVriend e Stive (1987).	79
Tabela 5 – Características dos casos utilizados para validação do modelo de transporte e evolução morfológica do perfil.	81

Lista de Abreviaturas

- AECID – Agência Espanhola de Cooperação Internacional para o Desenvolvimento
- BJ – Modelo de dissipação de energia de Battjes e Janssen
- CERC – *Coastal Engineering Research Center*
- DELILAH – *Duck Experiment on Low-frequency and Incident-band Longshore and Across-shore Hydrodynamics*
- DHI – *Danish Hydraulic Institute*
- DV – Dimensão Vertical
- GOS – *Global Ocean Surges*
- GOT – *Global Ocean Tides*
- GOW – *Global Ocean Waves*
- hi* – Alta Frequência (*high*)
- IH – Instituto Hidráulico
- INPH – Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias
- lo* – Baixa Frequência (*low*)
- MMA – Ministério do Meio Ambiente
- NMMR – Nível Médio do Mar em Repouso
- OLUCA – Modelo de Propagação de Ondas em Praias
- PETRA – Modelo de Perfil Transversal de Praias
- RS – Modelo de dissipação de energia de Rattanapitikon e Shibayama
- SBEACH – *Numerical Model for Simulating Storm-Induced Beach Change*
- SMC – *Sistema de Modelado Costero / Sistema de Modelagem Costeira*
- SP – Modelo de Ondas Espectrais
- TG – Modelo de dissipação de energia de Thornton e Guza
- UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina
- USP – Universidade de São Paulo

Lista de Símbolos

- A – Amplitude do deslocamento orbital / Índice de flutuação
- B – Parâmetro associado ao tipo de quebra
- c – Celeridade da onda correspondente ao período de pico
- C – Concentração volumétrica de sedimento
- C_1 – Função de ξ_t
- C_g – Celeridade de grupo
- C_p – Celeridade/Velocidade de fase
- d – Diâmetro da partícula de sedimento
- d – Profundidade da coluna d'água
- d_b – Profundidade de quebra da onda
- D – Taxa de dissipação de energia por unidade de área
- D_{50} – Diâmetro médio do sedimento
- $\overline{D_b}$ – Taxa de dissipação de energia por unidade de área
- E – Energia da onda
- E – Densidade de energia da onda
- E_s – Densidade de energia estável
- f – Frequência da onda
- f_p – Frequência de pico
- f_w – Fator de atrito
- g – Aceleração da gravidade
- h – Profundidade local com relação ao NMMR
- h_b – Profundidade do ponto de quebra da onda
- H – Altura de onda
- H_{Orms} – Altura quadrática média de onda em profundidades indefinidas
- H_b – Altura de quebra da onda
- H_e – Altura de onda estável
- H_m – Altura quadrática média das ondas sem quebrar
- H_q – Altura quadrática média das ondas em quebra
- H_r – Altura quadrática média das ondas reformadas

-
- H_{rms} – Altura quadrática média de onda
- H_{rmsc} – Altura quadrática média de onda no início do perfil
- H_x – Altura da onda no início do perfil
- i_{asb} – Transporte pelo fundo por assimetria de onda
- i_{ass} – Transporte em suspensão por assimetria da onda
- i_{cs} – Transporte do sedimento em unidades de peso submerso
- i_{scb} – Transporte pelo fundo por corrente líquida
- i_{scs} – Transporte em suspensão por corrente líquida
- i_{slb} – Transporte pelo fundo por influência da declividade
- i_{sls} – Transporte em suspensão por influência da declividade
- k – Número de onda
- k – Parâmetro empírico
- k_p – Número de onda a partir da quebra de dispersão linear
- K – Constante empírica
- K – Ponto com a menor profundidade na área de estudo
- K_5 – Constante proporcional
- K_6 – Coeficiente de ajuste
- K_7 – Coeficiente de ajuste
- K_s – Rugosidade de Nikuradse ($K_s = 2,5 D_{50}$)
- L – Função que define a carga de sedimentos
- L_0 – Comprimento de onda em profundidades indefinidas
- L_1 – Comprimento de onda correspondente ao período de pico T_p
- L_p – Comprimento de onda associado à frequência de pico f_p
- m – Declividade do fundo
- M – Constante empírica
- M – Índice que corresponde a um obstáculo (muro impermeável na passagem do sedimento)
- n – Porosidade
- N – Índice da última célula do domínio de cálculo
- $\rho(H)$ – Função de densidade da altura de onda
- $\rho_b(H)$ – Função de distribuição das alturas de onda em quebra

-
- q – Transporte de sedimentos expresso em termos volumétricos
- q_1 – Contorno mar (*offshore*)
- q_M – Contorno dentro do perfil
- q_N – Contorno limite da praia
- q_s – Transporte definido em x_s a uma determinada profundidade
- \bar{q} – Taxa volumétrica média de transporte numa escala de tempo superior ao período das ondas
- Q_b – Proporção de ondas em quebra
- S_0 – Altura de onda em profundidades indefinidas
- t – Tempo
- t_0 – Tempo inicial
- t_f – Duração do evento de tempestade
- $\tan\beta$ – Declividade local
- T – Temperatura
- T_p – Período de pico
- u – Velocidade horizontal
- u_* – Velocidade de corte
- U_m – Velocidade orbital nas imediações do fundo
- U_{ref} – Velocidade instantânea de referência
- U_{rb} – Correntes resultantes de fundo (*undertow*)
- $(u_3)^*$ e $(u_5)^*$ – Momentos centrais não dimensionados com a velocidade orbital u_m
- W_f – Velocidade de queda do sedimento
- x – Distância na direção perpendicular à costa
- x_c – Coordenada horizontal do ponto do perfil que possui profundidade nula
- x_R – Coordenada horizontal de avanço máximo da lâmina de água
- x_w – Coordenada horizontal do ponto do perfil que coincide com a H_{rms}
- X_i – Variável no limite da célula
- y_1 – Profundidade no início do perfil
- Y_i – Variável no centro da célula
- $z(m)$ – Variável que expressa a potência do sedimento com relação a um dado
- z_b – Coordenada vertical que define o fundo

Z_R – *Runup*

z_s – Cota que define a superfície livre

α – Constante

α – Proporção de ondas quebradas

β – Proporção de ondas sem quebrar

γ – Parâmetro de quebra

γ_b – Parâmetro de quebra

Γ – Fator de estabilidade para ondas irregulares

Δh_{max} – Variação máxima do fundo permitida

Δt – Passo de tempo morfológico

Δt_m – Passo de tempo morfodinâmico

ε_b – Parâmetro de eficiência do transporte pelo fundo

ε_s – Parâmetro de eficiência do transporte por suspensão

$\bar{\eta}$ – Sobre-elevação do nível médio

θ – Ângulo de incidência da onda

θ – Ângulo médio da onda com relação ao eixo x

θ – Direção média de onda

θ_c – Ângulo de incidência de onda no início do perfil

θ_m – Direção do fluxo médio de energia

λ – Comprimento da onda na quebra correspondente ao período de pico

μ – Proporção de ondas reformadas

ν – Viscosidade turbulenta vertical

ξ_t – Nível da onda sinusoidal a partir do fundo não dimensionado com a profundidade

ρ – Densidade da água

ρ_s – Densidade da partícula de sedimentos de diâmetro d

τ_b – Média da tensão tangencial no fundo

ν – Viscosidade da água

ϕ – Ângulo de atrito interno do sedimento

ω – Frequência angular

– Média de tempo

CAPÍTULO 1: SOBRE ESTE MANUAL

1. Sobre este Manual

1.1 Objetivos

Este manual inclui uma descrição geral das equações e formulações numéricas aplicadas no modelo PETRA (modelo numérico de evolução morfológica do perfil transversal de praias), bem como a estrutura do programa. O programa PETRA faz parte das ferramentas de análise do modelo de Análise de Curto Prazo da praia.

Os principais objetivos deste manual são:

Proporcionar uma ideia geral ao usuário das equações aplicadas no modelo PETRA, sem aprofundar nas deduções teóricas, mas apresentando muito claramente as hipóteses nas quais se fundamentam e seu âmbito de aplicação. Se o usuário pretende analisar mais detalhadamente alguns desses aspectos, ao final do texto é apresentada uma lista de referências para cada um dos tópicos.

Comprovar, através da validação do modelo, que os processos físicos aos que são submetidos o perfil da praia estão sendo corretamente modelados.

Descrever a estrutura global do modelo, bem como detalhar as interações entre seus diversos módulos.

1.2 Conteúdo

No Capítulo 2 é apresentado teoricamente o problema da evolução morfológica do perfil de praia.

No Capítulo 3 é apresentado o modelo numérico de discretização das equações, resolução das mesmas e as condições de contorno.

No Capítulo 4 são validados os diferentes módulos do modelo, tanto em testes de laboratório como de campo.

No Capítulo 5 estão incluídas as referências.

**CAPÍTULO 2: APRESENTAÇÃO TEÓRICA DO
PROBLEMA**

2. Apresentação Teórica do Problema

2.1 Introdução

O modelo PETRA é um modelo numérico que resolve, para um perfil de praia, as equações do fluxo de sedimentos dentro da zona de arrebentação, bem como as alterações na batimetria associadas às variações espaciais do transporte de sedimentos. A magnitude do transporte depende das características do meio (água, sedimento e batimetria) e das condições hidrodinâmicas (ondas e correntes induzidas por estas).

Os modelos morfodinâmicos para um transecto transversal da zona de arrebentação são utilizados para prever a evolução morfológica de um perfil praiado (em curto prazo) submetida à ação de determinadas condições de onda. O conceito de “curto prazo” deve ser entendido como a escala de tempo de validade do modelo (horas – dias). Portanto, este tipo de modelo é útil para simular o comportamento de uma praia (volume de areia erodida, retração da linha de costa) submetida à ação de uma tempestade (Figura 1).

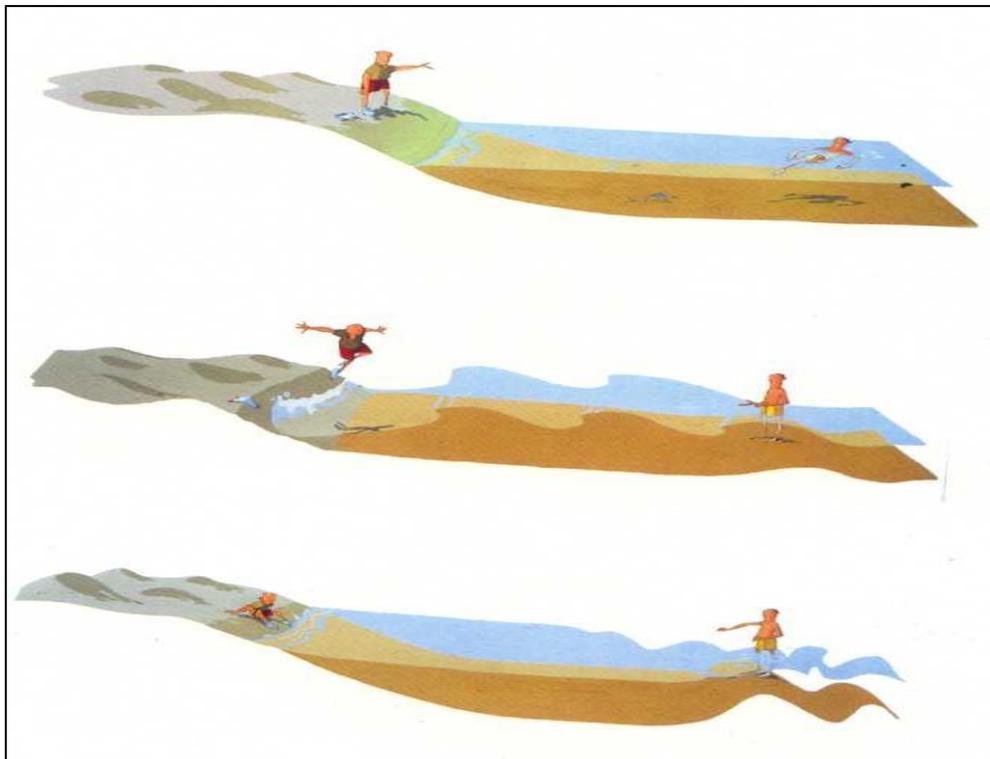


Figura 1 – Perfil submetido à ação da tempestade.

Este modelo se enquadra nas ferramentas para o pré-projeto em curto prazo de praias (ver Documento Temático de Recuperação de Praias, IH CANTABRIA – MMA, 2017a). O objetivo é conhecer a resposta do perfil frente a um evento de tempestade em termos de:

Retração da linha de costa

Forma final do perfil (Figura 2).

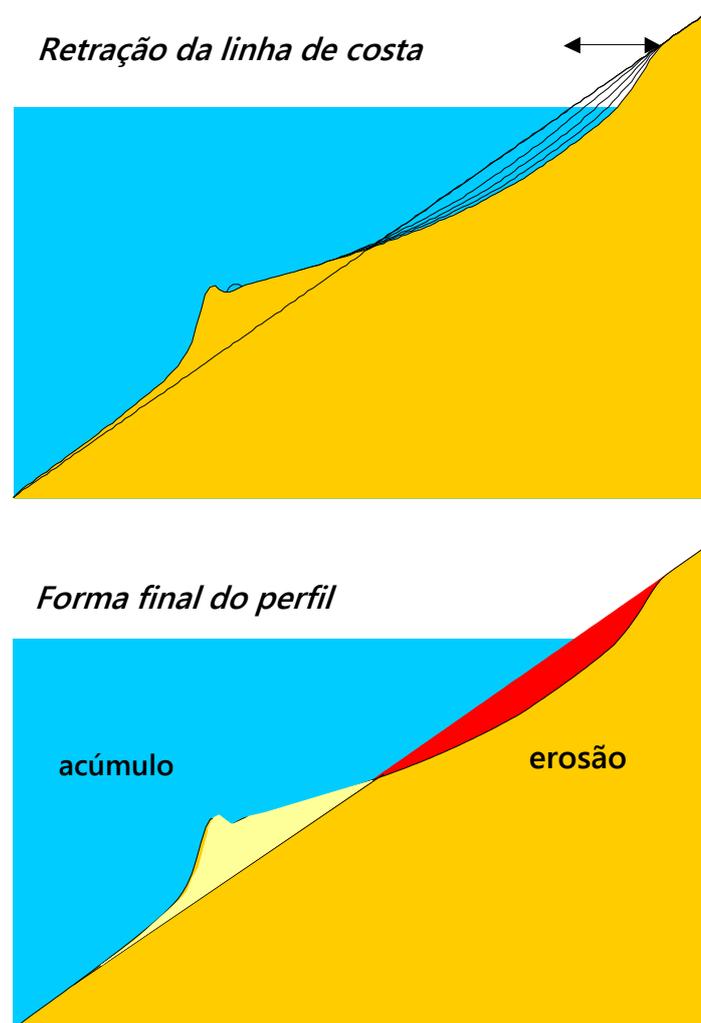


Figura 2 – Resposta do perfil de praia

As mudanças no perfil praias devido à ação das ondas em geometrias arbitrárias foram, e são, um desafio para o engenheiro costeiro nos últimos 15 anos. Diversas são as abordagens realizadas em função do tipo de problema a ser resolvido, do tipo das praias, das condições hidrodinâmicas e das escolas dos grupos de pesquisa.

Assim, Zheng e Dean (1997) separam os modelos de evolução do perfil de praias em dois grandes grupos:

Modelos abertos, ou baseados em processos.

Modelos fechados, ou baseados no equilíbrio.

Os modelos abertos não assumem *a priori* nenhum perfil final, dessa forma, modelam o transporte de sedimentos em função do fluxo e das concentrações de sedimento. (ROELVINK; BROKER, 1993; NAIRN; SOUTHGATE, 1993; RAKHA; KAMPHUIS, 1997a; RAKHA *et al.*, 1997; LEONT'YEV, 1996). A essência dos modelos fechados consiste em fazer com que o perfil inicial tenha uma forma predefinida, dependente do clima marítimo e do sedimento (LARSON; KRAUS, 1989, 1991; LARSON *et al.*, 1990; LARSON, 1995; WISE *et al.*, 1996; ZHENG; DEAN, 1997; GARCÍA, 2000).

O modelo PETRA pertence ao primeiro grupo, modelo aberto baseado em processos. O modelo baseia-se na modelagem de processos físicos que afetam o perfil da praia, propagação de onda, correntes de retorno, transporte de sedimentos e variação da batimetria. Em geral, admitem-se algumas condições hidrodinâmicas estacionárias durante um intervalo de tempo específico, dando origem a uma variação do fundo. Com o novo perfil são recalculadas as condições hidrodinâmicas e os novos fluxos de transporte. Este ciclo fechado é realizado até a finalização do evento que se deseja simular (Figura 3).

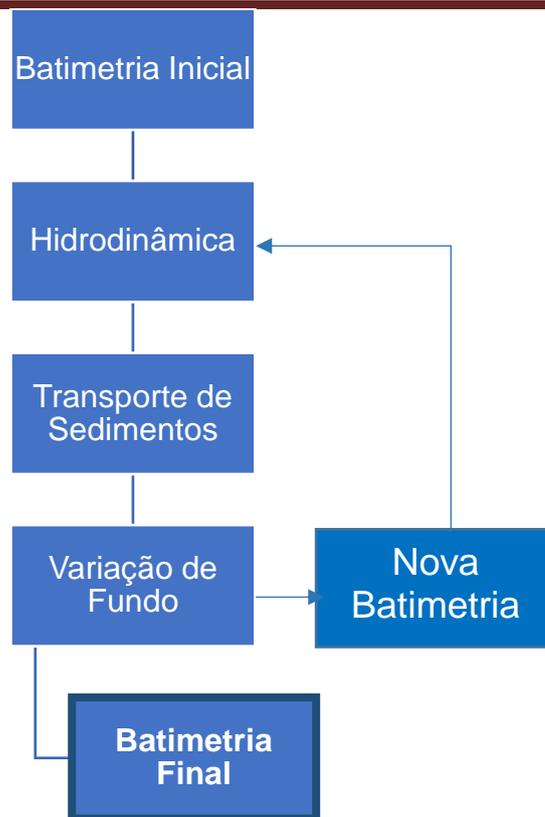


Figura 3 – Diagrama do fluxo do modelo de evolução de perfil.

2.2 Modelo de evolução morfodinâmica PETRA

2.2.1 Estrutura do modelo PETRA

Na simulação da evolução morfológica de um perfil praiial é necessário que cada um dos elementos que modelam os processos físicos esteja perfeitamente integrados, dada a forte dependência existente entre eles:

Ondas

Correntes

Transporte de sedimentos

Variações do fundo

Na Figura 4 é mostrado um fluxograma mais detalhado da estrutura do modelo. Com a batimetria inicial e as características do sedimento definidas em t_0 é realizada a descrição do clima marítimo em águas profundas (nível da maré e características do estado do mar). Uma vez conhecido o clima marítimo no entorno, é realizado o cálculo

da hidrodinâmica induzida pelas ondas (propagação e correntes no fundo). Com estas condições hidrodinâmicas, a batimetria e as características do sedimento, o programa calcula o transporte de sedimentos. A partir dos fluxos de transporte, é obtida a taxa temporal da variação do fundo. O passo de tempo morfodinâmico Δt_m depende de um critério de estabilidade baseado em uma variação máxima admitida do fundo.

Uma vez definido o passo de tempo, se resolve a equação de conservação do sedimento. Com a nova batimetria e com o clima marítimo definido em $t = t + \Delta t_m$ é realizado o recálculo das condições hidrodinâmicas. O modelo termina após a conclusão da duração do evento (t_f) que está sendo simulado.

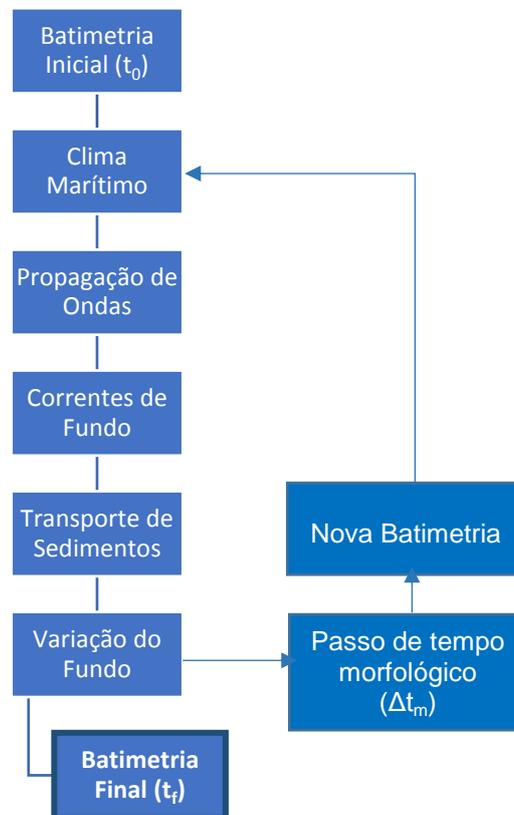


Figura 4 – Diagrama mais detalhado do fluxo do modelo de evolução do perfil praiial.

Em seguida é feita uma descrição resumida do tipo de modelo escolhido para cada um dos módulos do PETRA.

2.2.2 Módulo hidrodinâmico

Os modelos hidrodinâmicos que podem ser utilizados no modelo de evolução do perfil praias são os seguintes (ROELVINK; BROKER, 1993):

- Modelos de média de fase;
- Modelos de média de fase com dependência temporal;
- Modelos que resolvem a fase (tipo Boussinesq);
- Modelos que resolvem as equações completas de Navier-Stokes em 2DV.

Nos modelos de média de fase se resolve primeiramente duas equações diferenciais estacionárias para obter a energia da onda e as variações do nível médio. As equações utilizadas são as de ação da onda e a equação de *momentum* no tempo médio e integrada na vertical na direção do perfil. Para resolver estas equações, são necessários modelos de fechamento, como por exemplo, os de Battjes e Janssen (1978), Thornton e Guza (1983) ou Dally *et al.* (1985). Uma vez conhecida a propagação da onda e a evolução do nível médio, pode-se estimar a distribuição vertical da velocidade média resolvendo a equação do *momentum* em um tempo médio. Para a resolução da corrente do tipo “undertow” existem diversas aproximações, como por exemplo, a de Svendsen (1984) ou De Vriend e Stive (1987).

Os modelos de média da fase com dependência temporal resolvem, como as anteriores, a propagação das ondas com a equação de ação da onda e as variações do nível médio com a equação do balanço do *momentum* na direção do perfil. Estes modelos têm a vantagem de simular a propagação de grupos de ondas e a geração de ondas longas pela quebra das ondas (LIST, 1992; MÉNDEZ, 1996). No entanto, ao resolver estas equações em sua forma não estacionária exige-se um alto custo computacional, o qual torna inviável sua incorporação em um modelo morfodinâmico.

Da mesma forma, os modelos que resolvem a fase tipo Boussinesq ou os modelos que resolvem as equações completas de Navier-Stokes não são adequados, no momento, para modelar as condições hidrodinâmicas em um modelo de evolução. No entanto, cabe destacar que Rakha *et al.* (1997) desenvolveram o primeiro modelo de evolução do perfil com um modelo hidrodinâmico que resolve as equações de Boussinesq.

Após um estudo exaustivo dos modelos hidrodinâmicos utilizados na modelagem da evolução do perfil praias chega-se à conclusão de que um de média da fase é o ideal para os objetivos almejados. Nas seções 2.3 e 2.4 estão descritas detalhadamente as características do módulo hidrodinâmico, bem como os modelos de fechamento que foram considerados.

2.2.3 Módulo de transporte

Em um modelo de evolução do perfil baseado em processos, a distribuição do transporte de sedimentos ao longo do perfil é calculada a partir da batimetria do perfil, das características do sedimento e das condições do estado do mar em águas profundas:

$$\bar{q}(x) = f(z_b, \text{sedimento}, \text{estado de mar}) \quad (1)$$

onde:

\bar{q} = é a taxa volumétrica média de transporte numa escala de tempo superior ao período das ondas;

z_b = é a coordenada vertical que define o fundo.

A taxa de transporte de sedimentos pode ser expressa como:

$$\bar{q}(x) = \frac{1}{\Delta t} \int_t^{t+\Delta t} \int_{z_b}^{z_s} u(x, z, t) C(x, z, t) dz dt \quad (2)$$

onde:

u = é a velocidade horizontal;

C = é a concentração volumétrica de sedimento;

Δt = é o passo de tempo morfológico;

z_s = é a cota que define a superfície livre.

A solução desta equação requer o conhecimento do campo de velocidades e de concentrações em diferentes escalas:

- Turbulência;

- Ondas (variação de alta frequência);
- Grupos de onda e ondas longas (variação de baixa frequência);
- Escala de tempo da variação dos parâmetros no campo de onda.

Esta última escala se refere também à escala governada pelo passo de tempo morfológico.

Desta forma, pode-se escrever (ROELVINK; BROKER, 1993; RUESSINK *et al.*, 1999):

$$u = \bar{u} + u_{lo} + u_{hi} + u' \quad (3)$$

$$c = \bar{c} + c_{lo} + c_{hi} + c' \quad (4)$$

Onde a barra se refere à média de tempo, os sub-índices “*lo*” e “*hi*” se referem à variação de baixa frequência (*low*) e alta frequência (*high*), respectivamente. As variações turbulentas são definidas com uma plica ('). Com esta separação nas escalas temporais a taxa $\bar{q}(x)$ pode ser escrita como:

$$\bar{q}(x) = \frac{1}{\Delta t} \int_t^{t+\Delta t} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{u}\bar{c} + u_{lo}c_{lo} + u_{hi}c_{hi} + u'c') dz dt \quad (5)$$

onde somente os produtos de termos da mesma escala de tempo não são nulos. Cada um dos termos contribui para o transporte de diferentes maneiras:

- O primeiro termo, relacionado com a corrente e concentração média, domina nos casos de forte erosão, onde a corrente “*undertow*” é importante, ainda que também possa ter importância fora da zona de arrebentação.

- O segundo termo está relacionado com os grupos de onda. As variações da energia de onda e do tensor de radiação associado com os grupos de onda que geram uma oscilação de onda longa. Ainda que esta oscilação não seja capaz de mover muito sedimento, a correlação existente entre as variações da velocidade orbital e a variação da concentração pode ser elevada, dando lugar a uma importante contribuição deste termo.

- O terceiro termo está relacionado com a assimetria da onda e as lacunas de tempo dentro de um período da onda. A velocidade orbital é o principal agente que remove o sedimento. Na zona de empinamento e devido à assimetria da onda

(velocidades maiores na direção da costa) é produzido um transporte líquido em direção à costa.

- O efeito das flutuações da velocidade horizontal é geralmente pequeno em comparação com os outros três termos e geralmente é desprezado.

Existem diversos modelos de transporte que tentam responder às questões colocadas por um modelo de evolução de perfil. Assim, Roelvink e Broker (1993) classificam os modelos de transporte em três categorias:

- Modelos dominados pelo fluxo médio;
- Modelos energéticos;
- Modelos que resolvem o transporte dentro do período ou sem valor médio.

2.2.3.1 Modelos dominados pelo fluxo médio

Para os casos onde a contribuição de $\bar{u}\bar{c}$ é predominante, o transporte pode ser simplificado e fica:

$$\bar{q}(x) \approx A \int_{Z_b}^{Z_s} \bar{u}\bar{c} dz \quad (6)$$

onde o fator A tenta aglutinar os termos que foram desprezados.

Este modelo é útil para prever a erosão durante fortes tempestades, ainda que sob condições moderadas os processos físicos não são modelados adequadamente.

2.2.3.2 Modelos energéticos

Nos casos onde o perfil de velocidades horizontais é praticamente uniforme na camada onde é produzida a maior parte do transporte, pode-se simplificar a integral vertical do fluxo do sedimento ao produto da carga total do sedimento pela velocidade a certo nível de referência. Se, além disso, a maior parte do transporte ocorre em uma camada próxima ao fundo, onde a concentração depende das mudanças na velocidade, pode-se assumir que a carga total é dependente da velocidade instantânea de referência u_{ref} . Desta maneira, o transporte é expresso como:

$$\bar{q}(x) = u_{ref} \cdot L(u_{ref}) \quad (7)$$

onde $L()$ é a função que define a carga de sedimentos.

Bowen (1980) foi o primeiro que aplicou este conceito para o transporte ao longo do perfil utilizando a formulação de Bagnold (1966) para transporte de fundo e por suspensão. Nesta formulação a carga total de transporte é proporcional a uma potência da velocidade próxima ao fundo, podendo ser expressa como uma combinação linear dos momentos da velocidade, os parâmetros do sedimento e a declividade do fundo. Bailard (1982) redefiniu esta formulação e deu-lhe a notação que se utiliza hoje em dia. Posteriormente, Guza e Thornton (1985) analisaram os efeitos da não linearidade e da aleatoriedade da onda nos momentos da velocidade. Stive (1986) incorporou ao modelo a assimetria da onda adicionando à velocidade orbital um super harmônico (solução de onda não linear de 2º ordem ou Stokes II). Por último, Ranasinghe *et al.* (1999) leva em conta, para os termos de assimetria da onda, a porcentagem de onda que não quebra ao longo do perfil.

2.2.3.3 Modelos que resolvem o transporte dentro do período

Estes modelos resolvem a equação de transporte em sua forma completa: requerem a série de tempo de velocidades horizontal e de concentração em todos os pontos (tanto na vertical como ao longo do perfil). Portanto, requerem uma descrição completa da hidrodinâmica e da viscosidade turbulenta, na zona de arrebenção. A vantagem destes modelos é a de tentar levar em conta os processos físicos a uma escala de tempo inferior ao período, o que é conceitualmente muito válido. No entanto, sua aplicação aos modelos de evolução de perfil, atualmente, é limitada devido a fortes gradientes horizontais produzidos pela formulação. Uma solução para este problema é a utilização de filtros espaciais que “suavizam” a taxa de transporte.

2.2.3.4 Conclusões

Uma vez descritas as características de cada modelo de transporte e conhecidos os objetivos do modelo de evolução de perfil, optou-se por um modelo energético tipo Bailard, cujas características são detalhadas na seção 2.5.

2.3 Modelo de propagação de onda e de variações do nível médio

Como já comentado no item anterior, o modelo PETRA emprega formulações que utilizam a média da fase (*phase-average*) para calcular a componente do campo de ondas. Simultaneamente, são avaliadas as variações do tensor de radiação e, portanto, a alteração do nível médio por efeito da presença de onda, utilizando a teoria linear.

Os modelos de propagação de ondas que empregam as formulações de média da fase resolvem a equação de conservação de fluxo de energia:

$$\frac{\partial(Ec_g \cos \theta)}{\partial x} = -\overline{D_b} \quad (8)$$

e a irrotacionalidade do número de ondas (lei de Snell para batimetria reta e paralela):

$$\frac{\partial k_p \sin \theta}{\partial x} = 0 \quad (9)$$

onde

- $E = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2$, é a energia da onda;
- ρ é a densidade da água ($\rho = 1025 \text{ kg/m}^3$);
- g é a aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$);
- H_{rms} é a altura quadrática média de onda;
- $c_g = \frac{c_p}{2} \left(1 + \frac{2k_p d}{\sinh 2k_p d} \right)$ é a celeridade de grupo correspondente ao período de pico T_p ;
- $c_p = \frac{\omega}{k_p}$, é a celeridade para T_p ;
- ω é a frequência angular correspondente ao período de pico, $\omega = \frac{2\pi}{T_p}$;
- k_p é o número de onda correspondente ao período de pico T_p que cumpre a relação de dispersão da teoria linear;
- d é a profundidade da água, $d = h + \bar{\eta}$;

- h é a profundidade com relação ao nível médio do mar em repouso (NMMR);
- $\bar{\eta}$ é a sobre-elevação do nível médio;
- θ é o ângulo médio da onda com relação ao eixo x ;
- x é a distância na direção perpendicular à costa;
- $\overline{D_b}$ é a taxa de dissipação de energia.

Na Figura 5 é mostrado o sistema de referência adotado, colocando a origem das coordenadas no eixo x , no início do perfil (onde é estabelecida a condição de contorno do estado do mar) e a origem em z no NMMR.

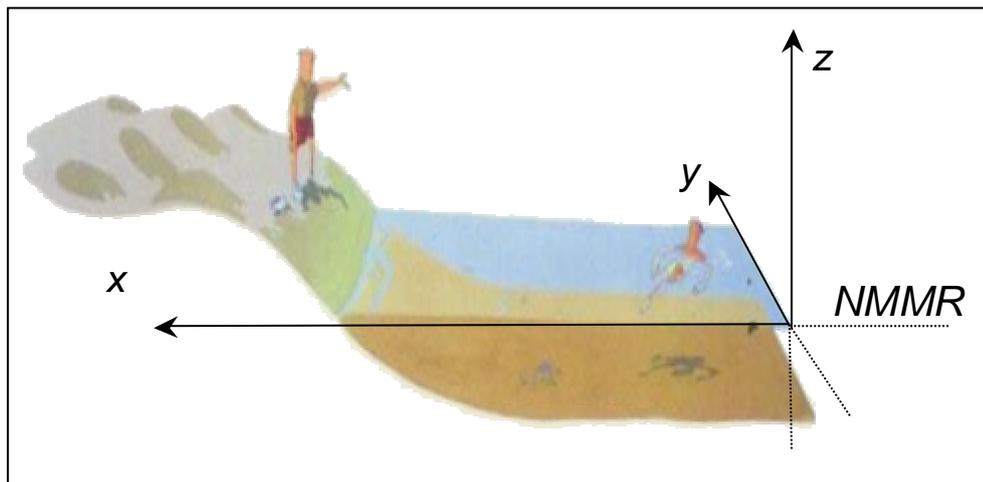


Figura 5 – Sistema de referência adotado.

A evolução do nível médio é obtida simultaneamente à onda, ponto que são dependentes, solucionando a equação de equilíbrio da quantidade de movimento na direção x :

$$\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} = -\rho g d \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} \quad (10)$$

onde a componente S_{xx} do tensor de radiação é $S_{xx} = E \left[\frac{c_g}{c_p} (\cos^2 \theta + 1) - \frac{1}{2} \right]$.

Na Figura 6 Figura 6 são mostrados, a título de exemplo, os resultados que são obtidos e utilizados pelos módulos restantes do PETRA como dados de entrada:

evolução da altura quadrática média de onda, do ângulo de incidência, das variações do nível médio e proporção de ondas em quebra (Q_b).

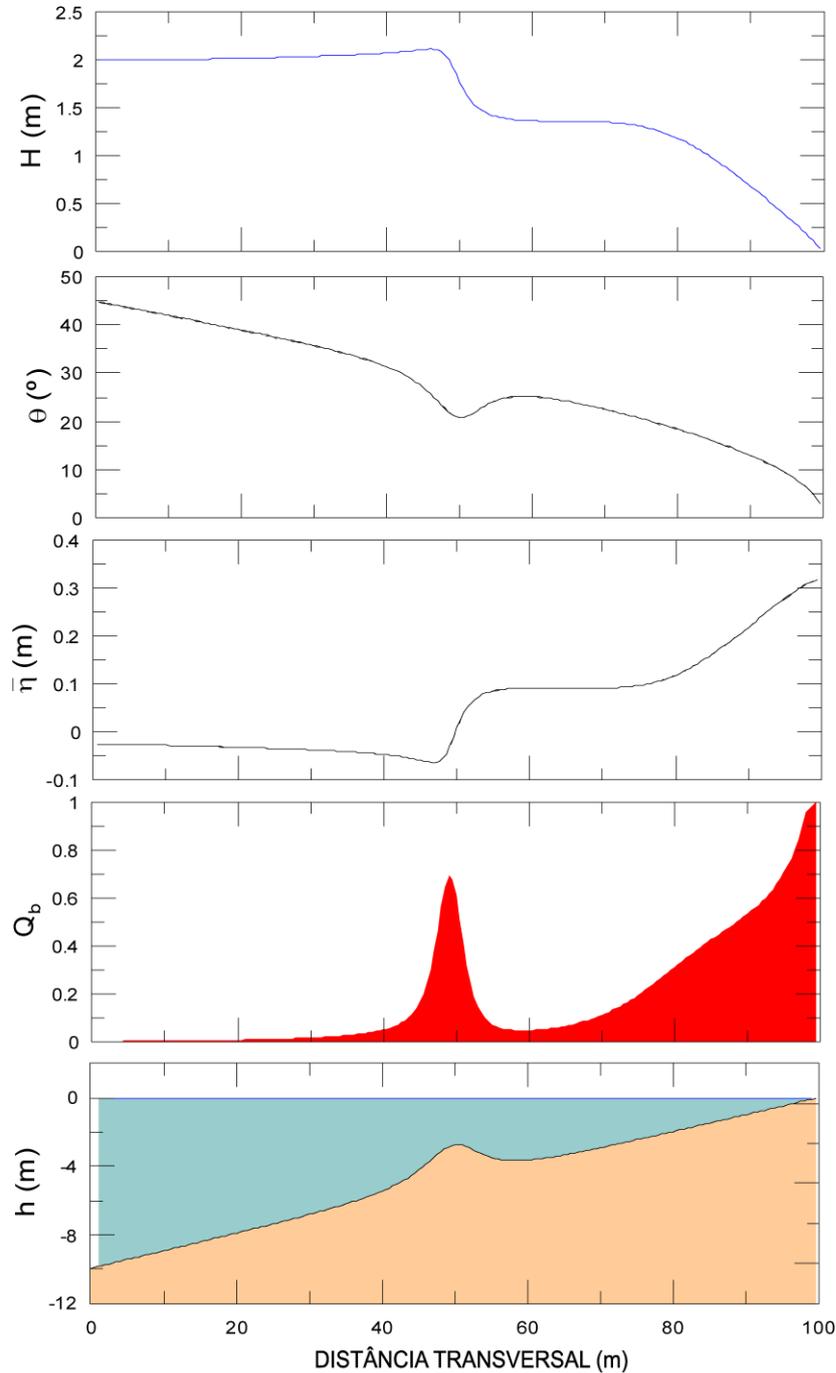


Figura 6 – Resultados obtidos: evolução da altura quadrática média de onda, ângulo de incidência, variações do nível médio e proporção de ondas em quebra.

Em relação à modelagem da taxa de dissipação \bar{D}_b foram utilizados quatro modelos diferentes: Battjes e Janssen (1978), Thornton e Guza (1983), Rattanapitikon

e Shibayama (1998) e Larson (1995). Os dois primeiros baseiam-se em um modelo de dissipação do tipo ressalto hidráulico e os outros dois na hipótese proposta por Dally *et al.* (1985).

É importante levar em conta as simplificações que foram adotadas na descrição do estado de mar. Assim, os modelos utilizam para caracterizar a onda T_p como período do estado de mar e θ como direção média, deixando a aleatoriedade exclusiva à altura da onda. Portanto, a hipótese aceita é que o espectro de energia é estrito em frequências e em direções.

Um aspecto importante a ser considerado nos modelos utilizados é a vinculação existente entre a equação de conservação de fluxo de energia e a equação de variação do nível médio. Assim, os modelos de Battjes e Janssen (1978), Thornton e Guza (1983) e Larson (1995) solucionam simultaneamente ambas as equações (para a taxa de dissipação utilizam a profundidade local total $d = h + \bar{\eta}$). No entanto, o modelo de Rattanapitikon e Shibayama (1998) utiliza como profundidade h , pelo qual a solução da equação de nível médio é realizada posteriormente ao cálculo da evolução da altura da onda.

A seguir são detalhadas cada uma das formulações com os valores dos parâmetros utilizados.

2.3.1 Modelo de dissipação de Battjes e Janssen (1978) (BJ)

Este modelo prevê a transformação da altura média quadrática de onda H_{rms} devido à dissipação por quebra de onda. Baseia-se no pressuposto de que a distribuição das alturas de onda, associada a um H_{rms} , é do tipo Rayleigh. Tal distribuição das alturas de onda é truncada a partir de uma altura de onda máxima que permite uma determinada profundidade. Esta energia truncada permite calcular a taxa de energia média a ser dissipada, \overline{D}_b .

Taxa de dissipação

A taxa de dissipação por quebra de uma só onda independente se associa à energia dissipada pela sua espuma (*bore*) no fluxo uniforme. Isto permite definir uma relação da ordem de grandeza da taxa de dissipação de energia por unidade de área D :

$$D \approx 1/4 f \rho g \frac{H_b^3}{d_b} \quad (11)$$

onde f é a frequência da onda, H_b a altura da onda em quebra e d_b a profundidade onde quebra a onda.

A extensão para a onda irregular da taxa de dissipação (\overline{D}_b) deve levar em conta a aleatoriedade da onda e o fato de que nem todas as ondas que passam por um ponto, quebram. Portanto, o modelo BJ assume como hipótese que:

1. A frequência do pico de tempo a propagar, f_p , é utilizada como frequência f . Se pressupõe que a dissipação é independente da frequência.

2. H_b é a altura máxima da onda monocromática que passa sem quebrar, em um ponto com profundidade, h_b . O modelo BJ aplica uma expressão do tipo Miche (1954) para definir (H_b/h_b) , como será visto mais adiante.

3. $H_b/h_b \sim 0-1$ na zona de arrebentação

4. A distribuição de alturas de onda na zona de quebra se assume do tipo Rayleigh. Esta, ao ser truncada para $H > H_b$, permite definir uma expressão para a fração de ondas em quebra Q_b , em uma determinada profundidade.

5. Todas as ondas têm uma altura igual a H_b .

6. Somente se considera o equilíbrio de fluxo de energia na direção x .

7. Não considera a recomposição de ondas em perfis com bancos arenosos.

Assim, a taxa de dissipação média das ondas \overline{D}_b é apresentada como:

$$\overline{D}_b = \frac{\alpha_1}{4} Q_b f_b \rho g H_b^2 \quad (12)$$

Onde α_1 é uma constante da ordem um. Se $Q_b=1$, a dissipação corresponde com a de uma onda de altura H_b . Quando se inclui Q_b , se obtém a dissipação total dividida entre todas as componentes, sendo \overline{D}_b uma dissipação média associada às ondas propagadas.

Altura de quebra da onda

Em termos de altura de quebra, H_b , o modelo BJ, modela com Miche (1954), com uma ligeira modificação ao incluir o parâmetro de quebra γ :

$$H_b = 0,88k_p^{-1} \tanh\left(\frac{\gamma k_p d}{0,88}\right) \quad (13)$$

onde k_p é o número de onda definido a partir da quebra de dispersão linear, com a frequência de pico inicial (f_p), d é a profundidade local da água e γ a relação da altura de onda e a profundidade da água ($\gamma = \frac{H_b}{d}$). Observa-se que na Equação 13, para profundidades muito reduzidas ($d \ll H_b$) tende a γd .

Nairn (1990) inclui uma série de dados de baixa altura de onda, medidos na praia de Leadbetter, Califórnia, obtendo para $\alpha_1 = 1$ o ajuste para o parâmetro γ :

$$\gamma = 0,39 + 0,56 \tanh(33S_0) \quad (14)$$

onde S_0 é a altura de onda em profundidades indefinidas, definido como ($S_0 = H_{0rms}/L_{p0} = 0,64 H_{0rms} f_p^2$).

Fração local de ondas em quebra, Q_b

Tal como mencionado anteriormente, o modelo BJ assume que a função de probabilidade de distribuição da altura de onda (em quebra ou não) em um ponto dado, é do tipo Rayleigh. Em profundidades reduzidas, a distribuição de Rayleigh é truncada para $H > H_b$, sendo necessário assumir uma distribuição de probabilidade da energia das ondas em quebra. Battjes e Janssen (1978) assumem como hipótese que todas as ondas em quebra têm uma altura de onda igual a H_b , mas com uma função delta em H_b que representa as ondas em quebra. Com esta hipótese pode-se demonstrar que a probabilidade de ocorrência de ondas em quebra, Q_b , está relacionada com H_{rms} e H_b (ver detalhes em Battjes e Janssen (1978)) obtendo-se:

$$\frac{1-Q_b}{-\ln Q_b} = \left(\frac{H_{rms}}{H_b}\right)^2 \quad (15)$$

Sendo Q_b (RATTANAPITIKON; SHIBAYAMA, 1998):

$$Q_b = \begin{cases} 0 & , \frac{H_{rms}}{H_b} \leq 0,43 \\ 0,235 - 0,738 \left(\frac{H_{rms}}{H_b}\right) - 0,280 \left(\frac{H_{rms}}{H_b}\right)^2 + 1,785 \left(\frac{H_{rms}}{H_b}\right)^3 & , \frac{H_{rms}}{H_b} > 0,43 \end{cases}$$

Quando as ondas representadas por H_{rms} são muito pequenas, com relação à altura da onda máxima local H_b , então $Q_b \sim 0$ indica que não existem ondas quebrando, como ocorre em grandes profundidades. Em caso contrário, nos aproximando de profundidades muito reduzidas, H_b é pequeno com relação à H_{rms} e então $Q_b \sim 1$, o que significa que todas as ondas quebram.

Deve-se destacar que o modelo BJ não considera a recomposição das ondas em zonas posteriores aos bancos, como por exemplo, o modelo de Larson (1995). No entanto, na prática, um aumento na profundidade da coluna d'água faz com que a dissipação diminua.

2.3.2 Modelo de dissipação Thornton e Guza (1983) (TG)

Taxa de dissipação

Este modelo é similar ao modelo BJ, baseando-se na semelhança da dissipação de energia devido à quebra de onda com a dissipação pela espuma (*bore*), e que a distribuição da altura de onda em um ponto é do tipo Rayleigh. O modelo TG aplica uma relação de D similar à de BJ, a qual uma onda monocromática aparece como:

$$D \approx \frac{1}{4} f \rho g \frac{(BH)^3}{d} \quad (16)$$

onde B é um parâmetro de 0-1 associado ao tipo de quebra ($B \sim 1$, a quebra é similar à dissipação do "bore", $B < 1$, quebra progressiva ou deslizante, e $B > 1$, quebra ascendente).

A extensão desta relação de uma onda monocromática à dissipação média por quebra em uma onda aleatória ($\overline{D_b}$) supõe as seguintes hipóteses:

1. A frequência f é associada a f_p .
2. A distribuição de alturas de onda na zona de quebra é do tipo Rayleigh.
3. Ao contrário do modelo BJ, este modelo propõe uma função empírica de distribuição da altura de ondas em quebra $p_b(H)$, a qual depende de H_{rms} , d e γ (ver detalhes em Thornton e Guza, 1983) não sendo necessário definir uma altura de onda máxima de H_b .
4. Somente se considera o equilíbrio de fluxo de energia na direção x .

5. Não considera a recomposição de ondas quando aumenta a profundidade na direção da propagação.

Assim para \overline{D}_b :

$$\overline{D}_b = \frac{B^3}{4d} \rho g f_p \int_0^\infty H^3 p_b(H) dH \quad (17)$$

Desenvolvendo matematicamente esta expressão, se obtém:

$$\overline{D}_b = \frac{3\sqrt{\pi}}{16} \rho g \frac{B^3 f_p}{\gamma^4 h^5} H_{rms}^7 \quad (18)$$

Fração local de ondas em quebra, Q_b

A fração de ondas em quebra é definida no modelo como $Q_b = \left(\frac{H_{rms}}{\gamma h}\right)^n$, onde Thornton e Guza (1983) fixam $n = 4$.

Valores dos parâmetros adotados

Os autores recomendam utilizar $n = 4$, $\gamma = 0,42$ e $B = 0,8$ (laboratório) ou $B = 1,5$ para campo. Posteriormente Mase e Kirby (1992) recomendam para as constantes B e γ valores de 1 e 0,6 respectivamente. A partir dos testes do modelo OLUCA-SP, se concluiu que $B = 1,0$ e $\gamma = 0,6$ representam muito bem a propagação em laboratório e campo. Nos casos de validação do modelo de propagação do Capítulo 4 pode-se comprovar que os valores de $B = 1,0$ e $\gamma = 0,6$ produzem os melhores ajustes entre os dados medidos e o resultado do modelo.

2.3.3 Modelo de dissipação de Rattanapitikon e Shibayama (1998) (RS)

Este modelo, ao contrário dos anteriores, não assume a dissipação de energia por quebra de onda, similar à do “bore”. Esse assume um modelo de dissipação similar ao de Dally (1992), onde \overline{D}_b é proporcional à diferença entre o fluxo de energia local de uma onda quebrando e o fluxo de energia estável. A diferença é que não se aplica a dissipação propagando onda a onda, dado que computacionalmente é inviável e que

neste modelo é incorporada a fração de ondas em quebra Q_b (a mesma de Battjes e Janssen, 1978). A expressão para a dissipação média de energia devido à quebra das ondas \overline{D}_b é expressa como:

$$\overline{D}_b = \frac{K_5 Q_b c_p}{h} [E - E_e] \quad (19)$$

onde:

$E = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2$; $E_e = \frac{1}{8} \rho g H_e^2 = \frac{1}{8} \rho g (\Gamma h)^2$; K_5 é uma constante proporcional, c_p é a celeridade ou velocidade de fase associada à frequência de pico f_p do espectro, h é a profundidade local da água, E é a densidade de energia local, E_e é a densidade de energia estável, H_e é a altura de onda estável e Γ é o fator de estabilidade para a ondas irregulares.

Substituindo, obtém-se:

$$\overline{D}_b = \frac{K_5 Q_b c_p \rho g}{8h} [H_{rms}^2 - (\Gamma h)^2] \quad (20)$$

onde o fator Γ é definido de forma empírica como:

$\Gamma = \exp \left[K_6 \left(-0,36 - 0,25 \frac{h}{\sqrt{L_p H_{rms}}} \right) \right]$, K_6 é um coeficiente de ajuste, L_p é o comprimento de onda associado à frequência de pico f_p . Os limites para Γ são definidos como: $\Gamma = 0,02$ para $\frac{h}{\sqrt{L_p H_{rms}}} > 1,6$ e $\Gamma = 0,52$ para $\frac{h}{\sqrt{L_p H_{rms}}} < 0,04$

Altura de quebra da onda

A altura de quebra da onda H_b é calculada aplicando o critério da quebra de onda por Goda (1970):

$$H_b = K_7 L_0 \left\{ 1 - \exp \left[-1,5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15m^{\frac{4}{3}}) \right] \right\} \quad (21)$$

onde K_7 é um coeficiente de ajuste, L_0 é o comprimento de onda em profundidades indefinidas e associados a f_p , e m a declividade do fundo.

Valores dos parâmetros adotados

Rattanapitikon e Shibayama (1998) calibraram o modelo para determinar os valores ideais de K_5 , K_6 e K_7 . A calibração foi realizada com dados de 128 experimentos de grande escala do SUPERTANK (KRAUS; SMITH, 1994). Os testes indicaram que $K_5 = 0,10$, $K_6 = 1,60$ e $K_7 = 0,10$ proporcionam um bom ajuste entre as alturas quadráticas médias de onda, medidas e calculadas. O modelo foi verificado com sucesso em pequena escala (SMITH; KRAUS, 1990) por dados do campo do projeto DELILAH (SMITH *et al.*, 1993), dados de campo de Thornton e Guza (1983) e os testes realizados no Manual de Referência do OLUCA-SP (IH CANTABRIA – MMA, 2017b) e no Capítulo 4 do presente Manual.

2.3.4 Modelo de dissipação de Larson (1995)

O modelo de onda utilizado pela última versão do SBEACH (*Numerical Model for Simulating Storm-Induced Beach Change*) do CERC (Coastal Engineering Research Center), é uma extensão do modelo de Dally *et al.* (1985) para ondas irregulares.

Este modelo assume que, fora da zona de arrebentação, as alturas de onda estão distribuídas conforme Rayleigh de acordo com:

$$p(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} e^{-\left(H/H_{rms}\right)^2} \quad (22)$$

onde $p(H)$ é a função de densidade da altura da onda e H_{rms} é a altura quadrática média de onda.

Dentro da zona de arrebentação as ondas são divididas em três tipos: ondas em quebra, ondas sem quebrar e ondas recompostas. Larson (1995) define H_{rms} como:

$$H_{rms}^2 = \beta H_m^2 + \mu H_r^2 + \alpha H_q^2 \quad (23)$$

onde:

H_m = é a altura quadrática média das ondas sem quebrar

H_r = é a altura quadrática média das ondas reformadas

H_q = é a altura quadrática média das ondas em quebra

β = é a proporção de ondas sem quebrar

μ = é a proporção de ondas reformadas

α = é a proporção de ondas em quebra

Observar que se deve cumprir $\alpha + \beta + \mu = 1$.

Taxa de dissipação

Como no modelo de Dally *et al.* (1985), a taxa de dissipação de energia por quebra é proporcional à diferença entre o fluxo de energia da onda e o fluxo de energia estável:

$$\overline{D_b} = \frac{\kappa}{d} (F_{rms} - F_{STAB}) \quad (24)$$

onde:

κ é um parâmetro empírico ($\kappa = 0,15$)

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

$$F_{STAB} = \frac{1}{8} \rho g [\beta H_m^2 + \mu H_r^2 + \alpha \Gamma^2 d^2] C_g$$

Γ é o fator de onda estável ($\Gamma = 0,4$).

A altura quadrática média das ondas sem quebrar pode ser calculada como:

$$H_m^2 = \frac{1}{1 - \alpha_K} \left[H_x^2 - \alpha_K \left(H_x^2 + \frac{\gamma_b^2 d_K^2 C_{gK} \cos \theta_K}{C_g \cos \theta} \right) \right] \quad (25)$$

onde:

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

sendo γ_b um parâmetro de quebra ($\gamma_b = 0,78$) e K o ponto com a menor profundidade na área de estudo. H_x é definido em função das características da onda no início do perfil

(sub-índice “d”) como $H_x^2 = \frac{C_{gd} \cos \theta_d}{C_g \cos \theta} H_d^2$

A proporção de ondas sem quebrar é calculada com $\beta = 1 - \alpha_K$.

Para a obtenção da proporção de ondas reformadas μ , Larson (1995) propõe um modelo de fechamento em função da diferença entre o fluxo de energia local e o fluxo de energia estável e em função de um parâmetro empírico ($\lambda = 0,5$). Os detalhes do cálculo de μ e da altura quadrática média da onda reformada H_r podem ser encontrados em Larson (1995).

Fração de ondas em quebra, Q_b

Neste modelo a fração de ondas em quebra Q_b coincide com a proporção α calculada como $\alpha = 1 - \beta - \mu$. Na Figura 7 é apresentado um exemplo da propagação da onda em uma praia com bancos. Como se pode ver, ao longo do perfil a proporção de ondas em quebra, sem quebrar ou reformadas varia. Assim, justamente sobre os bancos é produzido um aumento das ondas em quebra que depois de superar isso diminuem produzindo o aumento das ondas reformadas. Finalmente, na face da praia todas as ondas quebram.

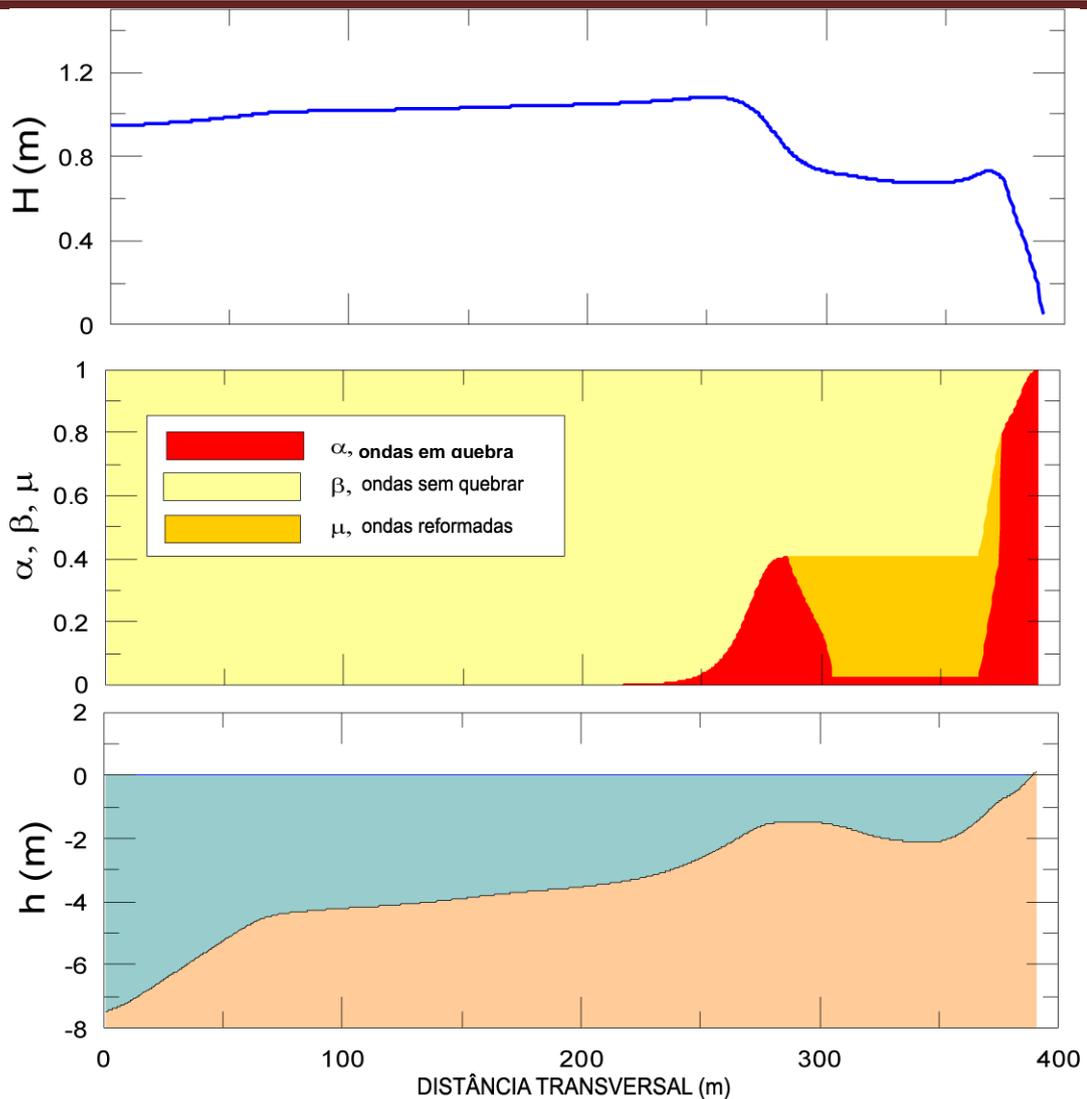


Figura 7 – Propagação da onda em uma praia com bancos.

Valores dos parâmetros adotados

Como na referência original (LARSON, 1995) foram adotados os valores de $\kappa = 0,15$, $\Gamma = 0,4$ e $\gamma_b = 0,78$. A validação do modelo foi realizada, portanto, utilizando estes valores em testes laboratoriais do SUPERTANK e de campo do projeto DELILAH.

2.4 Modelo de correntes resultantes no fundo

2.4.1 Formulação de De Vriend e Stive (1987)

A formulação que será utilizada para determinar as correntes resultantes no fundo considera tanto a estrutura vertical da corrente média (*undertow*) como o arrasto da camada limite (arrasto de Stokes). A solução de De Vriend e Stive (1987) para correntes resultantes estacionárias baseia-se em um modelo de 3 camadas: uma camada superficial, uma camada intermediária e uma camada no fundo. No modelo PETRA será utilizada a expressão simplificada para as correntes resultantes no fundo, U_{rb} , apresentado por Ranasinghe *et al.* (1999).

Tal expressão pode ser escrita como:

$$U_{rb} = -\left(\frac{1}{2} + 7\frac{d}{\lambda}\right)\frac{d\overline{D}_b}{\rho cv} \frac{C_1}{\xi_t} - Q_b \left(1 + 7\frac{d}{\lambda}\right)\frac{E}{\rho ch\xi_t} + (1 - Q_b)\frac{3}{4}\frac{u_m^2}{c} \quad (26)$$

onde:

d é a profundidade local

λ é o comprimento da onda na quebra correspondente ao período de pico (foi estimado, para fins numéricos, que a quebra é produzida quando $Q_b=0,05$).

\overline{D}_b é a taxa de dissipação de energia por unidade de área

ρ é a densidade da água

c é a celeridade da onda correspondente ao período de pico

ν é a viscosidade turbulenta vertical

ξ_t é o nível da onda sinusoidal a partir do fundo não dimensionado com a profundidade, $\xi_t = \max\left(0,8d, d - \frac{H_{rms}}{2}\right)$, retirado de Rodríguez *et al.* (1994).

C_1 é uma função de ξ_t dada por $C_1 = \frac{5}{36}\xi_t^2 + \frac{5}{48}(2\log 2 - 1) - \frac{5}{72}\frac{1}{\xi_t}(3\log 2 - 2)$

E é a densidade de energia da onda

Q_b é a proporção de ondas em quebra

u_m é a velocidade orbital nas imediações do fundo. Para a teoria linear u_m resulta em:

$$u_m = \frac{\pi \cos \theta}{T_p \sinh(k_p d)} \quad (27)$$

2.4.2 Modelagem da turbulência vertical

A modelagem de fechamento para a viscosidade turbulenta vertical é a utilizada por De Vriend e Stive (1987):

$$\nu = K u_* d + M d (D/\rho)^{1/3} \quad (28)$$

onde K e M são constantes empíricas e u_* é a velocidade de corte $u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}}$

O valor de τ_b é a média da tensão tangencial no fundo, obtido utilizando a expressão de Rakha e Kamphuis (1997b):

$$\tau_b = \rho f_w U_{rb} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{T_p \sinh(k_p d)} \right)^2 H_{rms}^2 + U_{rb}^2} \quad (29)$$

onde o fator de atrito f_w é obtido a partir da formulação de Swart (1974) como

(Equação 33): $f_w = \begin{cases} 0,3 & , r \leq 1,57 \\ 0,00251 \exp(5,21r^{-0,19}) & , r > 1,57 \end{cases}$

onde

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

A é a amplitude do deslocamento orbital: $A = \frac{H_{rms}}{2 \sinh(k_p d)}$

K_s é a rugosidade de Nikuradse ($K_s = 2,5 D_{50}$)

Valores dos parâmetros adotados

Foi considerado $K = 0,083$ e $M = 0,025$ (valores recomendados por Southgate e Nairn, 1993).

2.5 Modelo de transporte de sedimentos

O módulo de transporte determina o transporte de sedimentos com base nos campos de onda e de correntes resultantes no fundo. Optou-se por uma formulação amplamente contrastada no estado da arte, como é a de Bailard (1981). Esta formulação computa o transporte total, soma do transporte em suspensão e do transporte por fundo. Esta formulação foi sofrendo modificações por diferentes autores com o objetivo de modelar da maneira mais adequada os processos físicos que afetam o transporte:

- Bowen (1980) foi o primeiro a utilizar um modelo de transporte transversal energético. O transporte de sedimentos é expresso em função de uma soma linear de momentos da velocidade nas imediações do fundo, das características do sedimento e da declividade do fundo;
- Bailard (1981) derivou as equações de Bowen (1980) e as expressou com a notação que é utilizada atualmente;
- Guza e Thornton (1985) analisaram os efeitos da aleatoriedade e não linearidade da onda;
- Stive (1986) estudou os efeitos da não linearidade da onda adicionando dois termos na formulação;
- Ranasinghe *et al.* (1999) adicionaram à formulação o efeito da proporção de ondas em quebra em cada ponto do perfil. Esta é a formulação utilizada pelo PETRA.

2.5.1 Formulação de Ranasinghe *et al.* (1999)

A equação do transporte expressa em peso submerso $\langle i_{cs} \rangle$ (30) pode ser escrita como uma soma de 6 termos (31 - 36):

$$\langle i_{cs} \rangle = \langle i_{asb} \rangle + \langle i_{ass} \rangle + \langle i_{scb} \rangle + \langle i_{scs} \rangle + \langle i_{slb} \rangle + \langle i_{sls} \rangle \quad (30)$$

Cada termo afeta o transporte de maneira diferente:

$\langle i_{asb} \rangle$, transporte pelo fundo por assimetria de onda (31)

$\langle i_{ass} \rangle$, transporte em suspensão por assimetria da onda (32)

$\langle i_{scb} \rangle$, transporte pelo fundo pela corrente resultante (33)

$\langle i_{scs} \rangle$, transporte em suspensão pela corrente resultante (34)

$\langle i_{slb} \rangle$, transporte pelo fundo por influência da declividade (35)

$\langle i_{sls} \rangle$, transporte em suspensão por influência da declividade (36)

Termos de assimetria

$$\langle i_{asb} \rangle = \frac{9}{5\pi} B_s \frac{u_m^4 \cos \theta (1 - Q_b)}{c \sinh^2(k_p d)} \quad (31)$$

$$\langle i_{ass} \rangle = \frac{9}{5\pi} B_s \frac{u_m^5 \cos \theta (1 - Q_b)}{c \sinh^2(k_p d)} \quad (32)$$

Termos por corrente resultante

$$\langle i_{scb} \rangle = B_b u_m^2 U_{rb} \left(\frac{1}{2} + \cos^2 \theta \right) \quad (33)$$

$$\langle i_{scs} \rangle = 4B_s u_m^3 u_{rb} (u_3)^* \quad (34)$$

Termos por influência da declividade

$$\langle i_{slb} \rangle = B_b u_m^3 (u_3)^* \frac{\tan \beta}{\tan \phi} \quad (35)$$

$$\langle i_{sls} \rangle = B_s \varepsilon_s u_m^5 (u_5)^* \frac{\tan \beta}{W_f} \quad (36)$$

Onde:

$$B_b = \frac{\rho C_f \varepsilon_s}{\tan \phi}$$

$$B_s = \frac{\rho C_f \varepsilon_s}{W_f}$$

$C_f = 0,5 f_w$ (f_w calculado a partir da formulação de Swart (1974)),

$\tan \beta$ = é a declividade local,

ϕ = é o ângulo de atrito interno do sedimento

Velocidade de queda do grão

W_f é a velocidade de queda do sedimento obtida a partir da formulação de Ahrens (2000):

$$W_f = \frac{C_1 \Delta g d^2}{\nu} + C_t \sqrt{\Delta g d} \quad (37)$$

sendo $\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$, ρ_s a densidade da partícula de sedimentos de diâmetro d e ν é a viscosidade da água. Os coeficientes C_1 e C_t são expressos como:

$$C_1 = 0,055 \tanh[12A^{-0,59} \exp(-0,0004A)]$$

$$C_t = 1,06 \tanh[0,016A^{0,50} \exp(-120/A)]$$

onde A é um índice de flutuação definido como $A = \frac{\Delta g d^3}{\nu^2}$

Viscosidade da água

Será utilizada a expressão de Ahrens (2000) para areia com quartzo em função da temperatura:

$$\nu \left(\frac{m^2}{s} \right) = 10^{-4} (C_0 + C_1 T + C_2 T^2) \quad (38)$$

onde

T é a temperatura em graus Celsius

$C_0 = 0,0182$ (água salgada) ou $C_0 = 0,0178$ (água doce)

$C_1 = -0,000529$

$C_2 = 0,0000069$

Fatores de eficiência

ε_b e ε_s são os parâmetros de eficiência do transporte pelo fundo e por suspensão, respectivamente. Os valores de $\varepsilon_b = 0,1$ e $\varepsilon_s = 0,02$ propostos por Bailard (1982) após a calibração obtida com dados de *Torrey Pines Beach* em novembro de 1978 foram utilizados por Stive (1986), Nairn e Southgate (1993) e Soulsby (1997). O próprio Bailard (1985) propõe, após outra calibração, utilizar os valores de $\varepsilon_b = 0,13$ e $\varepsilon_s = 0,032$. Como se pode observar, esta discrepância no transporte de mais de 50%, está motivada pela grande incerteza que existe atualmente na avaliação da taxa de transporte. O modelo PETRA utiliza os valores de $\varepsilon_b = 0,13$ e $\varepsilon_s = 0,032$.

Taxa de transporte

O valor obtido de $\langle i_{cs} \rangle$ expressa o transporte do sedimento em unidades de peso submerso. O valor volumétrico do transporte de sólidos q é escrito como:

$$q = \frac{\langle i_{cs} \rangle}{(\rho_s - \rho)g} \quad (39)$$

Momentos da velocidade

Os termos adimensionais $(u_3)^*$ e $(u_5)^*$ são os momentos centrais não dimensionados com a velocidade orbital u_m . A partir de Stive (1986) e Guza e Thornton (1985) foram impostos os seguintes valores:

$$(u_3)^* = 0,5$$

$$(u_5)^* = 1,5$$

Velocidade orbital no fundo

A velocidade orbital no fundo é definida a partir da teoria linear para uma onda monocromática como:

$$u_m = \frac{\pi H \cos \theta}{T \sinh(kd)} \quad (40)$$

onde k é o número de onda, T é o período, d é a profundidade, H é a altura da onda e θ é o ângulo de incidência da onda.

Para a onda irregular, Soulsby (1997) propõe utilizar os parâmetros espectrais do período de pico, T_p , e altura quadrática média de onda, H_{rms} para substituir T e H . Além disso, neste modelo se pressupõe que o ângulo de incidência da onda, θ , corresponda com a direção do fluxo médio de energia, θ_m .

2.5.2 Transporte na zona de espraiamento

Um dos principais mecanismos que modifica o perfil de praia é o transporte de sedimentos na zona de espraiamento da praia. Assim, caso o intuito seja modelar de maneira adequada a retração da linha de costa, deve-se dispor de uma formulação adequada que represente o transporte de sedimentos nesta área. A taxa líquida de transporte na zona de espraiamento, se deve, principalmente pela declividade local, as características do sedimento e as propriedades da lâmina de água que ascende sobre essa área.

No modelo PETRA se utiliza a formulação de Wise *et al.* (1996) que após uma justificativa teórica, assume o transporte sendo expresso como:

$$q = q_s \left(\frac{x - x_R}{x_s - x_R} \right)^{3/2} \frac{\tan \beta_l}{\tan \beta_0} \quad (41)$$

onde q_s é o transporte definido em x_s a uma determinada profundidade (da ordem de 0,3 – 0,5 H_{0rms}), x_R é a coordenada definida pelo limite horizontal que alcança a máxima excursão da lâmina de água (*runup*) (Figura 8).

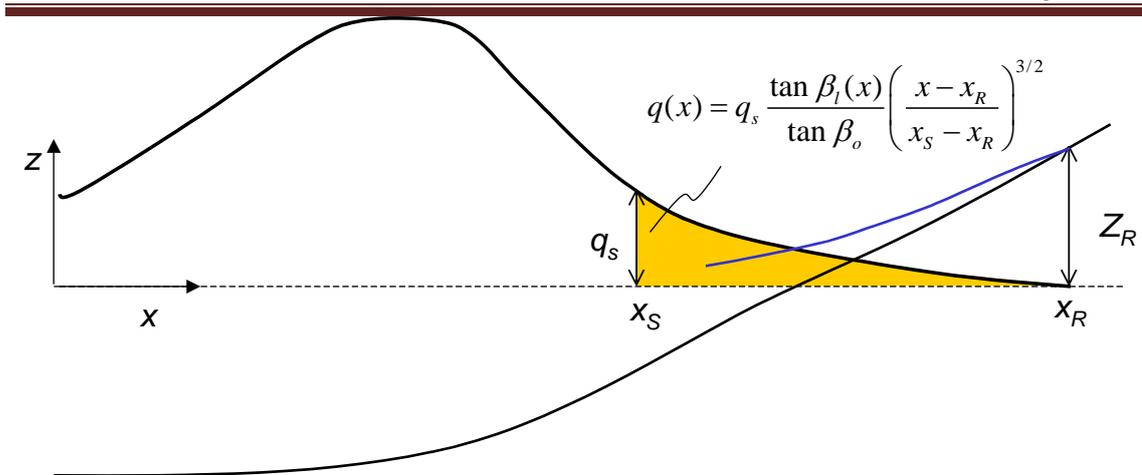


Figura 8 – Modelo PETRA que utiliza a formulação de Wise *et al.* (1996).

Na formulação $\tan \beta_l$ é a declividade local (sempre maior que 0) e $\tan \beta_o$ é a declividade média representativa da face da praia.

O *runup* é definido como:

$$Z_R = 1,47 H_{0rms} \left(\frac{\tan \beta_o}{\sqrt{H_{0rms}/L_o}} \right)^{0,79} \quad (42)$$

Onde H_{0rms} é a altura quadrática média de onda em profundidades indefinidas e L_o é o comprimento de onda em profundidades indefinidas, correspondente ao período de pico.

2.6 Modelo de conservação e estabilidade do sedimento

2.6.1 Equação de conservação do sedimento

Uma vez calculado o transporte de sedimentos, q , é solucionada a equação de conservação do sedimento:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x} \quad (43)$$

onde:

h é a profundidade

n é a porosidade

2.6.2 Critérios de estabilidade

Aplicou-se um critério físico de estabilidade baseada na estabilidade de encostas: se a declividade em algum ponto da batimetria exceder o ângulo de atrito interno do sedimento é produzida uma avalanche de material até que se alcance o equilíbrio (LARSON; KRAUS, 1989).

**CAPÍTULO 3: FORMULAÇÃO NUMÉRICA DO
PROBLEMA**

3. Formulação Numérica do Problema

3.1 Introdução

Neste capítulo se descreve a resolução numérica dos problemas, cujas equações foram apresentadas no capítulo anterior. Primeiramente, é dada a discretização do domínio. Nos itens posteriores são discretizadas as equações que serão resolvidas para cada um dos módulos, com especial ênfase nos módulos de propagação de onda e de conservação do sedimento.

3.2 Discretização do domínio

Para a aplicação do modelo em um caso geral, as equações apresentadas no capítulo anterior são resolvidas através de um método de diferenças finitas sobre um vetor de células do mesmo tamanho espacial Δx .

A resolução numérica das equações requer transformar o domínio contínuo em domínio discreto, formado por uma rede mais ou menos densa de pontos ou nós que definem cada uma das variáveis envolvidas no problema.

Na Figura 9 é apresentado um esquema da discretização realizada com a orientação do sistema de eixos de referência.

Em tal figura pode-se observar que a discretização foi realizada de duas formas:

- Tomando o valor da variável no limite da célula, X_i .
- Tomando o valor da variável no centro da célula, Y_i .

O uso das variáveis X_i ou Y_i dependerá do tipo do método de discretização das equações diferenciais.

Assim, os módulos de onda, corrente e transporte calculam os valores da incógnita no limite das células, e o módulo que soluciona a equação de conservação do sedimento obtém a variação de fundo no centro das células.

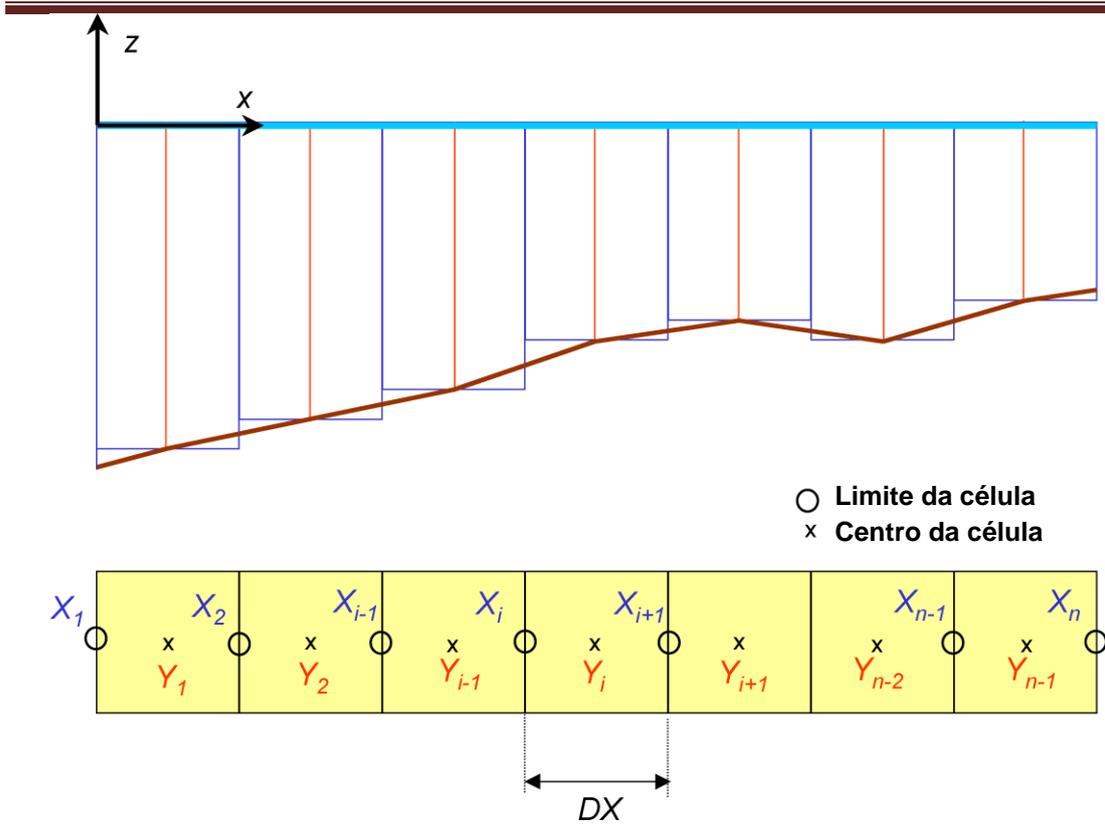


Figura 9 – Esquema da discretização realizada com a orientação do sistema de eixos de referência.

3.3 Modelo de propagação de onda e das variações do nível médio

Foi utilizado um esquema explícito em diferenças finitas para solucionar as equações de conservação do fluxo de energia, lei de Snell e equação de variação do nível médio. Tal esquema é solucionado a partir do contorno situado no ponto de início do perfil, estabelecendo as seguintes condições de contorno:

$$H_1 = H_{rmsc} \quad (44)$$

$$\theta_1 = \theta_c \quad (45)$$

$$\overline{\eta}_1 = -\frac{\pi H_1^2}{4L_1 \sinh(2ky_1)} \quad (46)$$

onde H_{rmsc} e θ_c são a altura quadrática média de onda e o ângulo de incidência no início do perfil, respectivamente. L_1 é o comprimento de onda correspondente ao período de pico T_p . E y_1 é a profundidade no início do perfil em $x = 0$.

As equações diferenciais discretizadas são solucionadas de forma simultânea, avançando a partir de $i = 1$ até $i = N$ (limite final do perfil) (Figura 10):

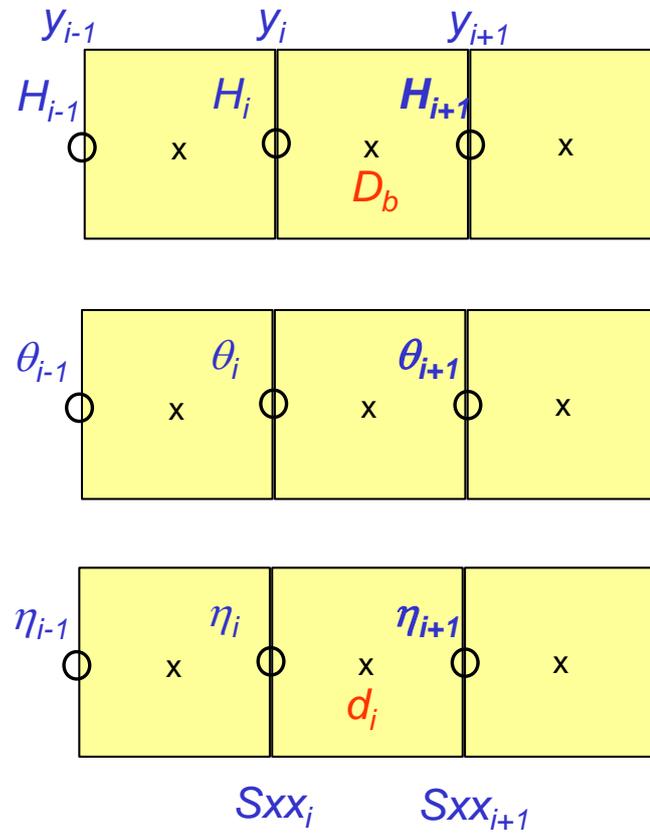


Figura 10 – Equações diferenciais discretizadas.

$$\frac{\partial k \operatorname{sen} \theta}{\partial x} = 0 \quad (47)$$

$$k_{i+1} \operatorname{sen} \theta_{i+1} - k_i \operatorname{sen} \theta_i = 0 \quad (48)$$

$$\frac{\partial E_{cg} \cos \theta}{\partial x} = -\overline{D}_b \quad (49)$$

$$\frac{1}{8} \rho g H_{i+1}^2 c_{g_{i+1}} \cos \theta_{i+1} - \frac{1}{8} \rho g H_i^2 c_{g_i} \cos \theta_i = -\overline{D}_{b_i} \Delta x \quad (50)$$

$$\frac{1}{\rho g d} \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} = -\frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (51)$$

$$\frac{1}{\rho g d_i} \frac{S_{xx_{i+1}} - S_{xx_i}}{\Delta x} = -\frac{\overline{\eta}_{i+1} - \overline{\eta}_i}{\Delta x} \quad (52)$$

onde:

E é a energia da onda $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$

c_g é a celeridade de grupo $c_g = \frac{c}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right)$

c é a celeridade da onda

k é o número de onda

d é a profundidade

$\bar{\eta}$ é a variação do nível médio

S_{xx} é a componente xx do tensor de radiação $S_{xx} = E \left[n(\cos^2 \theta + 1) - \frac{1}{2} \right]$, sendo $n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right)$

É importante destacar que foram omitidos os sub-índices para a altura da onda, H_{rms} , e o número de onda correspondente ao período de pico k_p , é escrito como k .

O processo de integração das 3 equações diferenciais teve os seguintes passos:

- Cálculo de todas as variáveis em $i = 1$ (condição de contorno), H_1 , θ_1 e $\bar{\eta}_1$;
- Cálculo em $i + 1$ das variáveis conhecendo o valor em i (esquema explícito adiantado no espaço):
 - Cálculo da profundidade total $\rightarrow d_{i+1} = h_{i+1} + \bar{\eta}_i$;
 - Cálculo de θ_{i+1} (conhecendo θ_i , k_i e k_{i+1});
 - Cálculo de H_{i+1} (conhecendo H_i , $c_{g_{i+1}}$, c_{g_i} e $\overline{D_{bl}}$);
 - Cálculo de $\bar{\eta}_{i+1}$ (conhecendo $\bar{\eta}_i$, H_i , H_{i+1} , θ_i e θ_{i+1});
- Avanço espacial $i = i + 1$ e volta ao segundo ponto;
- O processo termina quando a profundidade total no ponto $i + 1$ é menor que um determinado limite ($\cong 0$ (1 cm));
- Uma vez calculadas todas as variáveis, o cálculo é repetido utilizando $d_{i+1} = h_{i+1} + \bar{\eta}_{i+1}$ sendo $\bar{\eta}_{i+1}$ a variação do nível médio do passo anterior.

3.4 Modelo de correntes resultantes no fundo e de transporte de sedimentos

Tanto o cálculo de U_{fb} como o de q é realizado de maneira explícita a partir das características do meio (sedimento e água) e das condições hidrodinâmicas calculadas anteriormente.

3.4.1 Formulação de transporte de sedimento na zona de espraiamento

O transporte de sedimento na zona de espraiamento é dependente da declividade média $\tan \beta_0$ e do limite máximo do espraiamento, *runup*, Z_R . Na Figura 11 é mostrado um exemplo com as variáveis envolvidas.

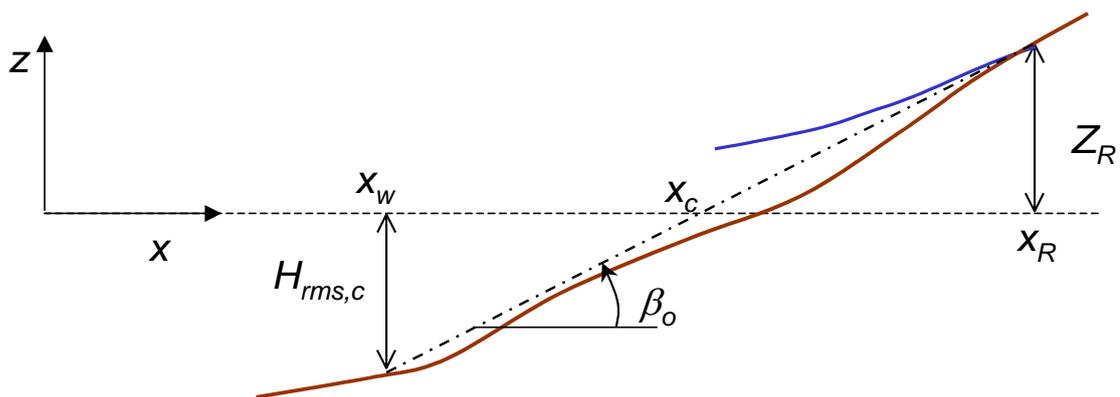


Figura 11 – Exemplo de transporte de sedimento na zona de espraiamento da praia.

onde

x_w é a coordenada horizontal do ponto do perfil que coincide com a $H_{rms,c}$.

x_c é a coordenada horizontal do ponto do perfil que possui profundidade nula.

x_R é a coordenada horizontal de avanço máximo da lâmina de água.

$$\tan \beta_0 = \frac{H_{rms,c} + Z_R}{x_R - x_w}$$

$$Z_R = 1,47 H_{rms,o} \left(\frac{\tan \beta_0}{\sqrt{H_{rms,o}/L_0}} \right)^{0,79}$$

Sendo Z_R dependente da declividade $\tan \beta_0$ e a declividade dependente do *runup*, Z_R , é necessário um método iterativo para o cálculo de ambas as variáveis.

Assim, o método de resolução possui os seguintes passos:

1. Cálculo inicial da declividade:

$$\tan \beta_1 = \frac{H_{rmsc}}{x_c - x_W} \quad (53)$$

2. Cálculo do *runup* Z_R .

3. Cálculo da coordenada horizontal x_R .

4. Cálculo da declividade

$$\tan \beta_2 = \frac{H_{rmsc} + Z_R}{x_R - x_W} \quad (54)$$

5. Cálculo do erro

$$Err = \frac{|\tan \beta_2 - \tan \beta_1|}{\tan \beta_1} 100 \quad (55)$$

6. Se o erro é maior que 3% repete-se o processo a partir do item 2 considerando como novo valor da declividade $\tan \beta_2$.

7. Se o erro é menor que 3 % calcula-se finalmente a declividade, $\tan \beta_0 = \tan \beta_2$, o *runup* Z_R e o avanço horizontal x_R .

Uma vez calculado x_R aplica-se a formulação de transporte detalhada no capítulo anterior.

3.5 Equação da conservação do sedimento

A equação da continuidade do sedimento é resolvida utilizando um esquema numérico tipo Lax-Wendroff de passo duplo (preditor - corretor). No capítulo anterior foi expressa a equação de conservação do sedimento como:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x} \quad (56)$$

onde $z(m)$ é uma variável que expressa a potência do sedimento com relação a um dado, n é a porosidade e q é o transporte de sedimentos expresso em termos volumétricos (m^3/s).

3.5.1 Esquema de resolução

A seguir é feita a descrição da formulação (PEYRET; TAILOR, 1983):

Passo preditor

$$\tilde{Z}_i = (1 - \beta)Z_i^t + \beta Z_{i+1}^t - \alpha \frac{\Delta t_m}{\Delta x} \frac{1}{1-n} (q_{i+1}^t - q_i^t) \quad (57)$$

Passo corretor

$$Z_i^{t+1} = \frac{1}{2\alpha^2} \{ (1 - \beta)(1 - \alpha - \beta)Z_{i-1}^t + [2\beta(1 - \beta) - \alpha(1 - 2\alpha)]Z_i^t - \beta(\alpha - \beta)Z_{i+1}^t \} + \frac{1}{2\alpha^2} \{ -(1 - \alpha - \beta)\tilde{Z}_{i-1} + (\alpha - \beta)\tilde{Z}_i \} - \frac{\Delta t_m}{2\alpha\Delta x} \frac{1}{1-n} (\tilde{q}_i - \tilde{q}_{i-1}) \quad (58)$$

onde $\tilde{q}_i = q(\tilde{Z}_i)$, Δt_m é o passo de tempo morfológico e Δx é o tamanho da célula.

No esquema utilizado $\alpha = \frac{1}{2}$ e $\beta = \frac{1}{2}$.

Na Figura 12, é mostrado um exemplo das variáveis discretizadas no espaço e no tempo.

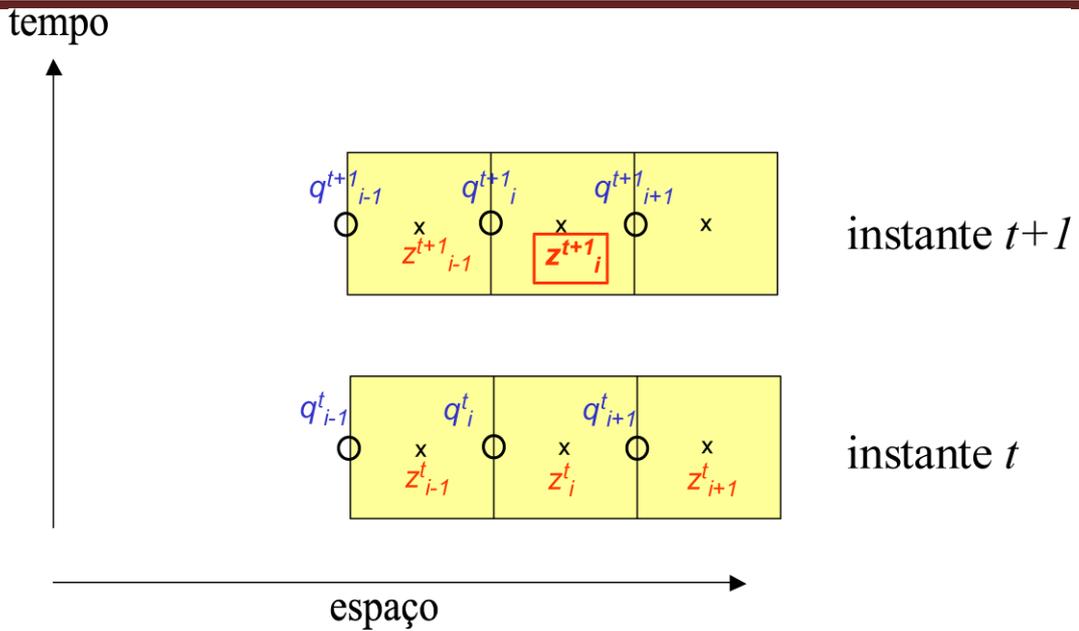


Figura 12 – Variáveis discretizadas no espaço e no tempo.

3.5.2 Passo de tempo morfológico

Máxima perturbação admissível do fundo

Se a variação máxima do fundo permitida é Δh_{max} , o passo de tempo morfodinâmico Δt_m , pode ser calculada como:

$$\frac{\Delta h_{max}}{\Delta t_m} = \frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x} \rightarrow \Delta t_m = \frac{\Delta h_{max}}{\frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x}} \quad (59)$$

Ou seja, o valor máximo em todo o domínio da divergência do transporte define o passo do tempo Δt_m :

$$\Delta t_m = \frac{\Delta h_{max}}{\frac{1}{1-n} \left| \frac{\partial q}{\partial x} \right|_{max}} \quad (60)$$

3.5.3 Condições iniciais e de contorno

A condição inicial é a batimetria inicial no domínio do cálculo. As condições de contorno podem ser:

- contorno fechado, $q = 0$.

-
- contorno aberto, $\frac{\partial q}{\partial x} = 0$.

As condições de contorno para interromper a passagem do sedimento podem ser definida em:

- contorno mar (*offshore*), $q_1 = 0$
- contorno limite da praia, $q_N = 0$
- contorno dentro do perfil, $q_M = 0$

onde:

N é o índice da última célula do domínio de cálculo

M é o índice que corresponde a um obstáculo (muro impermeável na passagem do sedimento).

Na Figura 13 é apresentado um esquema das condições de contorno.

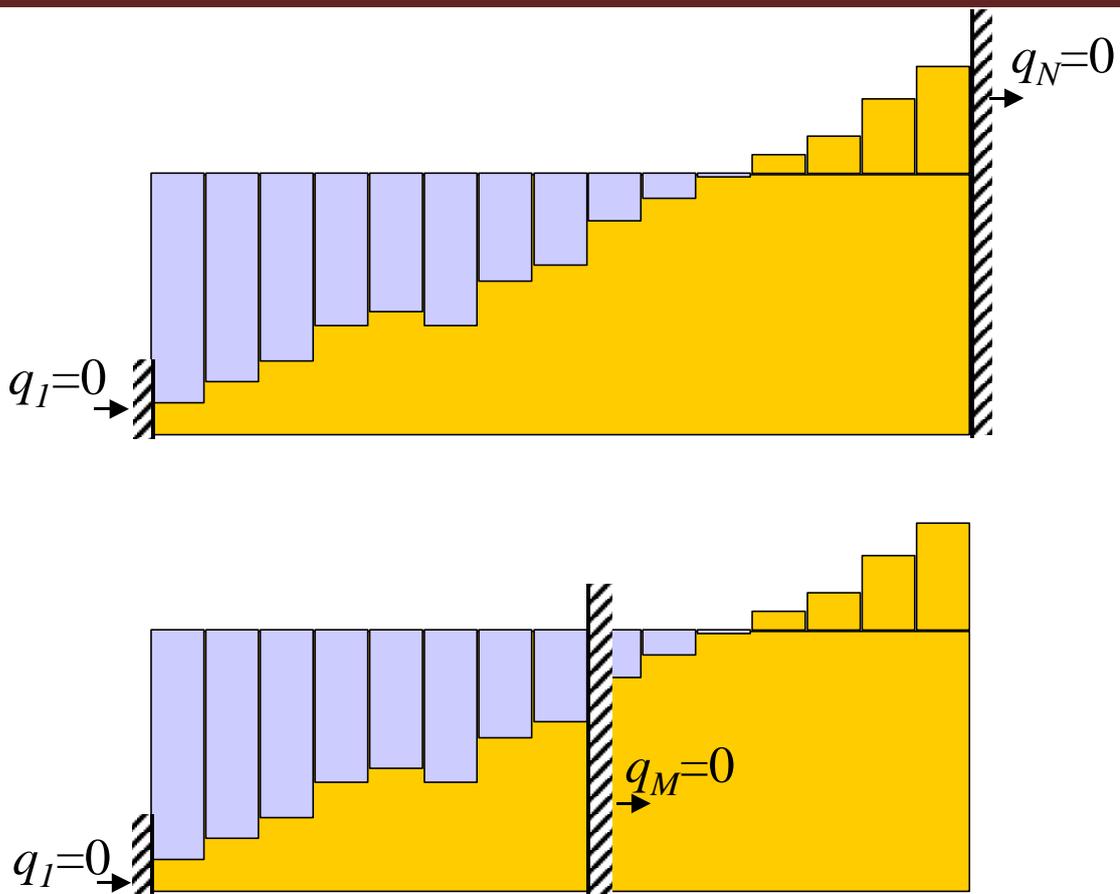


Figura 13 – Esquema de condições de contorno.

A condição de contorno $q_M = 0$ irá permitir simular evoluções morfodinâmicas em perfis que são interrompidos por obstáculos rígidos, como por exemplo, um trapiche ou uma proteção de quebramar.

3.5.4 Filtros espaciais

Com o objetivo de reduzir os ruídos numéricos inerentes a todo esquema numérico, é aplicado um filtro na variável z , a cada m passos de tempos morfológicos.

O filtro foi escolhido, de forma que seja produzida uma redução máxima dos erros numéricos sem perder as informações do processo calculado. Para uma variável X , obtém-se:

$$Y_i = 0,5vX_i + (1 - v)X_i + 0,5vX_{i+1} \quad (61)$$

onde Y é a variável filtrada e $\nu = 0,5$.

Este é um filtro não conservativo e já que um dos requisitos fundamentais do modelo é a conservação do volume de sedimento, afetando a variável filtrada de um fator gama, Ω , é calculado como:

$$Z_i = Y_i - \Omega|Y_i - X_i| \quad (62)$$

onde:

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

Desta maneira, é assegurada a conservação do sedimento na variável filtrada e corrigida Z . Foi comprovado que este filtro funciona de maneira adequada quando se realiza cada $m = 10 - 20$ passos de tempo morfológicos.

CAPÍTULO 4: VALIDAÇÃO DO MODELO PETRA

4. Validação do Modelo PETRA

4.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada a validação do modelo PETRA, através de uma aplicação teste, de modelos físicos em laboratório e casos reais em praias.

Devido à estrutura piramidal deste tipo de modelo (a evolução da praia depende do transporte de sedimentos, o qual é dependente das correntes e ondas, sendo a corrente dependente da onda - Figura 14) é necessário validar cada um deles colocando ênfase especial sobre os módulos que impõem o forçamento morfológico do perfil (onda e correntes).



Figura 14 – Estrutura piramidal para validação do modelo Petra.

Por esta razão, este capítulo está estruturado em 4 partes:

- ❑ validação do módulo de onda e variação do nível médio;
- ❑ validação do módulo de correntes;
- ❑ validação do transporte de sedimentos;
- ❑ validação do modelo morfodinâmico PETRA.

Para cada uma das partes, estão disponíveis tanto testes de laboratório como de medições em campo.

4.2 Validação do módulo de onda

Foram validados os 4 módulos de onda desenvolvidos para o PETRA: Rattanapitikon e Shibayama (1998), Battjes e Janssen (1978), Thornton e Guza (1983) e Larson (1995).

Os valores dos parâmetros de calibração escolhidos para cada modelo são os recomendados por cada autor.

Em todos os testes realizados foi comprovado que o modelo que melhor reproduz as medidas, tanto em testes de laboratório como de campo, é o modelo de Thornton e Guza (1983), utilizando como parâmetros de calibração os recomendados por Mase e Kirby (1992) e pelo modelo OLUCA-SP, $B=1$ e $\gamma = 0,6$

Portanto, embora se tenha realizado a validação com todos os modelos de onda, o mais utilizado na validação é o de Thornton e Guza (1983).

4.2.1 Testes de laboratório

Foi realizada a validação baseando-se em diversas referências coletadas no estado da arte (BATTJES; STIVE, 1985; MASE; KIRBY, 1992; NAIRN; SOUTHGATE, 1993; LARSON, 1995).

Os testes utilizam múltiplas situações de onda irregular e batimetrias, bem como diversas escalas (profundidades a partir de 0,4 m até 4 m).

Na Tabela 1 são apresentadas, a título de resumo, as principais características destes testes.

Tabela 1 – Principais características dos testes de validação

	H_{rms} (m)	T_p (s)	d_{max} (m)	Características do perfil
Mase e Kirby (1992)	0,047	1,3	0,47	Declividade uniforme
Battjes e Stive (1985)	0,14	1,58	0,7	Declividade uniforme
	0,12	2,26	0,64	Banco rígido
Nairn e Southgate (1993)	1	5,4	0,42	Declividade uniforme

Larson (1995) SUPERTANK	A0517A	0,57	3	2,7	Banco Pequeno
	A0914A	0,49	4,5	2,7	Banco Pequeno
	S09B1	0,45	3	2,7	Banco
	S1208B	0,49	3	2,7	Banco grande

Neste manual somente serão apresentados os resultados de cada teste. Se desejar aprofundar-se em cada caso, nas referências mencionadas podem ser encontrados os detalhes de cada teste.

Mase e Kirby (1992) apresentaram testes de laboratório de propagação de um espectro unidirecional de Pierson-Moskowitz, sobre uma declividade uniforme. Na Figura 15 são mostrados os resultados obtidos utilizando os modelos de dissipação de BJ, RS e Larson.

Teste de Mase e Kirby (1992)

$d = 0.47 \text{ m}$

$m = 1/20$

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

$T_p = 1.3 \text{ s}$

Validação dos modelos de propagação de onda

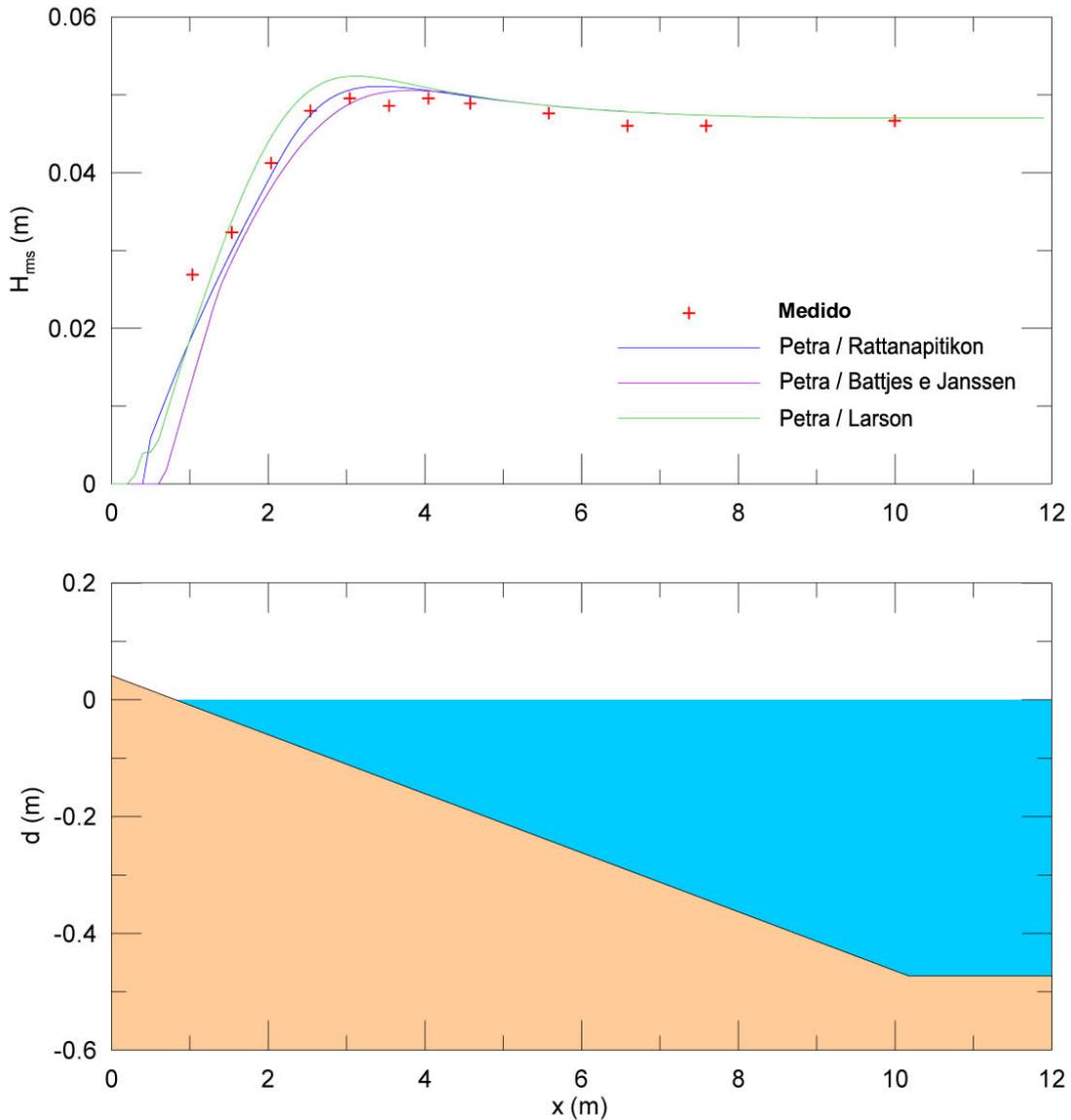


Figura 15 – Resultados obtidos utilizando os modelos de dissipação de BJ, RS e Larson.

Como se pode ver, os três modelos de dissipação preveem os valores similares da altura de onda na zona de quebra. Na área de empinamento, quando $\overline{D_b} \rightarrow 0$, os três modelos se comportam de maneira idêntica.

Na Figura 16 são representados para o modelo de TG os resultados da propagação para 4 possíveis combinações dos empíricos B e γ . Os valores $B=1$ e γ

=0,6 são os que produzem um melhor resultado. Nota-se que os valores $B = 1,5$ e $\gamma = 0,42$ preveem uma dissipação muito maior que a realmente existente.

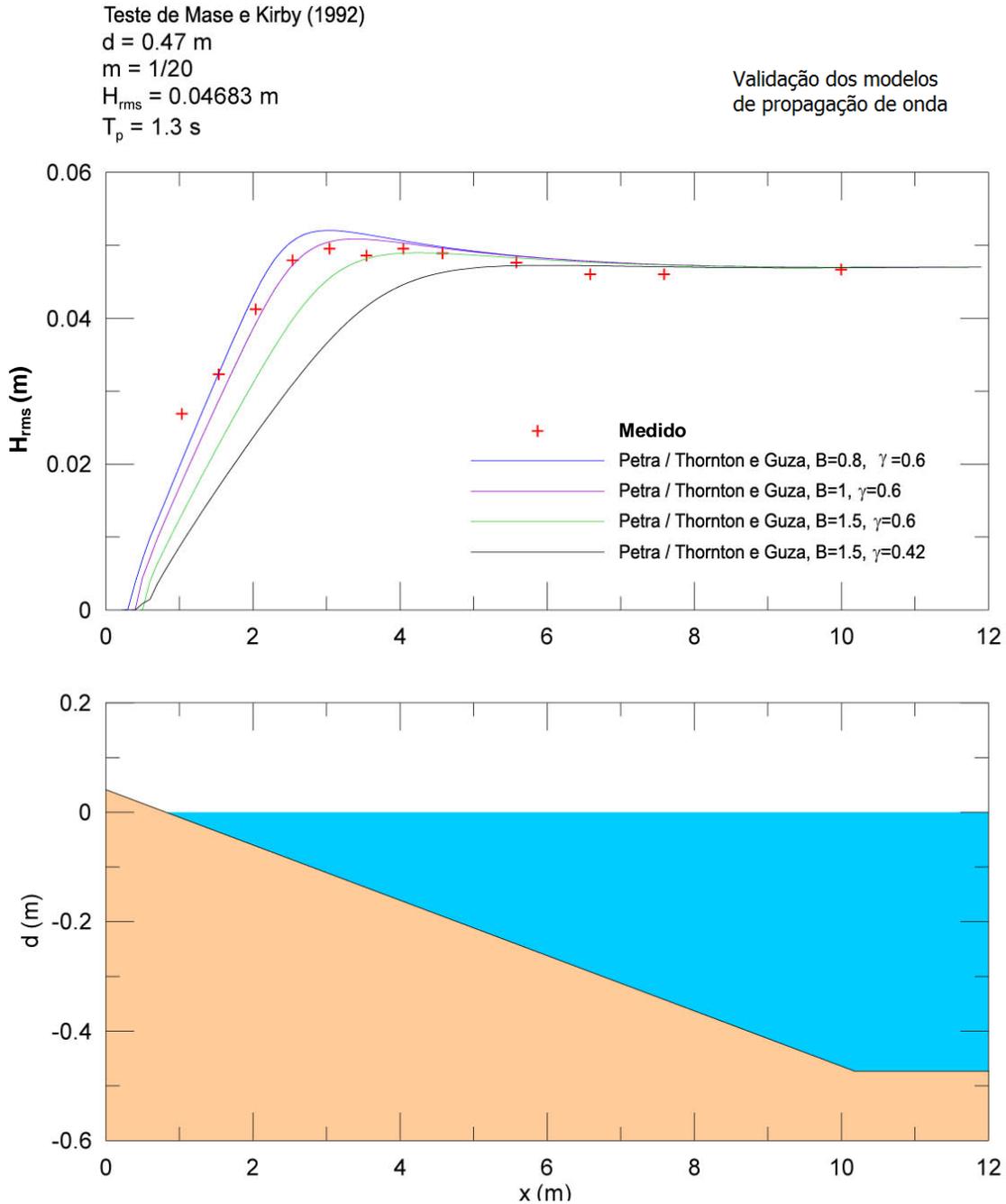


Figura 16 – Modelo de Thornton e Guza (1983).

Com o objetivo de validar o módulo das variações de nível médio, são apresentados na Figura 17, os resultados de Battjes e Stive (1985) sobre um fundo com declividade constante. Os dois modelos de propagação apresentados, BJ e TG,

se comportam de maneira adequada, obtendo praticamente o mesmo resultado, tanto com H_{rms} como em $\bar{\eta}$.

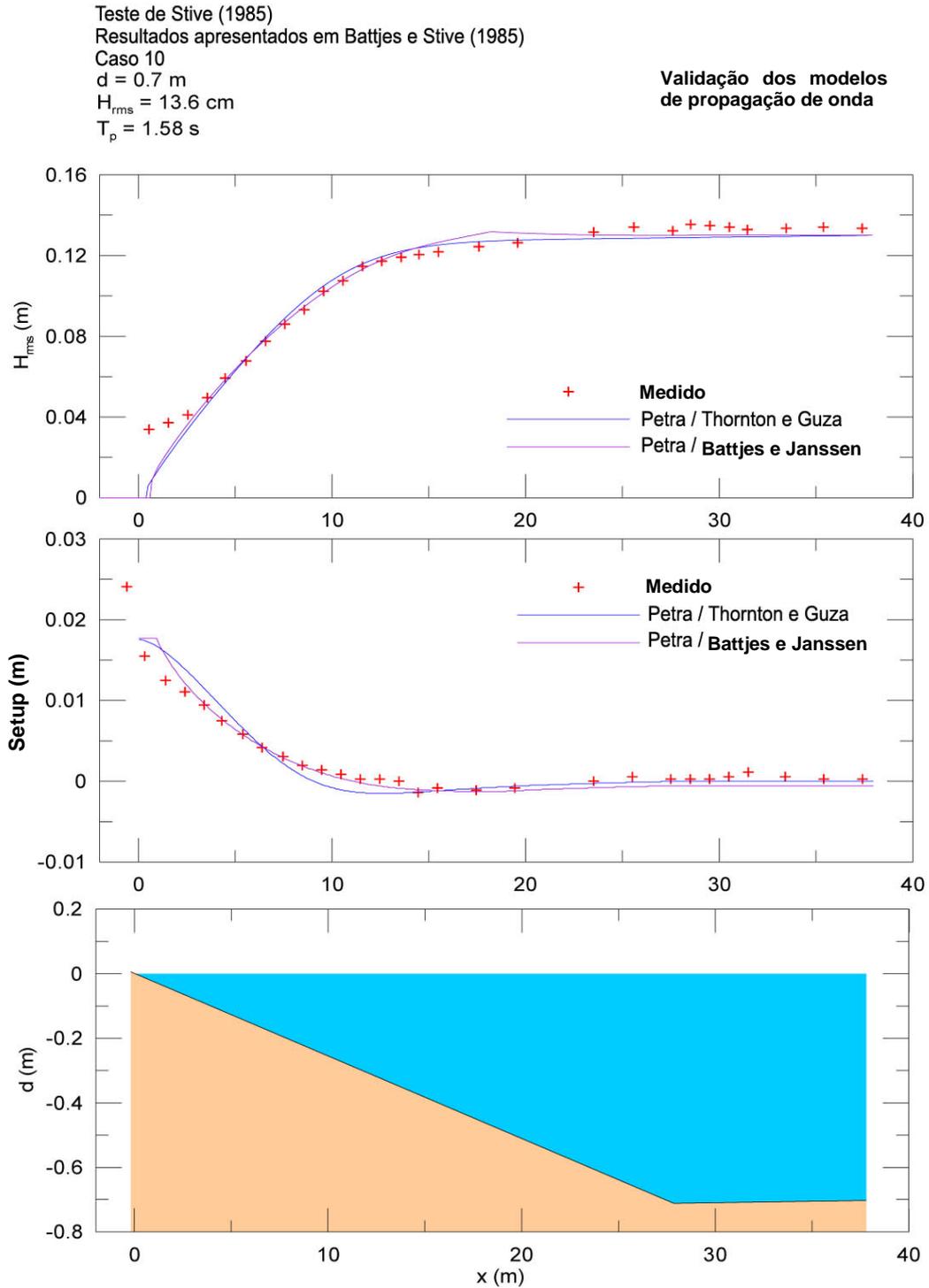


Figura 17 – Resultados do modelo de Battjes e Stive (1985).

Existe uma escala maior de teste na Figura 18 onde são apresentadas as medidas e os resultados aplicando TG no caso apresentado por Nairn e Southgate (1993) sobre uma declividade constante. Nota-se a elevada correspondência entre os dados medidos e o obtido pelo modelo.

Uma vez comprovado que os diferentes modelos de dissipação preveem de maneira adequada o empinamento e a quebra sobre a declividade uniforme, os mesmos também foram validados com perfis não uniformes (bancos).

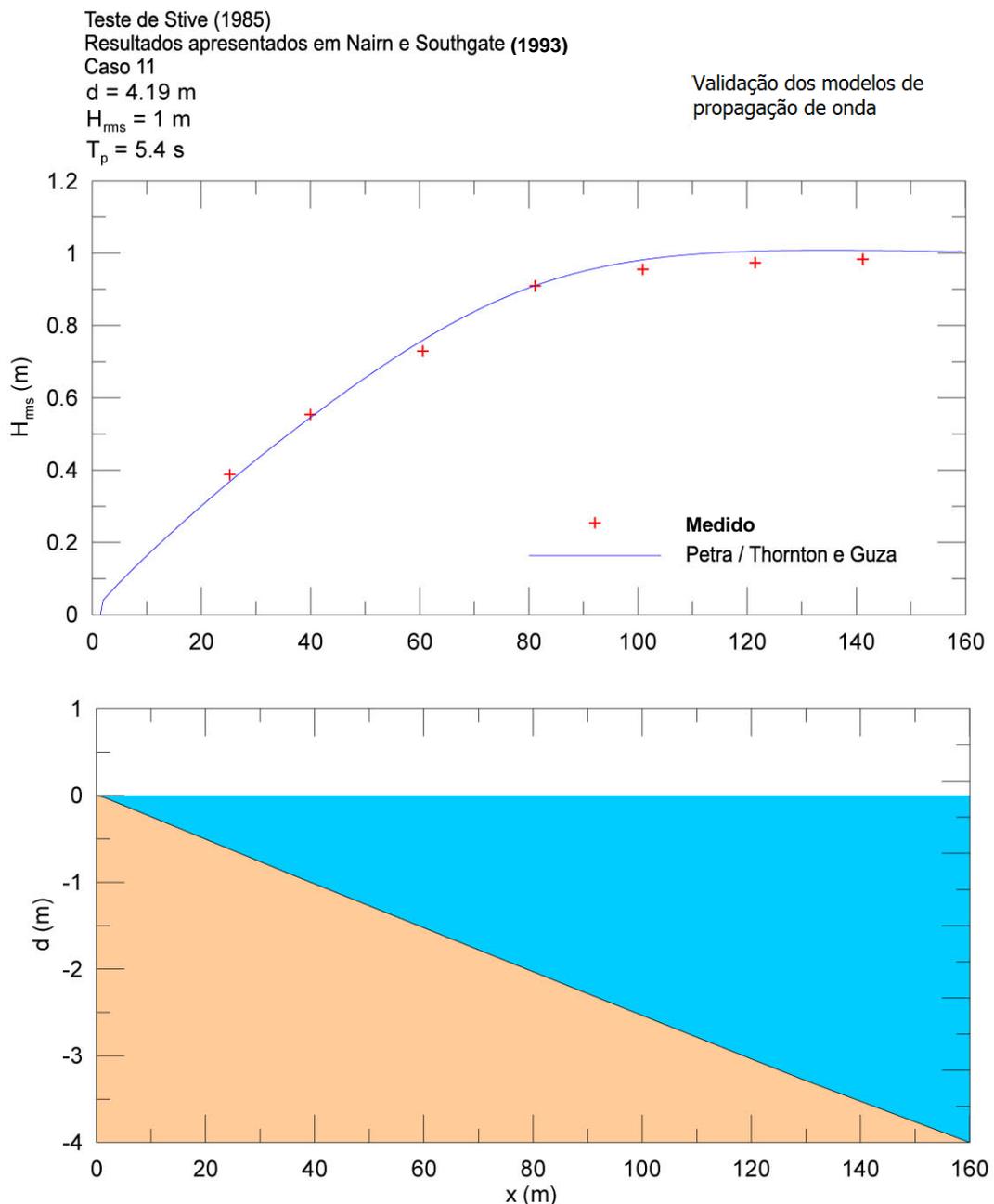


Figura 18 – Caso apresentado por Nairn e Southgate (1993).

Assim, na Figura 19 são apresentados os dados medidos de H_{rms} e de $\bar{\eta}$ no teste de Battjes e Stive (1985) juntamente com os resultados do modelo TG. Como se pode observar, tanto em altura de onda como em nível médio, o modelo de onda se comporta de maneira adequada.

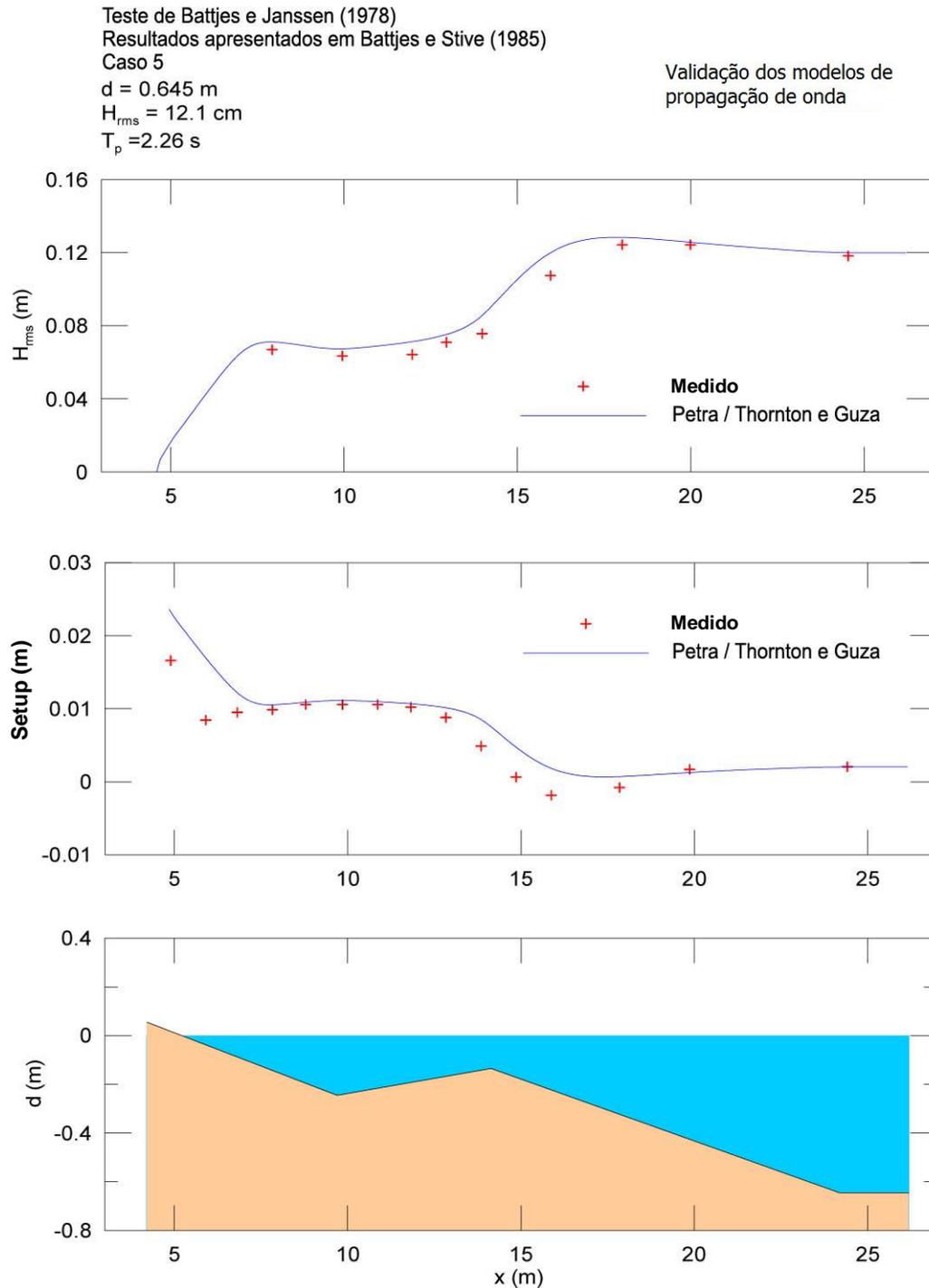


Figura 19 – Teste de Battjes e Stive (1985).

Larson (1995) apresenta um modelo de dissipação baseado no de Dally *et al.* (1985) e o valida com dados do SUPERTANK. Na Figura 20 é apresentada a comparação entre o modelo de Larson e o modelo TG para 4 perfis, juntamente com os resultados medidos. Novamente é o modelo de TG com $B=1$ e $\gamma=0,6$ em que se obtém os melhores resultados. Nota-se que a evolução da energia da onda o banco é modelada corretamente com o modelo.

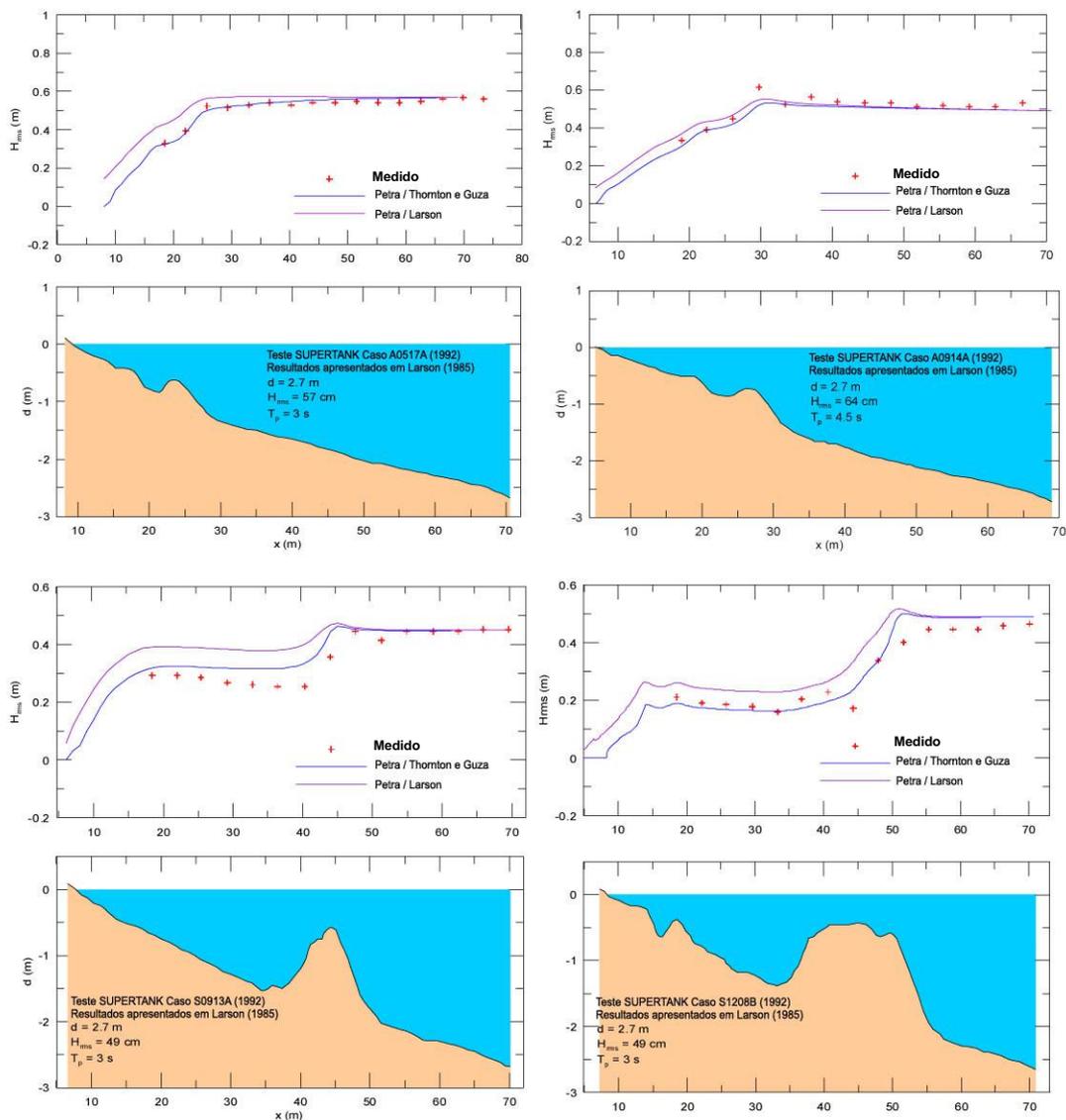


Figura 20 – Comparação entre o modelo de Larson (1995) e o modelo de Thornton e Guza (1983).

4.2.2 Testes de campo

Foram utilizados dados das campanhas de campo nas seguintes praias:

- Praia localizada em Duck (Carolina do Norte). Utilizada pelo CERC para medidas de onda no Projeto DELILAH (*Duck Experiment on Low-frequency and Incident-band Longshore and Across-shore Hydrodynamics*). Os perfis utilizados são apresentados em Larson (1995)
- Praia de Egmond; apresentada em Battjes e Stive (1985)
- Estuário de Haringvliet; apresentada em Battjes e Stive (1985).

As características das ondas incidentes em cada perfil são as mostradas na Tabela 2.

Tabela 2 – Característica de onda para cada perfil.

		H_{rms} (m)	T_p (s)	d_{max} (m)	θ (°)	Maré (m)	Características do perfil
Battjes e Stive (1985)	Egmond	2,78	8,7	15,6			Banco
	Haingvliet	2,43	7,81	11,1			Banco em praia extensa
Larson (1995)	0100	0,94	9,7	8,2	32	0,2	Banco
	1000	0,71	9,7	7,6	34	-0,4	Banco
	1600	0,74	10,7	8,3	18	0,3	Banco
	2200	0,79	12	7,5	18	-0,5	Banco

Na Figura 21 são mostradas as medidas de H_{rms} dos 4 casos do projeto DELILAH apresentados em Larson (1995), juntamente com os resultados do modelo de Larson e de Thornton e Guza. Como nos testes de laboratório, o modelo TG se comporta de maneira adequada no momento de prever a dissipação da altura da onda.

Um dos principais fenômenos - a recomposição da onda após o banco - é modelado de forma satisfatória, como pode ser visto na Figura 21.

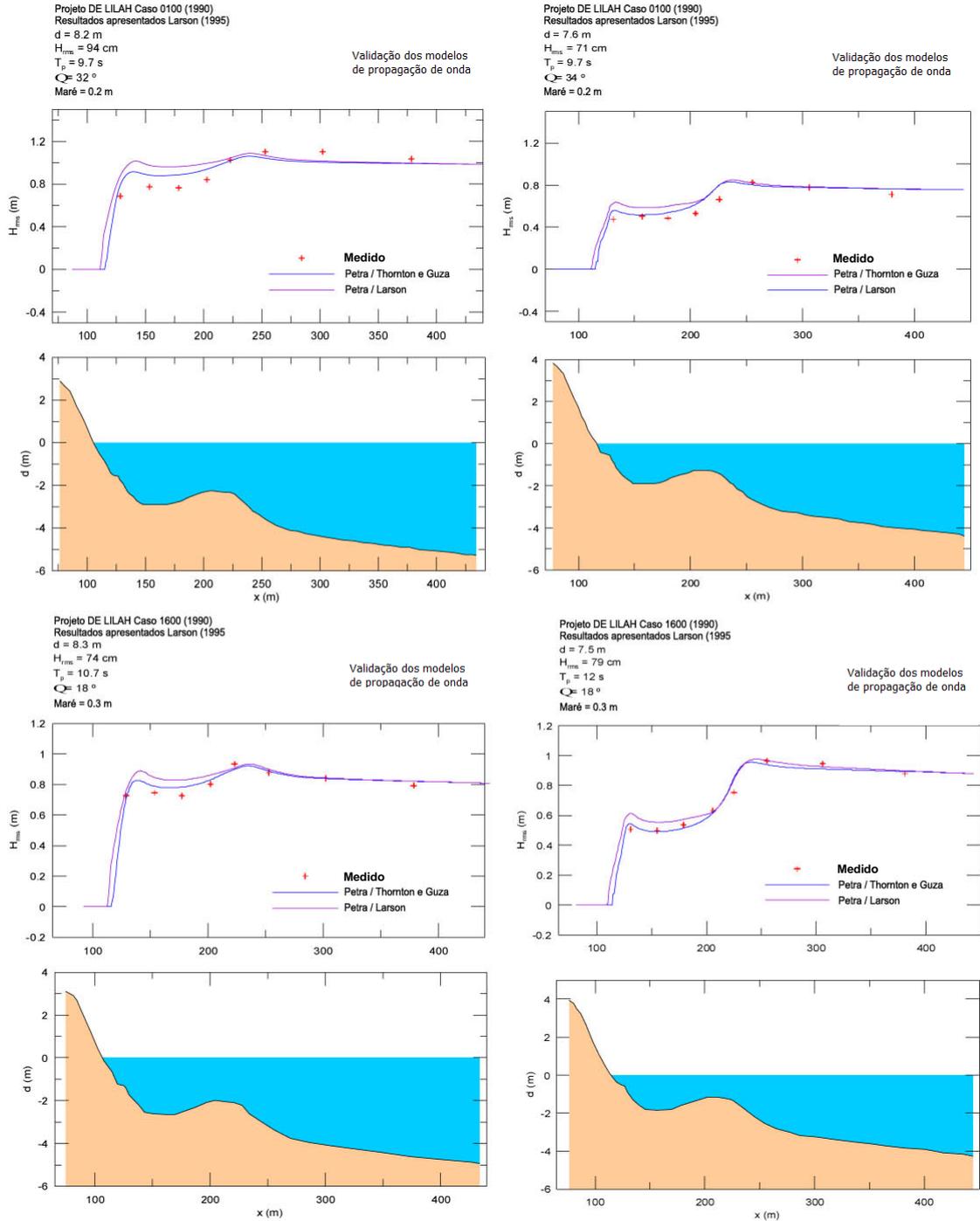


Figura 21 – H_{rms} dos 4 casos do projeto DELILAH apresentados em Larson (1995), juntamente com os resultados do modelo de Larson e de Thornton e Guza.

Na Figura 22 são apresentados os 2 casos de praias reais apresentadas em Battjes e Stive (1985). Em ambos os casos a evolução de H_{rms} após o banco é modelada corretamente com o modelo TG. Cabe destacar que nestes 2 últimos casos a altura quadrática média de onda era de quase 3m para que o funcionamento ideal do modelo de propagação possa ser assegurado, não existindo problemas de fenômenos de escala com os parâmetros de dissipação de Thornton e Guza, B e γ .

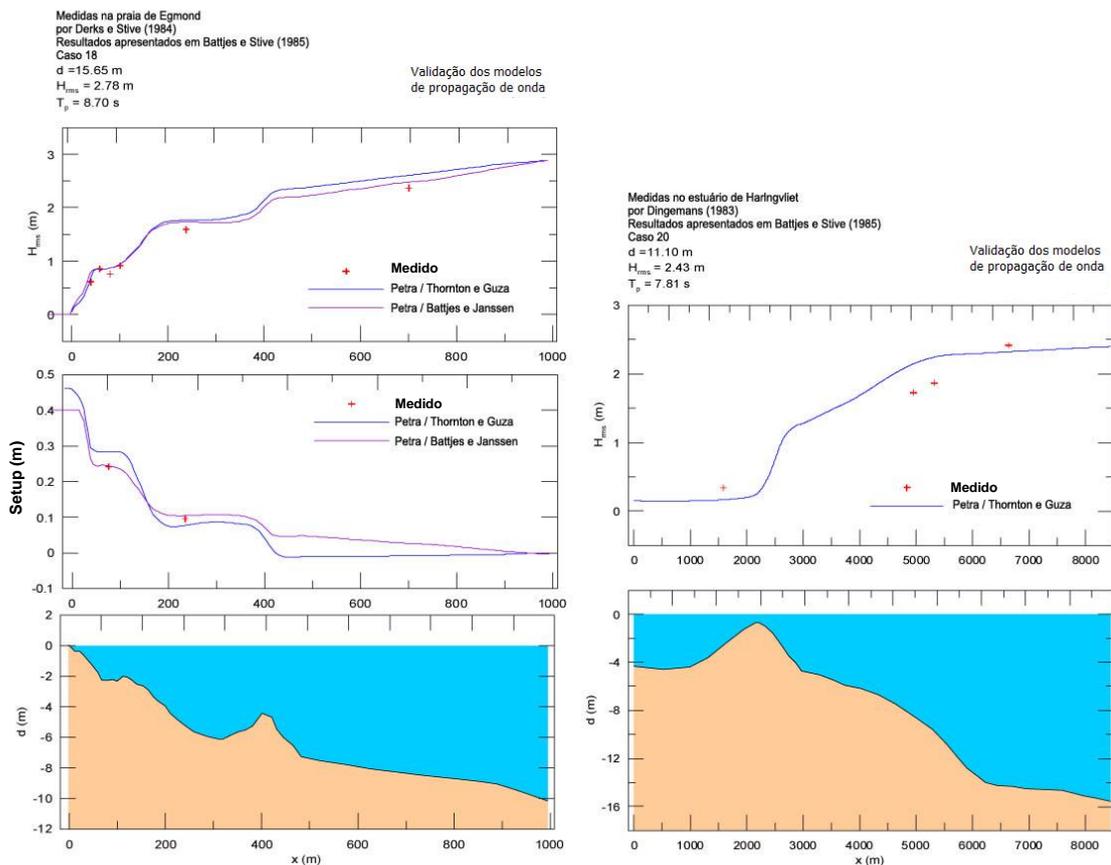


Figura 22 – Casos de praias apresentadas em Battjes e Stive (1985).

4.3 Validação do módulo de correntes

Neste item é apresentada a validação do modelo de corrente *undertow* de De Vriend e Stive (1987) através de testes de laboratório e de campo. É importante destacar que a corrente U_{tb} calculada pelo modelo de De Vriend e Stive (1987) é a corrente média no fundo (fora da camada limite). As medidas aquisitadas podem não ter sido realizadas à mesma profundidade onde se obtém U_{tb} , por esta razão os resultados da validação devem ser avaliados com cautela.

Observe, além disso, que a corrente resultante no fundo é uma grandeza de segunda ordem, dependente da propagação da energia da onda ($\sim H^2$). Portanto, qualquer pequena discrepância devida às limitações do modelo de propagação é amplificada no momento de examinar as correntes resultantes. A título de exemplo, um erro de 15% nas estimativas da altura da onda (perfeitamente aceitável com o tipo de modelos de propagação que se está utilizando) traduz-se em um possível erro de 32% nas estimativas da corrente resultante.

Como no modelo de propagação, foram separados os testes de laboratório dos de campo. Todas as execuções foram realizadas utilizando o modelo de propagação de TG com $B=1$ e $\gamma=0,6$.

4.3.1 Testes de laboratório

Utilizaram-se testes de laboratório apresentados em Okayasu e Katayama (1992) e na tese de Roelvink (1993). As características dos mesmos são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Características utilizadas para testes de laboratório segundo Okayasu e Katayama (1992) e Roelvink (1993).

	$H_{rms}(m)$	$T_p(s)$	$d_{max}(m)$	Características do perfil
Okayasu e Katayama (1992)	0,059	1,26	0,35	Declividade uniforme
Roelvink (1993)	0,123	2	0,6	Declividade uniforme
	0,133	2	0,6	Banco

Na Figura 23 são apresentados os dados experimentais de Okayasu e Katayama (1992), juntamente com os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987). Como se pode ver, o modelo prevê corretamente a magnitude da corrente, embora superestime a corrente na área previa à quebra.

Teste de Okayasu e Katayama (1992)

Resultados apresentados em Leont'yev (1996)

$d = 0.35 \text{ m}$

$H_{rms} = 5.9 \text{ cm}$

$T_p = 1.26 \text{ s}$

Validação do modelo de correntes *undertow*

De Vriend e Stive (1987)

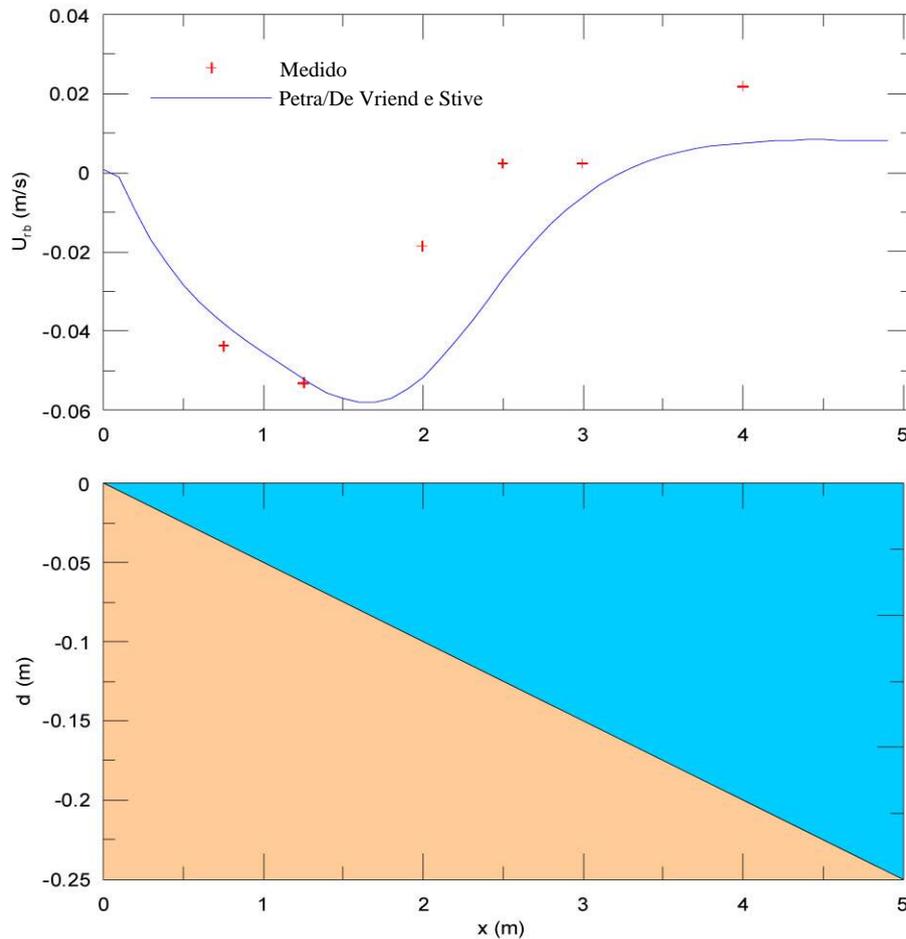


Figura 23 – Comparação entre os dados experimentais de Okayasu e Katayama (1992) e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).

Também sobre um perfil de declividade uniforme, Roelvink (1993) apresenta medidas de U_{rb} (Figura 24). Neste caso o modelo de correntes *undertow* utilizado pelo PETRA atribui velocidades menores na zona de empinamento, embora, como no caso anterior, a evolução da corrente *undertow* na zona de quebra seja simulada corretamente tanto em intensidade como em forma.

Teste de Roelvink e Stive (1989)

Resultados apresentados na tese de doutorado de Roelvink (1993)

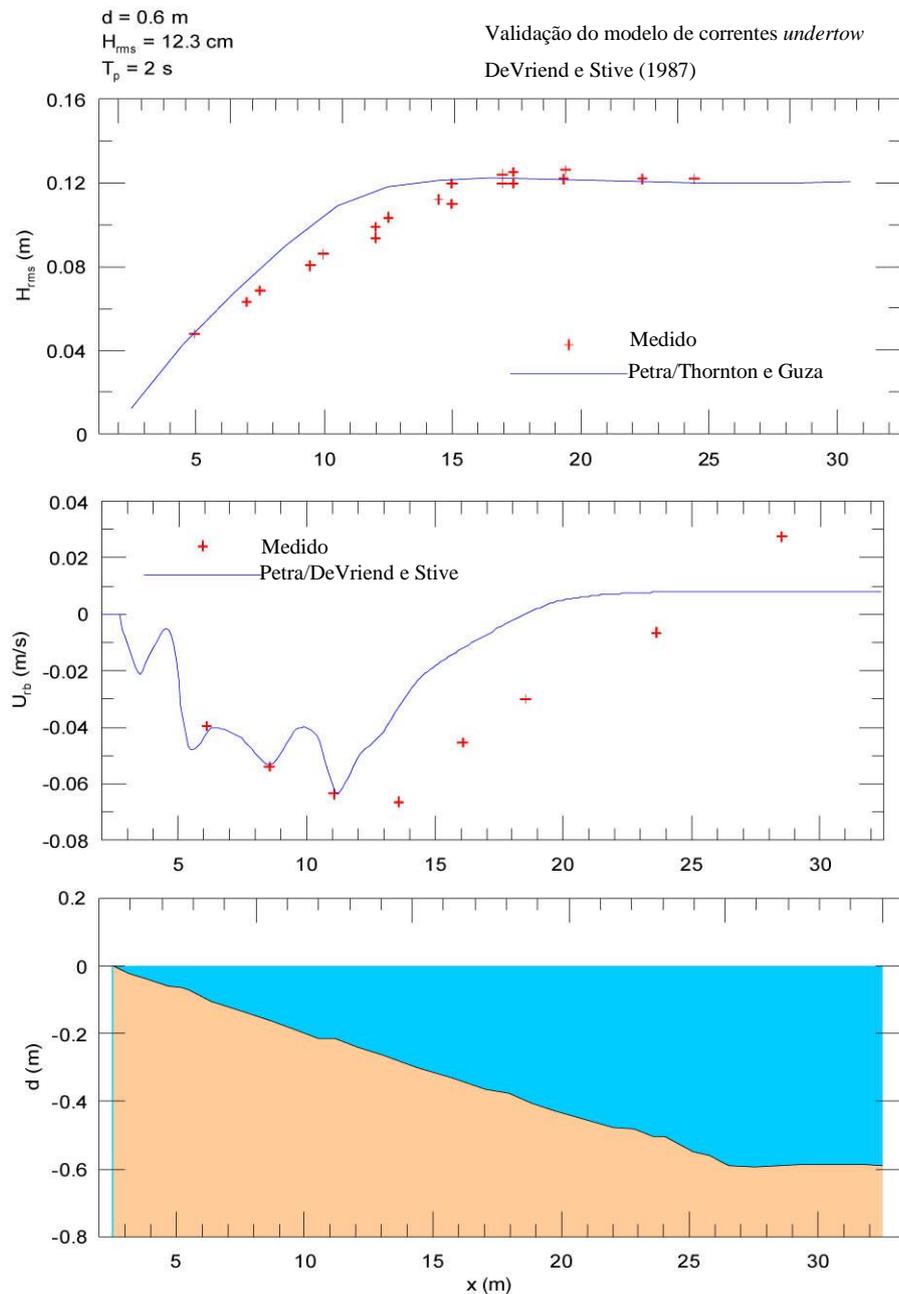


Figura 24 – Comparação entre os resultados apresentados por Roelvink (1993) em um perfil de declividade uniforme e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).

Foi testado o modelo em perfis não homogêneos como o que apresenta Roelvink (1993). Neste caso o modelo de correntes *undertow* prevê a evolução e a magnitude da corrente perfeitamente. (Figura 25). É interessante ver como o modelo

reproduz os máximos de U_{rb} na área do perfil onde se produz um gradiente negativo da altura de onda (sobre o banco).

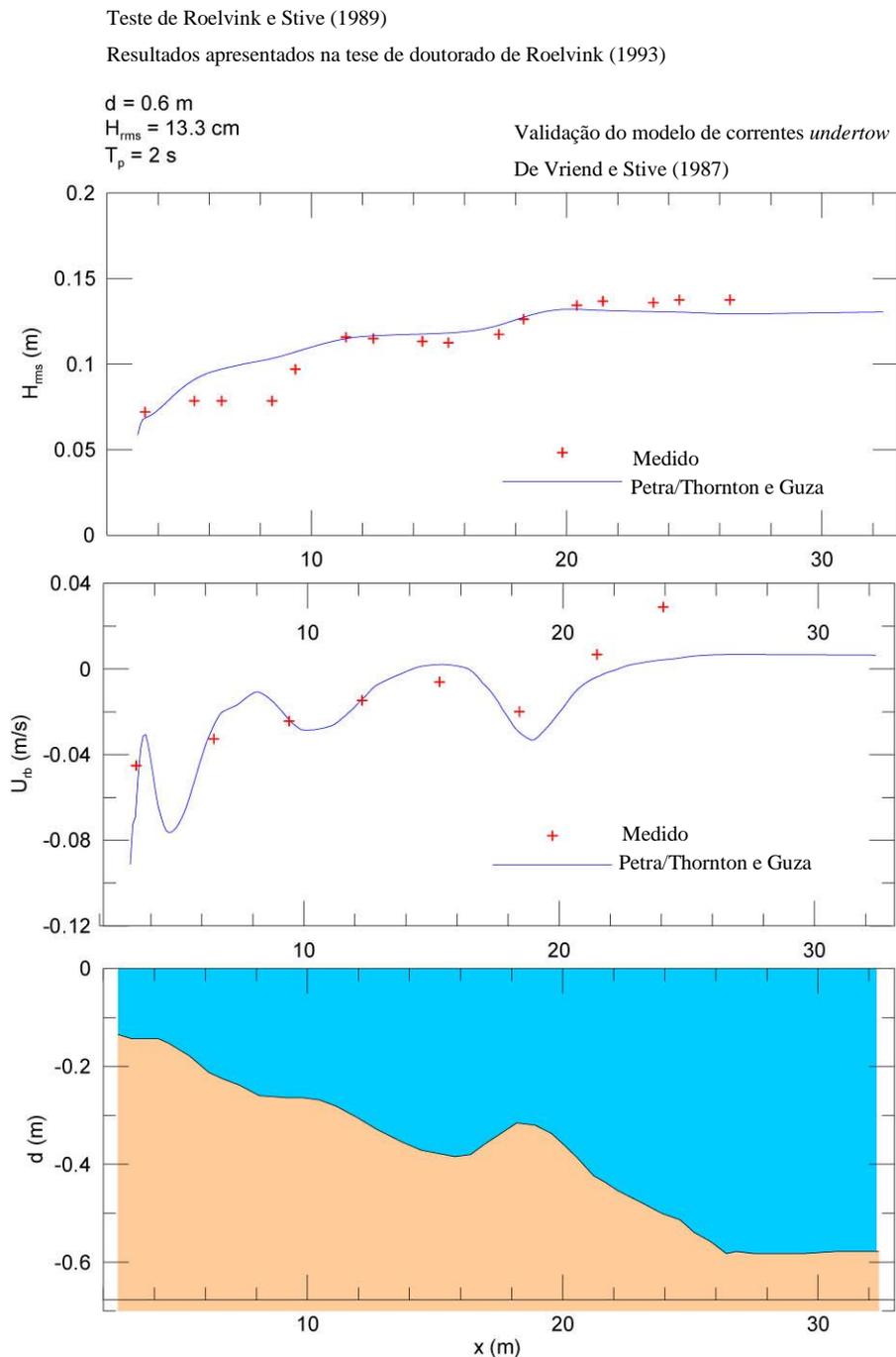


Figura 25 – Comparação entre os resultados apresentados por Roelvink (1993) em perfis não homogêneos e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).

4.3.2 Testes de campo

Na Tabela 4 são apresentadas as características dos testes de campo utilizados na validação do modelo de De Vriend e Stive (1987):

Tabela 4 – Características dos testes de campo na validação do modelo de DeVriend e Stive (1987).

	H_{rms} (m)	T_p (s)	d_{max} (m)	D_{50} (mm)	Características do perfil
Rodríguez <i>et al.</i> (1994) (Praia do Trabucador, delta do Ebro)	0,5	7,1	1,5		Mudança de declividade
	0,4	7,1	1,5		Mudança de declividade
De Vriend e Stive (1987) (Praia de Torrey Pines)	0,6	14,3	6,3		Declividade quase uniforme

Os dados medidos de correntes *undertow* na praia de Trabucador apresentadas por Rodríguez *et al.* (1994), são bem reproduzidas pelo modelo de De Vriend e Stive (1987) como pode ser visto na Figura 26. A evolução das correntes *undertow* ao longo do perfil é modelada corretamente, tanto na forma como na magnitude.

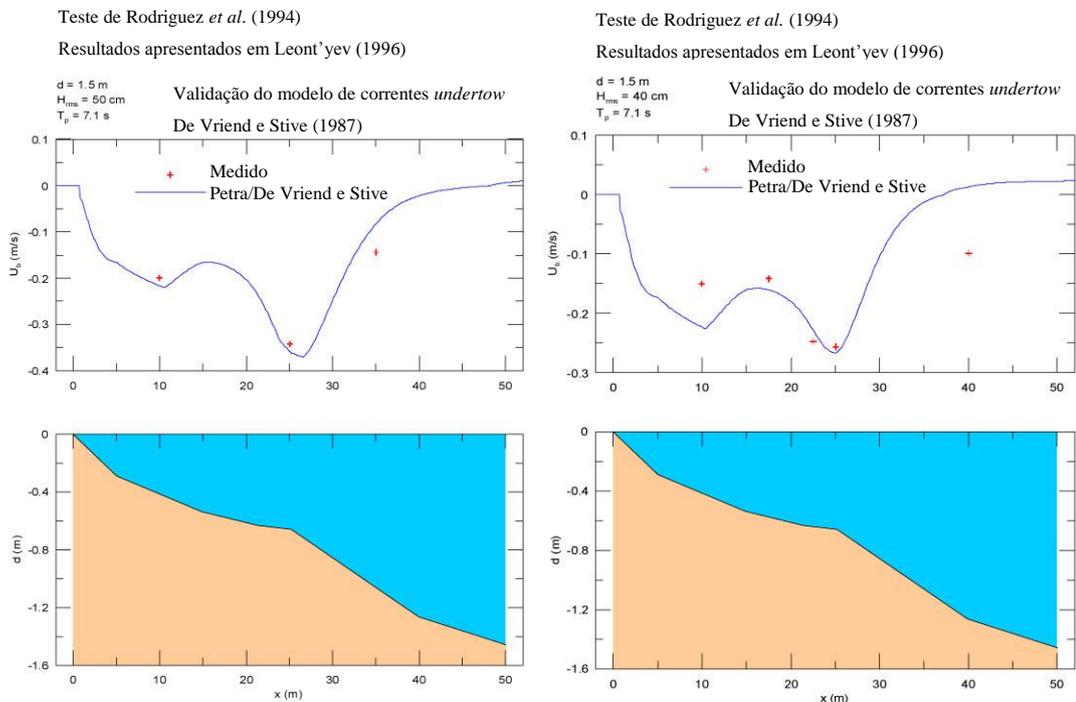


Figura 26 – Dados medidos de correntes *undertow* apresentadas por Rodríguez *et al.* (1994), reproduzidas pelo modelo de De Vriend e Stive (1987).

Na Figura 27 são apresentadas os dados medidos de Guza e Thornton (1985) da Praia de Torrey Pines apresentadas em De Vriend e Stive (1987), juntamente com os resultados do modelo. A ordem de magnitude das velocidades obtidas é correta, apesar dos máximos e mínimos de *undertow* estarem defasados espacialmente com relação aos dados medidos.

Dados de Guza e Thornton (1985) na Praia de Torrey Pines
apresentadas em De Vriend e Stive (1987)

$d = 6.3 \text{ m}$
 $H_{rms} = 60 \text{ cm}$
 $T_p = 14.3 \text{ s}$

Validação do modelo de correntes *undertow*
De Vriend e Stive (1987)

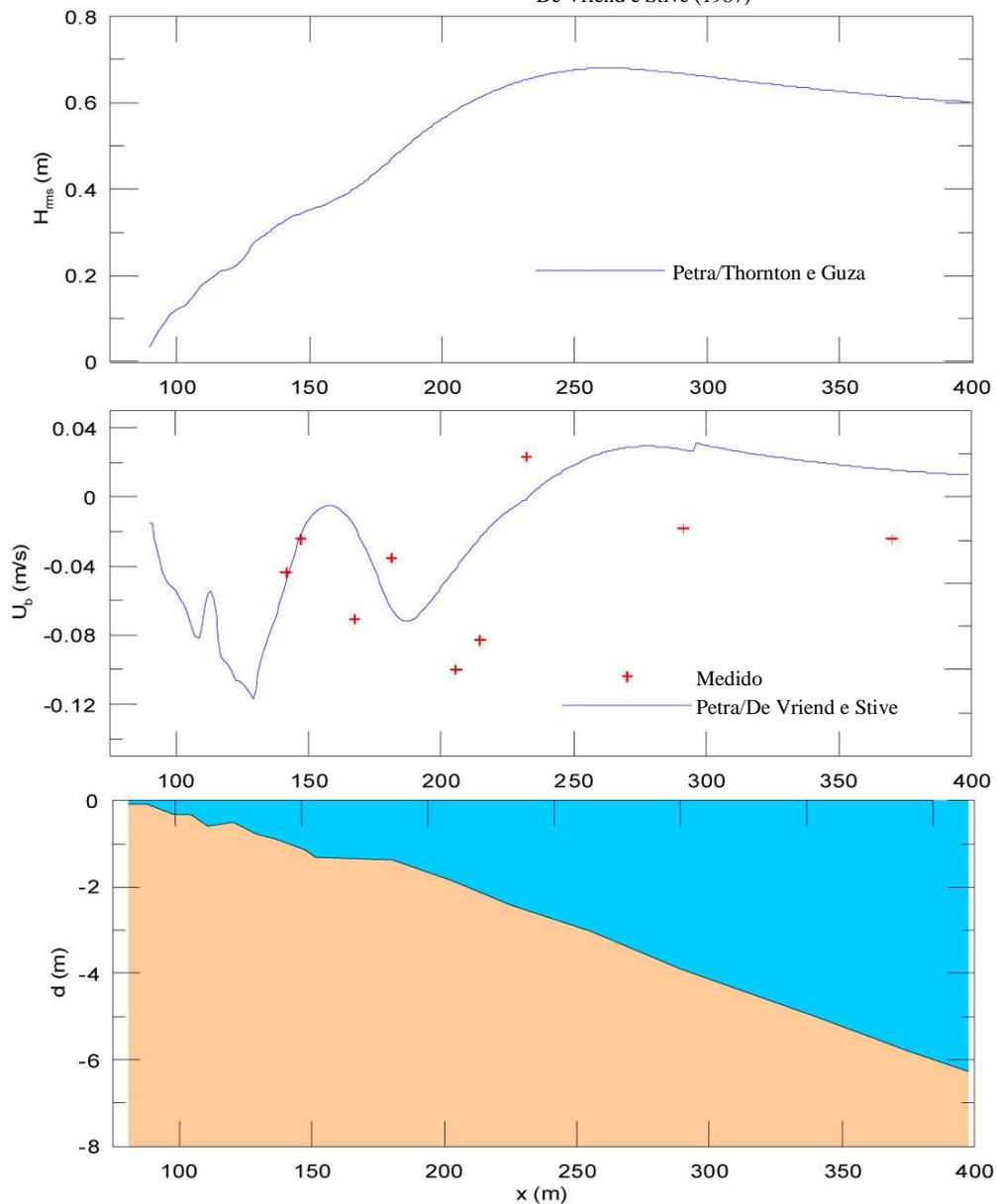


Figura 27 – Comparação entre os resultados apresentados por Guza e Thornton (1985) e os resultados do modelo de De Vriend e Stive (1987).

4.4 Validação do transporte de sedimentos e da evolução do perfil

Nesta seção é realizada a validação do modelo de transporte e da evolução morfológica do perfil. Foram utilizados resultados experimentais. Na Tabela 5 são apresentadas as características de cada caso.

Tabela 5 – Características dos casos utilizados para validação do modelo de transporte e evolução morfológica do perfil.

Autores	H_{rms} (m)	T_p (s)	d_{max} (m)	D₅₀ (mm)	Duração (h)	Amplitude da maré (m)
Roelvink e Broker (1993) <i>Grande canal de Hannover</i>	1,1	6	5	0,22	7	0
Ranasinghe <i>et al.</i> (1999) <i>Teste de laboratório</i>	0,123	2	0,58	0,1	12	0
Ranasinghe <i>et al.</i> (1999) <i>Praia de Duck</i>	1,3	9	4	0,25	70	1

Roelvink e Broker (1993) fazem uma revisão do estado da arte em termos de modelos numéricos da evolução do perfil de praia baseando-se em processos e comparam os resultados dos modelos dos principais grupos de pesquisa europeus com os resultados experimentais de um teste no grande canal de Hannover. Na Figura 28 é apresentado o perfil inicial do caso do canal de Hannover, com as características da simulação morfodinâmica.

L W F de Hannover

Resultados apresentados em Roelvink e Broker (1993)

$H_s = 1,5\text{m}$

$T_p = 6\text{s}$

$D_{50} = 0,22\text{mm}$

Duração = 6,9h

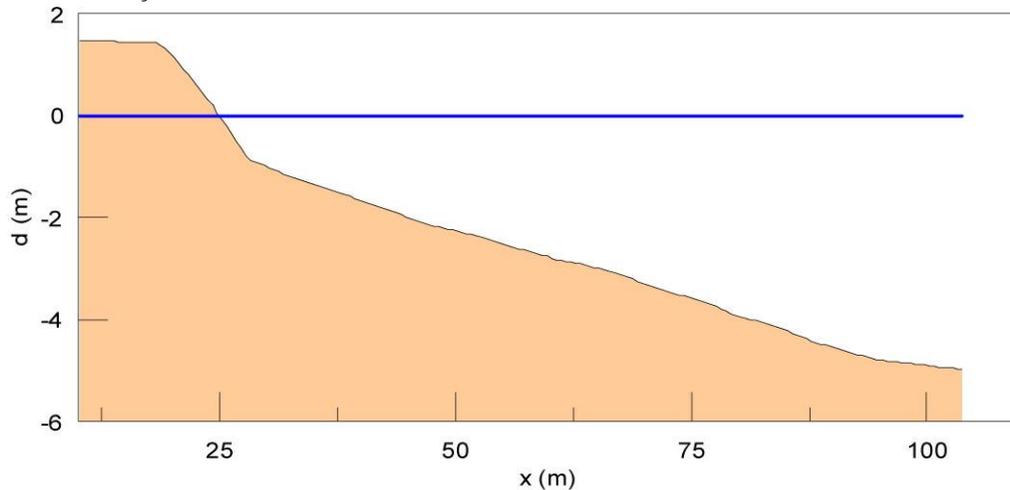
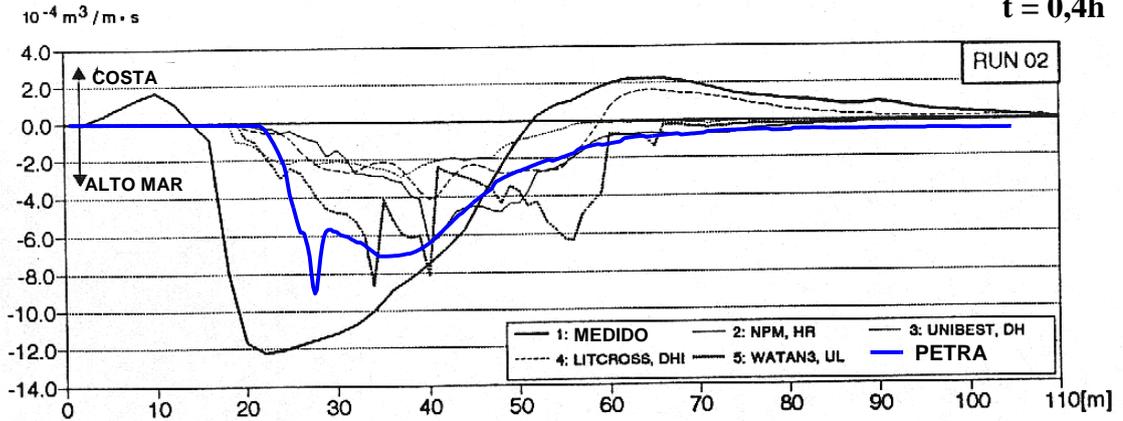


Figura 28 – Caso Gran Canal de Hannover – Perfil inicial e características da evolução morfodinâmica.

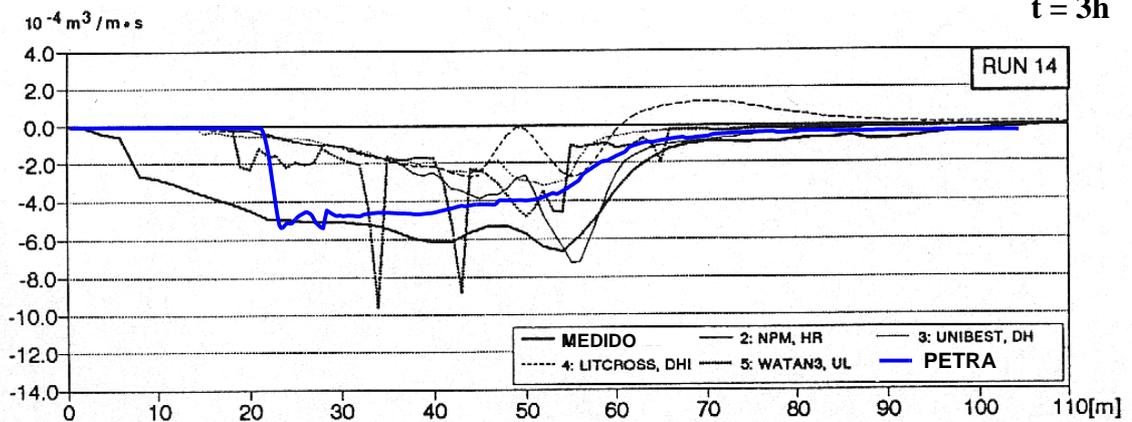
Na Figura 29 são apresentados os resultados da evolução do fluxo de transporte de sedimentos ao longo do perfil em 3 momentos (0,4h, 3h e 6,9h). Finalmente, são apresentados:

- 1) Dados medidos
- 2) Resultados do modelo NPM de *HR Wallingford* (Inglaterra)
- 3) Resultados do modelo UNIBEST da *Delft Hydraulics* (Holanda)
- 4) Resultados do modelo LITCROSS do *Danish Hydraulic Institute* (Dinamarca)
- 5) Resultados do modelo WATAN3 da Universidade de Liverpool (Inglaterra)
- 6) Resultados do PETRA.

t = 0,4h



t = 3h



t = 6.9h

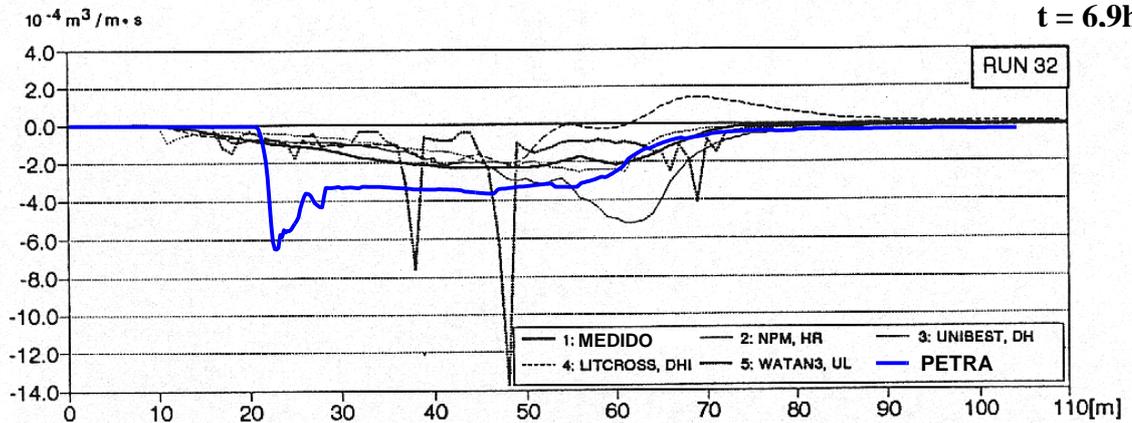


Figura 29 – Resultados de diferentes modelos da evolução do fluxo de transporte de sedimentos ao longo do perfil em três momentos distintos.

Com a análise da Figura 29 são extraídas as seguintes conclusões:

- Nenhum dos modelos é capaz de apresentar corretamente o transporte de sedimentos na zona de espriamento; a curva da evolução do transporte

de sedimentos ao longo do perfil do PETRA é similar (na forma e grandeza) aos resultados medidos.

- Os resultados do PETRA não apresentam fortes gradientes $\left(\frac{\partial q}{\partial x}\right)$ como ocorre em vários dos modelos representados.

A evolução morfológica do perfil transversal é representada na Figura 30. Como comentado anteriormente, ao não modelar corretamente o transporte de sedimentos na zona de espraiamento, a erosão do perfil praiar não é realizada de maneira adequada. Ainda assim, cabe destacar que embora quantitativamente o modelo PETRA não reproduza corretamente o perfil medido, ele o faz com relação à forma e localização do sedimento deslocado.

Testes de laboratório realizados no Grand Canal de Hannover em 1986 – 1987, Dette e Uliczka (1986). Dette e Olerich (1991) Resultados apresentados em Roelvink e Broker (1993)

d = 5m	Validação do módulo de evolução do perfil
$H_s = 1,5m$	Modelo de propagação de onda
$T_p = 6s$	Modelo de correntes <i>undertow</i> de De Vriend e
$D_{50} = 0,22mm$	Stive (1987)

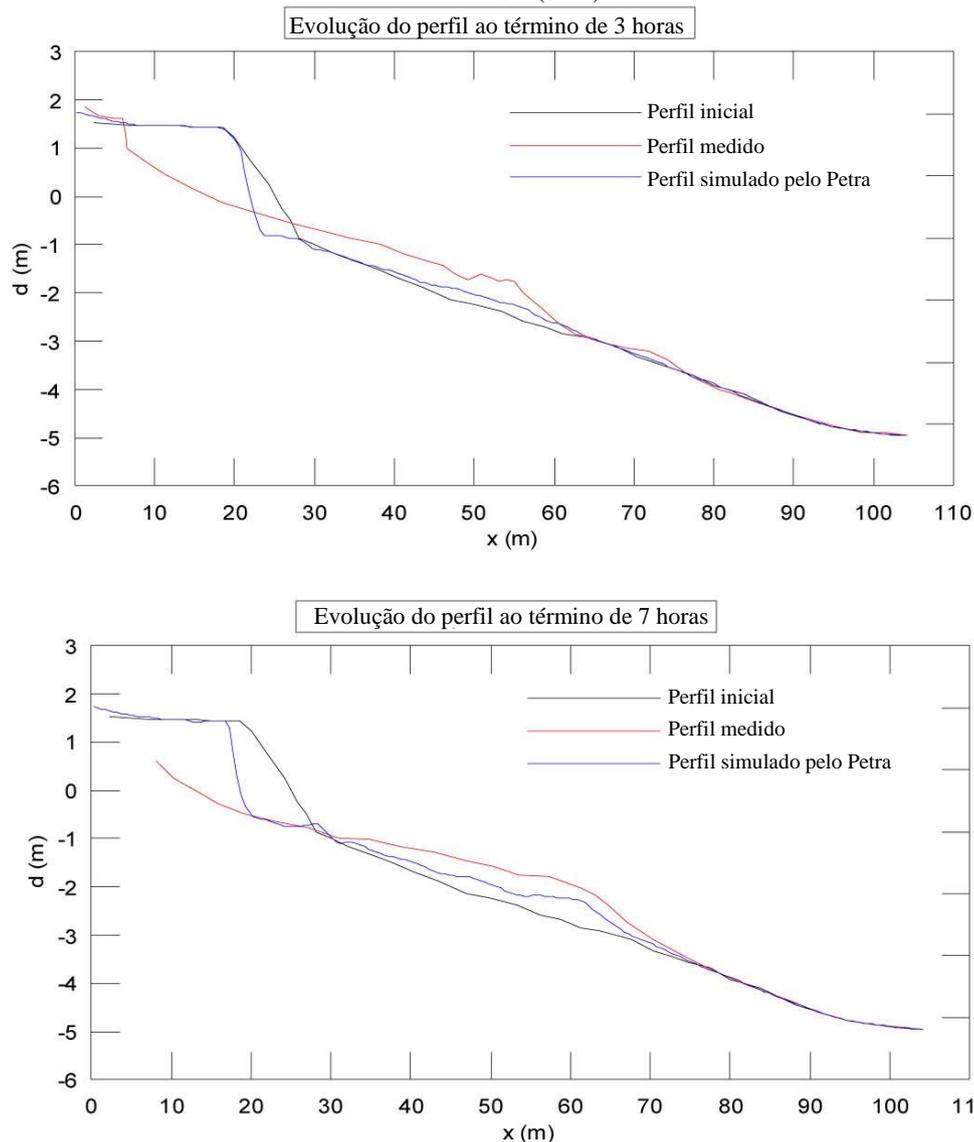


Figura 30 – Comparação da evolução morfológica do perfil transversal entre resultados apresentados por Roelvink e Broker (1993) e resultados simulados pelo PETRA.

Ranasinghe *et al.* (1999) apresenta vários casos de medidas de evolução morfológica de um perfil. Assim, na Figura 31 é apresentado um teste de laboratório

sobre um perfil uniforme. Como pode ser observado o PETRA reproduz perfeitamente a variação do perfil, tanto na forma como em magnitude às 12h de simulação.

Teste de laboratório de pequena escala
 Delft caso 1, Roelvink e Stive (1989)
 Resultados apresentados em Ranasinghe *et al.* (1999)
 Duração da tempestade = 12 h

$d = 0,6\text{m}$
 $H_{\text{rms}} = 0,123\text{m}$
 $T_p = 2\text{s}$
 $D_{50} = 0,1\text{mm}$

Validação do módulo de evolução do perfil
 Modelo de propagação de onda
 Modelo de correntes *undertow* de De Vriend e Stive (1987)

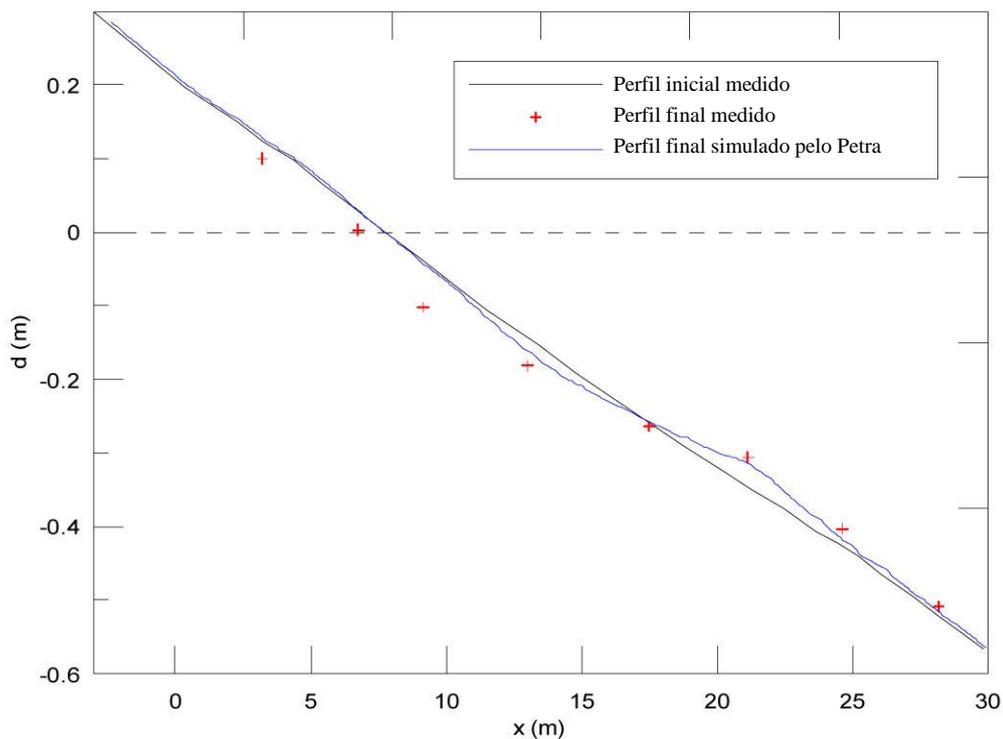


Figura 31 – Comparação da evolução morfológica de um perfil uniforme entre resultados apresentados por Ranasinghe *et al.* (1999) e resultados simulados pelo PETRA.

Na Figura 32 é apresentada a comparação do PETRA com os dados medidos em um perfil na Praia de Duck submetido a uma ondulação (considerada constante) durante 70 horas. Neste caso, a mudança na movimentação dos bancos no perfil não é simulada corretamente, embora o acúmulo no entorno da cota 0, seja.

Projeto DUCK 84.

Dados medidos na praia de Duck, Carolina do Norte, Larson (1988)

Resultados apresentados em Ranasinghe *et al.* (1999)

Duração da tempestade = 70 h

Amplitude da Maré = 1m

$d = 4\text{m}$

$H_{\text{rms}} = 1,3\text{m}$

$T_p = 9\text{s}$

$D_{50} = 0,25\text{mm}$

Validação do módulo de evolução do perfil

Modelo de propagação de onda de Thornton e Guza (1983)

Modelo de correntes *undertow* de De Vriend e Stive (1987)

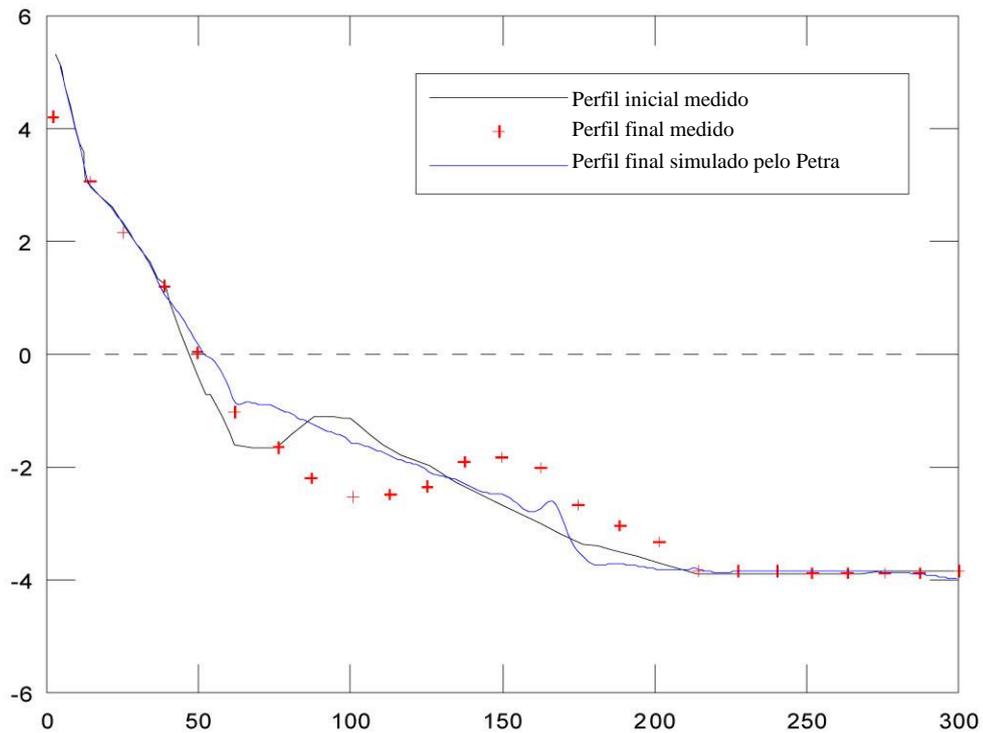


Figura 32 – Comparação da evolução morfológica de um perfil submetido à uma ondulação constante entre resultados apresentados por Ranasinghe *et al.* (1999) e resultados simulados pelo PETRA.

REFERÊNCIAS

- AHRENS, J.P. A fall-velocity equation. **Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering**, v. 126, n.2, p. 99-102, 2000.
- BAGNOLD, R.A. An approach to the sediment transport problem from general physics. **U.S. Geological Survey**, Professional Paper 422-1, p. 37, Washington, D.C, 1996.
- BAILARD, J.A. An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach. **Journal of Geophysical Research**, v. 86, n.C11, p. 10938-10954, 1981.
- BAILARD, J.A. Modeling on-offshore sediment transport in the surf zone. In: International Conference of Coastal Engineering, 18, 1982, Cape Town, South Africa. **Proceedings...** 1982, p. 1419-1438.
- BAILARD, J.A. Simple models for surfzone sediment transport. **Naval Civil Engineering Laboratory**. Technical Note N1740, Port Hueneme, CA, 1985.
- BATTJES, J.A.; JANSSEN, J.P.F.M. Energy loss and set-up due to breaking of random waves. In: International Conference of Coastal Engineering 16, 1978, Houston, Texas. **Proceedings...** ASCE, v. 1, p. 569-589, 1978.
- BATTJES, J.A.; STIVE, M.J.F. Calibration and verification of dissipation model for random breaking waves. **Journal of Geophysical Research**. v. 90, n.C5, p. 9159-9167, 1985.
- BOWEN, A.J. **Simple models of nearshore sedimentation: beach profiles and longshore bars**. In: McCANN, S.B. Coastline of Canada. Geological Survey of Canada, Halifax, 1980, 1-11p.
- DALLY, W.R.; DEAN, R.G.; DALRYMPLE, R.A. Wave height variation across beaches of arbitrary profile. **Journal of Geophysical Research**, v.90, p. 11917-11927, 1985.
- DALLY, W.R. Random breaking waves: Field verification of a wave-by-wave algorithm for engineering application. **Coastal Engineering**, v.16, n.4, p. 369-397, 1992.
- DE VRIEND, H.J.; STIVE, M.J.F. Quasi-3D modelling of nearshore currents. **Coastal Engineering**, v.11, n.5/6, p. 565-601, 1987.
- DETTE, H.H.; ULICZKA, K. Velocity and sediment concentration fields across surf zones. In: Coastal Engineering Conference, 20, 1986 **Proceedings....** American Society of Civil Engineers, p.1062-1076, 1986.
- DETTE, H.H.; OELERICH, J. Measurements in the Big Wave Flume in Hannover - Individual breaking waves, breaker distribution. Report N° 1. 1991.
- GARCÍA, E. **Modelos morfodinámicos de evolución de playas : perfil y planta (Tese)**. Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria, 2000.
- GODA, Y. A synthesis of breaking indices. **Transactions of the Japan Society of Civil Engineering**, v. 2, n.2, p. 227-230, 1970.
- GUZA, R.T.; THORNTON, E. B. Velocity moments in nearshore. **Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering**, v. 111, n.2, p. 235-256, 1985.

IH CANTABRIA – MMA. **Sistema de Modelagem Costeira, SMC – Brasil: Documento Temático – Recuperação de Praias**. Brasília: Ministério do Meio Ambiente. 2017a.

IH CANTABRIA – MMA. **Sistema de Modelagem Costeira, SMC – Brasil: Manual de Referência – Modelo de Propagação de Ondas Espectrais em Praias (OLUCA - SP)**. Brasília: Ministério do Meio Ambiente. 2017b.

KRAUS, N.C.; SMITH, J.M. 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, 1994.

LARSON, M.; KRAUS, N.C. SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change. **Technical Report CERC-89-9**, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1989.

LARSON, M.; KRAUS, N.C.; BYRNES, M.R. 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, 1990.

LARSON, M.; KRAUS, N.C. Mathematical modeling of the fate of beach fill. In: NIEMAYER, D., VAN OVEREEM, J. e VAN DE GRAAFF, J. **Artificial Beach Nourishments: Special Issue of Coastal Engineering**, v.16, p.83-114, 1991.

LARSON, M. Model for decay of random waves in the surf zone. **Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering**, v. 121, n.1, p. 1-12, 1995.

LEONT'YEV, I. O. Numerical modelling of beach erosion during storm event. **Coastal Engineering**, v. 29, p. 187-200, 1996.

LIST, J.H. Breakpoint-forced and bound long waves in the nearshore: a model comparison. In: International Conference Coastal Engineering, 23, Venice, 1992. **Proceedings...**1992, p. 860-873.

MASE, H.; KIRBY, J.T. *Modified frequency-domain KdV equation for random wave shoaling*. In: International Conference Coastal Engineering, 23, Venice, 1992. **Proceedings...**1992, p. 474-487.

MÉNDEZ, F.J. **Modelo bidimensional de generación de ondas largas libres y forzadas por la propagación de grupos de olas en playas (Dissertação)**. Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria, 1996.

MICHE, R. Mouvements ondulatoires des mers en profondeur constante ou décroissante. **Wave Research Laboratory**, Series 3, ISSUE 363, Universidade da Califórnia, Berkeley, 1954.

NAIRN, R.B. **Prediction of cross-shore sediment transport and beach profile evolution (Tese)**. Imperial College, University of London, v.391, 1990.

NAIRN, R.B.; SOUTHGATE, H.N. Deterministic profile modelling of nearshore processes: Part 2. Sediment transport and beach profile development. **Coastal Engineering**, v. 19, p. 57-96, 1993.

OKAYASU, A.; KATAYAMA, H. *Distribution of undertow and long-wave component velocity due to random waves*. In: International Conference Coastal Engineering, 23, Venice, 1992. **Proceedings...1992**, p. 883-893.

PEYRET, R.; TAYLOR, T. D. **Computational Methods for Fluid Flow**. Springer-Verlay, 1983, 358p.

RAKHA, K.A.; DEIGAARD, R.; BROKER, I. A phase-resolving cross-shore sediment transport model for beach profile evolution. **Coastal Engineering**, v. 31, p. 231-261, 1997.

RAKHA, K.A.; KAMPHUIS, J.W. A morphology model for an eroding beach backed by a seawall. **Coastal Engineering**, v. 30, p. 53-75, 1997a.

RAKHA, K.A.; KAMPHUIS, J.W. Wave, induced currents in the vicinity of a seawall. **Coastal Engineering**, v. 30, p. 23-52, 1997b.

RANASINGHE, R.; PATTIARATCHI, C.; MASSELINK, G. A morphodynamic model to simulate the seasonal closure of tidal inlets. **Coastal Engineering**, v. 37, pp. 1-36, 1999.

RATTANAPITIKON, W.; SHIBAYAMA, T. Energy dissipation model for regular and irregular breaking waves. **Coastal Engineering**, v. 40, n.4, p. 327-346, 1998.

RODRÍGUEZ, A.; SÁNCHEZ-ARCILLA, A.; COLLADO, F.R.; GRACIA, V.; COUSSIRAT, M.G.; PRIETO, J. Waves and currents at the Ebro delta surf zone measurements and modeling. In: International Conference of Coastal Engineering, 24, Kobe, 1994. **Proceedings...1994**, p. 2442-2556.

ROELVINK, J.A.; STIVE, M.J.F. Bar generating cross-shore flow mechanisms on a beach. **Journal Geophysical Research**, v. 94, n.C4, p. 4785-4800, 1989.

ROELVINK, J.A.; BROKER, I. Cross-shore profile models. **Coastal Engineering**, v. 21, p. 163-191, 1993.

RUESSINK, B. G.; HOUWMAN, K. T.; HOESKSTRA, P. Medium-term frequency distributions of cross-shore suspended sediment transport rates in water depths of 3 to 9 m. **Coastal Engineering**, v. 38, p. 25-46, 1999.

SMITH, J.M.; KRAUS, N.C. 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, 1990.

SMITH, J. M.; LARSON, M.; KRAUS, N. C. Longshore current on a barred beach: Field measurements and calculation. **Journal of Geophysical Research**, v.98, p. 22727-22731, 1993.

SOUTHGATE, H.N.; NAIRN, R.B. Deterministic profile modelling of nearshore processes: Part 1. Waves and currents. **Coastal Engineering**, v. 19, p. 27-56, 1993.

SOULSBY, R. **Dynamics of marine sands**. H. R. Wallingford. 1997, 249p.

STIVE, M.J.F. A model for cross-shore sediment transport. In: International Coastal Engineering Conference, 20, ASCE, Taipei, 1986. **Proceedings...** 1986, p. 1550-1564.

SVENDSEN, I.A. *Wave heights and set-up in a surf zone*. **Coastal Engineering**, v.8, p. 303-29, 1984.

SWART, D.H. Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles. **Delft Hydraulics Laboratory**, v.131, 1974.

THONRTON, E.B.; GUZA, R. T. Transformation of wave height distribution. **Journal of Geophysical Research**, v. 88, p. 5925-5983, 1983.

WISE, R. A., SMITH, S. R.; LARSON, M. 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**, 1996.

ZHENG, J.; DEAN, R.G. Numerical models and intercomparisons of beach profile evolution. **Coastal Engineering**, v.30, p. 169-201, 1997.