AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PARÂMETROS ASSOCIADOS A MODELOS DE EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA

RAQUEL CASTRO ALVES FERREIRA DA SILVA



Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

2010



GOVERNO DA REPÚBLICA PORTUGUESA



UNIÃO EUROPEIA: FUNDOS ESTRUTURAIS

FCT

Fundação para a Ciência e a Tecnologia

MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PARÂMETROS ASSOCIADOS A MODELOS DE EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA

RAQUEL CASTRO ALVES FERREIRA DA SILVA

Licenciada em Engenharia Física Tecnológica pelo Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

DISSERTAÇÃO PARA DOUTORAMENTO EM ENGENHARIA CIVIL
na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Orientador: Professor Doutor Fernando F. Machado Veloso Gomes

Co-Orientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

2010

A meus Pais e Irmão
pelo seu apoio incondicional

Não se aprende, Senhor, na fantasia,
Sonhando, imaginando ou estudando,
Senão vendo, tratando e pelejando.
Luís de Camões

AGRADECIMENTOS

A concretização da presente dissertação não teria sido possível sem o incentivo, contributo e apoio de pessoas e instituições, em relação às quais gostaria de expressar os meus agradecimentos.

À Fundação para a Ciência e a Tecnologia pelo apoio financeiro concedido no âmbito do III Quadro Comunitário de Apoio comparticipado pelo Fundo Social Europeu e por fundos nacionais do Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior, sob a forma de uma Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/19090/2004.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) pelo apoio institucional prestado e pela disponibilização das condições necessárias ao bom desenvolvimento dos trabalhos conducentes à preparação da presente dissertação.

Ao Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, Instituto de Interface da FEUP, pela viabilização de outros meios que, durante cerca de um ano e meio, vieram a revelar-se fundamentais para a prossecução dos trabalhos realizados.

Às duas pessoas que criaram a oportunidade de efectivação desta dissertação e se mostraram sempre disponíveis para a sua orientação científica. Ao orientador, Professor Fernando Veloso Gomes, pela transmissão de perspectivas, que só a sua experiência permite ter, ensinamentos e indicações. Ao co-orientador, Professor Francisco Taveira Pinto, pela forma ponderada de acompanhamento dos trabalhos desenvolvidos e pelas palavras de encorajamento.

Ao Professor Carlos Coelho (Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro) pela cedência do modelo numérico LTC e de outros elementos, que foram o ponto de partida da dissertação, pela disponibilidade demonstrada para a discussão e organização inicial dos testes de aperfeiçoamento do modelo, pela iniciação nas campanhas de recolha de amostras de sedimentos e por facultar os resultados da análise granulométrica das mesmas. Também pela sua simpatia.

Ao Instituto de Sistemas e Robótica, Centro de I&D da FEUP, pelo empréstimo de um sistema de câmaras sincronizadas para a monitorização dos testes experimentais realizados em modelo físico. Ao Paulo Malheiros pela adaptação do software do sistema, pela sua instalação e calibração.

À Professora Lurdes Costa Lopes da Secção de Materiais de Construção (Departamento de Engenharia Civil da FEUP) pela cedência de materiais geotêxteis, utilizados na construção do modelo físico.

Ao Paulo Santos pela partilha de informação e conhecimento, pelas conversas proficientes e críticas construtivas, também pela sua amizade. Ao Joaquim Barbosa pela transferência de alguma informação de base necessária à aplicação do modelo numérico, também pela sua amizade. Ao Pedro Teiga pelo registo fotográfico da evolução das praias, para as quais foram realizadas campanhas de recolha de amostras de sedimentos, também pelas palavras de amizade. Ao Paulo Renato por ter consentido na utilização de dados de campo, que permitiram a caracterização de parâmetros morfológicos.

À Dona Esmeralda Miguel pela simplificação de muitos procedimentos de carácter institucional e por constituir a ligação com o Professor Fernando Veloso Gomes, também pela sua atenção e pelos momentos de boa disposição proporcionados. À Dona Paula Pinto e à Joana Monteiro pela sua colaboração. Ao Senhor Aníbal pelo auxílio na construção e operação do modelo físico.

A todos os que foram colegas na Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, especialmente à Luciana das Neves e à Sofia Mesquita.

Aos meus amigos por ainda o serem, apesar de pouco os ter cuidado ultimamente. À minha família e aos que me são mais próximos pela sua compreensão, paciência e afecto.

Os meus agradecimentos sinceros.

RESUMO

A erosão costeira é um problema generalizado, ao qual estão associados custos elevados, sendo inúmeras as frentes urbanas em risco. A dificuldade de previsão do comportamento e da evolução das zonas costeiras dificulta a sua gestão, que deve, no entanto, continuar a fazer-se, mesmo num contexto de grande incerteza. O estabelecimento de bases científicas e o desenvolvimento de ferramentas que possam auxiliar os instrumentos de planeamento e de gestão das zonas costeiras são fundamentais.

A presente dissertação pretende contribuir para a melhoria da compreensão do comportamento e da evolução a médio e longo prazo da fisiografia da costa Noroeste Portuguesa, nomeadamente através do aperfeiçoamento de um modelo numérico de evolução da fisiografia costeira ('Long Term Configuration'), no sentido de aprofundar o conhecimento dos processos físicos descritos e aumentar a confiança na sua aplicação a situações reais, estabelecendo intervalos de valores com significado físico para os parâmetros morfodinâmicos de calibração.

Os estudos teóricos e a análise dos dados de campo reunidos permitiram o desenvolvimento de algumas técnicas de síntese de dados de agitação marítima, que servem depois como dados de entrada nas simulações do modelo, bem como a definição de valores de referência para alguns parâmetros associados à descrição de processos de evolução morfológica a médio e longo prazo (diâmetro mediano dos sedimentos, declive da face da praia, profundidade de fecho).

As simulações numéricas permitiram a avaliação do desempenho do modelo, da qual resultaram ajustes ao código, que tentam colmatar algumas das limitações encontradas. Em particular foi definido um critério de estabilidade numérica, implementado um método alternativo para o cálculo da difracção e determinada a adequada definição da profundidade de fecho. Sugerem-se melhorias, relacionadas com a descrição das acções hidrodinâmicas, com o procedimento de cálculo da evolução do perfil transversal de praia, com o esquema numérico utilizado e com as condições de fronteira. O modelo foi aplicado a dois sectores da costa Noroeste Portuguesa (a Sul da barra de Aveiro e a Sul do cabo Mondego) e utilizado para a avaliação dos impactos potenciais das alterações climáticas sobre um dos sectores (a Sul da barra de Aveiro). De uma série de aplicações genéricas resultaram algumas conclusões relativas à evolução de sectores costeiros sob influência de intervenções de defesa.

A abordagem experimental consistiu na concepção e na implantação de um modelo físico tridimensional com fundos móveis (o primeiro realizado no Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), de transporte longitudinal de sedimentos. O caso de estudo foi uma praia da costa Noroeste Portuguesa, na qual se faz sentir a influência de uma estrutura de defesa transversal. A determinação da escala de tempo morfológico, baseada nas taxas de transporte longitudinal medidas no modelo físico, permitiu a articulação entre os resultados experimentais e os obtidos no modelo numérico. O estudo permitiu compreender melhor a evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de erosão, definindo orientações para a sua descrição numérica. Os resultados experimentais relativos à evolução do perfil a barlamar e a sotamar de uma estrutura transversal e de propagação da agitação sobre a praia poderão ser utilizados para outros desenvolvimentos numéricos. Para a interpretação e a análise dos resultados experimentais foram identificados e quantificados os efeitos de escala, hidrodinâmicos e de transporte sedimentar, presentes no modelo costeiro. Os principais efeitos de escala provieram da distorção do modelo e da incorrecta reprodução das dimensões dos sedimentos. A ocorrência de formas de fundo pode ser benéfica na redução de alguns desses efeitos.

PALAVRAS-CHAVE: transporte longitudinal de sedimentos, modelo numérico de evolução de praias a médio e longo prazo, modelo físico 3D com fundos móveis, síntese de dados, efeitos de escala.

ABSTRACT

Coastal erosion is a global problem placing several urban fronts at risk and involving high costs. The difficulty of predicting the behavior and the evolution of coastal areas complicates its management which should, however, continue to take place, even in a context of great uncertainty. The establishment of scientific bases and the development of tools that can assist the planning instruments and the management of coastal areas are imperative.

This thesis aims to contribute to the development of the predictive capability of the medium to long term evolution of the Portuguese Northwest coastal configuration. It is focused on the improvement of a coastline change numerical model ('Long Term Configuration'), trying to deepen the knowledge of the physical processes described and to increase the confidence in its application to real situations, establishing ranges of values with physical meaning for the morphodynamic parameters used for calibration.

The theoretical studies and the field data gathered have allowed the definition of techniques for sea wave input data reduction for model simulations and the definition of reference values for parameters related to the description of medium to long term morphological evolution processes (sediment grain size, beach face slope and closure depth).

The numerical simulations allowed the evaluation of the model performance, resulting in adjustments to the model code, trying to fill some of the limitations encountered. Particularly, a numerical stability criterion was defined, an alternative method for diffraction calculation was implemented and the adequate definition of the closure depth was determined. Improvements that may be incorporated are suggested, mainly related with the hydrodynamic actions description, the procedure for calculating the development of the beach cross-shore profile, the numerical scheme used and the boundary conditions. The results from model application to the coastal sectors south from Aveiro lagoon and cape Mondego are indicative of the most critical situations in respect to erosion. The model was also used to assess the potential effects of climate change in the sector south from Aveiro. From the generic model simulations some conclusions were drawn, related to the evolution of coastal sectors affected by coastal defense structures.

The experimental approach consisted on the design and implementation of a three-dimensional movable bed physical model (the first in the Hydraulics Laboratory of the Faculty of Engineering of University of Porto) to reproduce a small stretch of the Portuguese northwest coast, undergoing an erosion situation, having been defined based on typical conditions (hydrodynamic and sedimentary). The determination of the morphological time scale, based on the longshore transport rates measured in the physical model allowed the joint between the experimental results and those obtained in the numerical model. The study improved the understanding of the processes underlying the bottom change experienced by a beach in a continued erosion situation, setting guidelines for its numerical description. The bottom evolution results obtained up-drift and down-drift from a groin and the wave transformation measured across the beach may be used in further numerical developments. It is recognized that a reduced coastal model is always affected by scale effects, which have been identified and quantified whenever possible, for the analysis and the interpretation of the obtained results. The main scale effects are due to geometrical distortion and to the dissimilitude of the sediments grain size. The occurrence of ripples may reduce scale effects in sediment transport processes.

KEYWORDS: longshore sediment transport, numerical model of medium to long term beach evolution, 3D movable bed model, data synthesis, scale effects.

RÉSUMÉ

L'érosion côtière est un problème mondial de placer plusieurs fronts urbains à risque et impliquant des coûts élevés. La difficulté de prédire le comportement et l'évolution des zones côtières complique sa gestion qui devrait, toutefois, continuent d'avoir lieu, même dans un contexte de grande incertitude. L'établissement de bases scientifiques et le développement d'outils qui peuvent aider les instruments de planification et de gestion des zones côtières sont essentiels.

La présente dissertation a pour but de contribuer à la connaissance de l'évolution à moyen et long terme de la physiographie de la côte du Nord-Ouest portugais. Son développement se centre autour du perfectionnement d'un modèle numérique de l'évolution de la physiographie côtière ('Long Term Configuration'), ayant pour objectif d'approfondir la connaissance des processus physiques décrits et d'augmenter la confiance dans leur application à des situations réelles, en établissant des intervalles de valeurs à signification physique pour les paramètres morphodynamiques de calibration.

La réunion des composants théoriques et des données de champs a permis le développement de certaines techniques de synthèse de données de l'agitation maritime, à entrer dans les simulations du modèle numérique et la définition des paramètres associés à l'a description des processus de l'évolution morphologique à moyen et long terme.

De fait de l'abordage numérique, le code du modèle a subi quelques ajustements, afin de tenter de colmater certaines des limitations de performance rencontrées, dans le but dernier de pouvoir élargir son utilisation à des situations réelles, non restreintes à des cas où la configuration côtière se trouve simplifiée. En particulier, un critère de stabilité numérique a été défini, une méthode alternative pour le calcul de diffraction a été mise en œuvre et la définition adéquate de la profondeur de fermeture a été déterminée. On se suggère certaines améliorations, principalement en ce qui concerne à la description des actions hydrodynamiques, mais aussi le processus de calcul de l'évolution du profil, le schéma numérique utilisé et les conditions de frontière. Le modèle a été appliqué à deux secteurs de la côte Nord-Ouest portugaise (au Sud de Aveiro et au Sud de la moelle Mondego) et utilisé pour l'évaluation des potentiels impacts des changements climatiques sur l'un de ces secteurs (au Sud de Aveiro). Les résultats sont révélateurs des situations les plus critiques en termes d'érosion. L'application du modèle pour la situation de génériques a permis à certaines conclusions sur l'évolution des zones côtières où les interventions sont menées pour la défense.

L'approche expérimentale a consisté à la conception et la mise en œuvre d'un modèle physique tridimensionnel à fonds mobiles (le premier réalisée au Laboratoire d'Hydraulique de la Faculté d'Ingénierie de l'Université de Porto), qui englobait des processus de transport sédimentaire près de la zone d'éclatement. Le cas d'étude utilisé pour l'établissement des conditions du prototype a été une plage de la côte du Nord-Ouest portugais, où se fait sentir l'influence d'une structure de défense transversale. La détermination de l'échelle de temps morphologique a permis l'articulation des résultats du modèle physique et du modèle numérique. L'étude en a permis de mieux comprendre l'évolution du profil transversal de la plage en situation persistante d'érosion, définissant des orientations pour sa description numérique. Les résultats expérimentaux concernant l'évolution du profil dans le voisinage d'une structure de défense transversale et la propagation de l'agitation sur la plage peut être utilisée pour d'autres développements numériques. L'interprétation et l'analyse de ces données ont passées par la identification et quantification des effets d'échelle présents. L'apparition de formes de fond peut être bénéfique dans la réduction de certains de ces effets.

MOTS-CLÉS: transport longitudinal des sédiments, modélisation numérique de plages à moyen et long terme, modèle physique 3D avec fonds mobiles, synthèse de données, effets d'échelle.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL

RESUMO iii

ABSTRACT v

RÉSUMÉ vii

ÍNDICE GERAL ix

ÍNDICE DE FIGURAS xvii

ÍNDICE DE QUADROS xxxiii

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS xxxix

1. INTRODUÇÃO **1**

2. ENQUADRAMENTO GERAL DO TEMA **5**

2.1. DINÂMICA COSTEIRA, EVOLUÇÃO MORFOLÓGICA DE PRAIAS E ALTERAÇÕES CLIMÁTICAS 7

2.2. ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DA MORFOLOGIA COSTEIRA A MÉDIO E LONGO PRAZO 10

2.2.1. Modelos Numéricos 11

2.2.2. Síntese de Dados 14

2.2.3. Monitorização Costeira 18

2.2.4. Modelação Combinada (Modelos Numéricos/ Modelos Físicos) 22

2.3. EVOLUÇÃO DA COSTA NOROESTE PORTUGUESA A MÉDIO E LONGO PRAZO 27

2.3.1. Caracterização Geral da Costa Noroeste Portuguesa 27

2.3.2. Avaliação da Evolução Costeira a Médio e Longo Prazo 29

2.3.2.1. Dados de Estudos de Campo 30

2.3.2.2. Análise da Vulnerabilidade e do Risco 56

2.3.2.3. O Modelo Numérico 'Long Term Configuration' (LTC) 60

2.4. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO 61

2.5. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 63

3. EVOLUÇÃO DE PRAIAS A MÉDIO E LONGO PRAZO SOB ACÇÃO DA AGITAÇÃO MARÍTIMA **65**

3.1. INTRODUÇÃO 67

3.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA NA ZONA DE REBENTAÇÃO 68

3.2.1. Ondas de Superfície Geradas pelo Vento 68

3.2.1.1. Descrição Geral 68

3.2.1.2. Aspectos Fundamentais da Teoria da Onda de Pequena Amplitude 75

3.2.1.3. Refracção e Empolamento 80

3.2.2. Rebentação 81

3.2.3. Variação da Altura de Onda e do Nível da Água do Mar na Zona de Rebentação 85
3.2.3.1. 'Set-up' e 'Set-down' 87
3.2.3.2. Modelos para a Zona de Rebentação 88
3.2.4. Oscilações de Baixa Frequência 89
3.2.4.1. Ondas de Longo Período Forçadas 90
3.2.4.2. Ondas de Longo Período associadas a Instabilidades das Correntes Longitudinais 93
3.2.5. Espraiamento 93
3.3. Correntes Induzidas pela Agitação Marítima na Zona de Rebentação 96
3.3.1. Corrente de Deriva Litoral 97
3.3.2. Progressos na Descrição da Corrente de Deriva Litoral 101
3.3.3. Correntes Induzidas pelas Ondas sobre Perfis de Praia Não-uniformes 105
3.3.4. 'Undertow' 106
3.4. Transporte Longitudinal de Sedimentos 107
3.4.1. Aspectos Fundamentais em Transporte de Sedimentos 108
3.4.1.1. Propriedades do Fluido 108
3.4.1.2. Propriedades dos Sedimentos 109
3.4.1.3. Tensão de Corte (ou Tangencial) Junto ao Fundo 111
3.4.1.4. Modos de Transporte 116
3.4.1.5. Transporte por Arrastamento 117
3.4.2. Modelos de Transporte Longitudinal de Sedimentos 118
3.4.3. Fórmulas de Transporte Longitudinal de Sedimentos 122
3.4.4. Progressos na Descrição do Transporte Longitudinal de Sedimentos 123
3.5. Evolução de Praias a Médio e Longo Prazo 123
3.5.1. Taxa de Transporte Longitudinal de Sedimentos 125
3.5.2. Perfil Transversal de Equilíbrio 128
3.5.3. Profundidade de Fecho 129
3.6. Considerações Finais 138

4. AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE PARÂMETROS ASSOCIADOS A MODELOS DE EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA 143

4.1. Introdução 145
4.2. Modelação Numérica da Evolução da Linha de Costa 146
4.2.1. Introdução 146
4.2.2. Formulação de "uma linha" da Evolução da Linha de Costa 146
4.2.3. Cálculo Analítico da Evolução da Linha de Costa 148
4.2.3.1. Simplificações e Hipóteses 148
4.2.3.2. Solução para a Barreira Completa 149
4.2.3.3. Solução para a Barreira de Transmissão 150
4.2.3.4. Pressupostos e Limitações 151
4.2.4. Modelos Numéricos de "Uma Linha" 151
4.2.4.1. Fundamentos 151
4.2.4.2. Esquema Implícito de Diferenças Finitas 152
4.2.4.3. Potencialidades e Limitações 153

4.3. MODELO 'LONG TERM CONFIGURATION' – LTC 154
4.3.1. Introdução 154
4.3.2. Formulação 156
4.3.2.1. Transformação da Onda 156
4.3.2.2. Transporte Longitudinal de Sedimentos 159
4.3.2.3. Evolução Morfológica 160
4.3.3. Estrutura Computacional 161
4.3.4. Opções de Utilização 165
4.3.4.1. Dados de Entrada 165
4.3.4.2. Processos Físicos 171
4.3.4.3. Procedimento de Actualização de Cotas 172
4.3.4.4. Condições de fronteira 174
4.3.4.5. Execução e Dados de Saída 176
4.3.5. Testes Genéricos e Desenvolvimento 176
4.3.5.1. Difracção Junto a um Quebramar Semi-infinito 176
4.3.5.2. Testes de Comportamento 190
4.3.5.3. Validação (Formulação Analítica de Pelnard-Considère) 208
4.3.5.4. Agitação Marítima 213
4.3.5.5. Controlo de Estruturas de Defesa e Efeito do Passo de Tempo 223
4.3.5.6. Estabilidade Numérica 225
4.3.5.7. Transposição de Estruturas de Defesa Transversais 231
4.3.5.8. Profundidade de Fecho 239
4.4. APLICAÇÕES DO MODELO LTC 245
4.4.1. Sector Costeiro de Aveiro 245
4.4.1.1. Caracterização da Zona de Estudo 245
4.4.1.2. Simulação da Evolução da Linha de Costa 248
4.4.1.3. Impactos Potenciais das Alterações Climáticas 251
4.4.2. Sector Costeiro da Figueira da Foz 255
4.4.2.1. Caracterização da Zona de Estudo 255
4.4.2.2. Simulação da Evolução da Linha de Costa. 263
4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS 267

5. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS ASSOCIADOS A MODELOS DE EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA 277

5.1. INTRODUÇÃO 279
5.2. MODELAÇÃO FÍSICA 3D COM FUNDOS MÓVEIS 279
5.2.1. Introdução 279
5.2.2. Análise Dimensional 280
5.2.2.1. Introdução 280
5.2.2.2. Princípios da Análise Dimensional 281
5.2.2.3. Teorema de Vaschy-Buckingham (ou dos $\pi\pi$) 282
5.2.2.4. Aplicação do Teorema dos $\pi\pi$ a um Problema Genérico de Mecânica dos Fluidos 282
5.2.2.5. Significado Físico dos Números-Índice 284
5.2.3. Semelhança 285
5.2.3.1. Conceito de Semelhança 285
5.2.3.2. Semelhança Hidráulica 285

5.2.3.3. Modelo Hidráulico Distorcido 287
5.2.4. Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas 288
5.2.4.1. Semelhança em Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas 288
5.2.4.2. Efeitos de Escala e de Laboratório em Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas 290
5.2.4.3. Distorção em Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas 293
5.2.5. Modelos de Transporte Sedimentar 296
5.2.5.1. Introdução 296
5.2.5.2. Modelos Dominados por Transporte por Arrastamento 298
5.2.5.3. Modelos Dominados por Transporte em Suspensão 300
5.2.5.4. Modelos de Transporte Longitudinal de Sedimentos 307
5.2.5.5. Efeitos de Escala em Modelos de Transporte Sedimentar 309
5.2.6. Modelos de Estruturas Costeiras Construídas com Enrocamento 313
5.3. Projecto do Modelo Físico 3D com Fundos Móveis 315
5.3.1. Introdução 315
5.3.2. Condições Hidrodinâmicas e Características Morfo-Sedimentares no Protótipo 315
5.3.3. Dimensionamento do Modelo Físico 3D com Fundos Móveis 318
5.3.3.1. Dimensões Úteis para a Construção do Modelo 318
5.3.3.2. Propriedades do Fluido e do Material do Fundo 320
5.3.3.3. Critérios de Semelhança 321
5.3.3.4. Escolha do Tamanho dos Sedimentos no Modelo 327
5.3.3.5. Geometria do Modelo 330
5.3.4. Condições Hidrodinâmicas e Características Morfo-Sedimentares no Modelo 332
5.3.5. Dimensionamento da Estrutura de Defesa Transversal à Praia 337
5.4. Instalação Experimental, Sistemas de Medição e Dados Adquiridos 339
5.4.1. Introdução 339
5.4.2. Descrição Geral dos Testes 340
5.4.3. Descrição Geral da Instalação Experimental 344
5.4.4. Sistema de Geração e Aquisição da Agitação Marítima 346
5.4.4.1. Geração de Estados de Mar 349
5.4.4.2. Aquisição e Análise de Dados 353
5.4.4.3. Dados de Agitação 364
5.4.5. Sistema Perfilador de Fundos 376
5.4.5.1. Introdução 376
5.4.5.2. Testes Preliminares 378
5.4.5.3. Perfis de Praia 380
5.4.6. Recolha de Sedimentos 390
5.5. Análise e Discussão de Resultados 393
5.5.1. Introdução 393
5.5.2. Identificação de Fontes de Erros (Precisão das Medições, Efeitos de Laboratório e de Escala) 393
5.5.2.1. Efeitos de Laboratório 393
5.5.2.2. Efeitos de Escala 394
5.5.2.3. Formas de Fundo 400
5.5.3. Comportamento da Praia sob Acção da Agitação 408
5.5.3.1. Resposta da Praia à Acção da Agitação 408
5.5.3.2. Definição de Parâmetros para Esquematização dos Perfis Transversais 410

5.5.3.3. Classificação do Perfil Transversal 416
5.5.4. Transformação da Agitação sobre a Praia 420
5.5.5. Taxa de Transporte Longitudinal de Sedimentos 425
5.6. Simulação Numérica das Condições de Ensaio no Modelo Físico 431
5.7. Considerações Finais 437

6. SÍNTESE, CONSIDERAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 445
6.1. Síntese da Dissertação 447
6.2. Conclusões 462
6.3. Desenvolvimentos Futuros 466

BIBLIOGRAFIA 469

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. --- Escalas temporais e espaciais de resposta de praias. 7
Figura 2.2. --- Perfis transversais medidos na praia do Areão (no âmbito do Projecto CROP - Processos Transversais em Ambientes Contrastantes. PDCTM1999MAR15265), localizada no sector costeiro entre Ovar e Marinha Grande, entre Junho de 2001 e Dezembro de 2003, que engloba o período de construção de uma estrutura transversal curvilínea (concluída em Fevereiro de 2003) a barlamar da zona de medição. 8
Figura 2.3. --- Conjunto de observações no campo de um episódio de erosão (13 – 20 Outubro 1997) e da subsequente recuperação da praia (20 – 25 Outubro 1997) ao longo da costa de 'North Carolina' (List e Farris, 1999). 9
Figura 2.4. --- Estrutura típica dos modelos 2DH de evolução costeira (adaptado de Roelvink, 2006). 12
Figura 2.5. --- Esquematização do perfil transversal de praia através de painéis rígidos articulados (Stive e de Vriend, 1995). 13
Figura 2.6. --- Definição de variáveis numa praia sob acção de uma onda com um ângulo de incidência na praia, θ (Oliveira, 2008). 17
Figura 2.7. --- Thorsminde, Dinamarca: antes (esquerda, Deigaard, 2007) e actualmente (direita, 'Google Earth' 2010). 23
Figura 2.8. --- Resultados de simulações numéricas para o estudo de configurações portuárias que reduzam a sedimentação (Deigaard, 2007). 24
Figura 2.9. --- Modelo físico construído (Sutherland, 2009). 25
Figura 2.10. -- Configuração final do modelo físico (adaptada de Gerritsen, 2009). 25
Figura 2.11. -- Intensidade e direcção da corrente induzida pelas ondas, simuladas pelo modelo numérico MIKE21 HD para o domínio do modelo físico, incluindo os guias de ondas (adaptada de Gerritsen, 2009). 26
Figura 2.12. -- Comparação entre a altura de onda significativa (esquerda) e a velocidade da corrente junto à entrada do caudal bombeado (direita) simuladas pelo modelo numérico (a cheio) e medidas nos testes experimentais (cruzes, adaptada de Gerritsen, 2009). 27
Figura 2.13. -- Potência média global da agitação marítima (kW/m) (Cruz, 2008). 27
Figura 2.14. -- Deriva litoral e direcção dominante de proveniência da agitação marítima na costa Noroeste Portuguesa (esquerda); Mapa hipsométrico de Portugal continental (centro, IGP, 2007); Esquema morfo-estrutural de Portugal continental (direita, IGP, 2007). 28
Figura 2.15. -- Sector costeiro Cova do Vapor – Costa da Caparica localizado imediatamente a Sul do estuário do Tejo ('Google Earth', 2010). 30
Figura 2.16. -- Sistema DGPS multi-antena para levantamento topográfico de zonas costeiras (Baptista *et al.*, 2008). 32
Figura 2.17. -- Campanhas de recolha de amostras de sedimentos e levantamento topo-hidrográfico do sector costeiro a Sul da barra de Aveiro (ortofoto-mapas SNIG, 1995). 33
Figura 2.18. -- Pontos de recolha de amostras de sedimentos ao longo do perfil transversal da praia emersa 34
Figura 2.19. -- Material utilizado nos ensaios de análise granulométrica. 35
Figura 2.20. -- Variação longitudinal dos valores do diâmetro mediano dos sedimentos, obtidos a partir das amostras recolhidas junto à linha de costa, em cada um dos três segmentos do sector em estudo. Esquerda: configuração da linha de costa (2001). Direita: Diâmetro mediano dos sedimentos ao longo do segmento. 36
Figura 2.21. -- Perfis da praia emersa medidos nos segmentos CNV, VA e APC nas campanhas de Outono de 2006 e 2007 e localização das amostras de sedimentos recolhidas. 37
Figura 2.22. -- Perfis da praia emersa medidos no segmento APC na campanha de Primavera de 2007 e localização das amostras recolhidas. 37
Figura 2.23. -- Perfis da praia emersa medidos no segmento PCM nas campanhas de Primavera e Outono de 2007 e localização das amostras recolhidas. 38
Figura 2.24. -- Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Esmoriz (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 42

Figura 2.25. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Cortegaça - 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 43
Figura 2.26. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Cortegaça - 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 43
Figura 2.27. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Cortegaça - 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 43
Figura 2.28. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Maceda (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 43
Figura 2.29. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Furadouro – 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 44
Figura 2.30. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Furadouro – 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 44
Figura 2.31. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Furadouro – 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 44
Figura 2.32. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas (Outubro de 2006 – Junho de 2008) no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Barra - 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 44
Figura 2.33. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas (Outubro de 2006 – Junho de 2008) no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Barra - 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 45
Figura 2.34. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova – 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 45
Figura 2.35. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova – 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 45
Figura 2.36. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova – 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 45
Figura 2.37. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova – 4 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 46
Figura 2.38. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 46
Figura 2.39. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 46
Figura 2.40. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 46
Figura 2.41. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 4 (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 47
Figura 2.42. - Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Areão (10/2006, 02/2007 e 02/2008). 47
Figura 2.43. - Troço costeiro da costa Oeste Portuguesa seleccionado para a realização da experiência-piloto. 48
Figura 2.44. - Perfis transversais extraídos da malha topo-hidrográfica do troço costeiro seleccionado para a realização da experiência-piloto. 49
Figura 2.45. - Monitorização das condições hidrodinâmicas e de vento durante a realização da experiência-piloto. 50
Figura 2.46. - Exemplos de três conjuntos de áreas envolventes de marcas verdes (da esquerda para a direita, às 09:36; 09:40 e 09:50, Gomes *et al.*, 2004). 50
Figura 2.47. - Trajectória das marcas lançadas e histograma das marcas recolhidas na praia (7 e 8 Outubro 2003), representados sobre o MDT da área da experiência (Gomes *et al.*, 2004). 51

Figura 2.48. -- Malha topo-hidrográfica para aplicação do modelo SHORECIRC e perfis transversais para aplicação do modelo LITDRIFT. 53
Figura 2.49. -- Corrente de deriva litoral resultante das simulações com o modelo LITDRIFT em cada um dos perfis transversais seleccionados, para três instantes com diferentes condições de maré: BM+2 horas (tracejado), PM-2.5 horas (traço ponto), PM-2 horas (cheio). 53
Figura 2.50. -- Limite de rebentação (azul claro) e corrente de deriva litoral resultantes das simulações do modelo SHORECIRC, sobrepostos a fotografias aéreas correspondente aos instantes a que respeitam as simulações. Indica-se também a situação relativa à maré (BM = Baixa-Mar; PM = Preia-Mar) (Gomes *et al.*, 2004). 54
Figura 2.51. -- Variação transversal da corrente de deriva litoral resultante das simulações com os modelos SHORECIRC (cheio) e LITDRIFT (tracejado). Subida do nível do mar devido à maré, ao longo do tempo. 55
Figura 2.52. -- Valores máximos da corrente de deriva litoral ao longo dos perfis transversais obtidos através da aplicação dos modelos SHORECIRC e LITDRIFT. 55
Figura 2.53. -- Representação cartográfica da classificação de dois parâmetros de vulnerabilidades para os concelhos costeiros do distrito de Aveiro (Coelho *et al.*, 2006a). 58
Figura 2.54. -- Representação cartográfica da classificação de parâmetros de grau de exposição nos concelhos do distrito de Aveiro: a) densidade populacional; b) actividade económica; c) ecologia (Coelho *et al.*, 2008). 59

Figura 3.1. --- Esquema representativo da energia relativa das ondas de superfície em função da sua frequência característica (adaptado de Massel, 1996). 69
Figura 3.2. --- Distribuição das alturas de onda por classes (esquerda) e função de distribuição de probabilidade (direita), estimada e teórica de *Rayleigh*. 72
Figura 3.3. --- Esquema representativo da determinação de H_s, assumindo que as alturas de onda seguem a função de densidade de probabilidade de *Rayleigh*. 72
Figura 3.4. --- Função co-seno quadrado de dispersão direccional. 74
Figura 3.5. --- Esquema de definição do problema às condições de fronteira para uma onda bidimensional a propagar-se sobre um fundo horizontal (adaptado de Dean e Dalrymple, 1994). 76
Figura 3.6. --- Pressão hidrostática e dinâmica sob uma onda bidimensional progressiva a propagar-se sobre um fundo horizontal (adaptado de Fredsoe e Deigaard, 1992). 78
Figura 3.7. --- Esquema de definição da zona de rebentação e espraiamento das ondas de superfície (adaptado de Elfrink e Baldock, 2002). 82
Figura 3.8. --- Esquema de uma onda após a rebentação representada por um 'surface roller' (esquerda) e perfis de velocidade nas três secções indicadas (direita), de acordo com o modelo conceptual de Svendsen, 1984b (adaptado de Fredsoe e Deigaard, 1992). 86
Figura 3.9. --- Campo de velocidades 3D na zona de rebentação (adaptado de van Rijn, 2008). 97
Figura 3.10. -- Sistema de coordenadas e volume de controlo, no balanço de forças devidas aos gradientes das tensões de radiação tangenciais e à tensão tangencial junto ao fundo (Fredsoe e Deigaard, 1992). 97
Figura 3.11. -- Forma teórica da distribuição transversal da corrente de deriva litoral adimensionalizada, em função da coordenada adimensionalizada e do parâmetro de mistura lateral. 102
Figura 3.12. -- Comparação entre o perfil transversal da corrente longitudinal média em profundidade, para uma onda regular (H = 0.182 m, T = 2.5 s, h = 0.667 m, θ = 10°, Teste 6A-N, esquerda) e para ondas irregulares (H_s = 0.225 m, T = 2.5 s, h = 0.667 m, θ = 10°, Teste 8A-E, direita). Medições (círculos negros, Hamilton e Ebersole, 2001) e simulações incluindo os diferentes termos (linhas (1) a (6)) (Tajima e Madsen, 2005). 103
Figura 3.13. -- Corrente de circulação gerada por ondas incidentes segundo a direcção normal sobre uma costa com barras longitudinais submersas (esquema adaptado de Fredsoe e Deigaard, 1992 e fotografia retirada do site http://www.ripcurrents.noaa.gov). 105

Figura 3.14. - Distribuição vertical dos gradientes da componente principal da tensão de radiação e de pressão (adaptado de Svendsen, 1984a). 107
Figura 3.15. - Erosão e acreção causadas pela interferência de estruturas de defesa com o transporte longitudinal de sedimentos (Vagueira, Portugal, Google Earth, 2010). 108
Figura 3.16. - Velocidade de queda dos grãos de areia (gráfico universal, Soulsby, 1997). 111
Figura 3.17. - Regimes hidráulicos em escoamentos oscilatórios (adaptado de van Rijn, 1993). 115
Figura 3.18. - Esquema dos processos de transporte sedimentar em ambientes marinhos (Soulsby, 1997). 116
Figura 3.19. - Perfis de concentração de sedimentos em suspensão, para ondas que não rebentam e para ondas na zona de rebentação (h = 2 m, H = 1 m, T = 6 s, d_{50} = 0.2 mm e V = 1 m/s, adaptado de Deigaard *et al*., 1986a). 121
Figura 3.20. - Zonamento anual da variação sazonal do perfil de praia adaptado de Hallermeier, 1981a. h_i representa a profundidade máxima para o início de movimento junto ao fundo, por acção das condições medianas da agitação marítima e h_l a profundidade máxima de erosão por acção das condições extremas de agitação marítima. 131
Figura 3.21. - Série temporal de alturas de onda significativas e percentagem anual de registos válidos de 3 em 3 horas (Leixões, 1993-2007). 134
Figura 3.22. - Série de alturas de onda significativas máximas anuais consideradas na análise de extremos (cinza claro). 136
Figura 3.23. - Ajuste da função de distribuição de *Gumbel* à função de distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas anuais, para diferentes posições gráficas. 136
Figura 3.24. - Ajuste da função de distribuição de *Gumbel* à função de distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas diárias. 138

Figura 4.1.--- Esquema de definição de um modelo de 1-linha (adaptado de Horikawa e Isobe, 2005). 147
Figura 4.2.--- Esquema de definição do problema de cálculo analítico da morfologia costeira (adaptado de Dabees, 2000). 148
Figura 4.3.--- Solução analítica de evolução da linha de costa (anual entre 1 e 36 anos, com destaque a vermelho para 1 ano, 5, 10, 20 e 30 anos, e a 50 anos e 100 anos) na presença de uma barreira (Q = 1 milhão m^3/ano; DoC+Ru=15 m; θ_b=3°; Se=400 m). 150
Figura 4.4.--- Esquema representativo da malha computacional num modelo numérico de uma linha, constituída por *N* secções elementares de linha de costa. 152
Figura 4.5.--- Representação esquemática dos principais processos físicos considerados pelo modelo numérico LTC. 155
Figura 4.6.--- Esquema de definição do coeficiente de difracção (K_d) na zona abrigada por um quebramar semi-infinito. 158
Figura 4.7.--- Estrutura computacional do modelo LTC. 161
Figura 4.8.--- Organigrama do procedimento de cálculo do modelo LTC (adaptado de Coelho, 2005). 162
Figura 4.9.--- Esquema da malha computacional do modelo LTC: vista em planta (em cima) e perfil transversal (em baixo). 165
Figura 4.10. - Simulação da variação do nível da água do mar devido à maré astronómica (NM = +2 m ZH, amplitude máxima: 3.6 m e amplitude mínima: 2 m). 167
Figura 4.11. - Simulação da variação do nível da água do mar devido a efeitos meteorológicos em torno do NM = +2 m ZH: no intervalo ± 20 cm (esquerda); em função da altura de onda (direita). 168
Figura 4.12. - Simulação da variação do nível da água do mar em torno do NM = +2 m ZH, conjugando os efeitos da maré astronómica e causados pela situação meteorológica em função da altura de onda. 168
Figura 4.13. - Distribuição em frequência por classes de altura de onda significativa: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo modelo em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos (esquerda); e desvios das distribuições acumuladas em relação à fornecida (direita). 169

Figura 4.14.--Distribuição em frequência por classes de rumo de onda: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo modelo em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos (esquerda); e desvios das distribuições acumuladas em relação à fornecida (direita). 169

Figura 4.15.--Distribuição em frequência por classes de período de onda representativa do conjunto de ondas geradas pelo modelo em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos. 170

Figura 4.16.--Distribuição em frequência por classes de altura de onda, representativa do conjunto de ondas geradas aleatoriamente pelo modelo no intervalo [0;9.5] m, em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos. 170

Figura 4.17.--Profundidade de fecho em função da altura de onda calculada através das expressões de Hallermeier, 1981a, e de Birkemeier, 1985. 172

Figura 4.18.--Esquema de definição de actualização de cotas do perfil transversal activo (exagero vertical). 173

Figura 4.19.--Simulações do modelo LTC para um trecho costeiro genérico com diferentes constrangimentos: a) situação de referência; b) fonte aluvionar (600 m^3/hora); c) alimentação artificial (20 milhões m^3/ 1000 horas); d) campo de esporões (200 m); e) estruturas aderentes (2000 m) (linha de costa: — inicial, ▬ final)..... 175

Figura 4.20.--Teste 1 (H_0=1 m, esquerda) e Teste 2 (H_0=3 m, direita) sem considerar o fenómeno de difracção. 177

Figura 4.21.--Teste 3 (H_0=1 m, esquerda) e Teste 4 (H_0=3 m, direita) com a difracção modelada de acordo com Coelho, 2005. 178

Figura 4.22.--Teste 5 (H_0=1 m, esquerda) e Teste 6 (H_0=3 m, direita) com a difracção modelada de acordo com Coelho, 2005, e com correcções ao passo espacial e à condição de difracção. 178

Figura 4.23.--Teste 7 (H_0=1 m, esquerda) e Teste 8 (H_0=3 m, direita), com a difracção modelada de acordo com Coelho, 2005, com correcções ao passo espacial e à condição de difracção, e com $K_{d,min}$=0.01. 179

Figura 4.24.--Parâmetro de dispersão em águas pouco profundas ($\theta_{0,p}$ representa o ângulo de incidência predominante da onda ao largo e h a profundidade da água. Goda, 2000). 180

Figura 4.25.--Campo da elevação da superfície (esquerda) e distribuição espacial do coeficiente de difracção (direita) para uma onda incidindo perpendicularmente a um quebramar rígido semi-infinito totalmente reflector (cálculo numérico dos integrais de *Fresnel*)..... 182

Figura 4.26.--Distribuição espacial do coeficiente de difracção para ondas incidentes no quebramar semi-infinito segundo as direcções α = 15°,30°,45° e 60° (cálculo aproximado dos integrais de *Fresnel*). 183

Figura 4.27.--Distribuição espacial do coeficiente de difracção para ondas incidentes no quebramar semi-infinito segundo as direcções α = 75°,105°,120°,135°,150° e 165° (cálculo aproximado dos integrais de *Fresnel*). 184

Figura 4.28.--Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular a um quebramar semi-infinto (Kraus, 1984). 185

Figura 4.29.--Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular ao quebramar (Kamphuis, 2000). 185

Figura 4.30.--Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular ao quebramar (Coelho, 2005). 186

Figura 4.31.--Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular ao quebramar (Penny e Price, 1952). 186

Figura 4.32.--Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 30º com o quebramar. 187

Figura 4.33.--Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 60º com o quebramar. 188

Figura 4.34.--Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 120º com o quebramar. 188

Figura 4.35.--Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 150º com o quebramar. 189

Figura 4.36. - Simulação do modelo LTC para uma altura de onda H = 1 m (esquerda) e H = 3 m (direita) e um rumo de 50ºN, em que a difracção é modelada através do método de Kraus, 1984. 190
Figura 4.37. - Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos, quando se utiliza uma malha computacional com uma resolução de 20 m x 50m (esquerda) e 20 m x 100 m (direita). 192
Figura 4.38. - Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos, quando se utiliza uma malha computacional com uma resolução de 50 m x 100 m (esquerda), 100 m x 50 m (centro) e 100 m x 100 m (direita). 192
Figura 4.39. - Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos, quando se utiliza uma malha computacional com uma resolução de 200 m x 200 m (esquerda) e de 500 m x 500 m (direita). 193
Figura 4.40. - Percentagem de variação da posição da linha de costa junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação, em relação à variação que viria a ocorrer até ao final. 194
Figura 4.41. - Percentagem de variação do volume de sedimentos transportados junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação em relação à variação que viria a ocorrer até ao final. 194
Figura 4.42. - Posição da linha de costa junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação. 195
Figura 4.43. - Volume de sedimentos transportados junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação. 195
Figura 4.44. - Ângulo médio de incidência da onda no sector. 196
Figura 4.45. - Topo-hidrografia ao fim de 1 ano (esquerda) e de 10 anos (direita) de simulação. 196
Figura 4.46. - Topo-hidrografia ao fim de 100 anos (esquerda) e de 1000 anos (direita) de simulação. 197
Figura 4.47. - Variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação em relação à posição inicial (simulações 1 e 2, esquerda, todas as simulações, direita). 198
Figura 4.48. - Variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação em relação à posição inicial (simulações 3, 4, 5, esquerda, e simulações 6, 7 e 8, direita). 199
Figura 4.49. - Variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação em relação à posição inicial (simulações 9 a 14). 201
Figura 4.50. - Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação, para a situação de referência e para quatro cenários de fontes pontuais de sedimentos. 202
Figura 4.51. - Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para cinco cenários de alimentação artificial de areias. 204
Figura 4.52. - Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para diferentes cenários de construção de esporões. 205
Figura 4.53. - Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para diferentes cenários de construção de estruturas aderentes. 206
Figura 4.54. - Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para uma intervenção de defesa costeira que combina a construção de um esporão com alimentação artificial de areias. 207
Figura 4.55. - Variação da posição da linha de costa dada pela solução analítica para a barreira completa (Pelnard-Considère, 1956) e resultante da simulação do modelo LTC considerando uma barreira infinita junto à fronteira Norte (erosão), para um período de 10 anos (esquerda) e para um período de 50 anos (direita). 209
Figura 4.56. - Evolução temporal do perfil transversal junto à fronteira Norte (erosão), onde se admite existir uma barreira infinita, simulada pelo modelo LTC, para um período de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita). 210
Figura 4.57. - Variação longitudinal do perfil transversal numa simulação do modelo LTC ao fim de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita), em que se considerou uma barreira infinita junto à fronteira Norte e um transporte sólido longitudinal a Sul igual à capacidade de transporte da onda para a configuração costeira inicial. 210

Figura 4.58.--Variação da posição da linha de costa dada pela solução analítica para a barreira completa (Pelnard-Considère, 1956) e resultante da simulação do modelo LTC considerando uma barreira infinita junto à fronteira Sul (acreção), para um período de 10 anos (esquerda) e para um período de 50 anos (direita)..... 211

Figura 4.59.--Evolução temporal do perfil transversal junto à fronteira Sul (acreção), onde se admite existir uma barreira infinita, simulada pelo modelo LTC, para um período de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita). 212

Figura 4.60.--Variação longitudinal do perfil transversal numa simulação do modelo LTC ao fim de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita), em que se considerou uma barreira infinita junto à fronteira Sul e um transporte sólido longitudinal a Norte igual à capacidade de transporte da onda para a configuração costeira inicial. 212

Figura 4.61.--Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação para uma onda com uma altura constante e igual a 2 m, e uma proveniência de 22.5ºN (esquerda) e 45ºN (direita)..... 213

Figura 4.62.--Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação para uma onda com uma altura constante e igual a 2 m, e uma proveniência de 67.5ºN (esquerda) e 90ºN (direita)..... 214

Figura 4.63.--Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação para uma onda com uma altura constante e igual a 2 m, e uma proveniência de 112.5ºN (esquerda), 135ºN (centro) e 157.5ºN (direita). 214

Figura 4.64.--Taxa de transporte potencial para uma onda regular constante com uma altura de onda de 2 m em função do ângulo de incidência da onda na rebentação. 215

Figura 4.65.--Topo-hidrografia ao fim de 1 ano de simulação para um clima de ondas anual, típico da costa Noroeste Portuguesa. 216

Figura 4.66.--Topo-hidrografia ao fim de 5 anos (esquerda) e de 10 anos (direita) de simulação para um clima de ondas anual, típico da costa Noroeste Portuguesa. 217

Figura 4.67.--Distribuição em frequência por classes de altura de onda significativa: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo algoritmo original, pelo algoritmo após modificação '1 classe' e após modificação '2 classes' (esquerda); e desvios das distribuições acumuladas em relação à fornecida (direita). 218

Figura 4.68.--Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa, utilizando uma modificação do algoritmo de geração de alturas de onda: '1 classe' (esquerda) e '2 classes' (direita)..... 218

Figura 4.69.--Distribuição em frequência por classes de rumo onda: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo algoritmo original e pelo algoritmo após modificação (esquerda); e desvios da distribuição acumulada em relação à fornecida (direita). 219

Figura 4.70.--Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa, utilizando uma modificação do algoritmo de geração de rumos..... 220

Figura 4.71.--Topo-hidrografia ao fim de 1 ano (esquerda) e de 5 anos (direita) de simulação para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente. 221

Figura 4.72.--Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação: sequência de ondas geradas aleatoriamente (esquerda); sequência de ondas com uma altura de onda constante e rumos ao largo gerados aleatoriamente (direita). 221

Figura 4.73.--Avanço da linha de costa ao fim de 1 ano, 5 e 10 anos de simulação para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente, com alturas de onda no intervalo [0;9.5] m e rumos ao largo no intervalo [11.25;168.25°N]. 222

Figura 4.74.--Topo-hidrografia inicial (esquerda) e após uma execução de 25 000 horas, sob acção de uma onda regular com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N, com um esporão central à cota de 8 m, para um passo de tempo de 1 hora (direita). 223

Figura 4.75.--Topo-hidrografia após uma execução de 25 000 horas, sob acção de uma onda regular com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N, com um esporão central à cota de 8 m, após modificação da condição de controlo da estrutura para um passo de tempo de 1 hora (esquerda) e para um passo de tempo que resulta num transporte potencial equivalente ao induzido por uma onda regular com uma altura de 1 m a actuar durante 1 hora..... 224

Figura 4.76. - Topo-hidrografia inicial (esquerda) e após uma execução de 25 000 horas, no caso de uma onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N, com um esporão central à cota de 8 m, para um passo de tempo Δt = 2 horas (direita). 226
Figura 4.77. - Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 1 hora (esquerda) e Δt = 0.93 horas (direita). 226
Figura 4.78. - Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.9 horas (esquerda) e Δt = 0.861 horas (direita). 227
Figura 4.79. - Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.722 horas (esquerda) e Δt = 0.444 horas (direita). 227
Figura 4.80. - Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.361 horas (esquerda) Δt = 0.34 horas (direita). 228
Figura 4.81. - Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.32 horas (esquerda) e Δt = 0.278 horas (direita). 228
Figura 4.82. - Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos com correcção à instabilidade para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa e para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente. 229
Figura 4.83. - Avanço da linha de costa ao fim de 1 ano, 5 e 10 anos de simulação com correcção à instabilidade numérica para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente. 230
Figura 4.84. - Esquema de definição da forma de cálculo do volume de transposição de um esporão, representado ao longo do perfil transversal de praia (adaptado de Kamphuis, 2000). 233
Figura 4.85. - Esquema do processo de enchimento de um esporão num sector costeiro em situação persistente de erosão (adaptado de Oliveira, 1997). 234
Figura 4.86. - Esporão de Esmoriz com um comprimento de 180 m, 2002 (Pais-Barbosa, 2007). 235
Figura 4.87. - Evolução da linha de costa de um sector costeiro: a) após 10 anos de uma situação inicial de equilíbrio; num cenário de redução da taxa de débito aluvionar a Norte em cerca de 50%: b) após 10 anos (situação de referência); c) após 14 anos (4 anos após a construção de 2 esporões para protecção da zona urbana 1); d) após 24 anos (10 anos após a construção de mais 4 esporões para protecção da frente urbana 2). 236
Figura 4.88. - Vista em planta da linha de costa inicial e ao fim de 10 anos conforme previsto pelo modelo LTC: (a) praia em equilíbrio com um fornecimento sedimentar constante na parte superior do domínio numérico; (b) redução do fornecimento sedimentar para 10%; (c) construção de esporão; (d) construção de esporão e alimentação artificial a sotamar do esporão. 238
Figura 4.89. - Vista em planta da posição da linha de costa após 1, 5 e 10 anos, resultante da aplicação do modelo LTC. O sector sofre uma redução para 10% na alimentação sedimentar natural. Esta evolução é comparada com a situação de construção de um esporão (esquerda) e com a de esta construção ser complementada com alimentação artificial (direita). 239
Figura 4.90. - Evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de acreção, quando a DoC é estimada a partir da altura de onda significativa ao largo (esquerda) ou da altura de onda significativa excedida 12 horas/ano (direita). 241
Figura 4.91. - Modelo digital do terreno no final da simulação (onda de 4m de altura), quando a DoC é a partir da altura da onda significativa excedida 12 horas/ano (esquerda) ou da altura da onda ao largo (direita). 241
Figura 4.92. - Distribuição em frequência da altura de onda significativa para o conjunto de dados recolhidos pela estação ondógrafo de Leixões entre 1993 e 2007. 242
Figura 4.93. - Distribuição em frequência do rumo de proveniência das ondas para o conjunto de dados recolhidos pela estação ondógrafo de Leixões entre 1993 e 2007. 242
Figura 4.94. - Linha de costa no final de uma simulação de 3 anos, quando a DoC é estimada a partir das alturas de onda significativas: ao largo, excedida 12 horas/ano e excedida 12 horas/3 anos. 243
Figura 4.95. - Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos para uma DoC definida em função da altura de onda significativa excedida 12 horas/ano para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa (esquerda) e para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente (direita). 244

Figura 4.96. -- Costa Noroeste Portuguesa e sua classificação morfológica (adaptada de Veloso-Gomes *et al*., 2006) e indicação da região costeira de Aveiro (esquerda). Lagoa de Aveiro vista do espaço (direita). 245
Figura 4.97. -- Estádios da formação e evolução da laguna de Aveiro desde o século X (FEUP/INAG, 2001). 246
Figura 4.98. -- Povoação da Vagueira, localizada a Sul de Aveiro, protegida com enrocamento longilitoral e dois esporões (Fevereiro 2007). 246
Figura 4.99. -- Representação da base do cordão dunar sobre orto-fotomapa (SNIG, 1995) a Sul da frente urbana da Vagueira localizada no sector costeiro de Aveiro. 247
Figura 4.100. Praia da Vagueira (esqurda) e praia do Areão (direita), a Sul de Aveiro (Fevereiro 2007). 248
Figura 4.101. Praia de Cortegaça (esquerda) e praia de S. Pedro de Maceda (direita) a Sul de Aveiro (Outubro 2007). 248
Figura 4.102. Representação da malha topo-hidrográfica utilizada para aplicação do modelo LTC à região costeira a Sul de Aveiro. 249
Figura 4.103. Cenário de evolução da linha de costa num sector costeiro a Sul da região de Aveiro, num horizonte de 25 anos, representado sobre orto-fotomapas (SNIG, 1995) (os círculos vermelhos indicam zonas onde são de prever rupturas da restinga). 250
Figura 4.104. Distribuição em frequência por classes de altura de onda significativa para um clima de ondas anual típico da costa Noroeste Portuguesa (Coelho, 2005) e cenário de aumento de observações de alturas de onda extremas. 253
Figura 4.105. Distribuição em frequência por classes de direcção média associada ao período de pico para um clima de ondas anual típico da costa Noroeste Portuguesa (Coelho, 2005) e cenários de rotação. 254
Figura 4.106. Posição da linha de costa após 25 anos de simulação com o modelo LTC aplicado ao sector costeiro a Sul do porto de Aveiro para avaliação de cenários relacionados com as alterações climáticas (Quadro 4.17): a) cenário 1; b) cenários 2 e 3; c) cenário 4; d) cenários 5 e 6. Os resultados estão representados sobre ortofoto-mapas (SNIG, 1995). Os círculos negros servem de apontadores para situações críticas. Em b), c) e d) a área representada corresponde a uma ampliação da parte superior da área modelada a). 254
Figura 4.107. Costa Noroeste Portuguesa e sua classificação morfológica (adaptada de Veloso-Gomes *et al*., 2006) e indicação da região costeira da Figueira da Foz (esquerda). Sector costeiro cabo Mondego – Leirosa (direita). 256
Figura 4.108. Mapa de amostragem com diferentes períodos de colheita para caracterização da cobertura sedimentar da plataforma continental (Pombo, 2004). 258
Figura 4.109. Distribuição da fracção de areia nos sedimentos, segundo a classificação de Shepard, 1954 (esquerda); Mapa de distribuição da granulometria média da areia (direita) (Pombo, 2004). 258
Figura 4.110. Distribuição em frequência por classes de H_{m0} (esquerda), T_{02} (centro) e T_p (direita) para a estação da Figueira da Foz (Costa *et al*., 2001). 260
Figura 4.111. Distribuição em frequência por classes (45º) de THTp anual (esquerda), Verão (centro) e Inverno (direita) para a estação da Figueira da Foz (Costa *et al*., 2001). 261
Figura 4.112. Variação ao longo do ano da distribuição mensal de H_{m0} na Figueira da Foz (Costa *et al*., 2001). 262
Figura 4.113. Representação da malha topo-hidrográfica utilizada para aplicação do modelo LTC ao sector costeiro cabo Mondego – Leirosa. 264
Figura 4.114. Cenário de evolução da linha de costa no sector costeiro da Figueira da Foz num horizonte de 10 anos, representado sobre orto-fotomapa (IGP). Sem correcção da instabilidade numérica (esquerda) e com correcção da instabilidade numérica (direita). 265
Figura 4.115. Cenário de evolução da linha de costa no sector costeiro da Figueira da Foz num horizonte de 10 anos, representado sobre orto-fotomapa. Profundidade de fecho definida em função da altura de onda extrema excedida 12 horas/ano e dragagens no interior do porto. 266

Figura 5.1.--- Representação gráfica das relações de escala recomendadas por Noda, 1972 (adaptado de Dalrymple, 1989). 302
Figura 5.2.--- Tensão de corte adimensional (parâmetro de *Shields*) para início do movimento sob acção das ondas versus parâmetro equivalente ao número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos (Dean, 1985, retirado de Madsen e Grant, 1976). 312
Figura 5.3.--- Caso de estudo utilizado no estabelecimento das condições em protótipo a reproduzir no modelo físico reduzido com fundos móveis ('Google Earth', 2010). 316
Figura 5.4.--- Colocação do modelo físico segundo a direcção longitudinal principal. 318
Figura 5.5.--- Colocação do modelo físico segundo a direcção transversal..... 319
Figura 5.6.--- Colocação do modelo físico segundo a direcção transversal com uma obliquidade de 10º. 319
Figura 5.7.--- Visualização do escoamento originado pela ruptura de uma barragem num canal com fundo móvel: PVC (em cima) e areia (em baixo). Vista em planta (esquerda) e vista lateral (direita) [retirado de Silva *et al*., 2006]. 321
Figura 5.8.--- Escala de comprimento de acordo com as recomendações de Dean, 1985, para dois diâmetros medianos em protótipo, em função do diâmetro mediano no modelo. 322
Figura 5.9.--- Escala horizontal estabelecida com base em critérios para modelos distorcidos de transporte em suspensão dependentes da velocidade de queda, em função do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo e da escala vertical, para os diâmetros medianos em protótipo de 0.035 mm (esquerda) e de 0.05 mm (direita). 323
Figura 5.10. - Escala de tempo morfológico estabelecida com base em critérios para o modelo distorcido de transporte em suspensão dependente da velocidade de queda (Hughes, 1983), em função da escala vertical e do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo, para dois diâmetros medianos em protótipo. 324
Figura 5.11. - Escala de comprimento em função do diâmetro mediano no modelo, para dois diâmetros medianos do protótipo (Noda, 1972). 324
Figura 5.12. - Escala de comprimento em função do diâmetro mediano no modelo, para dois diâmetros medianos do protótipo Ito e Tsuchiya, 1984. 325
Figura 5.13. - Escalas de comprimentos estabelecida de acordo com Hallermeier, 1985, para dois diâmetros medianos do protótipo, e para dois períodos médios da agitação incidente. 326
Figura 5.14. - Escala vertical, distorção do modelo e volume necessário à sua construção, em função do diâmetro mediano dos sedimentos e da extensão longitudinal da praia em protótipo. 329
Figura 5.15. - Percentagem de sedimentos passados acumulada, na análise granulométrica dos sedimentos utilizados para a construção do modelo. 330
Figura 5.16. - Esquema do trecho de praia em protótipo e a sua reprodução em modelo físico, de acordo com as escalas geométricas e as dimensões definidas no Quadro 5.12. 332
Figura 5.17. - Perfil activo de praia e a sua reprodução em modelo físico, de acordo com as escalas geométricas e as dimensões definidas no Quadro 5.12. 332
Figura 5.18. - Propagação da altura de onda significativa sobre o perfil transversal no modelo, para as condições de teste 1, 2, 3, H_s = 5.39 cm. 334
Figura 5.19. - Propagação da altura de onda significativa sobre o perfil transversal no modelo, para as condições de teste 4, 5, 6, H_s = 4.04 cm. 334
Figura 5.20. - Propagação da altura de onda significativa sobre o perfil transversal no modelo, para as condições de teste 7, 8, 9, H_s = 2.70 cm. 335
Figura 5.21. - Altura de onda máxima gerada no interior do tanque do LH-SHRHA-DEC-FEUP, equipado com um sistema multi-elemento com absorção dinâmica da reflexão (*HR Wallingford*), para uma profundidade de água de 24 cm. 336
Figura 5.22. - Perfil transversal da estrutura construída com enrocamento e reproduzida no modelo. 338
Figura 5.23. - Modelo físico reduzido com fundos de areia em situação de erosão, durante a realização da série de testes I. 341
Figura 5.24. - Modelo físico reduzido com fundos de areia em situação de erosão, durante a realização da série de testes III..... 342

Figura 5.25.--Modelo físico reduzido com fundos de areia em situação de erosão, durante a realização da série de testes IV. 342
Figura 5.26.--Influência de uma estrutura curvilínea a sotamar da sua zona de implantação (observação após a realização dos testes planeados). 343
Figura 5.27.--Detalhes de construção do modelo físico com fundos de areia no tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP. 343
Figura 5.28.--Detalhes de construção da estrutura transversal no modelo físico com fundos de areia. 344
Figura 5.29.--Estrutura transversal construída a barlamar da praia. 344
Figura 5.30.--Instalação para avaliação experimental de parâmetros associados a modelos de evolução de linha de costa no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP. 346
Figura 5.31.--Vista geral da instalação para avaliação experimental de parâmetros associados a modelos de evolução de linha de costa no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP. 347
Figura 5.32.--Sistema de geração de agitação marítima (HR Wallingford) instalado no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP. 348
Figura 5.33.--Detalhe das pás constituintes do sistema de geração da agitação marítima. 348
Figura 5.34.--Representação esquemática do funcionamento do sistema de geração e aquisição de agitação marítima. 349
Figura 5.35.--Representação esquemática da forma de actuação do sistema de absorção activa. 350
Figura 5.36.--Calibração de sondas de níveis hidrodinâmicos. 355
Figura 5.37.--Exemplo de um trecho de uma série temporal de elevação da superfície livre. 357
Figura 5.38.--Erro na determinação das alturas de onda através da análise no domínio do tempo, em função do período e da taxa de amostragem da elevação da superfície livre. 359
Figura 5.39.--Representação esquemática da reflexão normal de ondas regulares, cuja análise é efectuada, utilizando três sondas hidrodinâmicas. 360
Figura 5.40.--Representação esquemática de reflexão oblíqua. 362
Figura 5.41.--Espectros de Jonswap utilizados pelo sistema para geração dos estados de agitação marítima testados vs espectros teóricos. 367
Figura 5.42.--Espectros de Jonswap utilizados pelo sistema para geração dos estados de agitação marítima testados e espectros medidos durante a realização da série I de testes experimentais, na sonda 1, colocada junto à base da praia. 368
Figura 5.43.--Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.1. 369
Figura 5.44.--Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.2. 369
Figura 5.45.--Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.3. 370
Figura 5.46.--Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.4. 370
Figura 5.47.--Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.1. 371
Figura 5.48.--Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.2. 371
Figura 5.49.--Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.3. 372

Figura 5.50. - Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.4. 372
Figura 5.51. - Janela de interface entre o sistema de aquisição de dados de agitação marítima e o utilizador, para determinação da gama de frequências para a qual a análise de reflexão é válida, em função do espaçamento entre as sondas utilizadas..... 374
Figura 5.52. - Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.1 de testes experimentais. 375
Figura 5.53. - Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.2 de testes experimentais. 375
Figura 5.54. - Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.3 de testes experimentais. 376
Figura 5.55. - Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.4 de testes experimentais. 376
Figura 5.56. - Sistema perfilador de fundo utilizado para medição da evolução do perfil transversal no modelo físico com fundos de areia, com a sonda sensível ao toque instalada..... 377
Figura 5.57. - Detalhe da estrutura flexível de encerramento do cabo do perfilador, encaixado ao longo da viga de apoio (esquerda), da extremidade da sonda laser (centro) e do braço de arraste (direita)..... 378
Figura 5.58. - Medições sucessivas de um perfil na localização B da praia e perfil médio (em cima); Diferença entre os perfis medidos e o perfil médio e desvio padrão (em baixo)..... 380
Figura 5.59. - Perfis transversais medidos, nas localizações A, B, C e D da praia construída para a realização da série I de testes experimentais, utilizando a sonda sensível ao toque e a sonda laser. 380
Figura 5.60. - Perfis transversais medidos na localização A durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima. 383
Figura 5.61. - Perfis transversais medidos na localização B durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima. 383
Figura 5.62. - Perfis transversais medidos na localização C durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima. 384
Figura 5.63. - Perfis transversais medidos na localização D durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima. 384
Figura 5.64. - Perfis transversais medidos nas localizações A, B, C e D durante a série II de testes experimentais (praia uniforme em erosão, $H_s = 2$ m; $T_p = 12$ s). 385
Figura 5.65. - Perfis transversais medidos na localização A da praia construída durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal). 386
Figura 5.66. - Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações A e B durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal). 387
Figura 5.67. - Perfis transversais medidos na localização B durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal). 387
Figura 5.68. - Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações B e C durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal). 388
Figura 5.69. - Perfis transversais medidos na localização C durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal). 388
Figura 5.70. - Perfis transversais medidos na localização B durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal)..... 389
Figura 5.71. - Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações B e C durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal). 390

Figura 5.72.--Perfis transversais medidos na localização C durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal)..... 390
Figura 5.73.--Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações C e D durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal). 391
Figura 5.74.--Procedimento de recolha dos sedimentos transportados para sotamar da praia. 392
Figura 5.75.--Classificação dos regimes hidráulicos do escoamento junto ao fundo liso, correspondentes às condições testadas, no modelo (azul) e no protótipo (vermelho), com base na Figura 3.17 (capítulo 3, secção 3.4.1.3) ($d_{50,p}$ = 0.5 mm, $d_{50,m}$ = 0.27 mm; h_p = 3.83 m, h_m = 10.3 cm). 396
Figura 5.76.--Ondulações do fundo de areia (´ripples') presentes em todos os testes experimentais, realizados em modelo reduzido com fundos de areia..... 401
Figura 5.77.--Ondulações do fundo de areia (´ripples') presentes em todos os testes experimentais realizados (exemplo extraído da série I de testes experimentais)..... 402
Figura 5.78.--Estimativas dos comprimentos das ondulações observadas no modelo físico reduzido (azul), sobrepostas às observações e curvas de Faraci e Foti, 2002. 404
Figura 5.79.--Estimativas das alturas das ondulações observadas no modelo físico reduzido, sobrepostas (azul) às observações e curvas de Faraci e Foti, 2002..... 405
Figura 5.80.--Exemplo das observações no campo que serviram de base ao estudo apresentado em Traykovski *et al*., 1999: Imagem de varrimento do sector de estudo obtida com sonar (em cima, esquerda); Variações da elevação do fundo obtidas com um sistema acústico de 'backscatter' (em baixo); Espectro direccional da agitação marítima (em cima, direita). 405
Figura 5.81.--Classificação dos regimes hidráulicos dos escoamentos testados no estudo realizado em modelo físico, no modelo (azul) e no protótipo (vermelho), para um fundo com 'ripples', com base na Figura 3.17 (capítulo 3, secção 3.4.1.3) ($d_{50,p}$ = 0.5 mm, $d_{50,m}$ = 0.27 mm; h_p = 3.83 m, h_m = 10.3 cm). 408
Figura 5.82.--Perfis transversais medidos na localização A (Figura 5.30) da praia construída durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão). 410
Figura 5.83.--Perfis transversais medidos na localização D (Figura 5.30) da praia construída durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão). 411
Figura 5.84.--Representação esquemática de um perfil transversal de praia típico, para a definição dos parâmetros considerados na avaliação da evolução da praia (adaptado de Kamphuis e Kooistra, 1990). 413
Figura 5.85.--Aplicação da técnica de alisamento a um perfil transversal medido (Série I.1, Teste 78) para diferentes valores de corte e desvios observados entre o perfil filtrado e o perfil original. 414
Figura 5.86.--Perfis transversais medidos na localização longitudinal A (após conversão para valores de protótipo e filtragem de variações de pequenas dimensões). 415
Figura 5.87.--Declive da face da praia e declive médio dos perfis transversais medidos ao longo da série I de testes experimentais, para as quatro localizações longitudinais A, B, C e D. 416
Figura 5.88.--Variação da posição da linha de costa em relação à sua posição inicial ao longo da série I de testes experimentais, para as quatro localizações longitudinais A, B, C e D. 417
Figura 5.89.--Variação das características da berma, posição em relação à sua posição inicial e altura, ao longo da série I de testes experimentais, para as quatro localizações longitudinais A, B, C e D. 418
Figura 5.90.--Classificação de perfis de praia (as setas indicam o sentido do transporte transversal, Hattori e Kawamata, 1980). 420
Figura 5.91.--Altura de onda significativa incidente e coeficiente de reflexão médio ao longo da série I de testes experimentais (praia em erosão). 422
Figura 5.92.--Altura da berma que se desenvolveu ao longo das duas primeiras sub-séries de testes, em função do limite de espraiamento máximo das ondas (valores no protótipo). 426
Figura 5.93.--Taxa de transporte sólido longitudinal, estimada através da formulação de Kamphuis, 1991a, e obtida através da medição da massa submersa dos sedimentos recolhidos em cada hora de teste. 428

Figura 5.94. - Taxa de transporte sólido longitudinal, estimada através da formulação de Kamphuis, 1991a, e obtida através da medição da massa submersa dos sedimentos recolhidos em cada hora de teste. 429
Figura 5.95. - Área dos perfis transversais ao longo da série I de testes experimentais para as quatro localizações longitudinais seleccionadas na zona central da praia, subtraída da área do respectivo perfil inicial. 430
Figura 5.96. - Taxa de variação da área dos perfis transversais ao longo da série I de testes experimentais para a localização A, utilizando o método da variação da área e o método da área da variação. 431
Figura 5.97. - Variação acumulada da área dos perfis transversais ao longo da série I de testes experimentais para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte. 432
Figura 5.98. - Variação acumulada da posição da linha de costa ao longo da série I de testes experimentais para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte. 433
Figura 5.99. - Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.1 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A. 434
Figura 5.100. Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.2 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A. 435
Figura 5.101. Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.3 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A. 436
Figura 5.102. Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.4 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A. 436
Figura 5.103. Comparação dos perfis medidos durante a série I de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A. 437
Figura 5.104. Comparação da variação acumulada da posição da linha de costa para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte, no modelo físico e no modelo numérico. 438
Figura 5.105. Comparação da variação acumulada da posição da linha de costa para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte, no modelo numérico e conforme previsto pela solução analítica de Pelnard-Considère, 1956. 439

ÍNDICE DE QUADROS

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. --Clima de agitação à entrada do porto da Figueira da Foz para uma profundidade de 12 m (z = -10 m ZH) extraído de LNEC, 2000, apresentado em Oliveira, 2008. Número de ocorrências 1984-96 (13357 no total). 18
Quadro 2.2. --Características de conjuntos de dados batimétricos com uma cobertura temporal a médio e longo prazo (adaptado de Ruessink *et al.*, 2004). 21
Quadro 2.3. --Média e desvio-padrão do diâmetro mediano dos sedimentos ao longo dos perfis transversais emersos e do declive médio da face da praia, em cada um dos segmentos medidos e em cada campanha. 39
Quadro 2.4. --Terminologia descritiva dos sedimentos não consolidados em função do seu tamanho de acordo coma escala de Udden-Wentworth. 40
Quadro 2.5. --Medidas gráficas logarítmicas de Folk e Ward, 1957, baseadas nos percentis de distribuição da amostra e terminologia descritiva da calibragem, assimetria e curtose. 40
Quadro 2.6. --Classificação da dimensão média das amostras de sedimentos em análise. 41
Quadro 2.7. --Classificação da calibragem das amostras de sedimentos em análise. 41
Quadro 2.8. --Classificação da assimetria das amostras de sedimentos em análise 41
Quadro 2.9. --Classificação da curtose das amostras de sedimentos em análise. 41
Quadro 2.10.-Trajectória das marcas lançadas durante o segundo dia de trabalhos de campo (Gomes *et al.*, 2004). 52
Quadro 2.11.-Matriz de classificação de riscos (Coelho *et al.*, 2008). 59

Quadro 3.1. --Condições ambientais médias durante as campanhas de campo conduzidas para a obtenção dos dados utilizados por Stockdon *et al*., 2006 95
Quadro 3.2. --Estação ondógrafo direccional de Leixões (1993-2007). 133
Quadro 3.3. --Qualidade do ajuste da função de distribuição de *Gumbel* à função distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas anuais, para diferentes posições gráficas. 137
Quadro 3.4. --Altura de onda associada a períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos, para diferentes posições gráficas. 137
Quadro 3.5. --Estimativa de profundidades-limite. 138

Quadro 4.1. --Pressupostos e limitações do cálculo analítico da evolução da linha de costa. 151
Quadro 4.2. --Opções de utilização do modelo LTC. 166
Quadro 4.3. --Quadro resumo dos testes numéricos realizados para avaliar a forma de cálculo da difracção em torno de um esporão. 177
Quadro 4.4. --Parâmetro de dispersão em águas profundas (Goda, 2000). 180
Quadro 4.5. --Sinais de σ e de σ' em função do quadrante (Penny e Price, 1952). 181
Quadro 4.6. --Sinais de σ e de σ' em função da região (Penny e Price, 1952). 183
Quadro 4.7. --Desvio quadrático médio entre os coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, em função do ângulo de incidência da onda junto à extremidade do quebramar 187
Quadro 4.8. --Resultados nas secções extremas do domínio computacional para diferentes resoluções da malha computacional (adaptada de Coelho, 2005). 191
Quadro 4.9. --Primeira série de simulações realizadas para avaliação da importância das condições de fronteira laterais. 197
Quadro 4.10.-Segunda série de simulações realizadas para avaliação da importância das condições de fronteira. 200
Quadro 4.11.-Volumes em transporte, por largura da secção nas secções extremas, para a 2ª série de simulações. 201

Quadro 4.12. Volumes em transporte nas secções extremas do domínio computacional para diferentes cenários de alimentação artificial com areia. 204
Quadro 4.13. Testes numéricos para análise da estabilidade do modelo em função do passo de tempo. 225
Quadro 4.14. Área total perdida no final de cada simulação para um trecho costeiro genérico num cenário de redução da taxa de débito aluvionar a Norte em cerca de 50%. 237
Quadro 4.15. Principais acções climáticas nas zonas costeiras, sua tendência devida às alterações climáticas e principais efeitos físicos (Tendência: ↑ subida; ? incerta) (adaptada de Nicholls *et al*., 2007). 252
Quadro 4.16. Projecção da subida generalizada do nível médio da água do mar no final do século XXI para os seis cenários SRES indicados (adaptado de Meehl *et al*., 2007 em Nicholls *et al*., 2007). 252
Quadro 4.17. Cenários de alterações climáticas considerados para aplicação do modelo LTC ao sector costeiro a Sul de Aveiro 253
Quadro 4.18. Intervenções costeiras no sector costeiro da Figueira da Foz. 257
Quadro 4.19. Compilação de valores de transporte longitudinal, estimados por diferentes autores para subdomínios da zona de estudo. 259
Quadro 4.20. Estação direccional da Figueira da Foz. 260
Quadro 4.21. Percentagens mensais de observações válidas na estação da Figueira da Foz. 260
Quadro 4.22. Distribuição conjunta em frequência por classes H_{m0}-T_p, por direcção, na Figueira da Foz (Costa *et al*., 2001). 261
Quadro 4.23. Número médio de dias com temporal na Figueira da Foz (Costa *et al*., 2001). 262
Quadro 4.24. Condições utilizadas para efeitos de modelação da evolução da linha de costa a médio prazo no troço costeiro cabo Mondego - Leirosa. 263

Quadro 5.1.- Leis de escala em modelos com fundos móveis, cujo modo de transporte sedimentar dominante é o arrastamento junto ao fundo (Hughes, 1993). 299
Quadro 5.2.-- Leis de escala para a tensão de corte e para as velocidades em modelos com fundos móveis, cujo modo de transporte sedimentar dominante é o arrastamento junto ao fundo (O – 'offshore'; I – 'inshore') (Hughes, 1993). 300
Quadro 5.3.-- Materiais leves para modelos físicos com fundos móveis (Bettess, 1990). 300
Quadro 5.4.-- Modelos costeiros distorcidos de processos dominados pelo transporte em suspensão, que incorporam a velocidade de queda, Hughes, 1993. 305
Quadro 5.5.-- Exemplos de modelos distorcidos de transporte longitudinal de sedimentos. 308
Quadro 5.6.-- Parâmetros fundamentais para a caracterização hidrodinâmica e morfo-sedimentares no protótipo. 317
Quadro 5.7.-- Grandezas físicas fixadas pelas propriedades do fluido e do material sedimentar no modelo com fundos móveis. 321
Quadro 5.8.-- Quadro construído com base nos resultados da análise granulométrica dos sedimentos utilizados para a construção do modelo reduzido. 330
Quadro 5.9.-- Grandezas físicas relacionadas com as propriedades dos sedimentos e respectivas escalas. 330
Quadro 5.10. Parâmetros de dimensionamento do modelo com fundos de areia (d_{50} = 0.27 mm) em função das escalas geométricas, para os intervalos de variação seleccionados. 331
Quadro 5.11. Escalas geométricas e distorção do modelo físico com fundos de areia. 331
Quadro 5.12. Dimensões do modelo físico com fundos de areia. 331
Quadro 5.13. Condições de agitação marítima junto à base da praia que viriam a ser reproduzidas em modelo físico. 333
Quadro 5.14. Parâmetros caracterizadores das condições de teste de agitação marítima junto à rebentação (altura de onda significativa, H_b, altura de onda máxima, H_{maxb}, profundidades de rebentação respectivas, h_b e h_{maxb}, e ângulos de incidência respectivos, θ_b e θ_{maxb}). 335
Quadro 5.15. Escalas para a taxa de transporte longitudinal. 336

Quadro 5.16.- Taxas de transporte longitudinal esperadas no modelo físico. 337
Quadro 5.17.- Características dos blocos de enrocamento utilizados na construção da estrutura transversal no modelo reduzido com fundos de areia. 338
Quadro 5.18.- Características da estrutura transversal construída no modelo físico com fundos de areia. 339
Quadro 5.19.- Resumo dos testes realizados em modelo reduzido com fundos de areia. 340
Quadro 5.20.- Tipos de estados de mar gerados e métodos de geração. 351
Quadro 5.21.- Relação mínima requerida, entre o período médio e a frequência de amostragem, para a obtenção de um erro inferior a 1% na estimativa do período de onda. 359
Quadro 5.22.- Número de ondas geradas sem repetição. 368
Quadro 5.23.- Especificações do sistema perfilador de fundos (HR Wallingford). 378
Quadro 5.24.- Perfis transversais medidos durante a série I.1 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D. 382
Quadro 5.25.- Perfis transversais medidos durante a série I.2 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D. 382
Quadro 5.26.- Perfis transversais medidos durante a série I.3 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D. 382
Quadro 5.27.- Perfis transversais medidos durante a série I.4 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D. 382
Quadro 5.28.- Perfis transversais medidos durante a série II de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D. 386
Quadro 5.29.- Perfis transversais medidos durante a série III de testes (a barlamar da estrutura transversal) nas localizações longitudinais A, B e C e nas localizações intermédias AB e BC..... 386
Quadro 5.30.- Perfis transversais medidos durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal) nas localizações longitudinais B e C e nas localizações intermédias BC e CD..... 389
Quadro 5.31.- Taxa de transporte de massa submersa durante as sub-séries I.1 e I.2 de testes experimentais (praia em erosão)..... 393
Quadro 5.32.- Taxa de transporte de massa submersa durante as sub-séries I.3 e I.4 de testes experimentais (praia em erosão)..... 393
Quadro 5.33.- Parâmetros para a classificação do regime hidráulico do escoamento junto ao fundo liso, para as condições testadas ($d_{50,p}$ = 0.5 mm, $d_{50,m}$ = 0.27 mm; h_p = 3.83 m, h_m = 10.3 cm)..... 397
Quadro 5.34.- Parâmetros para a avaliação dos efeitos de escala devidos às dissimilitudes relacionadas com o transporte sedimentar para as condições testadas, admitindo um fundo liso e um escoamento rugoso turbulento (ω_p = 62 cms^{-1}, ω_m = 35 cms^{-1}; h_p = 3.83 m, h_m = 10.3 cm)..... 399
Quadro 5.35.- Geometria das 'ripples' observadas entre a base da praia e a zona de rebentação (profundidade média de 10.3 cm). 403
Quadro 5.36.- Geometria das 'ripples' estimada através das formulações semi-empíricas de Faraci e Foti, 2002, entre a base da praia e a zona de rebentação (h = 10.3 cm). 404
Quadro 5.37.- Geometria das 'ripples' no protótipo, estimada através das formulações semi-empíricas de Nielsen, 1981, entre a base da praia e a zona de rebentação (h = 3.82m). 406
Quadro 5.38.- Parâmetros considerados na classificação dos regimes hidráulicos do escoamento junto ao fundo com 'ripples', para as condições testadas ($d_{50,p}$ = 0.5 mm, $d_{50,m}$ = 0.27 mm; h_p = 3.83 m, h_m = 10.3 cm). 408
Quadro 5.39.- Parâmetros para a avaliação dos efeitos de escala devidos às dissimilitudes relacionadas com o transporte sedimentar para as condições testadas, admitindo um fundo com 'ripples' e um escoamento rugoso turbulento (ω_p = 62 cms^{-1}, ω_m = 35 cms^{-1}; h_p = 3.83 m, h_m = 10.3 cm). 409
Quadro 5.40.- Parâmetros utilizados para esquematização do perfil transversal. 412
Quadro 5.41.- Classificação dos perfis transversais medidos (Dean, 1985). 421
Quadro 5.42.- Classificação dos perfis transversais medidos (Hattori e Kawamata, 1980). 421

Quadro 5.43. Coeficientes de reflexão médios medidos e estimados através da formulação de Miche, com base nas condições médias medidas no modelo. 424
Quadro 5.44. Parâmetro de rebentação (número de Irribaren) e classificação do tipo de rebentação no protótipo e no modelo. 426

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Símbolos Latinos

m		Índice indicativo de modelo
p		Índice indicativo de protótipo
$'$		Símbolo indicativo de novo passo de tempo
a		Parâmetro da função de distribuição de probabilidade
a_i	[m]	Amplitude da onda incidente
a_n	[m]	Amplitude da componente n da agitação irregular
a_{mn}	[m]	Amplitude aleatória da elevação da superfície livre
a_r	[m]	Amplitude da onda reflectida
A	[m]	Excursão semi-orbital da onda junto ao fundo
A	[m^2]	Área transversal do 'surface roller'
A	[m^{1-m}]	Coeficiente dimensional
A_I		Parâmetro de impulsão
A_p	[m]	Amplitude da onda na sonda p
AP	[m^2]	Área do perfil transversal
b		Parâmetro da função de distribuição de probabilidade
b	[m]	Distância entre ortogonais de onda
b_0	[m]	Distância entre ortogonais de onda em águas profundas
B		Parâmetro de forma do perfil de onda
B_{pn}		Coeficientes de *Fourier* da componente n da agitação irregular medidos na sonda p
c		Concentração dos sedimentos em suspensão
c	[ms^{-1}]	Velocidade de fase da onda
c	[ms^{-1}]	Celeridade da onda
c_0	[ms^{-1}]	Velocidade de fase da onda ao largo
c_b	[ms^{-1}]	Velocidade de fase da onda na rebentação
c_g	[ms^{-1}]	Velocidade de grupo da onda
c_{g0}	[ms^{-1}]	Velocidade de grupo da onda ao largo
$C(\sigma)$		Integral de *Fresnel*
C_r		Coeficiente de reflexão
C_{rn}		Coeficiente de reflexão da componente n da agitação irregular
C_D		Coeficiente de arrastamento
C_Q		Parâmetro de calibração da taxa de transporte longitudinal
Ca		Número de *Cauchy*
d	[m]	Diâmetro dos sedimentos
d_{50}	[m]	Diâmetro mediano dos sedimentos
d_M	[m]	Diâmetro médio dos sedimentos
ds	[m]	Distância elementar entre dois pontos
dx	[m]	Resolução da malha computacional segundo a direcção transversal
dy	[m]	Resolução da malha computacional segundo a direcção longitudinal
D	[tempo]	Período de tempo
$\overline{D}$	[$Jm^{-2}s^{-1}$]	Energia dissipada por unidade de área do fundo (integrada em profundidade)
D_*		Diâmetro adimensional associado ao tamanho dos sedimentos
D_{pe}	[m^3s^{-1}]	Deficit sedimentar
DoC	[m]	Profundidade de fecho
e		Erro-padrão das estimativas
e_b	[m]	Dimensão dos blocos
E	[Jm^{-2}]	Densidade de energia total

E_f	[$Jm^{-1}s^{-1}$]	Fluxo médio de energia
E_{fw}	[$Jm^{-1}s^{-1}$]	Fluxo médio de energia associado ao movimento das partículas
E_H		Erro na estimativa da altura de onda no domínio do tempo
E_k	[Jm^{-2}]	Densidade de energia cinética
E_p	[Jm^{-2}]	Densidade de energia potencial
E_{sr}	[$Jm^{-1}s^{-1}$]	Fluxo médio de energia associado ao movimento do 'surface roller'
E_L	[J m^{-1}]	Energia total por onda, por unidade de largura
Eu		Número de *Euler*
EDP	[m^2s]	Espectro de densidade de potência
f	[Hz]	Frequência
f_a	[Hz]	Frequência de amostragem
f_c		Factor de calibração de sondas hidrodinâmicas
f_{clock}	[Hz]	Frequência de relógio do 'shift register' do sistema de geração de agitação
f_{cut}	[Hz]	Frequência de corte do filtro passa-baixo do sistema de geração de agitação
f_i		Frequência de ocorrência na classe i
f_{max}	[Hz]	Frequência máxima
f_n	[Hz]	Frequência da componente n da agitação irregular
f_N	[Hz]	Frequência de *Nyquist*
f_p	[Hz]	Frequência de pico
f_w	[Nm^{-2}]	Factor de atrito junto ao fundo devido ao escoamento oscilatório
F	[N]	Força
F		Função de distribuição de probabilidade
F_*		Número de *Froude* densimétrico
F_{el}	[N]	Forças elásticas
F_{gr}	[N]	Forças gravíticas
F_{in}	[N]	Forças de inércia
F_p	[N]	Forças de pressão
F_{puls}	[N]	Forças pulsatórias
F_{ts}	[N]	Forças de tensão superficial
F_{visc}	[N]	Forças de viscosidade
F_{xy}		Função espacial do potencial de velocidade
$F_{xy,i}$		Parte imaginária da função espacial do potencial de velocidade
$F_{xy,r}$		Parte real da função espacial do potencial de velocidade
Fr		Número de *Froude*
$\mathfrak{F}$	[$Jm^{-2}s^{-1}$]	Fluxo de energia por unidade de largura segundo a direcção de propagação da onda
g	[ms^{-2}]	Aceleração da gravidade
g		Função de distribuição de probabilidade linearizada
h	[m]	Profundidade da água
h_0	[m]	Profundidade média da água do mar
h_A	[m]	Altura da parte alta do perfil transversal
h_b	[m]	Profundidade de rebentação
h_{cava}	[m]	Profundidade da cava
h_{crista}	[m]	Profundidade da crista da barra
h_D	[m]	Altura da duna no perfil transversal
h_i	[m]	Profundidade-limite máxima para início do movimento junto ao fundo
h_l	[m]	Profundidade-limite da zona litoral (profundidade de fecho)
$h_{l,t}$	[m]	Profundidade-limite da zona litoral (profundidade de fecho) dependente do tempo
h_L	[m]	Altura da zona submersa do perfil

h_{maxb}	[m]	Profundidade de rebentação associada à altura de onda máxima
h_T	[m]	Altura da zona intermédia do perfil
h_U	[m]	Altura da zona emersa do perfil
H	[m]	Altura de onda
H_b	[m]	Altura de onda na rebentação
H_i	[m]	Altura de onda incidente
H_{max}	[m]	Altura de onda máxima
H_{maxb}	[m]	Altura de onda máxima na rebentação
H_{m0}	[m]	Altura de onda significativa estimada pelo método espectral
$H_{m0,b}$	[m]	Altura de onda significativa na rebentação estimada pelo método espectral
H_{m0i}	[m]	Altura de onda significativa incidente estimada pelo método espectral de análise de reflexão
H_0	[m]	Altura de onda ao largo
H_s	[m]	Altura de onda significativa estimada pelo método directo
$\overline{H_s}$	[m]	Altura de onda significativa média
H_{sb}	[m]	Altura de onda significativa na rebentação
$H_{s,0.137}$	[m]	Altura de onda extrema que é excedida 12 horas/ano
$H_{s,0.137,t}$	[m]	Altura de onda significativa que é excedida 12 horas em t anos
$H_{s,50}$	[m]	Altura de onda significativa mediana
H_{10}	[m]	Altura de onda associada a um período de retorno de 10 anos
H_{50}	[m]	Altura de onda associada a um período de retorno de 50 anos
H_{100}	[m]	Altura de onda associada a um período de retorno de 100 anos
k	[m^{-1}]	Número de onda
k		Nº de valores da amostra tais que tais que: $x \leq X_k$
k_m	[m^{-1}]	Número de onda da componente m da agitação irregular
k_n	[m^{-1}]	Número de onda da componente n da agitação irregular
k_{xn}	[m^{-1}]	Número de onda da componente n da agitação irregular segundo a direcção transversal à praia
k_{yn}	[m^{-1}]	Número de onda da componente n da agitação irregular segundo a direcção longitudinal à praia
k_s	[m]	Rugosidade de *Nikuradse*
K		Coeficiente empírico na fórmula CERC
K_d		Coeficiente de difracção
K_r		Coeficiente de refracção
K_s		Coeficiente de empolamento
K_Δ		Coeficiente de forma dos blocos
Ku		Curtose de uma função de distribuição de probabilidade
l	[m]	Comprimento
l_{max}	[m]	Dimensão longitudinal máxima
L	[m]	Comprimento de onda
L_0	[m]	Comprimento de onda ao largo
L_b	[m]	Comprimento de onda na rebentação
L_i	[m]	Comprimento de onda incidente junto a um quebramar
L_m	[m]	Comprimento de onda da componente m da agitação irregular
L_p	[m]	Comprimento de onda associado ao período de pico
LPA	[m]	Largura do perfil activo
L	[m]	Unidade fundamental de comprimento
$\overline{m}$		Declive médio
m_0	[m^2]	Momento espectral de ordem zero
m_{0i}	[m^2]	Momento espectral de ordem zero do espectro de agitação incidente estimado pelo método espectral de análise de reflexão

m_b		Declive de rebentação
m_{ext}		Declive exterior da barra submersa
m_f		Declive da face da praia
m_l	[m^2s^{-l}]	Momento espectral de ordem l
m_{X_i}		Medida da grandeza física X_i
M		Parâmetro de *Miche*
M_s	[kg]	Massa submersa de sedimentos
M_{xy}	[Jm^{-2}]	Transferência de momento
M	[kg]	Unidade fundamental de massa
n		Porosidade da areia
N		Número de secções elementares da malha computacional
N		Número total de valores da amostra da variável aleatória
N		Número total de "ondas"
N		Número total de medições
N_a		Escala da grandeza física a (em engenharia costeira)
N_{ee}		Número de estabilidade espectral
N_{ef}		Número de medições para uma dada localização longitudinal
N_p		Número de perfis por campanha
N_s		Número de campanhas
N_x		Número de pontos ao longo do perfil transversal
NH	[horas]	Passo de tempo computacional
N_x		Número de pontos da malha computacional segundo a direcção transversal
N_y		Número de pontos da malha computacional segundo a direcção longitudinal
p		Probabilidade de as partículas estarem em movimento
p		Probabilidade de não-excedência
p	[Pa]	Pressão
p_D	[Pa]	Pressão dinâmica
P_l	[$Jm^{-1}s^{-1}$]	Componente longitudinal do fluxo de energia na rebentação, por unidade de comprimento de linha de costa
P_x	[m]	Forças de pressão segundo a direcção transversal à praia
q	[m^2s^{-1}]	Caudal (por unidade de largura)
q	[m^2s^{-1}]	Taxa de transporte de sedimentos (por unidade de largura)
q_o	[m^2s^{-1}]	Fornecimentos de sedimentos provenientes do mar (por unidade de largura de praia)
q_b	[m^2s^{-1}]	Taxa de transporte por arrastamento junto ao fundo (por unidade de largura)
q_s	[m^2s^{-1}]	Fornecimentos de sedimentos provenientes de terra (por unidade de largura de praia)
q_s	[m^2s^{-1}]	Taxa de transporte longitudinal de sedimentos em suspensão (por unidade de largura transversal à praia)
q_t	[m^2s^{-1}]	Taxa de transporte transversal de sedimentos (por unidade de largura)
q_x	[m^2s^{-1}]	Fornecimentos exteriores de sedimentos (por unidade de largura de praia)
q_x	[m^2s^{-1}]	Taxa de transporte segundo a direcção transversal à praia (por unidade de largura)
q_y	[m^2s^{-1}]	Taxa de transporte segundo a direcção longitudinal à praia (por unidade de largura)
Q	[m^3s^{-1}]	Taxa de transporte longitudinal de sedimentos
Q_0	[m^3s^{-1}]	Taxa de transporte longitudinal de sedimentos junto a uma barreira
Q_{by}	[m^3s^{-1}]	Taxa de transporte de transposição de uma barreira (esporão)
Q_e	[m^3s^{-1}]	Taxa efectiva de transporte longitudinal
Q_n	[m^3s^{-1}]	Saldo do caudal sólido
Q_p	[m^3s^{-1}]	Taxa potencial de transporte longitudinal
Q_s	[kgs^{-1}]	Taxa de transporte longitudinal de massa submersa

Q_{smax}	[kgs^{-1}]	Taxa de transporte longitudinal de massa submersa associada à altura de onda máxima
Q_t	[m^{3}s^{-1}]	Caudal sólido total
Q_{vn}	[m$^{2.4}$]	Saldo do caudal sólido virtual
Q_{vt}	[m$^{2.4}$]	Caudal sólido virtual total
QN	[m^{3}s^{-1}]	Taxa de transporte longitudinal junto à fronteira Norte
QS	[m^{3}s^{-1}]	Taxa de transporte longitudinal junto à fronteira Sul
r	[m]	Coordenada radial num sistema de coordenadas polares
r		Coeficiente de correlação
R		Parâmetro de reflexão
Re		Número de *Reynolds*
Re_*		Número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos
Re_d		Número de *Reynolds* dos sedimentos (no contexto de geometria de formas de fundo)
Re_w		Número de *Reynolds* associado ao escoamento oscilatório
Ru	[m]	Limite de espraiamento máximo da onda
$Ru_{2\%}$	[m]	Limite de espraiamento máximo da agitação marítima
s		Densidade relativa dos sedimentos
S	[m]	Altura de espraiamento significativa
$S(f)$	[m^{2}s]	Ordenada espectral para a frequência f
$S(X_k)$		Posição gráfica do valor X_k da amostra da variável aleatória
$S(\omega_m, \theta_n)$	[m^{2}srad^{-1}]	Ordenada espectral para a frequência angular ω_m e para a direcção θ_n
$S(\sigma)$		Integral de *Fresnel*
S_*		Parâmetro equivalente ao número de *Reynolds* associado aos sedimentos
S_{inc}	[m]	Altura de espraiamento significativa associada às frequências características da agitação marítima
S_{lp}	[m]	Altura de espraiamento significativa associada às baixas frequências
S_{xx}	[Jm^{-2}]	Média temporal do fluxo total de momento horizontal segundo a direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical perpendicular à direcção de propagação da onda de superfície
S_{xy}	[Jm^{-2}]	Média temporal do fluxo total de momento horizontal segundo a direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical paralelo à direcção de propagação da onda de superfície
S_{yx}	[Jm^{-2}]	Média temporal do fluxo total de momento horizontal segundo a direcção perpendicular à direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical perpendicular à direcção de propagação da onda de superfície
S_{yy}	[Jm^{-2}]	Média temporal do fluxo total de momento horizontal segundo a direcção perpendicular à direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical paralelo à direcção de propagação da onda de superfície
Sa		Salinidade
Se	[m]	Comprimento efectivo de uma estrutura transversal
$Smax$		Parâmetro adimensional de dispersão máxima
St		Número de *Strouhal*
SK		Assimetria de uma função de distribuição de probabilidade
SPA	[m$^{1/3}$]	Parâmetro de *Dean*
$SPAC$		Número de iterações do modelo entre saída de resultados
t	[s]	Tempo
t_c	[anos]	Instante de construção de uma estrutura transversal
t_f	[s]	Tempo de queda das partículas sedimentares
t_m	[s]	Tempo morfológico
T	[s]	Período de onda
T_{02}	[s]	Período de onda médio estimado pelo método espectral
T_{ciclo}	[s]	Duração do sinal gerado pelo 'shift register' do sistema de geração de agitação, sem que haja repetição
T_f	[anos]	Tempo de enchimento de uma estrutura transversal

T_m	[s]	Período associado à componente m da agitação marítima
T_p	[s]	Período de onda de pico estimado pelo método espectral
$T_{retorno}$	[tempo]	Período de retorno
$\overline{T_s}$	[s]	Período de onda significativo médio estimado pelo método directo
$\overline{T_{s,t}}$	[s]	Período de onda significativo médio estimado pelo método directo em t anos
T_{sinal}	[s]	Duração do sinal amostrado
T_y	[N]	Forças devidas à tensão tangencial junto ao fundo
Te	[ºC]	Temperatura
$THTp$	[º]	Direcção média associada ao período de pico
T	[s]	Unidade fundamental de tempo
y	[m]	Coordenada longitudinal à praia
u	[tempo]	Taxa de amostragem da variável aleatória
u	[ms^{-1}]	Componente horizontal da velocidade do escoamento
u_*	[ms^{-1}]	Velocidade de corte (ou de atrito) junto ao fundo (associada a uma corrente estacionária)
u_{*m}	[ms^{-1}]	Valor médio da velocidade de corte (ou de atrito) junto ao fundo associada ao escoamento combinado onda-corrente
u_{*max}	[ms^{-1}]	Valor máximo da velocidade de corte (ou de atrito) junto ao fundo associada ao escoamento combinado onda-corrente
u_{*w}	[ms^{-1}]	Velocidade de corte (ou de atrito) junto ao fundo associada ao escoamento oscilatório
$\overline{U}$	[ms^{-1}]	Velocidade média do escoamento
U_b	[ms^{-1}]	Velocidade da corrente média de transporte junto ao fundo
U_j		Grandeza de um conjunto de unidades fundamentais
U_w	[ms^{-1}]	Amplitude da velocidade orbital associada ao escoamento junto ao fundo
$U_{w,cr}$	[ms^{-1}]	Valor crítico da amplitude da velocidade orbital associada ao escoamento junto ao fundo
$\vec{v}$	[ms^{-1}]	Velocidade do escoamento
V	[m^3]	Volume de sedimentos
V	[ms^{-1}]	Velocidade relativa do escoamento (em relação a um corpo submerso)
$\vec{V}$	[ms^{-1}]	Vector velocidade média em profundidade
$\overline{V}$	[ms^{-1}]	Velocidade média da corrente de deriva litoral
V_1	[ms^{-1}]	Velocidade média da corrente de deriva litoral adimensionalizada pela velocidade da corrente na rebentação na ausência de transferência de momento
V_a	[m]	Capacidade de retenção do esporão
V_x	[ms^{-1}]	Velocidade horizontal
V_y	[ms^{-1}]	Velocidade média da corrente de deriva litoral
V_{y0}	[ms^{-1}]	Velocidade média da corrente de deriva litoral, em função da profundidade, ignorando a transferência de momento
V_{yb0}	[ms^{-1}]	Velocidade média da corrente de deriva litoral, no local onde ocorre a rebentação, ignorando a transferência de momento
V_z	[ms^{-1}]	Velocidade vertical
w	[ms^{-1}]	Componente vertical da velocidade do escoamento
W_b	[N]	Peso dos blocos
We		Número de *Weber*
x	[m]	Coordenada transversal à praia
x	[m]	Distância à linha de costa segundo a direcção transversal à praia
x_0	[m^{3}s^{-1}]	Posição da linha de costa, junto a uma barreira
x_b	[m]	Distância entre o local onde ocorre a rebentação e a linha de costa
x_B	[m]	Posição imóvel do limite submerso do perfil
x_D	[m]	Posição da duna
x_L	[m]	Posição média da zona submersa do perfil

x_{LT}	[m]	Posição média da zona de transição entre a zona submersa e a zona intermédia do perfil
x_{qp}	[m]	Distância entre a sonda p e a sonda q
X_1	[m]	Coordenada adimensional
X_i		Grandeza física de uma classe
X_k		Valor da amostra da variável aleatória
z	[m]	Coordenada vertical (cota)
z_0	[m]	Cota do fundo do tanque
z_0	[m]	Comprimento de rugosidade junto ao fundo
z_{0f}	[m]	Componente do comprimento de rugosidade junto ao fundo (relacionada com as formas de fundo)
z_{0s}	[m]	Componente do comprimento de rugosidade junto ao fundo (relacionada com o atrito sobre a superfície dos grãos)
z_{0t}	[m]	Componente do comprimento de rugosidade junto ao fundo (relacionada com o transporte sedimentar)
Z_{in}		Coeficiente de *Fourier* da componente n da agitação irregular incidente, medido na sonda 1
Z_{rn}		Coeficiente de *Fourier* da componente n da agitação irregular reflectida, medido na sonda 1

Símbolos Gregos

α	[º]	Ângulo de incidência da onda num quebramar
α_j	[º]	Coeficiente de conversão de unidades
α_t	[º]	Ângulo entre o talude do manto resistente e a horizontal
β	[º]	Ângulo entre a face da praia e a horizontal
β	[º]	Ângulo de inclinação do fundo
β	[º]	Ângulo de orientação da praia
β_0	[º]	Ângulo de orientação da praia que conduz à anulação do saldo do caudal sólido
β_J		Função do parâmetro de reforço do pico no espectro de Jonswap
γ	[º]	Ângulo entre a direcção de incidência da onda e a coordenada angular num sistema de coordenadas polares
γ	[Nm^{-3}]	Peso volúmico do fluido
γ_b	[Nm^{-3}]	Peso volúmico dos blocos
γ_b		Índice de profundidade de rebentação
γ_s	[Nm^{-3}]	Peso volúmico dos sedimentos
$\gamma_s{}'$	[Nm^{-3}]	Peso volúmico submerso dos sedimentos
δ	[Nm^{-1}]	Tensão superficial do fluido
δ_p	[rad]	Diferença entre o ângulo de fase na sonda p e o ângulo de fase na sonda 1
Δh	[m]	Variação do nível médio da superfície livre
$\Delta_{n,p}$	[rad]	Diferença de fase para a componente n da agitação irregular incidente entre a sonda p e a sonda 1
Δp	[Pa]	Variação de pressão
Δt_a	[s]	Intervalo de amostragem
Δx	[m]	Distância ao ponto de rebentação
Δx	[m]	Espaçamento transversal
Δy	[m]	Espaçamento longitudinal entre perfis transversais
Δf	[Hz]	Resolução em frequência
$\Delta\omega$	[$rads^{-1}$]	Resolução em frequência angular
$\Delta\theta$	[º]	Resolução em direcção
ε	[Nm^{-2}]	Módulo de elasticidade de volume do fluido
ε_{e1}		Medida de baixa ordem da largura espectral
ε_{e2}		Medida da largura espectral
ϵ	[m^2s^{-1}]	Coeficiente de viscosidade turbulenta
$\bar{\epsilon}$	[$Jm^{-3}s^{-1}$]	Energia média dissipada por unidade de volume

ϵ_{mn}	[rad]	Fase aleatória da elevação da superfície livre
ζ	[m]	Elevação média da superfície livre (num período das ondas individuais de longo período)
ζ	[m]	Altura de 'ripples'
η	[m]	Elevação da superfície livre
η_0	[m]	Nível de repouso da superfície livre
η_p	[m]	Elevação da superfície livre na sonda p
$\eta_p{}^{med}$	[m]	Elevação da superfície livre medida na sonda p
θ	[º]	Ângulo de incidência da onda
θ		Parâmetro crítico de *Shields* (associado a uma corrente estacionária)
θ_m		Valor médio do parâmetro crítico de *Shields* associado ao escoamento combinado onda-corrente
θ_{max}		Valor máximo do parâmetro crítico de *Shields* associado ao escoamento combinado onda-corrente
θ_0	[º]	Ângulo de incidência da onda ao largo
θ_0		Parâmetro crítico de *Shields*
$\theta_0{}'$	[º]	Rumo da onda ao largo
θ_b	[º]	Ângulo de incidência da onda em relação a uma linha de referência junto à rebentação
θ_c		Parâmetro crítico de *Shields*
$\theta_{c,i}$		Parâmetro crítico de *Shields* num fundo inclinado
θ_e	[º]	Ângulo efectivo de incidência da onda junto à rebentação
θ_f	[º]	Ângulo de incidência da onda para a profundidade de fecho
θ_{lb}	[º]	Orientação da linha de rebentação, medida em relação ao eixo Norte-Sul, no sentido anti-horário
θ_{lc}	[º]	Orientação da linha de costa em relação a uma linha de referência
θ_{maxb}	[º]	Ângulo de incidência da onda em relação à direcção normal à praia junto à rebentação associado à altura de onda máxima
θ_n		Ângulo de incidência da componente n da agitação irregular em relação à direcção normal
θ_w		Parâmetro de *Shields* associado ao escoamento oscilatório
θ_{wc}		Parâmetro de *Shields* associado ao escoamento oscilatório
θ_{xy}	[º]	Coordenada angular num sistema de coordenadas polares
λ	[m]	Comprimento de 'ripples'
λ_a		Escala da grandeza física genérica a (em hidráulica)
λ_p	[m]	Distância entre a sonda p e a sonda 1
ν	[m^2s^{-1}]	Viscosidade cinemática do fluido
ν_T	[m^2s^{-1}]	Viscosidade turbulenta do escoamento
μ	[$kgm^{-1}\ s^{-1}$]	Viscosidade dinâmica do fluido
μ_e	[m^2s^{-1}]	Coeficiente de transferência de momento ou de mistura horizontal
ξ		Parâmetro de rebentação (número de *Irribarren*)
ξ_0		Parâmetro de rebentação, em função das características da agitação marítima ao largo
ξ_b		Parâmetro de rebentação, em função das características da agitação marítima na rebentação
$\xi_{n,p}$	[rad]	Diferença de fase para a componente n da agitação irregular reflectida entre a sonda p e a sonda 1
π_m		Parâmetros adimensionais
ρ	[kgm^{-3}]	Massa volúmica do fluido
ρ'		Densidade relativa de massa submersa
ρ_b	[kgm^{-3}]	Massa volúmica dos blocos
ρ_s	[kgm^{-3}]	Massa volúmica dos sedimentos
σ		Parâmetro no espectro de *Jonswap*
σ		Limite dos integrais de *Fresnel*
σ'		Limite dos integrais de *Fresnel*
σ_n	[$rads^{-1}$]	Frequência da componente n da agitação irregular no contexto da análise de reflexão)
σ_s	[m]	Desvio-padrão associado à altura de onda significativa média

τ	[Nm^{-2}]	Tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo
τ_0	[Nm^{-2}]	Valor médio da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo associado a uma corrente estacionária
τ_{0f}	[Nm^{-2}]	Componente do valor médio da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo associado a uma corrente estacionária relacionada com as variações de pressão devidas à ocorrência de formas de fundo
τ_{0s}	[Nm^{-2}]	Componente do valor médio da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo associado a uma corrente estacionária relacionada com relacionada com o atrito sobre a superfície dos grãos
τ_{0t}	[Nm^{-2}]	Componente do valor médio da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo associado a uma corrente estacionária, relacionada com o transporte sedimentar causado pela transferência de momento na mobilização das partículas sedimentares
τ_b	[Nm^{-2}]	Tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo
τ_{by}	[Nm^{-2}]	Tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo segundo a direcção longitudinal
τ_m	[Nm^{-2}]	Valor médio da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo associada ao escoamento combinado onda-corrente
τ_{max}	[Nm^{-2}]	Valores máximos da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo associada ao escoamento combinado onda-corrente
τ_w	[Nm^{-2}]	Tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo associada ao escoamento oscilatório
φ_p	[rad]	Ângulo de fase na sonda p
ϕ	[rad]	Diferença de fase entre a onda incidente e a onda reflectida
ϕ		Unidade de medida do diâmetro dos sedimentos, utilizada convencionalmente por sedimentologistas
ϕ		Ângulo de repouso dos sedimentos sobre um fundo plano.
ϕ_k		Percentil k
Φ_b		Parâmetro adimensional da taxa de transporte por arrastamento
ψ		Parâmetro de mobilidade
Ψ		Parâmetro adimensional
$\Psi_{in,p}$	[rad]	Fase da componente n da agitação irregular incidente na sonda p
$\Psi_{rn,p}$	[rad]	Fase da componente n da agitação irregular reflectida na sonda p
ω	[ms^{-1}]	Velocidade de queda dos sedimentos
ω	[rads^{-1}]	Frequência angular
ω_m	[rads^{-1}]	Frequência angular associada à componente m da agitação marítima
ω_{s0*}		Velocidade de queda adimensional dos sedimentos
Ω		Distorção geométrica

Abreviaturas

ADCP ---------- 'Acoustic Doppler Current Profiler'
APC ---------- Areão – Poço da Cruz
BM ---------- Baixa-Mar
PM ---------- Preia-Mar
CEHIDRO ----- Centro de Estudos de Hidrossistemas do IST
COMIBBS ----- 'Composite Modeling of the Interaction between Beaches and Structures'
CHL ---------- 'Coastal and Hydraulics Laboratory, USAERDC'
CNV ---------- Costa Nova - Vagueira
DEC ---------- Departamento de Engenharia Civil da FEUP
DGPS ---------- 'Differential Global Positioning System'
2DH ---------- '2 D Horizontal'
DTU ---------- 'Danmarks Tekniske Universitet'
ECMRWF ----- 'European Centre for Medium-Range Weather Forecasts'
EOF ---------- 'Empirical Orthogonal Function'
FCT ---------- Fundação para a Ciência e a Tecnologia
FEUP ---------- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FFT ---------- 'Fast Fourier Transform'
FRF ---------- 'Field Research facility, US Army Corps of Engineers'
IH ---------- Instituto Hidrográfico da Marinha Portuguesa
IHRH ---------- Instituto Hidráulico e Recursos Hídricos da FEUP
IGP---------- Instituto Geográfico Português
INAG ---------- Instituto Nacional da Água
INE---------- Instituto Nacional de Estatística
IST ---------- Instituto Superior Técnico
LEMC --------- Laboratório de Ensaios em Materiais de Construção da SMC do DEC da FEUP
LH---------- Laboratório de Hidráulica da SHRHA do DEC da FEUP
LNEC---------- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LSTF---------- 'Large-Scale Laboratory Facility for Sediment Transport Research, CHL, USAERDC'
LTC---------- 'Long-Term Configuration'
MDT ---------- Modelo Digital de Terreno
NM---------- Nível Médio da água do mar
PCM ---------- Poço da Cruz - Mira
PDM ---------- Planos Directores Municipais
PIV---------- 'Particle Image Velocimetry'
RAN ---------- Reservas Agrícolas Nacionais
REN---------- Reservas Ecológicas Nacionais
RN ---------- Reservas Naturais
SEPLAT------- Cartografia dos Sedimentos Superficiais na Plataforma Continental Portuguesa
SHRHA ------- Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do DEC da FEUP
SIG---------- Sistema de Informação Geográfica
SMC ---------- Secção de Materiais de Construção do DEC da FEUP
SRES ---------- 'Special Report on Emission Scenarios'
SWAN--------- 'Simulating WAves Nearshore'
TIN---------- 'Triangular Irregular Networks'
UA ---------- Universidade de Aveiro
UE---------- União Europeia
UPC---------- 'Universitat Politècnica de Catalunya'
USACE-------- 'US Army Corps of Engineers'
USAERDC---- 'US Army Engineer, Research and Development Center'
VA ---------- Vagueira - Areão
WAM---------- 'Wave Analysis Model'
ZH---------- Zero Hidrográfico

1

INTRODUÇÃO

As zonas costeiras são as regiões onde se fazem sentir as acções energéticas do mar, constituindo, em geral, o obstáculo sobre o qual as ondas de superfície acabam por dissipar a maior parte da energia, que lhes foi transferida por acção do vento, essencialmente, através do complexo processo que é a rebentação. Em resposta à acção do mar estas regiões de interface vão evoluindo morfologicamente, através de mecanismos complexos de interacção mutuamente dependentes. Os ambientes costeiros podem ser vistos como sistemas dinâmicos altamente não-lineares, em que o seu estado futuro depende do seu estado presente, podendo pequenas modificações reflectir-se em percursos de evolução completamente distintos.

O aumento global da fixação das populações nas zonas costeiras e o consequente desenvolvimento das actividades económicas e sociais têm dado origem a uma multiplicação de intervenções humanas sobre estes sistemas, cada vez mais invasivas. A erosão costeira é já um problema generalizado, ao qual estão associados custos elevados, sendo inúmeras as frentes urbanas em risco. As alterações climáticas, que integram a subida generalizada do nível médio da água do mar e a previsível alteração nas frequências de rumos, períodos e alturas de onda e do regime de temporais, resultam num risco acrescido de erosão e inundação. Esta situação requer particular atenção por parte das entidades decisoras para a efectivação de acções sustentadas. Nos últimos anos, a comunidade científica internacional tem desenvolvido especial esforço na investigação de aspectos que possam contribuir para a compreensão, de forma qualitativa ou quantitativa, do comportamento e evolução a médio e longo prazo das zonas costeiras, de modo a que os instrumentos de planeamento das zonas costeiras tenham bases científicas que justifiquem as opções a tomar.

A evolução das zonas costeiras a médio e longo prazo (não só o comportamento da linha de costa e das áreas adjacentes, como também de sistemas mais complexos como estuários, lagunas e enseadas) depende de numerosos factores, entre os quais se destacam as características físicas do meio (batimetria, morfologia e geologia), a influência humana (obras de defesa costeira, operações de dragagem, alimentação artificial), as acções hidrodinâmicas (variação do nível médio da água do mar, agitação marítima) e o transporte sedimentar. Tratando-se de um sistema dinâmico não linear multi-escala o seu comportamento pode ser imprevisível, e ainda que o não seja, a validação de simulações da evolução das zonas costeiras a médio e longo prazo não é uma consequência directa da validação das simulações dos processos hidrodinâmicos. Apesar do esforço científico que tem sido dedicado a esta problemática, os estudos quantitativos apresentam ainda incertezas associadas com apreciáveis ordens de grandeza.

Num contexto em que é crescente a relevância da capacidade de previsão dessa evolução, os modelos numéricos assumem um importante papel. Apesar de existirem já alguns modelos que permitem simulações do comportamento costeiro a escalas temporais históricas, estes estão obviamente limitados pelo nível do conhecimento, condicionado a escalas de tempo hidrodinâmicas. Os modelos numéricos permitem que se sigam abordagens dedicadas ao estudo de determinados processos, que retirados do complexo problema global, possam ser clarificados, reformulados e posteriormente integrados, contribuindo para avanços ao nível do conhecimento geral. Adicionalmente, podem ser utilizados como ferramentas de cálculo, que convenientemente calibradas e verificadas, podem dar resposta a problemas específicos. No âmbito da modelação da evolução costeira a médio e longo prazo existe muito trabalho de investigação desenvolvido, ainda que de uma forma dispersa e algo eclética. Destacam-se como abordagens que terão permitido desenvolvimentos mais consistentes: a dos modelos de linha de costa (Hanson e Kraus, 1989) e a relacionada com estados de equilíbrio de um sistema, aplicada ao perfil de praia (Dean, 1991) e a enseadas (O'Brien, 1969, Bruun e Gerritsen, 1960). Para que haja confiança na sua aplicação é fundamental que sejam complementados com uma componente de observação no campo. De facto, os dados têm um papel central nas diferentes fases da

modelação da evolução costeira a médio e longo prazo. Inicialmente, são fundamentais para a identificação dos fenómenos e mecanismos de interesse e para a formulação de hipóteses e conceitos, que devem posteriormente ser validados no protótipo. Posteriormente são também necessários para a calibração e verificação de cada aplicação específica. Finalmente, permitem a optimização do desempenho do modelo operacional, através de técnicas de assimilação.

A presente dissertação pretende contribuir para o conhecimento da evolução a médio e longo prazo da fisiografia da costa Noroeste Portuguesa, onde os balanços de massas sedimentares evidenciam predominância de erosão, em alguns locais bastante crítica, em particular em zonas arenosas de baixa altitude sujeitas a um elevado nível energético de agitação marítima. O seu desenvolvimento centra-se no aperfeiçoamento de um modelo numérico de evolução da linha de costa, no sentido de aprofundar o conhecimento dos processos físicos descritos e aumentar a confiança na sua aplicação a situações reais, estabelecendo intervalos de valores com significado físico para os parâmetros morfodinâmicos de calibração. A sua concretização requeria observações e/ou medições, efectuadas no campo e/ou em laboratório. Porém, as observações no campo de parâmetros relacionados com a evolução morfológica junto à zona de rebentação são praticamente inexistentes, pois são proibitivamente caras e tecnicamente difíceis de obter, especialmente em zonas costeiras bastante energéticas, como é o caso da costa Noroeste Portuguesa. Recorreu-se à modelação física para o estudo da evolução do perfil transversal de praia sob acção de diferentes condições de agitação marítima, apesar da complexidade e incerteza associadas aos modelos costeiros tridimensionais com fundos móveis e da dificuldade que existe em reproduzir processos sedimentares e morfológicos a médio prazo em laboratório. A experiência adquirida na realização deste tipo de modelo poderia permitir o desenvolvimento de soluções que, de outra forma, não seriam equacionadas, e que, por sua vez, poderiam contribuir para o avanço do nível de conhecimento dos processos analisados. Assim, os trabalhos conducentes à preparação da dissertação seguiram múltiplas abordagens: teórica, para actualização e implementação de formulações, para optimização de métodos de cálculo e obtenção de técnicas de síntese de dados; experimental e de campo, para obtenção de dados físicos para validação, calibração e verificação do comportamento do modelo numérico, especialmente no que concerne à evolução do perfil transversal de praia; numérica, de avaliação do desempenho do modelo e aplicação do mesmo a casos de estudo na costa Noroeste Portuguesa e a situações genéricas que permitam um aumento do conhecimento da resposta hidrodinâmica e morfológica a intervenções costeiras.

2

ENQUADRAMENTO GERAL DO TEMA

"The research underpinning the prediction methodology (of coastal behavior) should make use of all resources available, i.e. field observations (process-oriented campaigns and monitoring programs, but also historical and geological reconstructions), laboratory work (process-oriented experiments and integral morphological experiments under controlled conditions), numerical modeling and behavior analyses of idealized models", de Vriend, 2003.

2.1. DINÂMICA COSTEIRA, EVOLUÇÃO MORFOLÓGICA DE PRAIAS E ALTERAÇÕES CLIMÁTICAS

As zonas costeiras, e em particular as praias, são sistemas dinâmicos não lineares, cuja evolução a médio e longo prazo é complexa. Com efeito, numa dada altura uma praia pode estar a sofrer modificações rápidas devidas a uma perturbação de curta duração, como um temporal de Inverno, de cuja acção poderá recuperar durante períodos em que os estados de mar sejam menos severos, mantendo um certo equilíbrio. Em simultâneo, podem estar a ocorrer alterações mais lentas, por exemplo devidas à subida do nível médio da água do mar, ou à passagem por um dos estados morfológicos que eventualmente se repetem a escalas temporais de anos ou décadas, constituindo o equilíbrio dinâmico da praia. A qualquer momento, podem também ocorrer situações excepcionais (e.g. tsunamis) que podem originar modificações morfológicas irreversíveis. Assim, as zonas costeiras são geomorfologicamente dinâmicas, respondendo às alterações dos efeitos naturais e antropogénicos que ocorrem a diversas escalas. Entre os principais factores naturais que actuam sobre o ambiente costeiro incluem-se a agitação marítima, os ventos, as marés, as sobre-elevações de origem meteorológica e as descargas dos rios, enquanto as solicitações causadas pelo homem resultam da exploração dos recursos, da construção de estruturas e da poluição.

Um dos maiores desafios na compreensão da evolução da morfologia costeira, e em particular das praias, é a capacidade de identificar e separar os processos que dão origem a uma determinada alteração morfológica. Uma abordagem possível para este problema é o agrupamento dos processos em termos de escalas temporais e espaciais de resposta da praia, por exemplo, a curto, médio e longo prazo (Stive *et al.*, 2002), Figura 2.1.

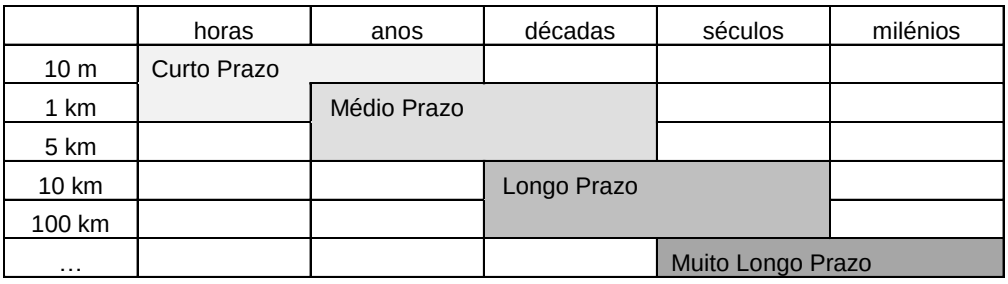


Figura 2.1. Escalas temporais e espaciais de resposta de praias.

De facto, os processos morfodinâmicos são caracterizados por diferentes escalas. Durante um temporal, as ondas e as correntes induzem deformações da linha de costa ou do perfil transversal de praia. Ao longo de décadas as perturbações induzidas pelos diferentes temporais representam variações de elevada frequência em torno de uma tendência. Por sua vez, os factores que condicionam esta tendência são imperceptíveis a escalas temporais pequenas. Com efeito, a variação do nível médio da água do mar não influencia o transporte sedimentar que ocorre durante um evento único de temporal (Leont'yev, 2003).

Os processos que resultam em alterações a curto e médio prazo são relativamente bem conhecidos, uma vez que são facilmente observáveis e estudadas há muito tempo. Alguns dos processos e mecanismos que dão origem a modificações de curto prazo são presentemente áreas de investigação (por exemplo, a relação entre as formas de fundo e o transporte de sedimentos junto à zona de rebentação, van Rijn *et al.*, 2007). Processos e respostas morfológicas que ocorrem a escalas tão pequenas podem não ser observáveis nos ambientes naturais, apenas sendo possível a sua observação à luz das novas tecnologias (por exemplo, o transporte sedimentar intenso que ocorre numa camada

laminar junto ao fundo, com uma espessura de apenas alguns centímetros é apenas mensurável em laboratório (e.g. Nielsen, 2006)). Além disso, a sua importância para a evolução morfológica a maiores escalas pode não ser ainda adequadamente reconhecida.

As alterações de curto prazo na morfologia de praias (10 m a 1 km; horas a anos) incluem a resposta instantânea à acção directa de ondas, correntes, marés e sobre-elevações de origem meteorológica, bem como, às alterações sazonais da zona de rebentação entre períodos de maior e menor severidade de mar. É bem conhecido o exemplo clássico da sazonalidade do perfil transversal de praia, observando-se um perfil caracterizado por um maior declive e uma berma em períodos de menor severidade (perfil normal ou de acreção) e um perfil mais dissipativo, com menor declive, resultante da acção de condições de agitação marítima mais energéticas (perfil de temporal ou de erosão) (Komar, 1998). Esta sazonalidade não é universal, dependendo do regime regional de agitação marítima. Nas praias expostas da costa Noroeste Portuguesa pode encontrar-se esta sazonalidade. A título ilustrativo, apresenta-se na Figura 2.2 uma série de perfis transversais de praia medidos na praia do Areão entre Junho de 2001 e Dezembro de 2003, período de tempo durante o qual foi construída uma estrutura curvilínea transversal à praia (concluída em Fevereiro de 2003), a barlamar da zona de medição. Até à construção da estrutura os perfis medidos evidenciam variações sazonais, alternando entre um perfil caracterizado pela existência de uma berma e um declive da face da praia mais acentuado no Verão marítimo (Abril a Setembro) e um perfil mais dissipativo no Inverno (Outubro a Março do ano seguinte). Durante o primeiro ano, após a construção da estrutura, a praia a sotamar da sua zona de implantação recua de forma acentuada e o perfil mantém uma forma dissipativa permanente.

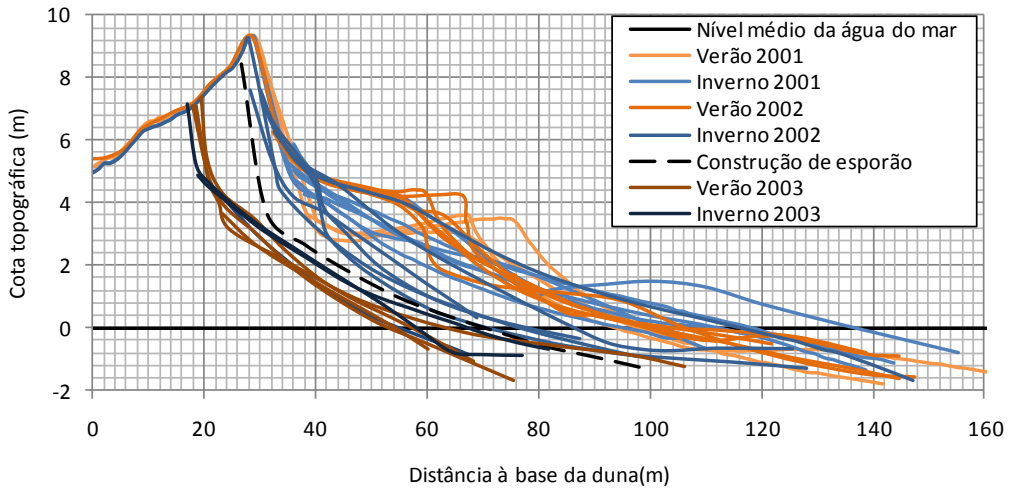


Figura 2.2. Perfis transversais medidos na praia do Areão (no âmbito do Projecto CROP - Processos Transversais em Ambientes Contrastantes. PDCTM1999MAR15265), localizada no sector costeiro entre Ovar e Marinha Grande, entre Junho de 2001 e Dezembro de 2003, que engloba o período de construção de uma estrutura transversal curvilínea (concluída em Fevereiro de 2003) a barlamar da zona de medição.

Esta variabilidade sazonal reflecte-se na posição da linha de costa podendo observar-se recuos acentuados (erosão) em períodos de temporal, que alternam com uma recuperação (acreção) mais lenta praticamente contínua, em períodos de calma. Um exemplo desta dinâmica foi apresentado em Stive *et al.*, 2002, retirado de List e Farris, 1999 (Figura 2.3).

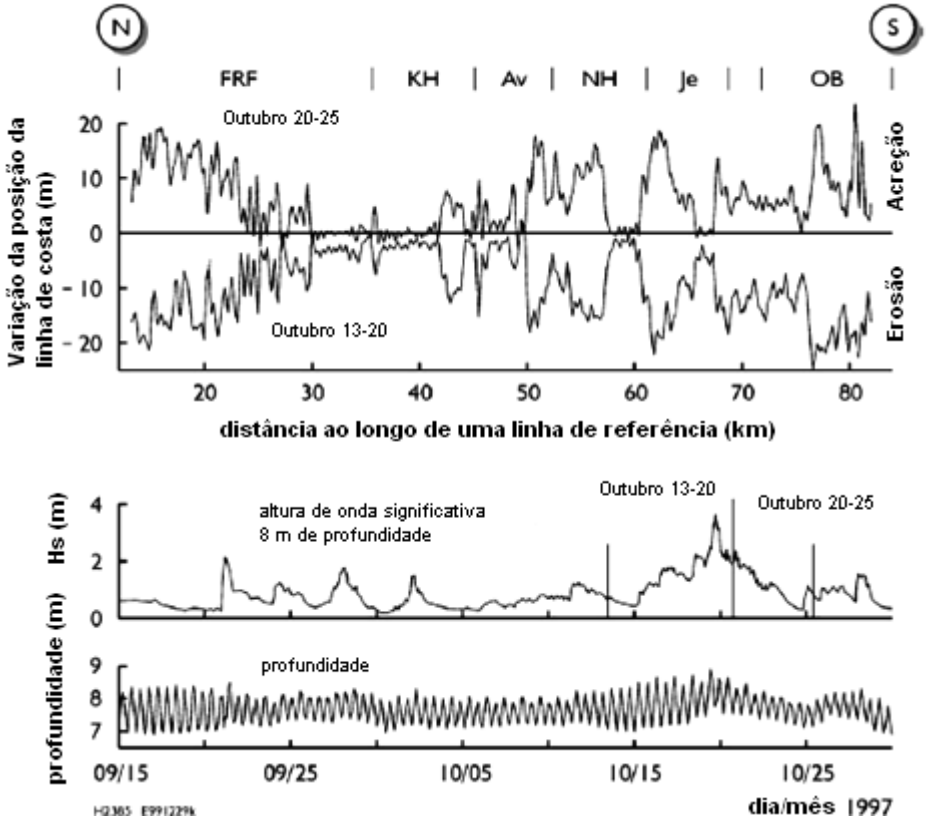


Figura 2.3. Conjunto de observações no campo de um episódio de erosão (13 – 20 Outubro 1997) e da subsequente recuperação da praia (20 – 25 Outubro 1997) ao longo da costa de 'North Carolina' (List e Farris, 1999).

A imagem foi produzida a partir de resultados de campanhas de campo realizadas ao longo da costa Este dos EUA, numa zona de praia exposta localizada na vizinhança da FRF ('Field Research Facility', 'US Army Corps of Engineers') em Duck, Carolina do Norte, EUA. Na parte superior da imagem está representada a posição da linha de costa, medida em relação a uma linha de referência ao longo de 80 km de costa. Na parte inferior do gráfico apresenta-se o recuo da posição da linha de costa durante um episódio erosivo (13 – 20 Outubro), enquanto na parte superior se apresenta a posição da linha de costa da praia em recuperação num período subsequente de calma (20 – 25 Outubro). Na parte inferior da imagem é apresentada a altura de onda significativa e o nível da água do mar medidos sobre uma profundidade média de 8 m. O exemplo é elucidativo pela quase completa reversibilidade da situação erosiva. As principais modificações que ocorrem a esta escala são consequência dos padrões de transporte sedimentar induzidos por ondas e correntes junto à zona de rebentação. As intervenções de defesa costeira, como a alimentação artificial com areias ou a construção de estruturas, interferem com estes padrões.

A médio prazo (1 km a 5 km; anos a décadas) exemplos de modificações importantes da morfologia de praias são a dinâmica de barras submersas e de crescentes de praia ou a recuperação de um temporal excepcional. A esta escala, a previsão da evolução da linha de costa é habitualmente consistente com os fluxos dos volumes de sedimentos em transporte. Essas variações são essencialmente devidas ao transporte longitudinal sólido induzido pela obliquidade da agitação marítima na dissipação de energia sobre a praia. A variabilidade inter-anual do regime de agitação marítima influencia as modificações da praia que ocorrem a esta escala. Outras respostas de médio prazo estão relacionadas com questões de disponibilidade sedimentar, tais como as que resultam das

flutuações dos caudais sólidos de rios. As estruturas costeiras de grande envergadura também condicionam a evolução da configuração da praia a esta escala (Stive *et al.*, 2002).

Variações a maiores escalas (10 km a 100 km; décadas a séculos) ocorrem habitualmente em consequência de descontinuidades espaciais do transporte longitudinal (Horikawa, 1988). As variações de longo prazo revelam também os efeitos de subida do nível médio da água do mar e de alterações do clima de agitação e os impactos negativos da erosão que resultam da ausência de uma gestão costeira adequada.

A erosão costeira é um problema generalizado, ao qual estão associados custos elevados, sendo inúmeras as frentes urbanas em risco. Os eventuais efeitos das alterações climáticas podem amplificar os problemas crónicos de erosão a médio e longo prazo. O provável aumento de ocorrência de eventos extremos (Meehl *et al.*, 2007) poderá acentuar os períodos de erosão e possivelmente de inundações costeiras, colocando zonas de baixas altitudes em risco. A alteração da altura de onda média anual ou da sua direcção terão implicações directas nas taxas anuais de transporte sólido longitudinal, sendo de prever que maiores ondas venham a resultar num aumento da erosão. A subida do nível médio da água do mar terá impactos directos na perda de território, mas também indirectos, relacionados com o assoreamento das zonas costeiras. Em resposta a uma subida do nível médio da água do mar, o fundo de estuários, enseadas e lagunas tem tendência a elevar-se de forma a manter o equilíbrio. Os sedimentos são habitualmente retirados da costa exposta, em quantidades cerca de uma ordem de grandeza superior ao previsto pela regra de *Bruun* (Woodworth e Blackman, 2004). Uma diminuição da precipitação, com um aumento provável do número e duração de episódios de seca, pode resultar na redução dos caudais sólidos de rios que fornecem sedimentos à costa (Nicholls *et al.*, 2007).

2.2. ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DA MORFOLOGIA COSTEIRA A MÉDIO E LONGO PRAZO

A evolução costeira é o resultado de diversos processos morfodinâmicos que ocorrem a diferentes escalas espaciais e temporais, verificando-se um ajustamento topo-hidrográfico em resposta aos movimentos sedimentares induzidos sobre o fundo por ondas e correntes. Por sua vez, as modificações do fundo interagem com ondas e correntes que afectarão o transporte sedimentar e eventualmente a morfologia do fundo. O sistema morfodinâmico representa, portanto, uma cadeia de interacções com 'feedback' que pode ser positivo ou negativo. Se for negativo actua no sentido da auto-regulação do sistema, tentando manter o equilíbrio. Se for positivo actua no sentido da auto-organização do sistema até que este atinja um determinado estado-limite, após o qual o sistema procurará um novo equilíbrio (Leont'yev, 2003). A evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo pode ser encarada como um processo estocástico (a uma ou duas dimensões), para a caracterização do qual os dados têm um papel fundamental. Os resultados de simulações numéricas constituem quando muito uma realização do processo, cuja interpretação e verificação pressupõe a análise de um determinado número de parâmetros que se considerem relevantes. Portanto, a validação dos modelos e a generalização dos seus resultados apenas pode resultar de abordagens agregadas de resultados de modelos e de dados de campo (de Vriend *et al.*, 1993a). Neste contexto, são fundamentais as técnicas de síntese e análise de dados (e.g. estatística, funções empíricas ortogonais, análise de padrões, análise de sinais, redes neuronais) e de simplificação dos modelos no sentido de dar resposta a um problema específico, preservando apenas os aspectos fundamentais na sua formulação. Os modelos podem ser baseados na descrição dos processos considerados relevantes, sendo a representação de cada processo definida em função do nível de detalhe pretendido e do nível do conhecimento. Larangeiro, 2007, refere que a selecção e a representação dos processos considerados relevantes em cada situação, envolve ainda um certo grau de subjectividade, o que explica a grande variedade de conceitos e modelos que derivaram

da modelação matemática baseada na física dos processos. Da abordagem numérica da evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo não se podem esperar previsões exactas da evolução da topo-hidrografia, quanto mais não seja porque os mecanismos que dão origem a essa evolução não estão ainda claramente compreendidos, mesmo à escala hidrodinâmica, ou não é ainda claramente reconhecida a sua importância nas alterações a longo prazo da morfologia costeira. Surge assim o conceito de modelação orientada para o comportamento, resultante da integração do conhecimento proveniente das duas fontes em dinâmica costeira: os princípios físicos elementares conhecidos, essencialmente relacionados com os processos que ocorrem à escala hidrodinâmica, e as observações no campo do comportamento de parâmetros relevantes a médio e longo prazo.

2.2.1. MODELOS NUMÉRICOS

Na maioria dos modelos morfodinâmicos a variação local da topo-hidrografia é governada pela equação da continuidade (ou de conservação da massa) para o transporte sedimentar:

$$\frac{\partial \mathrm{h}}{\partial \mathrm{t}} = \frac{\partial \mathrm{q_x}}{\partial \mathrm{x}} + \frac{\partial \mathrm{q_y}}{\partial \mathrm{y}}, \tag{2.1}$$

em que h representa a profundidade da água, t o tempo, q_x e q_y as taxas de transporte sólido (por unidade de largura segundo a direcção perpendicular à da componente de transporte) e os eixos coordenados Ox e Oy são perpendiculares e paralelos à costa, respectivamente.

Na equação anterior, as variações da profundidade local são função dos gradientes espaciais das taxas de transporte. As contribuições da componente transversal e da componente longitudinal dependem, entre outros aspectos, da escolha das escalas temporais e espaciais dos processos em análise. Por exemplo a evolução a médio e longo prazo de zonas costeiras onde existem estruturas transversais é principalmente influenciada pelos gradientes de transporte sólido longitudinal. Em contraste, a variação da posição da linha de costa durante um temporal depende essencialmente dos gradientes de transporte sólido transversal (Leont'yev, 2003).

Os modelos de evolução da morfologia costeira podem ser classificados em três categorias principais: modelos de evolução de praias, modelos de perfil de praia e modelos de linha de costa (Soulsby, 1997).

Os modelos de evolução de praias incluem modelos totalmente 3D, mas também modelos simples que são meras extensões de modelos 1D. Os modelos baseados nos processos mais utilizados são os modelos 2DH. Estes modelos podem ser utilizados em aplicações de curto e médio prazo (de 1 tempestade a 1 ano), mas são computacionalmente dispendiosos e requerem conjuntos de dados pormenorizados para a sua verificação. Utilizam correntes médias em profundidade (não considerando a estrutura vertical do escoamento) num esquema 2DH, para determinar o transporte sedimentar e a evolução da morfologia da praia. Exemplos deste tipo de modelo são os desenvolvidos por *Deltares* (de Vriend *et al.*, 1993b) *Danish Hydraulic Institute* (Broker, 1995; Broker *et al.*, 1995) ou *HR Wallingford* (Price *et al.*, 1995). Estes modelos são compostos por uma série de módulos que descrevem os processos individuais intervenientes na evolução da morfologia costeira (Figura 2.4). Em geral, nos modelos de evolução costeira devem ser especificados como dados de entrada: a topo-hidrografia inicial da área de estudo, os parâmetros caracterizadores da agitação marítima nas fronteiras do domínio computacional, as propriedades do material do fundo e o nível médio da água do mar. Em cada iteração do modelo são calculadas as distribuições em planta dos parâmetros caracterizadores da agitação marítima (incluindo empolamento, refracção, dissipação de energia e eventualmente difracção), das correntes de circulação costeira, do transporte de massa junto ao fundo e das taxas de transporte, sendo, por fim, efectuada uma actualização de cotas através da equação (2.1).

Para tal são resolvidas numericamente as equações que governam os processos (energia, momento e balanço de massa) utilizando esquemas de diferenças finitas sobre uma malha que cobre o domínio computacional, com uma resolução tipicamente entre 1 m e 100 m (Leont'yev, 2003).

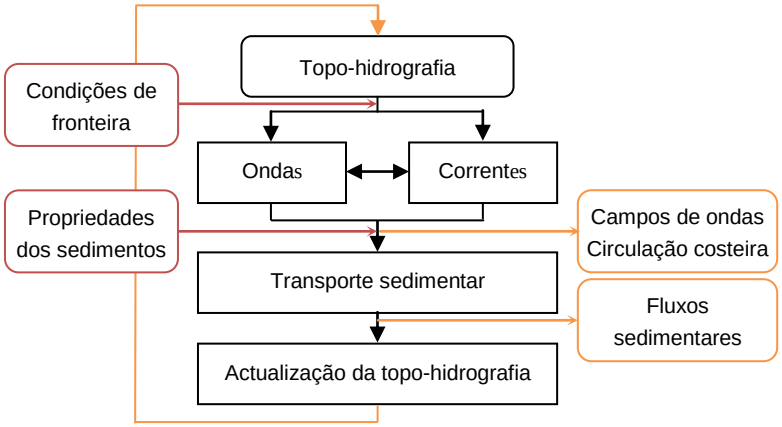


Figura 2.4. Estrutura típica dos modelos 2DH de evolução costeira (adaptado de Roelvink, 2006).

Estes modelos foram bastante desenvolvidos nos últimos anos, no sentido de se tornarem mais robustos, tendo sido ultrapassados alguns problemas de instabilidade e de interacção entre módulos, de forma a poderem ser utilizados em aplicações práticas (Roelvink, 2006). Uma das questões chave para que estes modelos possam ser aplicados em simulações com horizontes temporais mais alargados, é o desenvolvimento de uma estratégia, que permita a transição entre os processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar, com escalas de horas a dias, e as actualizações morfológicas, que ocorrem a escalas muito mais longas. Roelvink, 2006, apresenta uma série de estratégias para a actualização morfodinâmica (‘tide averaging’, ‘continuity correction’, método ‘RAM’) aplicando com sucesso um novo método a um complexo estuário de maré.

Nos modelos 2DH o transporte sedimentar, mesmo na zona de rebentação, é representado segundo a direcção da corrente média integrada em profundidade. Zyserman e Johnson, 2002, apresentam um modelo quasi-3D que, resultando de uma extensão de um modelo 2DH, permite uma descrição quasi-3D do escoamento médio e do transporte sedimentar na vizinhança de estruturas transversais. Esta descrição permite o cálculo das taxas de transporte transversal e longitudinal e a avaliação simultânea da evolução do perfil transversal e da área em planta. O esquema de actualização de cotas é também melhorado, permitindo uma extensão da sua aplicação a maiores escalas. Os mesmos autores referem a existência de modelos 3D, que incluem a descrição detalhada da elevação da superfície livre, baseados na obtenção de soluções para as equações de Navier–Stokes, capazes de simular processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar complexos na vizinhança de estruturas (e.g. Christensen e Deigaard, 2001). Como inconveniente referem a sua exigência em termos computacionais, que ainda não permite a sua extensão a simulações morfológicas, sugerindo a utilização destes modelos na definição de descrições parametrizadas dos escoamentos complexos que ocorrem na vizinhança de estruturas, para integração nos modelos 2DH ou quasi-3D.

Os modelos de perfil de praia simulam a evolução a curto prazo da variação do perfil transversal de praia em resultado do transporte transversal de sedimentos, sendo omissos os processos longitudinais ou descritos de uma forma muito simplificada. Este tipo de modelo tem tido aplicação na descrição da erosão causada por condições severas de agitação marítima e do ajustamento inicial do enchimento de praias com areias, sob acção da agitação marítima. Os modelos baseados nos processos calculam a

transformação das ondas e as médias temporais das velocidades ao longo do perfil. Exemplos destes modelos são o UNIBEST (Stive e Battjes, 1984, Roelvink *et al.*, 1995) e o LITCROSS (Brøker Hedegaard *et al.*, 1991). Existem muitos outros modelos, que diferem entre si, por exemplo na forma como o transporte sedimentar é representado (e.g. a partir das velocidades horizontais e das condições de transporte junto ao fundo segundo a abordagem energética de Bailard, 1981). Alguns destes modelos são semi-empíricos baseados na consideração de uma forma de equilíbrio para o perfil de praia (Dean, 1991) e da taxa a que a aproximação a este estado se processa. Para uma revisão acerca deste tipo de modelo indica-se Roelvink e Brøker, 1993, ou Schoonees e Theron, 1995. Apesar do seu nível de sofisticação e dos cálculos extensivos que realizam, a precisão dos resultados é ainda questionável. Na revisão destes modelos, Roelvink e Brøker, 1993, indicam a necessidade de aperfeiçoamentos ao nível do conhecimento no que diz respeito aos efeitos de ondas longas e ao detalhe na descrição dos campos de ondas e correntes. Por outro lado, os modelos mais simples que utilizam formulações derivadas a partir de medições em laboratório e de campo permitem, para a maioria das aplicações de engenharia, a obtenção de resultados idênticos ou até mais realistas utilizando dados de referência.

Para a modelação de médio e longo prazo do perfil de praia, Stive e de Vriend, 1995, propõem um modelo orientado para o comportamento. Os autores assumem que a parte superior do perfil de praia é bastante dinâmica (zona activa), mantendo no entanto uma forma invariante a médio e longo prazo em relação ao nível médio da água do mar (Dean, 1991). Isto significa que a parte superior do perfil se move como um corpo rígido com o nível médio da água do mar (Bruun, 1962). A parte inferior do perfil de praia, apesar de não ser estática é muito menos dinâmica a esta escala. Os autores admitem ainda que a posição inferior do perfil activo se encontra fixa. Desta forma, definem as seguintes unidades transversais (Figura 2.5):

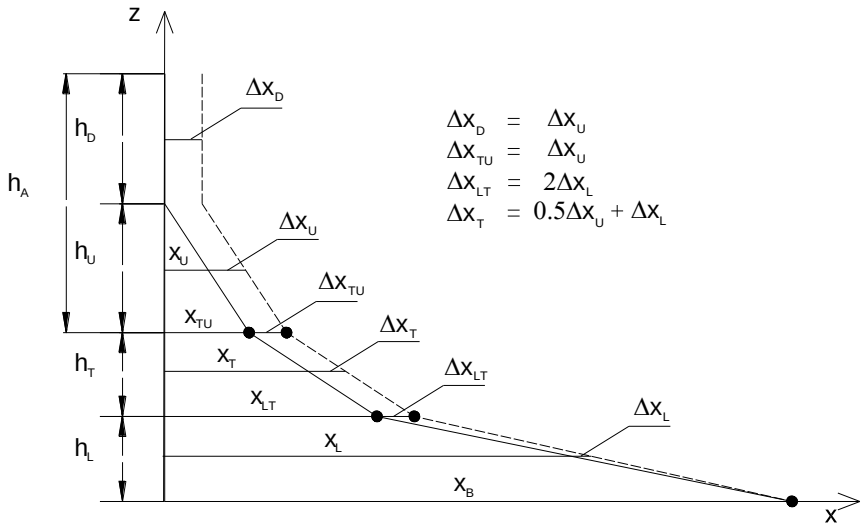


Figura 2.5. Esquematização do perfil transversal de praia através de painéis rígidos articulados (Stive e de Vriend, 1995).

- face da duna e a zona emersa: mantêm a forma em relação ao nível médio da água do mar, obedecendo no entanto à conservação da massa ($h_A = h_D + h_U$, representa a altura da parte alta do perfil, h_D e x_D representam a altura e posição da duna, respectivamente, h_U e x_U representam a altura e posição da zona emersa do perfil);

- zona intermédia: cobre a zona submersa do perfil transversal onde se localiza a profundidade de fecho e onde ocorre transporte transversal dependente do estado do perfil transversal activo e das eventuais fontes ou sumidouros de sedimentos; (h_T representa a altura da zona intermédia do perfil, x_T a posição média da zona intermédia e x_{TU} a posição do perfil na transição entre a parte alta da praia e a zona intermédia);
- zona submersa: junto ao seu limite submerso (x_B representa a posição deste limite, eventualmente localizado na plataforma continental), admitem que as variações são tão lentas que não têm significado para as escalas consideradas; nesta zona apenas ocorrem variações (Δx_{LT}) induzidas por transporte transversal, na zona de transição entre esta e a zona intermédia (x_{LT} representa a posição média da zona de transição entre a zona submersa e a zona intermédia); portanto, esta parte do perfil pode apenas rodar sobre o seu limite submerso que se mantém estático (h_L representa a altura da zona submersa do perfil e x_L a posição média da zona submersa do perfil).

As dinâmicas internas do modelo são determinadas pelo transporte transversal induzido pela agitação marítima e dependente dos declives do perfil transversal, enquanto os factores externos são incorporados através das taxas de transporte sólido longitudinal junto às fronteiras laterais do domínio computacional e da subida do nível médio da água do mar. Stive e de Vriend, 1995, aplicaram o modelo conceptual à costa central da Holanda, para dois períodos de tempo passados, tendo conseguido previsões da configuração da linha de costa bastante consistentes com as observações, apenas por calibração das taxas de transporte na zona emersa do perfil.

Os modelos de evolução de linha de costa simulam a evolução da linha de costa a médio e longo prazo. Assumem que a forma de equilíbrio do perfil transversal de praia é conhecida, simulando o ajustamento da linha de costa a alterações das acções, às condições de fronteira ou a outros constrangimentos, sendo o grau de ajustamento proporcional ao afastamento em relação à situação de equilíbrio (Hanson *et al.*, 2003). Os modelos analíticos da evolução da linha de costa são soluções fechadas da equação diferencial da continuidade, simplificada para o transporte de sedimentos sob acção de condições de agitação marítima constantes no espaço e no tempo. O primeiro modelo deste tipo foi introduzido pela teoria de "uma linha" de Pelnard-Considère, 1956. O principal pressuposto desta teoria é que o perfil de praia, limitado 'offshore' por uma profundidade de fecho para além da qual não existe movimento significativo do fundo, se move paralelamente a si próprio. Os modelos numéricos de evolução da linha de costa são uma generalização dos modelos analíticos, simulando a evolução da linha de costa para diferentes configurações de praia, podendo incluir diversos tipos de estruturas costeiras, e condições de fronteira para as quais a acção da agitação marítima pode ser variável no espaço e no tempo. Nestes modelos as variações da posição da linha de costa são atribuídas à evolução temporal das diferenças espaciais nas taxas de transporte sólido longitudinal. Estes modelos são mais indicados para tendências de evolução sistemáticas, como o recuo da linha de costa a sotamar de uma estrutura transversal. Exemplos deste tipo de modelo são o GENESIS (Hanson e Kraus, 1989) e o ONELINE (Dabees e Kamphuis, 1997, 1998).

2.2.2. Síntese de Dados

Um dos aspectos fundamentais na simulação do comportamento da morfologia costeira a médio e longo prazo é a simplificação da informação. Esta simplificação envolve diferentes níveis: a síntese de dados de entrada (condições de fronteira), baseada na ideia de que é possível descrever determinados processos através da escolha dos dados adequados para a sua representação; a simplificação dos modelos, no sentido de dar resposta a um problema específico, preservando apenas os aspectos fundamentais na sua formulação; a análise e interpretação de resultados e a eventual generalização de conceitos.

Exemplos de técnicas de síntese de dados de entrada são as utilizadas para a definição das condições de maré e de agitação marítima nas simulações numéricas da morfologia costeira a médio e longo prazo. Admitindo que o efeito das condições de maré pode ser considerado de forma independente do efeito das condições de agitação marítima, é comum a aplicação independente de técnicas de síntese de dados.

Para a síntese de dados de maré são habituais os seguintes pressupostos: a amplitude de maré e a curva de maré são as propriedades mais importantes do ponto de vista morfológico, em detrimento, por exemplo, da fase; as propriedades dos parâmetros de referência são suficientes para a caracterização das propriedades da maré relacionadas com a morfologia; as condições representativas da maré reproduzem tanto a intensidade como a direcção do transporte sedimentar a médio e longo prazo; a forma da curva de maré é aproximadamente igual em toda a área de estudo. A utilização deste tipo de pressupostos permite que os dados de maré sejam representados no modelo de uma forma simplificada (de Vriend *et al.*, 1993a).

A presença das ondas de superfície geradas pelo vento resulta numa variação espacial e temporal da elevação da superfície do mar. A representação da acção da agitação marítima em modelos de simulação da morfologia costeira pressupõe que essa variabilidade seja representada junto às fronteiras, sendo a sua propagação sobre uma determinada batimetria simulada, no interior do domínio computacional, através de um modelo numérico de transformação da agitação marítima. A síntese de dados de agitação marítima consiste na transformação de séries temporais longas de elevação da superfície livre em conjuntos de condições de agitação marítima (caracterizadas através de parâmetros: altura de onda, período de onda e direcção) que sejam representativos. Esta síntese é habitualmente necessária, para a redução dos custos de computação das simulações e pelo facto de a descrição de alguns processos (e.g. taxas de transporte sedimentar) se basearem em parâmetros caracterizadores da agitação marítima. Partindo das séries temporais de elevação da superfície livre (e de acelerações horizontais) são determinadas séries temporais de parâmetros caracterizadores (altura de onda, período de onda e direcção média), a partir das quais é estabelecido um número limitado de conjuntos de condições; para cada conjunto de condições são realizadas simulações numéricas de evolução da morfologia, sendo o resultado final obtido por ponderação dos resultados das simulações parciais (de Vriend *et al.*, 1993a).

A questão que se coloca é: qual o conjunto de condições que deve ser utilizado para a obtenção de resultados idênticos aos que se obteriam no caso de serem realizadas simulações baseadas nas séries temporais completas? Os critérios aplicados para a determinação do conjunto de condições representativas e dos factores de ponderação dos resultados, devem ser baseados nos dois efeitos mais proeminentes da agitação marítima sobre o transporte sedimentar: a taxa potencial de transporte sólido longitudinal e a capacidade de remobilização de sedimentos do fundo. Steijn, 1992, sugere um procedimento para a selecção de conjuntos de condições representativas.

Conceito de "onda equivalente"

Oliveira, 2008, baseado em considerações de equilíbrio para a linha de costa, apresenta também uma metodologia para a síntese de conjuntos limitados de condições de agitação marítima, que sejam representativos de um determinado clima, em termos da taxa média anual de transporte sólido longitudinal. As conclusões do autor são de grande interesse prático para a síntese de dados de entrada de agitação marítima em modelos numéricos de evolução da morfologia costeira, apresentando-se a seguir uma descrição sucinta das mesmas.

Com base na fórmula CERC, 1984, o autor obtém uma expressão que permite calcular a taxa potencial de transporte longitudinal de uma onda, conhecidas as suas características junto à base da praia, digamos, para a profundidade de fecho:

$$Q = KK_1 H_f^{2.4} (DoC)^{0.1} (1 - C_1 \theta_f^2)^{0.2} \sin 2\,\theta_f \qquad (m^3 s^{-1}) \tag{2.2}$$

em que DoC representa a profundidade de fecho, H_f a altura da onda para a profundidade de fecho, θ_f o ângulo de incidência da onda para a profundidade de fecho, medido em relação à normal à praia (Figura 2.6), K a constante empírica de CERC, 1984, C_1 uma constante adimensional, dada por:

$$C_1 = \frac{1}{2}\left(1 - \left(\frac{H_f}{DoC}\right)^{0.8}\right), \tag{2.3}$$

e K_1 uma constante dimensional, dada por:

$$K_1 = \frac{\rho\sqrt{g/\gamma_b}}{16(\rho_s - \rho)(1 - n)}, \tag{2.4}$$

em que ρ representa a massa volúmica da água, ρ_s a massa volúmica da areia, g a aceleração da gravidade, γ_b o índice de profundidade de rebentação e n a porosidade da areia.

Esta expressão é de grande utilidade prática, uma vez que evita que a determinação da taxa de transporte sólido longitudinal passe necessariamente pela determinação da profundidade de rebentação e da altura de onda para essa profundidade, o que normalmente envolve um processo iterativo. O autor mostra que a aplicação da expressão proposta, a doze conjuntos de condições (H, θ), conduz a resultados idênticos aos previstos pela formulação CERC, 1984, mesmo para ondas com um grande ângulo de incidência ($\theta = 30°$) e elevada altura de onda ($H = 5\,m$). Mostra ainda que uma expressão simplificada da anterior, que ignora o efeito da refracção entre a base da praia e a rebentação, mas que preserva o efeito do empolamento ($(1 - C_{1i}\theta_{fi}^2)^{0.2} = 1$), conduz ainda a resultados perfeitamente aceitáveis (diferenças relativas inferiores a 2%).

O autor introduz o conceito de caudal sólido virtual, apenas dependente das condições características do clima de agitação marítima, estabelecendo as seguintes expressões para o seu saldo e para o seu valor total, respectivamente:

$$Q_{vn} = \frac{Q_n}{KK_1 D(DoC)^{0.1}} = \sum_{i=1}^{N} f_i H_{fi}^{2.4} (1 - C_{1i}\theta_{fi}^2)^{0.2} \sin 2\theta_{fi}, \tag{2.5}$$

$$Q_{vt} = \frac{Q_t}{KK_1 D(DoC)^{0.1}} = \sum_{i=1}^{N} f_i H_{fi}^{2.4} (1 - C_{1i}\theta_{fi}^2)^{0.2} \sin 2|\theta_{fi}|, \tag{2.6}$$

em que Q_n e Q_t representam, respectivamente, o saldo do caudal sólido e o caudal sólido total, que atravessam uma determinada secção da costa no período de tempo D. Estes caudais são determinados em função de um número total (N) de "ondas" caracterizadas por uma distribuição em frequência por classes de altura de onda e de ângulo de incidência, que define um clima de agitação marítima. Ou seja, para N classes da função de distribuição, admite-se que cada uma dessas "ondas" actua durante um período de tempo $f_i D$, em que f_i representa a sua frequência de ocorrência na classe i, sendo caracterizada pelo valor médio da classe de altura de onda, H_i, e pelo valor médio da classe de ângulo de incidência, θ_i.

Conhecido o clima de agitação marítima para a profundidade de fecho, as expressões anteriores (ou a sua simplificação) definem de forma unívoca o caudal sólido virtual em função da orientação da praia β (Figura 2.6).

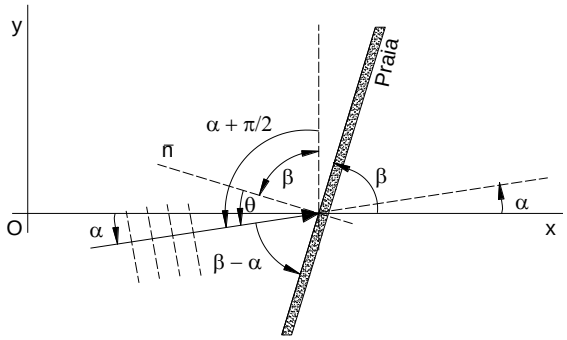


Figura 2.6. Definição de variáveis numa praia sob acção de uma onda com um ângulo de incidência na praia, θ (Oliveira, 2008).

Através de uma interpretação vectorial, em que cada "onda" define um vector, caracterizado por uma intensidade $f_i H_i^{2.4}$ e uma direcção definida pelo ângulo $2\alpha_i$, medido em relação ao eixo Ox, o autor demonstra que a orientação da praia, que conduz à anulação do saldo do caudal sólido, pode ser obtida através da expressão:

$$\beta_0 = \frac{(2\alpha)_R}{2} + \frac{\pi}{2}, \tag{2.7}$$

em que $(2\alpha)_R$ representa o ângulo que a resultante do feixe de vectores $(f_i H_i^{2.4}; 2\alpha_i)$, faz com a direcção Ox (Figura 2.6), e pode ser determinado através da expressão:

$$\tan(2\alpha)_R = \frac{\sum_{i=1}^{N} f_i H_i^{2.4} \sin 2\alpha_i}{\sum_{i=1}^{N} f_i H_i^{2.4} \cos 2\alpha_i}. \tag{2.8}$$

O autor demonstra ainda que, quando o caudal sólido total passa por um mínimo a orientação da praia aproxima-se do valor β_0, que anula o saldo do caudal sólido.

Baseando-se nestes conceitos, o autor apresenta uma metodologia para a discretização de um clima de ondas, i.e., para a obtenção de um conjunto discreto de "ondas", cujos efeitos adicionados reproduzam, ao fim de um determinado período de tempo (e.g. um ano), a capacidade de transporte sedimentar da sucessão contínua de estados de agitação que, no mesmo período de tempo, ocorreriam na natureza.

Esta metodologia reveste-se de particular interesse para a síntese de dados de entrada de agitação marítima nas simulações numéricas da morfologia costeira. Isto porque, por um lado, como foi já referido, existem limitações inerentes à eficiência computacional destes modelos, que dificilmente poderiam simular a sucessão contínua dos estados de agitação, e por outro, dificilmente estas sequências estariam disponíveis. O autor demonstra que, na discretização de um clima de agitação, não é suficiente que o "clima equivalente" reproduza correctamente o saldo do caudal sólido para a orientação "actual" da praia, devendo esta condição ser complementada com uma outra. O conjunto das duas condições assegura que os feixes de vectores representativos do clima efectivo e do "clima equivalente" são equivalentes. Para a discretização de um clima de agitação marítima, o autor recomenda as seguintes expressões:

$$\sum_{k=1}^{M} f_k H_k^{2.4} \sin 2\alpha_k = \sum_{i=1}^{N} f_i H_i^{2.4} \sin 2\alpha_i. \tag{2.9}$$

$$\sum_{k=1}^{M} f_k H_k^{2.4} \cos 2\alpha_k = \sum_{i=1}^{N} f_i H_i^{2.4} \cos 2\alpha_i. \tag{2.10}$$

nas quais $\alpha_{i,k}$ representam os ângulos de incidência das "ondas", medidos em relação ao eixo de referência OX (Figura 2.6).

No mesmo artigo (Oliveira, 2008) são apresentadas duas aplicações da metodologia, baseadas num clima de agitação marítima médio anual obtido em frente ao porto da Figueira da Foz, para uma profundidade de 12 m, correspondente à base da praia, extraído de LNEC, 2000. Numa das aplicações a metodologia é utilizada para a determinação de um "clima equivalente" com 5 "ondas" e numa outra aplicação é determinada uma única "onda equivalente". Apresenta-se de seguida a aplicação que permite a obtenção da "onda equivalente".

Partindo do clima inicial (Quadro 2.1) calculam-se as frequências de ocorrência por classes de altura de onda e de ângulo de incidência, medidos em relação ao eixo de referência OX (Figura 2.6). Seguidamente determinam-se os somatórios do membro da direita da equação (2.8), o que permite o cálculo da direcção da onda equivalente ($\alpha = -11.6°$). Através de uma das expressões (2.9) ou (2.10) estima-se a altura de onda equivalente ($H = 2.21\ m$).

Quadro 2.1. Clima de agitação à entrada do porto da Figueira da Foz para uma profundidade de 12 m (z = -10 m ZH) extraído de LNEC, 2000, apresentado em Oliveira, 2008. Número de ocorrências 1984-96 (13357 no total).

	$\alpha_f(°)$								
$H_f(m)$	35	25	15	5	-5	-15	-25	-35	-45
0.75	54	12	38	46	137	279	1126	523	616
1.5	26	92	77	173	568	2472	1593	668	359
2.5	1	24	82	153	1028	979	315	113	98
3.5		5	22	48	469	453	53	5	15
4.5			1	17	210	192	8		
5.5			1	11	74	42	1	1	
6.5					26	20			
7.5			1		11	2			
8.25					17				

Considerando $\rho = 1027\ kgm^{-3}$, $\rho_s = 2650\ kgm^{-3}$, $g = 9.81\ ms^{-2}$, $\gamma_b = 1$ e $n = 0.4$ na expressão (2.4), obtém-se o valor de K_1. Admitindo que a constante empírica K toma o valor 0.2 (recomendado por Schoonees e Theron, 1993), que a orientação da linha de costa é $\beta = 76°$ (aproximadamente a orientação média da linha de costa no sector localizado entre Espinho e o Cabo Mondego), que $\theta = \alpha + \pi/2 - \beta$ (Figura 2.6) e que a "onda equivalente" actua continuamente durante 1 ano, obtém-se, através da expressão (2.2) e recorrendo à expressão (2.3), o valor da taxa potencial de transporte longitudinal sólido $Q = 1049242\ m^3/ano$.

Por outro lado, o saldo do caudal sólido pode ser calculado com base no clima de agitação original, através da expressão (2.5), obtendo-se $Q_n = 1026688\ m^3/ano$. As duas taxas potenciais de transporte longitudinal, apenas diferem entre si em cerca de 2%. Assim, a metodologia proposta por Oliveira, 2008, para além de bastante simples, mostra-se adequada à estimativa de uma "onda equivalente" ou de um "clima de agitação equivalente" em termos de transporte longitudinal.

2.2.3. MONITORIZAÇÃO COSTEIRA

Sendo a evolução da morfologia costeira o resultado da interacção de processos complexos, que ocorrem a diferentes escalas espaciais e temporais e que interagem entre si, através de mecanismos de 'feedback' entre respostas e acções, aos quais está, necessariamente, associada a incerteza inerente à natureza essencialmente estocástica das acções (e.g. agitação marítima), pode considerar-se um

sistema não-linear e eventualmente caótico (Southgate *et al.*, 2003). A dificuldade de previsão da evolução de um sistema deste tipo complica a sua gestão, que deve no entanto continuar a fazer-se mesmo num contexto de grande incerteza. Escalas de particular interesse prático são as de médio e longo prazo (anos a décadas, km a dezenas de km) associadas ao tempo de vida dos projectos de engenharia e à extensão das células litorais[1].

Apesar do esforço de investigação realizado na década de noventa no âmbito da morfodinâmica costeira, que se traduziu no desenvolvimento de um número vasto de modelos numéricos (secção 2.2.1), a descrição da evolução da morfologia costeira continua a ser essencialmente teórica e os avanços conseguidos ao nível do conhecimento raramente são utilizados para o apoio à gestão e ao planeamento costeiro, que continuam a fazer-se a nível local, não sendo avaliadas as repercussões que determinadas medidas terão no sistema global (Baquerizo e Losada, 2008). Por outro lado, o esforço de investigação referido foi essencialmente focado na descrição de processos que ocorrem a escalas hidrodinâmicas (quando muito da ordem de alguns ciclos de maré e de alguns metros), existindo a recente consciencialização de que os processos morfodinâmicos que ocorrem a médio e longo prazo, não podem ser descritos através da mera integração da descrição desses que ocorrem a escalas mais pequenas (em resultado da dinâmica caótica do sistema e do desconhecimento das acções futuras). Além disso, questões práticas de indisponibilidade de dados para validação e calibração dos modelos desenvolvidos e das limitações inerentes à eficiência e rigor computacional possíveis impedem que esta integração possa ser actualmente conseguida (Southgate *et al.*, 2003).

A abordagem recentemente seguida para a compreensão da evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo considera que esta deve ser baseada no estudo dos processos que ocorrem a essas escalas, impondo-se a aquisição de dados de campo e o desenvolvimento e aplicação de técnicas de análise desses dados.

Larson *et al.*, 2003, sugerem uma abordagem para a modelação da evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo baseada nos dados e não propriamente nos processos, indicando os modelos estatísticos como uma potencial ferramenta em termos preditivos, eventualmente mais eficiente do que os modelos numéricos. Além disso, como foi já referido os resultados de simulações numéricas constituem quando muito uma realização do processo estocástico, pelo que os autores salientam a necessidade de introdução de considerações probabilísticas para avaliação da incerteza, mesmo nos modelos numéricos baseados nos processos físicos.

Na publicação referida é apresentada uma série de técnicas estatísticas cujo principal objectivo de aplicação é a identificação de padrões e o estudo da sua evolução. São indicadas técnicas elementares, tais como a estatística descritiva e a análise de *Fourier*, e outras mais sofisticadas como as funções seno-aleatórias e a análise de componentes principais (funções empíricas ortogonais, EOF – 'Empirical Orthogonal Functions'). A análise às componentes principais merece particular destaque, uma vez que permite a representação de um conjunto de campos complexos a partir de um número limitado de padrões espaciais e temporais. A técnica baseia-se na análise da variabilidade de campos complexos, tendo sido bastante explorada na área da meteorologia e da oceanografia. Em estudos relacionados com o comportamento da morfologia costeira foi também já aplicada para análise da evolução do perfil de praia inicialmente por Winant *et al.*, 1975, posteriormente por Hsu *et al.*, 1987 e

[1] Trechos de costa isolados dos trechos adjacentes em termos de transporte de sedimentos com fontes e sumidouros próprios. O seu isolamento é tipicamente devido à existência de cabos, canhões submarinos, baías, embocaduras de rios. Apresentam dimensões desde as centenas de metros, por exemplo, pequenas praias em zonas rochosas, até alguns quilómetros, por exemplo restingas.

por Medina *et al.*, 1993. Larson *et al.*, 2003, indicam ser necessário, um conjunto de dados de elevada qualidade que permita a aplicação das técnicas referidas, chamando a atenção para o importante facto de que as campanhas e programas de monitorização devem ser cuidadosamente planeados, com o intuito de dar resposta a objectivos bem definidos. A utilização de técnicas do tipo apresentado é também indicada para a síntese de dados, por exemplo, de entrada na modelação numérica, cuja eficiência depende da capacidade de gestão de um vasto conjunto de dados. O trabalho insere-se no projecto europeu PACE.

O reconhecimento de que os sistemas costeiros são altamente não-lineares, obriga a que, para o seu estudo, seja necessário avançar para técnicas de análise de dados não-lineares. Southgate *et al.*, 2003, numa publicação complementar à acima referida, fazem uma revisão de algumas dessas técnicas e da sua utilidade para a análise de dados de evolução da morfologia costeira (e.g. técnicas de incorporação de atrasos temporais, análise espectral singular, análise de assinaturas de previsão, análise de fractais e redes neuronais). Os autores referem que nos últimos anos tem sido tremendo o desenvolvimento de técnicas concebidas para a extracção de propriedades genéricas da dinâmica de sistemas não-lineares, embora raramente utilizadas no contexto do estudo da evolução da morfologia costeira, mesmo ao nível da investigação científica. A aplicação de tais técnicas exige o recurso a séries temporais mais longas e com melhores resoluções espaciais e temporais, do que as que se encontram disponíveis, sendo referidos os dados obtidos através da detecção remota como potencialmente indicados.

Os conjuntos de dados adequados ao estudo da evolução a médio e longo prazo da evolução da morfologia costeira são essencialmente levantamentos topo-hidrográficos com uma elevada precisão e coberturas espacial e temporal suficientes, eventualmente complementados com aquisição simultânea de dados que permitam a caracterização das acções que estarão na origem dessas evoluções (ventos, ondas, correntes). A escassez deste tipo de conjuntos de dados é o principal obstáculo aos avanços no nível do conhecimento da evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo. Os que existem são de difícil acesso. Com efeito, só recentemente começaram a aparecer resultados da análise de dados batimétricos com uma cobertura temporal a médio e longo prazo. A seguir indicam-se alguns estudos que inventariam alguns conjuntos de dados de campo deste tipo, existentes em todo o mundo em número bastante limitado.

Ruessink *et al.*, 2004, apresentam um resumo de alguns conjuntos de dados deste tipo (Quadro 2.2). Os dados que constam do quadro foram adquiridos no campo: em Egmond (Holanda), na costa de Hasaki (Japão) e em Duck (‘North Carolina’, EUA). Em Egmond os dados foram adquiridos entre 1964 e 2000 com intervalos semanais a anuais, através de fotogrametria aérea e sondagem acústica, perfazendo um total de 122 campanhas. Os dados integram perfis transversais espaçados de 50 a 500 m longitudinalmente, ao longo de cerca de 1 km de costa. A precisão vertical dos levantamentos é cerca de 10 cm a 15 cm. Os dados de Hasaki integram uma série de perfis transversais adquiridos sucessivamente ao longo de um cais implantado em ‘Hazaki Oceanographical Research Station’ (HORS), no oceano Pacífico. Os perfis foram adquiridos diariamente entre 1987 e 1991, através de medições com uma haste graduada, conduzidas a partir do cais, com uma precisão vertical de cerca de 20 cm. A aquisição de dados na FRF (‘US Army Corps of Engineers’), em Duck, foi efectuada ao longo de uma ilha estreita paralela à costa, no oceano Atlântico. Iniciou-se em 1981, continuando, com uma periodicidade variável, entre duas semanas e um mês, até Março de 2002, perfazendo um total de 423 campanhas. Os dados foram adquiridos com um veículo anfíbio, com uma cobertura de 10 m e uma resolução vertical de cerca de 10 cm. A extensão longitudinal levantada é de cerca de 320 m, numa região em que a morfologia não é afectada pela presença do cais existente na região.

Quadro 2.2. Características de conjuntos de dados batimétricos com uma cobertura temporal a médio e longo prazo (adaptado de Ruessink *et al.*, 2004).

Local	Fonte	Período	Resolução	$\Delta y\ (m)$	N_x	N_p	N_s	Referência
Egmond	JARKUS	1964-2000	Anual	250	151	5	37	Kroon, 1994
	TAW	1968-1994	Semanal-anual	500	151	3	65	
	Coastal Genesis	1988-1991	3-7 meses	-	151	1	7	
	Coast3D	1996-1999	1-9 meses	50	151	21	13	Van Rijn *et al.*, 2002
Hasaki	HORS	1987-1991	1-9 dias	-	85	1	1414	Kuriyama, 2002
Duck	FRF	1981-2002	1-140 dias	45	121	8	423	Plant *et al.*, 1999

Δy representa o espaçamento longitudinal entre perfis transversais, N_x o número de pontos ao longo do perfil transversal, N_p o número de perfis por campanha e N_s o número de campanhas.

Ruessink *et al.*, 2004, utilizaram os dados apresentados para a aplicação de uma técnica não-linear de análise de componentes principais, resultante da generalização da técnica linear, baseada em redes neuronais, aos dados batimétricos caracterizados pelo comportamento inter-anual (quasi-periódico) de migração para o largo de uma barra longitudinal. Concluíram que nem todos os conjuntos de dados seriam indicados para que este tipo de análise fosse efectuado, sugerindo que uma simples inspecção visual das séries temporais disponíveis poderia ser suficiente para decidir se a análise de componentes principais poderia ser mais elaborada, não linear como a apresentada, ou dever-se-ia cingir a uma análise linear simples.

Recentemente, vários projectos de investigação, envolvendo inúmeras organizações, estudaram a evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo. Tem sido dada particular atenção ao estudo de estruturas sedimentares de escala espacial considerável (~ km), cuja dinâmica apresenta escalas características de médio e longo prazo. Exemplo de um projecto desenvolvido no âmbito desta temática é o projecto HUMOR (Baquerizo e Losada, 2008). O estudo destas estruturas morfológicas baseia-se na análise de dados batimétricos de elevada qualidade, complementados com vídeo-imagens Argus (Holman e Stanley, 2007) e fotografias aéreas geo-referenciadas.

Kroon *et al.*, 2008, no âmbito do projecto referido, apresentam a análise de conjuntos de dados de campo, efectuada através de diversos métodos estatísticos, simples e avançados, para o estudo do comportamento de estruturas morfológicas. Os autores analisam barras submersas e ondulações da linha de costa, nomeadamente, crescentes e cúspides. As barras submersas são estruturas morfológicas proeminentes que ocorrem na zona da praia adjacente à zona entre marés, sendo essencialmente geradas por mecanismos relacionados com a variação da localização do ponto de rebentação das ondas de superfície e com a acção de ondas infra-gravíticas, ou auto-organizativos do sistema (Wijnberg e Kroon, 2002). A dinâmica destas estruturas (Larson e Kraus, 1994, Wright e Short, 1984, Lippmann e Holman, 1990, Wijnberg e Terwindt, 1995) inclui a sua migração no sentido da praia ou do largo, podendo ocorrer a sua fusão com a zona entre-marés. As formas rítmicas da linha de costa são usualmente separadas em ondas de areia ('sand waves') e cúspides ('beach cusps'). As primeiras (revisão em Stive *et al.*, 2002) têm uma dimensão longitudinal entre 2 km e 5 km, encontrando-se habitualmente em extensas praias rectilíneas e mantendo a sua forma durante meses a décadas. A sua formação está normalmente associada a intermitências no fornecimento sedimentar, apresentando uma mobilidade longitudinal significativa e uma grande afinidade com o transporte longitudinal de sedimentos (Kroon *et al.*, 2008). As cúspides de praia, são estruturas sedimentares que ocorrem de forma rítmica, com espaçamentos quase regulares, na zona de espraiamento das ondas podendo observar-se em condições de menor severidade do mar. Estas estruturas podem apresentar diversas escalas espaciais (e.g. Guza e Inman, 1975, Komar, 1998, Sunamura, 2004) e apesar de estarem

sujeitas a transformações locais, não migram longitudinalmente. Pais-Barbosa (2007) deu início ao estudo destas estruturas na costa Portuguesa.

Foram já apresentadas diversas ideias, hipóteses e modelos, nem sempre consensuais, para a explicação da sua origem, formação e desenvolvimento (Sunamura, 2004). Um dos modelos com maior nível de aceitação é o baseado na acção das designadas 'edge waves' (capítulo 3, secção 3.2.4), desenvolvido há já mais de três décadas (Guza e Inman, 1975). Se muitos estudos de campo e em laboratório confirmaram este modelo, tendo todos eles partido do pressuposto de presença das 'edge waves', outros mais recentes não o validaram, tendo sido proposto um modelo alternativo, baseado na teoria auto-organizativa (Sunamura, 2004). Num contexto de estudo do comportamento de barras submersas (utilizando como técnicas de análise de dados a estatística descritiva, as funções empíricas ortogonais, as funções empíricas ortogonais complexas e a análise de correlação canónica), Kroon *et al.*, 2008, indicam dois conjuntos de dados, incluídos no resumo apresentado por Ruessink *et al.*, 2004. O primeiro conjunto de dados resulta de um programa de monitorização (JARKUS, Wijnberg e Terwindt, 1995) realizado na praia de Noordwijk, localizada na costa Holandesa, que incluiu a medição de perfis transversais de praia com um espaçamento de cerca de 250 m, desde as dunas até uma distância de cerca de 1 000 m da linha de costa, ao longo de uma extensão longitudinal de cerca de 8 km, entre 1964 e 2003. O segundo conjunto de dados é um subconjunto da base de dados referida por Ruessink *et al.*, 2004, para Duck ('North Carolina', EUA), compreendendo o período entre 1981 e 1991 (Larson e Kraus, 1994). Para o estudo de alguns aspectos relacionados com as ondulações de linha de costa, Kroon *et al.*, 2008, (utilizando técnicas de análise estatística descritiva, espectral, às componentes principais complexa e análise de espectros singulares), apresentaram três outros conjuntos de dados. Um conjunto de perfis transversais de praia medidos com elevada resolução, utilizando sondas acústicas, na ilha de Sylt, localizada no mar do Norte, na costa Alemã. Estes dados foram recolhidos num programa de monitorização associado a uma operação de enchimento com areias. É também referido um conjunto de dados resultante do levantamento da praia localizada em Lubiatowo ('Coastal Research Station', 'Institute of Hydroengineering', 'Polish Academy of Sciences') no mar Báltico, na costa da Polónia (Rózynski, 2005). Este conjunto de dados inclui levantamentos batimétricos realizados duas vezes por ano desde 1987, levantamentos da praia emersa efectuados com uma frequência mensal (em média) desde 1983 e dados adquiridos noutras campanhas de campo, juntamente com dados de medição da agitação marítima ao largo desde 1998. Por fim, Kroon *et al.*, 2008, apresentam um conjunto de dados adquiridos para a costa Este do Reino Unido, constituído por uma série de fotografias aéreas adquiridas anualmente entre 1991 e 2001 (UK Environment Agency), juntamente com outras duas adquiridas em datas anteriores (1973 e 1983, 'Cambridge University Comittee for Aerial Photography') e um levantamento topo-hidrográfico utilizado para geo-referenciação. A conjugação da informação disponível para este local, através do recurso a técnicas de processamento de imagem, geo-referenciação, fotogrametria e interpolação de modelos digitais de terreno, permitiu o estudo da evolução de uma forma sedimentar de larga escala.

2.2.4. Modelação Combinada (Modelos Numéricos/ Modelos Físicos)

Atendendo a que os dados de campo são escassos e difíceis de obter, começa a ser comum o recurso à modelação física para favorecer o desenvolvimento de modelos numéricos. De facto, tradicionalmente, os estudos hidráulicos eram efectuados recorrendo a modelos experimentais, projectados de forma a reproduzirem os fenómenos dos escoamentos de acordo com determinadas leis de semelhança. Nas últimas décadas os modelos numéricos têm sido utilizados em substituição dos modelos físicos, uma vez que estes já incorporam a descrição complexa dos processos turbulentos e das condições de fronteira, apresentando claras vantagens no que diz respeito aos custos envolvidos e à versatilidade. No entanto, tanto os modelos físicos como os modelos numéricos apresentam aspectos positivos e

negativos (van Os *et al.*, 2004), podendo os melhores aspectos das duas abordagens ser integrados, em benefício dos avanços do conhecimento. Actualmente, assiste-se à utilização combinada de modelos numéricos e modelos físicos, tanto para o estudo de processos ainda mal conhecidos e difíceis de observar no campo, como para a validação de conceitos e descrições dos mesmos.

Um exemplo da utilização combinada de modelos numéricos e de modelos físicos insere-se nos resultados produzidos pelo projecto de investigação científica COMIBBS ('Composite Modeling of the Interaction between Beaches and Structures') integrado no projecto europeu HYDRALAB III (Sutherland, 2009), que envolveu diversos parceiros: Hydraulics Research Wallingford (HR Wallingford, Reino Unido), Deltares (Holanda), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC, Portugal), Universitat Politècnica de Catalunya (UPC, Espanha), DHI (Dinamarca) e Danmarks Tekniske Universitet (DTU, Dinamarca). O principal objectivo deste projecto era o de contribuir para melhorar os serviços fornecidos pelos laboratórios de hidráulica no contexto actual, desenvolvendo técnicas e orientações gerais para a aplicação da modelação combinada, entendida como a utilização integrada e ponderada de modelos numéricos e físicos, ao estudo das interacções entre o fundo, o fluido e as estruturas de defesa. A realização deste projecto passou pela definição de quatro classes de interacções deste tipo (modelação combinada de estruturas de defesa paralelas à linha de costa, modelação combinada de estruturas permeáveis, modelação combinada de molhes e esporões e modelação combinada de pilares e esferas).

A modelação combinada da interacção de molhes e esporões com a praia foi estudada pela DHI, revestindo-se de algum interesse para os trabalhos conducentes à preparação da presente dissertação. O problema estudado foi o da transposição e sedimentação num porto localizado numa costa aberta (e.g. Thorsminde, Dinamarca, Figura 2.7). De facto, em costas arenosas e estuários, o problema do transporte de sedimentos pelas correntes e pelas ondas é geralmente o problema mais importante a ter em consideração no planeamento e projecto de um porto. Dada a complexidade dos processos de transporte sedimentar, erosão e sedimentação, a sua compreensão não é ainda completa, havendo necessidade de grande cautela no planeamento de portos em zonas deste tipo (Rita, 1995).



Figura 2.7. Thorsminde, Dinamarca: antes (esquerda, Deigaard, 2007) e actualmente (direita, 'Google Earth' 2010).

É sabido que um porto localizado numa costa aberta bloqueia a deriva litoral causando acumulação a barlamar e erosão a sotamar. Com a continuação da acumulação a barlamar começa eventualmente a haver transposição sedimentar, sujeitando o acesso, a entrada e o interior do porto a sedimentação. A natureza destes processos de sedimentação impede a sua fácil eliminação através da construção de obras de formas especiais, tendo já sido propostas diversas medidas para a sua redução. Sutherland,

2009, defende que uma possível solução para o projecto de um porto que promova a transposição sedimentar (reduzindo a sedimentação) é orientar a entrada do porto frontalmente à direcção de incidência das condições de agitação marítima dominantes e simplificar a configuração dos quebramares portuários (Figura 2.8).

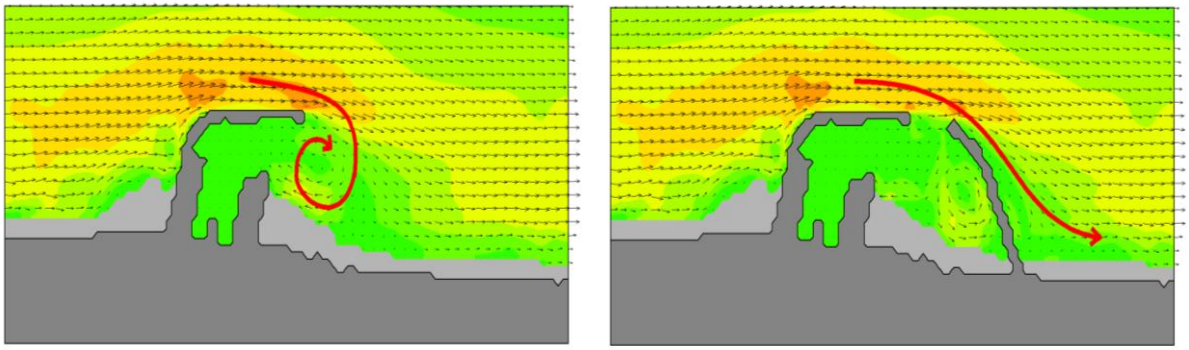


Figura 2.8. Resultados de simulações numéricas para o estudo de configurações portuárias que reduzam a sedimentação (Deigaard, 2007).

No entanto, quando isto acontece, é habitual a formação de uma barra submersa, muitas vezes móvel e que causa problemas à navegação. As dragagens de manutenção de zonas de sedimentação na vizinhança de um porto podem ser um factor importante no julgamento da viabilidade técnico-económica de um projecto (Rita, 1995). A disposição em planta das obras de abrigo de um porto ou seja a localização e o alinhamento dos quebramares são determinados não só em função da minimização da sedimentação na bacia portuária, mas também de outros factores como a área da bacia portuária a ser protegida, o grau de tranquilidade necessário, a área necessária às manobras dos navios na bacia portuária, a influência nas correntes e no transporte de sedimentos e a ressonância portuária.

O problema da promoção da transposição sedimentar na vizinhança de um porto localizado numa costa aberta arenosa foi estudado seguindo técnicas de modelação combinada. Apresenta-se aqui uma breve descrição de uma das componentes do estudo, na qual um modelo numérico foi utilizado para a definição de um modelo físico. No modelo físico (Figura 2.9, Sutherland, 2009) foram seguidas duas abordagens, uma em que se utilizou areia fina como traçador sobre um fundo de betão e outra com fundos móveis em parte do domínio inicial.

A aplicação do modelo numérico serviu para a definição das condições de fronteira no modelo físico ao transformar as acções de condições no protótipo em condições no modelo físico, tendo em conta as restrições físicas. As simulações numéricas permitiram a obtenção das condições de fronteira, que por sua vez permitiram que a escala do modelo físico fosse estabelecida. Por um lado, em função das condições-limite de altura de onda, impostas pelo desempenho do sistema de geração para uma dada profundidade de água no interior do tanque de ondas e por outro, em função dos requisitos espaciais para uma corrente longitudinal completamente desenvolvida, dadas as dimensões das instalações experimentais. As simulações do modelo numérico foram também utilizadas para a definição do modelo físico, incluindo o dimensionamento dos quebramares portuários e a sua localização em relação às paredes laterais do tanque de ondas e ao sistema de geração de agitação. Adicionalmente, as simulações numéricas foram utilizadas de forma a assegurar que as condições iniciais de transporte sedimentar garantiam o início do movimento dos grãos de areia (Sutherland, 2009). Em suma, a configuração do modelo físico foi estabelecida em função das dimensões da instalação experimental disponível e optimizada através da análise de simulações numéricas.



Figura 2.9. Modelo físico construído (Sutherland, 2009).

O modelo foi implementado num dos tanques de ondas de águas pouco profundas da DHI, com 35 m de comprimento, 25 m de largura e 0.8 m de profundidade. O tanque estava equipado com um sistema de geração de agitação multi-direccional com um comprimento de 18 m, com dois sistemas de geração de agitação unidireccional, que utilizados em conjunto perfazem um comprimento de 11 m e com um sistema de bombagem cuja capacidade máxima é de 1.2 m^3/s. No interior da bacia, foi construída uma batimetria com um declive uniforme de 0.04, correspondente ao declive característico de uma praia dissipativa e também ao declive exterior característico de uma barra submersa (Figura 2.10).

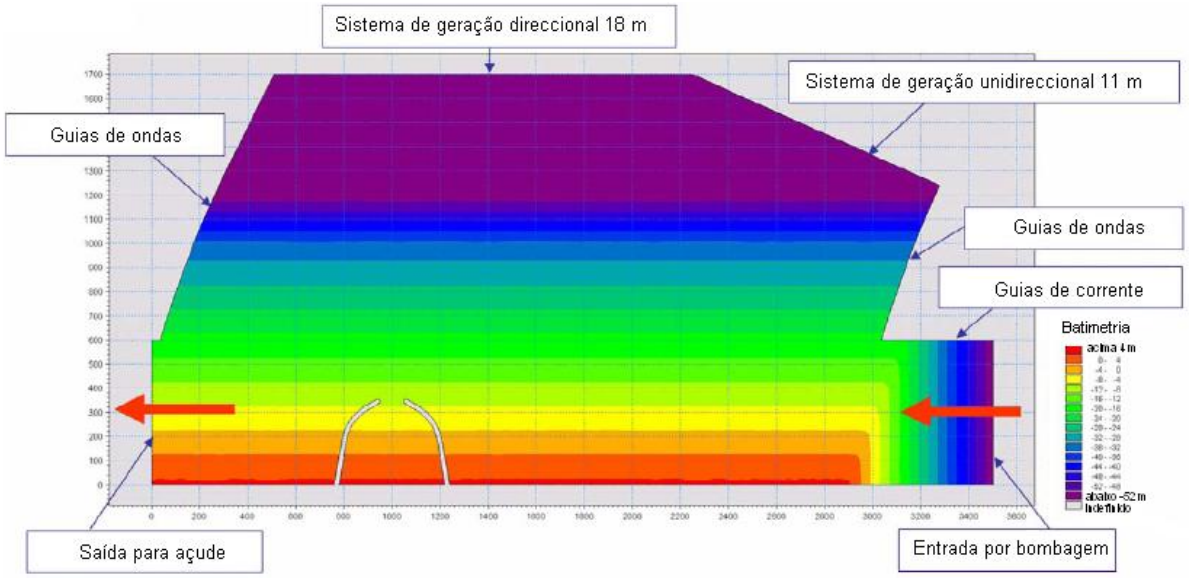


Figura 2.10. Configuração final do modelo físico (adaptada de Gerritsen, 2009).

Para que fosse produzida uma corrente de deriva litoral significativa a agitação foi gerada obliquamente junto à fronteira exterior do modelo, segundo uma direcção de incidência de 25°, em

relação à direcção transversal à praia. A altura de onda significativa era de 8 m e o período de pico de 12 s. A escolha da localização da entrada do porto foi efectuada, com base na análise de simulações numéricas dos padrões das correntes no interior do tanque, para a posição longitudinal em que os resultados das simulações para o domínio do modelo físico eram idênticos aos resultados obtidos para um domínio uniforme. O caudal de entrada na fronteira Este do modelo físico era de 10 000 m^3/s, correspondente à integração do fluxo ao longo da secção transversal onde a entrada do porto se iria localizar. A corrente longitudinal induzida pela agitação encontrar-se-ia completamente desenvolvida na posição longitudinal igual a 2 500 m, pelo que a escala do modelo, condicionada pela dimensão longitudinal do tanque, devia ser 1:100. A configuração final do modelo ficou estabelecida conforme se encontra representada na (Figura 2.10). Na Figura 2.11 representa-se o campo de correntes induzido pela agitação, destacando-se que o escoamento longitudinal se aproxima de uma situação uniforme antes de atingir a localização do porto e que o efeito que ocorre quando este abandona o domínio experimental é localizado, não afectando as condições a que o porto é sujeito.

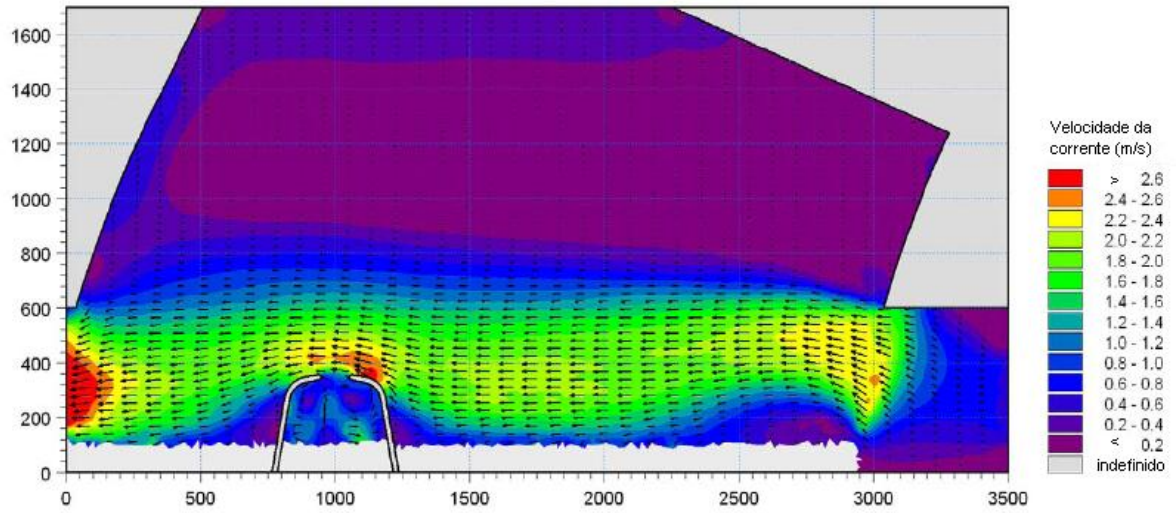


Figura 2.11. Intensidade e direcção da corrente induzida pelas ondas, simuladas pelo modelo numérico MIKE21 HD para o domínio do modelo físico, incluindo os guias de ondas (adaptada de Gerritsen, 2009).

No decurso dos testes experimentais, a altura de onda significativa foi medida ao longo de uma secção transversal do modelo, utilizando sondas de níveis hidrodinâmicos, e a velocidade da corrente foi também medida ao longo da secção transversal na posição longitudinal igual a 3 000 m, por um correntómetro da Nortek, a uma distância do fundo de 1/3 da profundidade da água. Os valores medidos foram comparados com os resultantes das simulações numéricas, em que a velocidade da corrente corresponde à média em profundidade (Figura 2.12). Os resultados mostram uma grande consistência entre as medições efectuadas no modelo físico e os resultados das simulações com o modelo numérico.

Para o mesmo caso de estudo foi efectuada uma outra aplicação da técnica de modelação combinada, que consistiu em inserir o modelo físico no domínio computacional de um modelo numérico regional de propagação da agitação marítima, sendo as condições de fronteira, no primeiro, determinadas pelas simulações do último. Mais detalhes acerca dos estudos referidos podem ser encontrados em Gerritsen, 2009, enquanto a descrição de outros realizados no âmbito de projecto COMIBBS pode ser encontrada em Sutherland, 2009.

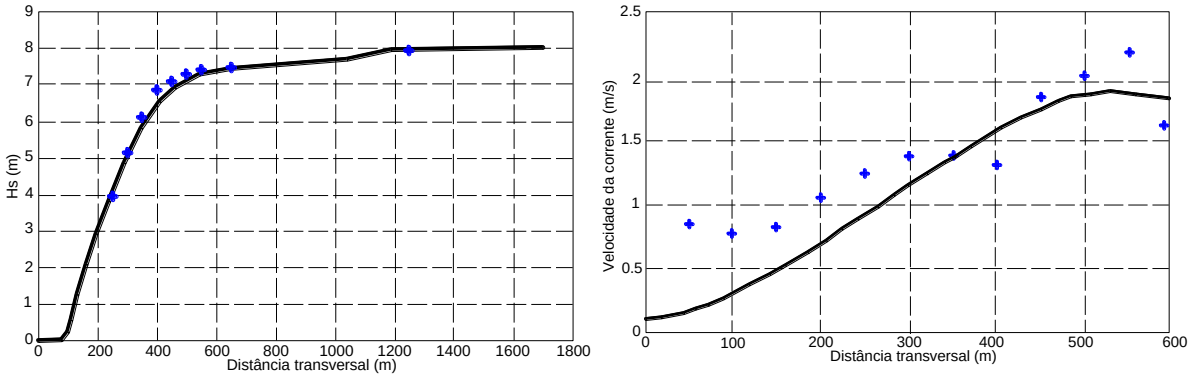


Figura 2.12. Comparação entre a altura de onda significativa (esquerda) e a velocidade da corrente junto à entrada do caudal bombeado (direita) simuladas pelo modelo numérico (a cheio) e medidas nos testes experimentais (cruzes, adaptada de Gerritsen, 2009).

2.3. EVOLUÇÃO DA COSTA NOROESTE PORTUGUESA A MÉDIO E LONGO PRAZO

2.3.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA COSTA NOROESTE PORTUGUESA

Portugal localiza-se na Península Ibérica, na região Sudoeste da Europa, na costa do Atlântico. A costa Noroeste Portuguesa situada a latitudes entre 40ºN e 42ºN, é altamente energética como se pode comprovar por análise da Figura 2.13.

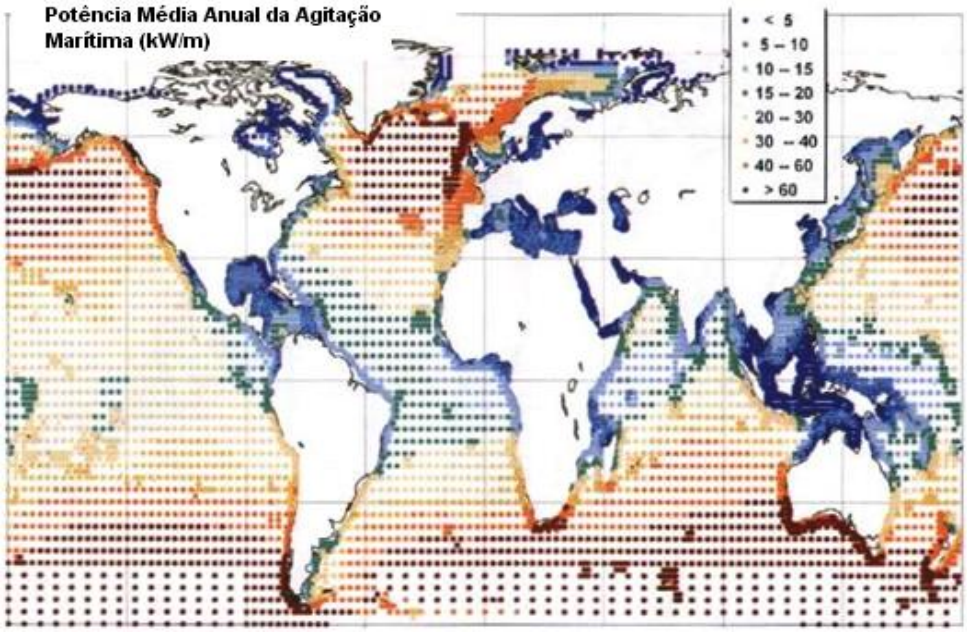


Figura 2.13. Potência média global da agitação marítima (kW/m) (Cruz, 2008).

Na figura apresenta-se uma estimativa da potência média global da agitação marítima, estimada a partir de dados do ECMRWF (European Centre for Medium-Range Weather Forecasts) do arquivo do modelo WAM ('Wave Analysis Model', WAMDI Group, 1988), calibrados e corrigidos pela Fugro OCEANOR (http://www.oceanor.no/), por confronto com uma base de dados global, de dados adquiridos por bóias ondógrafo e pelo satélite Topex/Poseidon.

As observações mais frequentes de agitação marítima são as provenientes do quadrante de NW, com alturas de onda significativas entre 2 m e 3 m e períodos de onda médios entre 8 s e 12 s. Situações de temporal geradas no Atlântico Norte são frequentes no Inverno marítimo (Outubro a Março) podendo persistir até 5 dias, com alturas de onda significativas que podem atingir 8 m (Costa *et al.*, 2001). A maré é semi-diurna com uma amplitude variável entre 2 m e 4 m em períodos de marés vivas. O nível médio da água do mar é de +2 m ZH (Zero Hidrográfico). O regime de agitação marítima é caracterizado por elevados níveis de energia, tendo a capacidade de induzir uma taxa potencial de transporte longitudinal de sedimentos, essencialmente dirigido de Norte para Sul, situada entre 1 e 2 milhões m^3/ano (Oliveira, 1997).

Com base nas suas características geomorfológicas a costa Noroeste Portuguesa pode ser dividida em dois sectores (Figura 2.14): um, compreendido entre Caminha e Espinho, essencialmente caracterizado pela existência de formações rochosas baixas e uma linha de costa com uma orientação aproximada de W10ºN; outro, entre Ovar e Marinha Grande, essencialmente uma extensa costa arenosa de baixa altitude, aproximadamente orientada a N20ºE, muito vulnerável à acção da agitação marítima, originalmente protegida por cordões dunares, já destruídos em muitas zonas. A inflexão da linha de costa que ocorre junto a Espinho resulta num gradiente da taxa potencial de transporte sólido, sendo de esperar uma taxa inferior a Sul, devido à redução do ângulo de incidência para as condições predominantes de agitação marítima, justificando uma tendência de acumulação sedimentar a Sul da zona de inflexão. O estuário do rio Douro e a Laguna de Aveiro são importantes formações morfológicas, que são fortemente influenciadas pelas acções antropogénicas das cidades do Porto e de Aveiro (Figura 2.14).

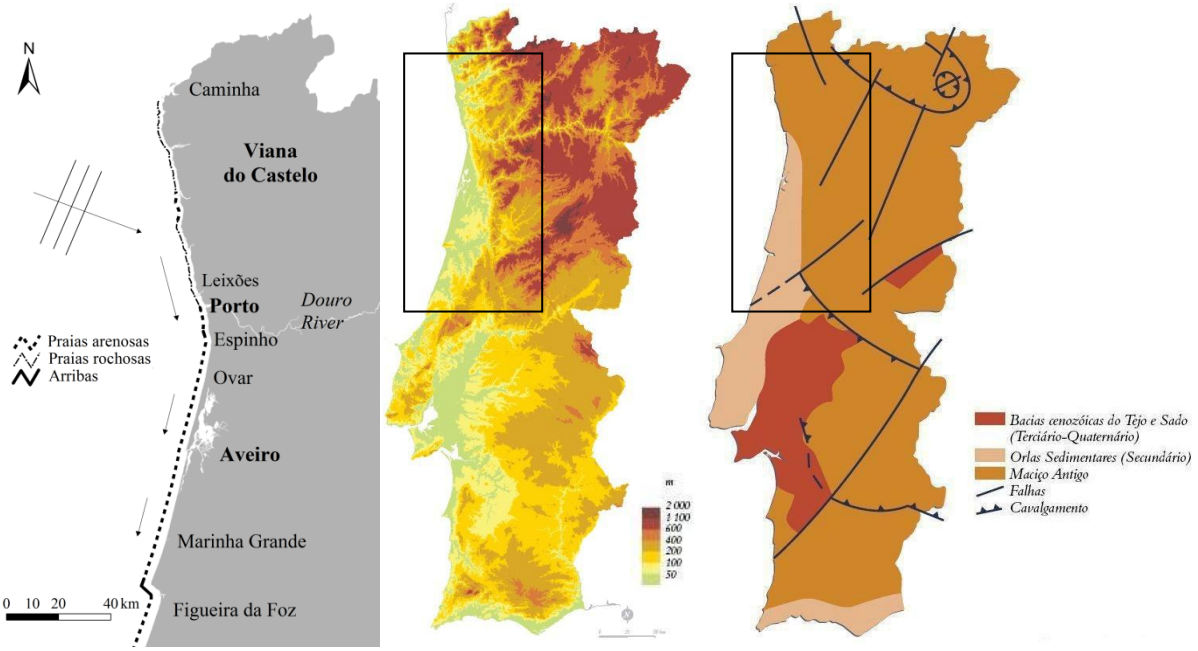


Figura 2.14. Deriva litoral e direcção dominante de proveniência da agitação marítima na costa Noroeste Portuguesa (esquerda); Mapa hipsométrico de Portugal continental (centro, IGP, 2007); Esquema morfo-estrutural de Portugal continental (direita, IGP, 2007).

As principais fontes sedimentares do bordo sedimentar (Figura 2.14) são o rio Douro e a erosão costeira. O primeiro, no seu regime natural, apresentava uma taxa de débito sedimentar de cerca de 1.8 milhões m^3/ano, que veio a decrescer para um valor de apenas cerca de 0.25 milhões m^3/ano

(Oliveira, 1997), resultando, para a mesma capacidade potencial de transporte sólido, que o regime de agitação marítima impõe, num aumento da erosão costeira. A redução do fornecimento sedimentar terá tido origem na construção de barragens, na regulação do escoamento dos rios e nas actividades de extracção de areias, comuns no passado. As estruturas costeiras também contribuem para o problema de erosão que se verifica neste sector costeiro, especialmente as estruturas portuárias de grande envergadura. De facto, embora os portos sejam essenciais para o desenvolvimento sócio-económico, introduzem perturbações severas no sistema de deriva litoral. Os quebramares portuários, após a sua construção, interrompem por completo a deriva litoral, havendo uma forte acumulação sedimentar a barlamar dos mesmos, deixando de haver transporte sedimentar para sotamar durante um período de tempo transitório, findo o qual se atingiria a sua saturação e a deriva litoral seria reposta. No entanto, mesmo após a capacidade de retenção destas estruturas ser esgotada, continua a haver retenção sedimentar no espaço interior do porto, o que é comprovado pelas dragagens frequentemente necessárias, continuando a haver uma transposição reduzida para sotamar. Os padrões de transformação da agitação marítima (refracção, difracção e reflexão) modificam-se e podem ser induzidas correntes ao longo das estruturas que transportam os sedimentos para profundidades tais, que a agitação marítima não tem a capacidade de os repor no sistema de deriva litoral. Adicionalmente, outras actividades de desenvolvimento, como a extracção de areias em praias e a não reposição dos sedimentos dragados no sistema de deriva litoral podem agravar o problema de erosão.

Os problemas de erosão que se fazem sentir na costa Noroeste Portuguesa são actualmente bastante pronunciados, destacando-se duas zonas, o sector costeiro entre Espinho e o Furadouro e o sector costeiro entre a barra de Aveiro e a praia do Areão. Em ambos os sectores a taxa efectiva de transporte sólido longitudinal é muito inferior à taxa potencial, no sector mais a Norte devido à redução do débito aluvionar por parte do rio Douro e no sector mais a Sul devido à reduzida transposição sedimentar junto à barra de Aveiro. Os efeitos combinados da erosão costeira e da forte pressão urbana (demasiado próxima da linha de costa) resultam, por sua vez, no estreitamento das praias e no recuo da linha de costa. O enfraquecimento ou destruição de cordões dunares inibe as funções de condicionamento da extensão do perfil activo de praia e de protecção de regiões interiores de baixas altitudes.

2.3.2. Avaliação da Evolução Costeira a Médio e Longo Prazo

A erosão costeira é um problema comum a toda a Europa (Eurosion, 2004), com origem em factores de diversas ordens. Por um lado, a natureza dinâmica das zonas costeiras e as alterações climáticas, e por outro as influências antropogénicas. Para gerir o problema de uma forma eficiente é necessário que estas causas sejam adequadamente compreendidas. No entanto, o conhecimento da dinâmica em zonas costeiras é ainda limitado, os efeitos das alterações climáticas são identificados num contexto de grande incerteza e os efeitos das intervenções de defesa costeira não são sistematicamente monitorizados. Apesar de as causas não estarem ainda objectivamente compreendidas e identificadas, é já evidente que pessoas e bens em algumas frentes urbanas se encontram em risco. Esta situação requer que sejam tomadas medidas, sendo cada vez mais importante a disponibilização de informação científica e técnica, para apoiar as decisões de gestão. Para a efectivação de acções sustentáveis, o planeamento deve considerar a evolução costeira a médio e longo prazo. Para que se estabeleçam prioridades de acção deve ser efectuada uma análise da distribuição espacial do risco costeiro (conforme recomendação da União Europeia (UE, 2007)).

Nesta secção pretende-se elucidar acerca do nível do conhecimento relativo à evolução da costa Noroeste Portuguesa a médio e longo prazo. Como foi referido na secção 2.2 os dados de campo representam um papel fundamental no estudo da evolução costeira a médio e longo prazo, pelo que

são apresentados alguns estudos de campo relacionados (secção 2.3.2.1). Refere-se também uma metodologia que pode ser utilizada como base para a definição da análise da distribuição espacial do risco costeiro (secção 2.3.2.2). É ainda apresentado um modelo numérico de simulação da evolução da fisiografia costeira (secção 2.3.2.3).

2.3.2.1. Dados de Estudos de Campo

Também na costa Portuguesa os conjuntos de dados de campo são escassos e os que existem são de difícil acesso e dizem respeitos a períodos de aquisição limitados, encontrando-se inventariados de forma dispersa. Não só é restrito o acesso a dados históricos resultantes de levantamentos hidrográficos, topográficos ou aéreos, como também a outros dados fundamentais para a caracterização de parâmetros relacionados com o estudo da evolução da linha de costa, por exemplo, dados históricos de agitação marítima ou de marés, fotografias aéreas de posicionamento da linha de costa, dados de caracterização sedimentar de praias, dados de caracterização de taxas de transporte sólido longitudinal relacionado com a corrente de deriva litoral, dados de descarga sedimentar por parte dos rios, dados de quantidades de material sedimentar extraído do sistema litoral, entre outros.

Programa de Monitorização da Cova do Vapor – Costa da Caparica

Está presentemente em curso um importante programa de monitorização associado a um projecto de reabilitação das estruturas de defesa de um sector da costa Oeste Portuguesa, localizado imediatamente a Sul do estuário do Tejo (Cova do Vapor – Costa da Caparica), em situação bastante crítica de erosão e que continua a ser sujeito a fortes pressões urbanas e turísticas (Figura 2.15). Este programa de monitorização é apresentado em Veloso-Gomes *et al.*, 2009, trabalho no qual se baseia a breve descrição que a seguir se apresenta.

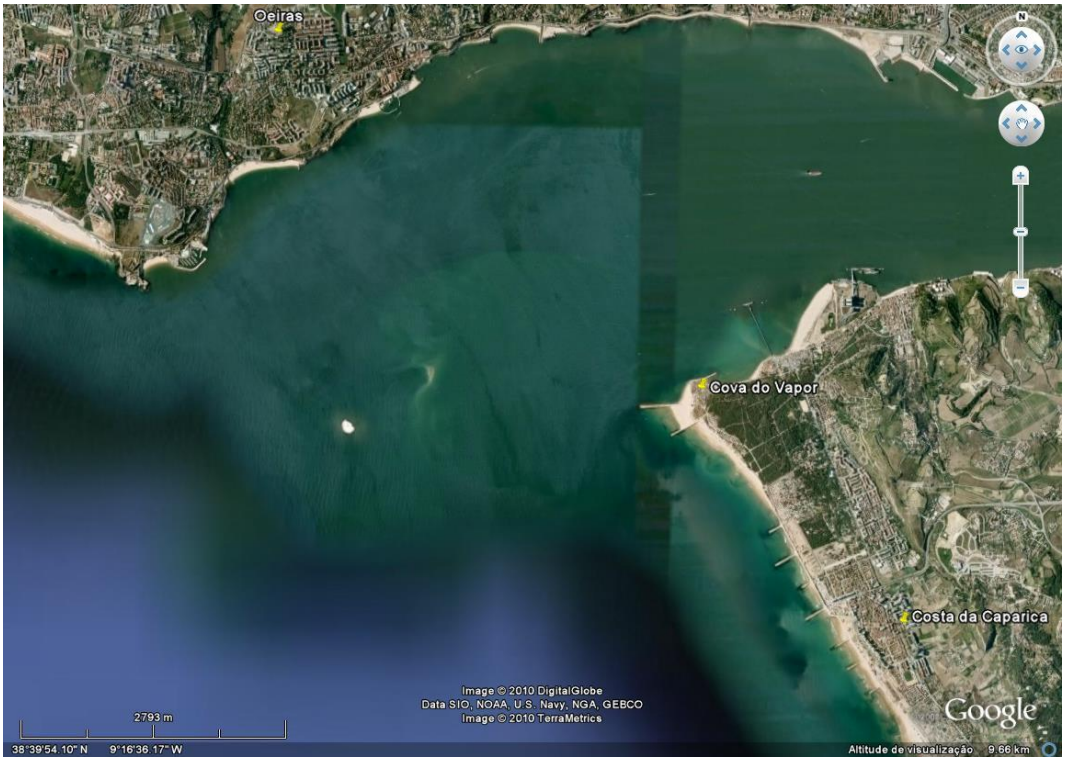


Figura 2.15. Sector costeiro Cova do Vapor – Costa da Caparica localizado imediatamente a Sul do estuário do Tejo (‘Google Earth’, 2010).

Neste sector existia uma restinga de areia (com cerca de 3 km de comprimento em 1870), que se manteve bastante estável durante cerca de 60 anos (entre 1870 e 1929, sofrendo apenas um ligeiro recuo) e que terá recuado esses mesmos 3 km em apenas cerca de 30 anos (entre 1927 e 1959). Na década de 60 (entre 1959 e 1971) foi necessário construir uma série de intervenções de defesa, que incluiu obras de defesa na Cova do Vapor e na frente urbana da Costa da Caparica (uma estrutura aderente com cerca de 2.5 km e um campo de sete esporões, alguns com mais de 180 m de comprimento). O sector manteve-se mais ou menos estável durante cerca de 30 anos (entre 1972 e 2000), ainda que sujeito a galgamentos pontuais (especialmente em 1995/96) e sujeito a crescente pressão urbana e turística. A partir do Inverno de 2000/01 verificou-se um agravamento da situação de erosão e um aumento dos galgamentos sobre a praia de S. João e sobre o cordão dunar, tornando-se necessária, por questões de segurança, a reabilitação das obras de defesa existentes (Veloso-Gomes *et al.*, 2009). Nos Invernos de 2002/03 e 2003/04 foram realizadas pequenas obras de emergência, iniciando-se em 2004 a execução da proposta de reabilitação aprovada (FEUP/IHRH, 2003, Veloso-Gomes *et al.*, 2006). A sua execução previa três fases, tendo a primeira sido levada a cabo entre Outubro de 2004 e Maio de 2005 e entre Outubro de 2005 e Maio de 2006, consistindo da reabilitação das obras existentes, com o prolongamento de esporões com função estruturante e diminuição do comprimento de esporões que poderiam vir a ser desmantelados a médio prazo e com a reestruturação da estrutura aderente existente ao longo da frente urbana da Costa da Caparica. A segunda fase, ainda em curso, engloba a alimentação artificial das praias do sector com cerca de 3 milhões de m^3 de areia, proveniente das dragagens do canal de navegação do porto de Lisboa que, no caso dos volumes sedimentares se tornarem insuficientes, poderiam ser também retiradas de duas zonas de empréstimo alternativas existentes ao largo. Adicionalmente, nesta fase, está incluída a reabilitação da frente urbana e o controlo do seu desenvolvimento a Sul do campo de esporões, estando também prevista a retirada do aglomerado populacional da Cova do Vapor. Esta fase está a ser acompanhada por um importante programa de monitorização por um período de cinco anos, cuja análise será considerada para a execução da terceira fase, que poderá incluir o desmantelamento de três esporões e o prolongamento dos restantes, bem como a definição de novos enchimentos com areias (Veloso-Gomes *et al.*, 2009). O programa de monitorização, para além do interesse prático de avaliação do tempo de vida das operações de alimentação artificial, que permitirá efectuar uma análise de custo-benefício de uma intervenção deste tipo em ambientes aos quais estão associados níveis energéticos significativos, reveste-se de grande interesse científico. Com efeito, estão a ser realizados levantamentos topo-hidrográficos (periodicidade bianual) da área de estudo, complementados com levantamentos topo-hidrográficos realizados antes e após as operações de enchimento com areias (apenas até à profundidade da extremidade dos esporões) e campanhas de fotografias aéreas ortogonais de elevada resolução (com uma periodicidade anual), que serão complementadas com campanhas de fotografias aéreas oblíquas realizadas antes e após as operações de enchimento com areias. São também realizadas campanhas de recolha de sedimentos para a caracterização sedimentar do sector (Veloso-Gomes *et al.*, 2009). Esta informação será utilizada para esclarecer o efeito do campo de esporões e da intervenção de alimentação artificial na evolução da morfologia do sector. Além disso, a conjugação da informação topo-hidrográfica reunida com informação de caracterização das condições hidrodinâmicas actuantes durante o período de monitorização será um valioso contributo para o conhecimento da dinâmica do sector, para o estudo dos processos morfo-sedimentares que aí ocorrem e para a aplicação e verificação de modelos numéricos de evolução da morfologia costeira.

Caracterização do Tamanho dos Sedimentos e do Perfil Transversal de Praia a Sul da Barra de Aveiro

Foram já realizados diversos estudos nos quais se procurou caracterizar os sedimentos ao longo da costa Noroeste Portuguesa (e.g. Coelho, 2005, Ferreira, 1998, entre outros citados pelos autores referidos). No entanto, estes estudos são ocasionais, utilizam métodos diversos e apresentam

conclusões que nem sempre são consensuais. Assim, as dimensões dos sedimentos são habitualmente caracterizadas através de um valor de referência correspondente a um diâmetro mediano de 0.5 mm (Ferreira, 1998) em todo o sector costeiro. A disponibilização parcial dos dados adquiridos em três campanhas de campo realizadas entre 2006 e 2007, ao longo do sector costeiro a Sul da barra de Aveiro (em situação de erosão bastante crítica) permitiu que fosse dado mais um contributo para a caracterização sedimentar na costa Noroeste Portuguesa (Silva *et al.*, 2009).

As campanhas de campo realizadas, durante as quais foram recolhidas amostras de sedimentos geo-referenciadas, consistiram de uma série de levantamentos topográficos com um sistema DGPS ('Differential Global Positioning System'). Os dados topográficos foram adquiridos utilizando um sistema DGPS multi-antena (Figura 2.16, Baptista *et al.*, 2008) composto por duas antenas instaladas num braço articulado, acoplado a um veículo. O braço (com cerca de 1 m) é suportado por uma roda exterior, que o mantém em permanente contacto com a praia. O sistema foi concebido de forma a permitir que o levantamento das zonas costeiras, nomeadamente junto à linha de costa e sobre bermas seja efectuado em segurança (Figura 2.16, Baptista *et al.*, 2008). A utilização de duas antenas GPS permite a obtenção precisa das coordenadas da parte inferior da roda exterior, mesmo quando as antenas se encontram inclinadas.

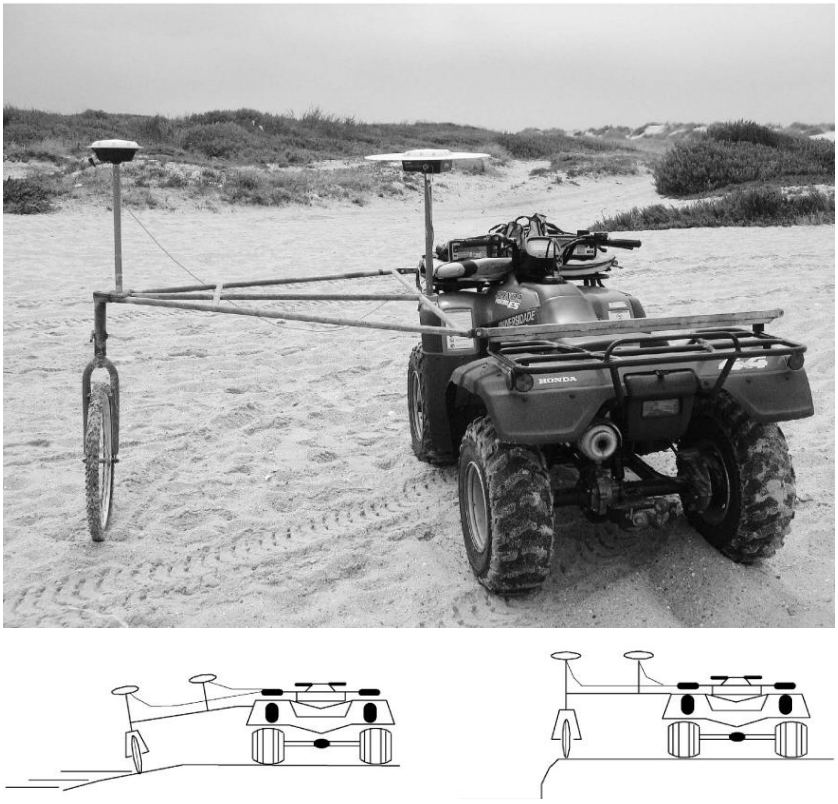


Figura 2.16. Sistema DGPS multi-antena para levantamento topográfico de zonas costeiras (Baptista *et al.*, 2008).

O procedimento de levantamento incluiu uma estação de referência geodésica da rede do IGP (Instituto Geográfico Português), com coordenadas no Datum Português, Hayford – Gauss – Melriça (Datum 73), a uma distância sempre inferior a 10 km do veículo. De acordo com as características da superfície da costa a levantar, foi definida uma rede longitudinal de perfis transversais. O limite exterior de levantamento era a linha de costa, enquanto o limite interior correspondia à base da duna

quando esta existia ou à primeira descontinuidade topográfica interior. O sector em análise foi levantado sobre uma malha composta por perfis transversais espaçados longitudinalmente entre 50 e 100 m. Os dados GPS foram pós-processados com o software 'Trimble Total Control' (2002). Uma vez que a precisão do posicionamento efectuado através da técnica de processamento cinemático DGPS é de cerca de 0.02 m em planta e de 0.04 m na altimetria, a precisão global dos pontos coordenados do solo será da mesma ordem de grandeza.

O sector em estudo foi segmentado em três trechos adjacentes, de Norte para Sul: Costa Nova – Vagueira (CNV), Vagueira – Poço da Cruz (incluindo os sub-segmentos Vagueira - Areão (VA) e Areão - Poço da Cruz (APC)) e Poço da Cruz – Mira (PCM). Os levantamentos topográficos foram conduzidos em condições de baixa-mar de marés vivas, no início de Outubro de 2006 (CNV, VA e APC), na Primavera de 2007 (APC e PCM) e no final de Setembro de 2007 (CNV, VA, APC e PCM). Foram também recolhidas e geo-referenciadas amostras de areia (nos 15 a 20 cm superficiais da praia) ao longo de perfis transversais da praia emersa, espaçados cerca de 500 m. As posições de recolha de amostras de sedimentos não foram mantidas constantes entre campanhas (Figura 2.17).

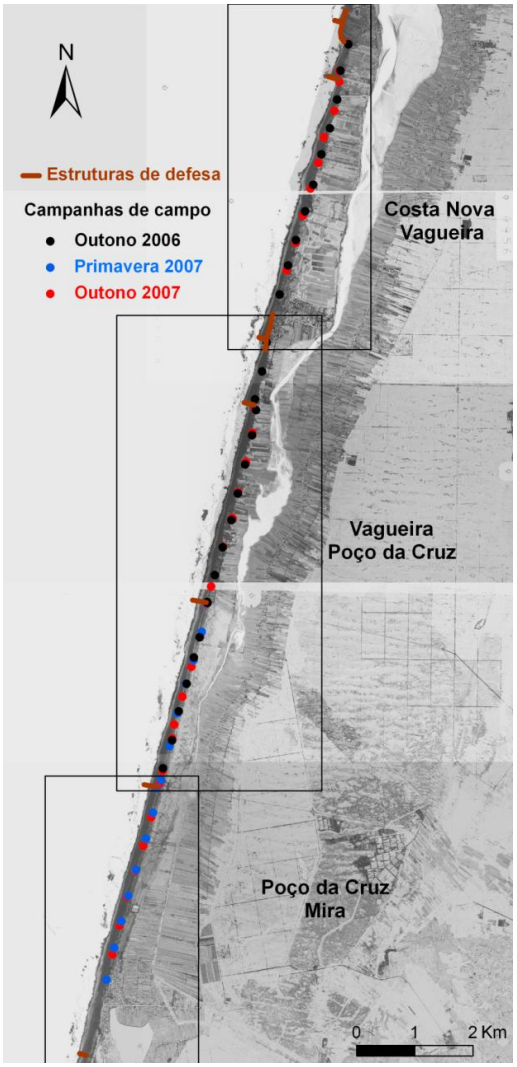


Figura 2.17. Campanhas de recolha de amostras de sedimentos e levantamento topo-hidrográfico do sector costeiro a Sul da barra de Aveiro (ortofoto-mapas SNIG, 1995).

Após o pós-processamento dos dados topográficos adquiridos, as coordenadas em Datum 73 foram convertidas para três sistemas de coordenadas locais, cujos eixos se encontram alinhados de forma aproximada com as direcções longitudinal e transversal dos segmentos. Para cada segmento foi então gerado um Modelo Digital de Terreno (MDT) com 1 m de resolução, através de um esquema de interpolação 'Triangular Irregular Networks' (TIN). Os perfis emersos transversais sobre os quais foi efectuada a recolha de amostras de sedimentos foram extraídos destes MDT, com base na sua localização aproximada, perfazendo um total de 75 perfis. Dependendo da largura da praia e das suas características morfológicas, foram recolhidas três ou quatro amostras ao longo de cada perfil, em pontos escolhidos como representativos das diferentes zonas da praia emersa, que se designaram por (Figura 2.18): linha de costa (podendo corresponder ao limite de espraiamento ou ao limite inferior do terraço de maré), face da praia, berma (nem sempre claramente desenvolvida) e base da duna (nem sempre existente, podendo corresponder à linha de vegetação, à arriba de erosão ou a obra longitudinal aderente). As amostras recolhidas nas três campanhas perfizeram um total de 258.

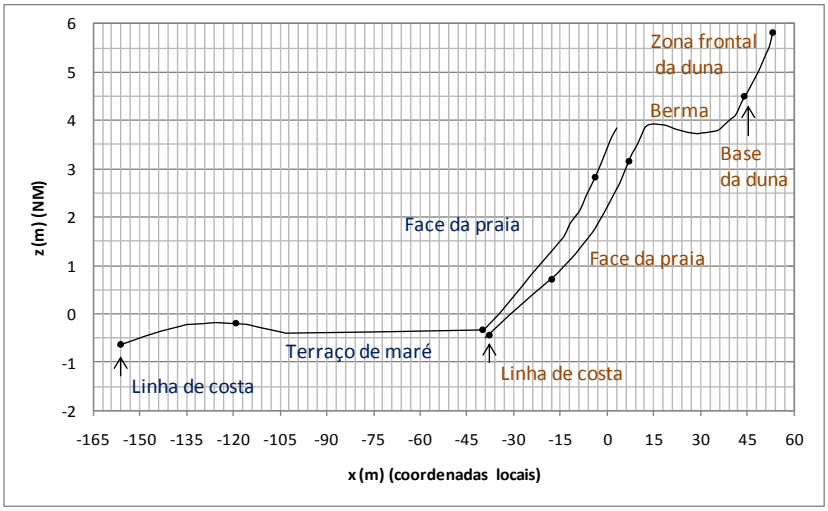


Figura 2.18. Identificação de pontos de recolha de amostras de sedimentos ao longo do perfil transversal de praia emersa (sobre dois dos perfis medidos).

A distribuição do tamanho dos grãos de areia das amostras foi obtida em laboratório (Laboratório de Ensaios em Materiais de Construção, LEMC–FEUP), através de um método de peneiração a seco de acordo com a Norma Europeia (IPQ, 2000). O método consiste em fazer passar uma amostra, cuja massa é conhecida, através de uma série de peneiros, arranjados em coluna, com crivos de tamanho decrescente no sentido descendente. As amostras são colocadas no topo da coluna que é submetida a vibração mecânica durante um determinado período de tempo, determinando-se a massa retida em cada um dos peneiros. A análise permite assim a obtenção de uma curva característica para a amostra de distribuição em frequência por classes de tamanho dos grãos. Os ensaios foram realizados com 400 – 500 g de cada amostra geo-referenciada, utilizando uma série de 11 peneiros com uma abertura variável em intervalos de 1ϕ, entre -6ϕ e 4ϕ (Figura 2.19), em que ϕ representa uma unidade de medida convencionalmente utilizada por sedimentologistas, resultante da transformação da medida no sistema métrico, dada pela expressão proposta por Krumbein, 1934:

$$\emptyset = -\log_2 d. \tag{2.11}$$

em que d representa o diâmetro característico dos sedimentos (em mm).



Figura 2.19. Material utilizado nos ensaios de análise granulométrica.

A distribuição longitudinal dos valores do diâmetro mediano, d_{50}, obtidos graficamente a partir dos resultados da análise granulométrica, para as amostras recolhidas junto à linha de costa, foi representada juntamente com a posição da linha de costa (extraída de um levantamento topo-hidrográfico, IGP, 2001) na Figura 2.20 (entre 2001 e a data de realização das campanhas, foram construídas duas estruturas de defesa, que são esquematicamente representadas na figura).

Apesar de não existir uma boa cobertura temporal para este parâmetro, ao longo do sector em estudo, da análise da figura destaca-se que nas zonas abrigadas por estruturas de defesa a sua variabilidade é aparentemente inferior, parecendo aumentar de Norte para Sul.

Para cada um dos sectores costeiros levantados e para cada uma das campanhas realizadas foram representados os perfis transversais da praia emersa, no sistema de coordenadas local correspondente, juntamente com a localização dos pontos de recolha de amostras de sedimentos (Figura 2.21, Figura 2.22 e Figura 2.23).

No final do Verão, nos segmentos CNV e VPC facilmente se identifica uma berma, o mesmo não acontecendo para o segmento PCM. No segmento CNV é também aparente a ocorrência de um terraço de maré, por vezes também observado no sub-segmento VA. Em praticamente toda a extensão do segmento CNV puderam identificar-se três pontos para a recolha de amostras de sedimentos: terraço de maré, face da praia, e berma. Em alguns dos perfis foi possível a identificação adicional de um quarto ponto próximo da duna. Na maioria dos perfis do segmento VPC foram identificados os quatro pontos. No entanto, na maioria dos perfis do segmento PCM apenas foram recolhidas amostras em três pontos.

A praia emersa apresenta características variáveis ao longo do sector costeiro, tornando-se aparentemente mais estreita de Norte para Sul, o que pode estar relacionado com a diminuição da pressão urbana à medida que há um maior afastamento à barra de Aveiro. Com efeito, mais a Norte os cordões dunares estão mais danificados, deixando de desempenhar a sua função de diminuição da largura da parte emersa do perfil activo e de consequente diminuição da largura de espraiamento das ondas e aumento do seu limite vertical.

O posicionamento dos perfis transversais varia ligeiramente na direcção longitudinal entre campanhas (~ 100 m, Figura 2.17), pelo que a análise da evolução do perfil transversal vai restringir-se à análise da tendência de variação em todo o sector levantado.

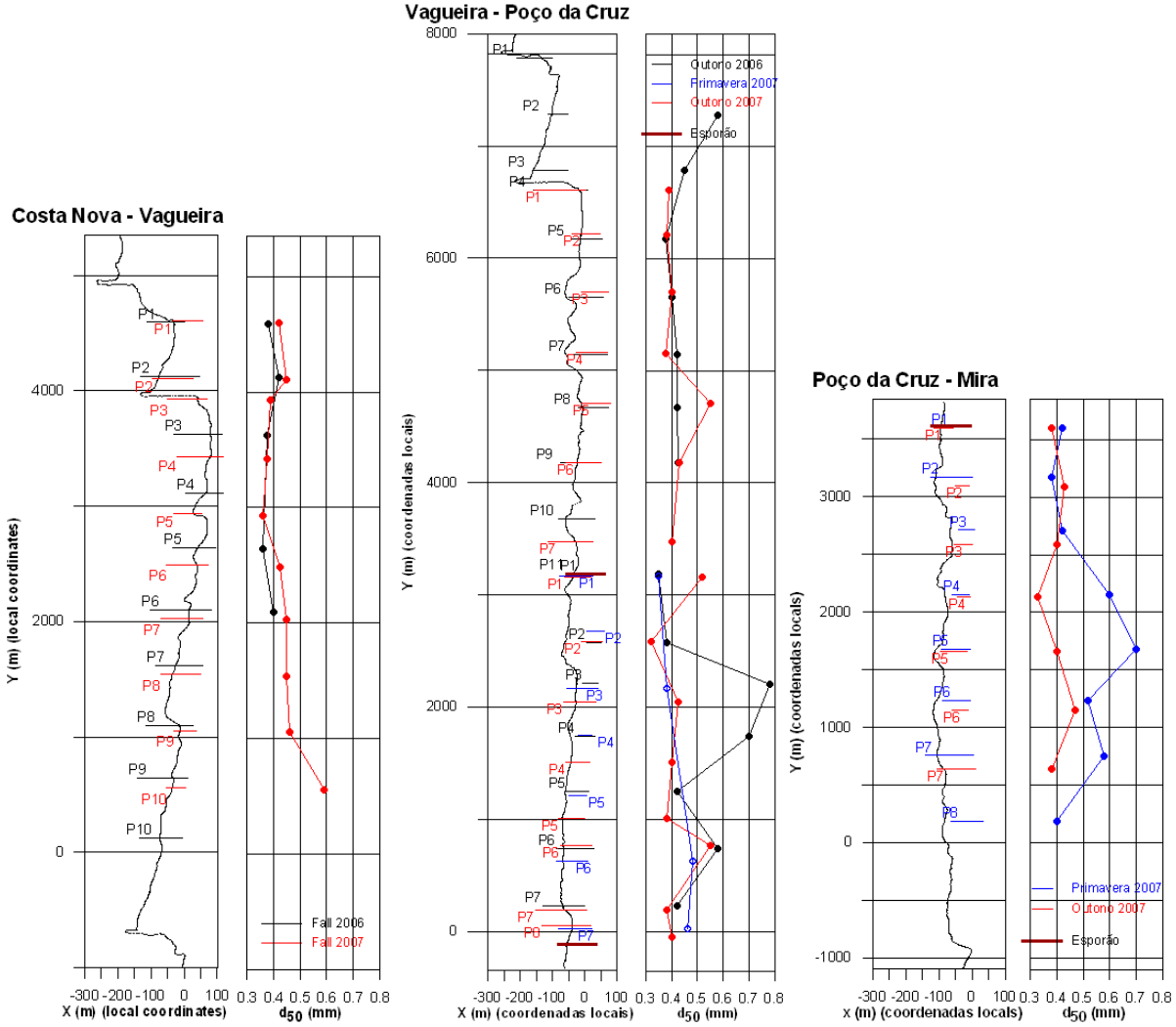


Figura 2.20. Variação longitudinal dos valores do diâmetro mediano dos sedimentos, obtidos a partir das amostras recolhidas junto à linha de costa, em cada um dos três segmentos do sector em estudo. Esquerda: configuração da linha de costa (2001). Direita: Diâmetro mediano dos sedimentos ao longo do segmento.

Excluindo os perfis correspondentes a levantamentos muito próximos de estruturas de defesa (em 2006: P1 e P2 no segmento CNV; P1, P2, P3 e P11 no sub-segmento VA; P1 e P7 no sub-segmento APC; em 2007: P2 no segmento CNV; P7 no sub-segmento VA; P7 e P8 no sub-segmento APC, Figura 2.17) foi efectuada uma estimativa, baseada nos gráficos apresentados, da largura máxima e da altura da praia emersa em cada segmento. No sector CNV a largura máxima da praia reduziu-se entre 2006 e 2007 de cerca de 250 m para cerca de 180 m, enquanto a sua altura máxima passou de cerca de 7 m para cerca de 6 m. No sub-segmento VA a evolução foi semelhante, verificando-se uma redução da largura máxima de cerca de 175 m para cerca de 140 m e uma redução da altura máxima de cerca de 7 m para cerca de 6 m. No sub-segmento APC a largura máxima terá passado de cerca de 140 m em 2006 para cerca de 135 m em 2007, enquanto a altura máxima da praia se terá mantido em cerca de 7 m. A variação dos perfis transversais da praia emersa, observada num ano, denota o problema de erosão que tem vindo a afectar o sector em estudo, cuja importância aumenta com a aproximação à barra de Aveiro. No sector PCM no final do Verão da 2007 a praia emersa apresentava uma largura máxima de cerca de 125 m e uma altura máxima de cerca de 7 m.

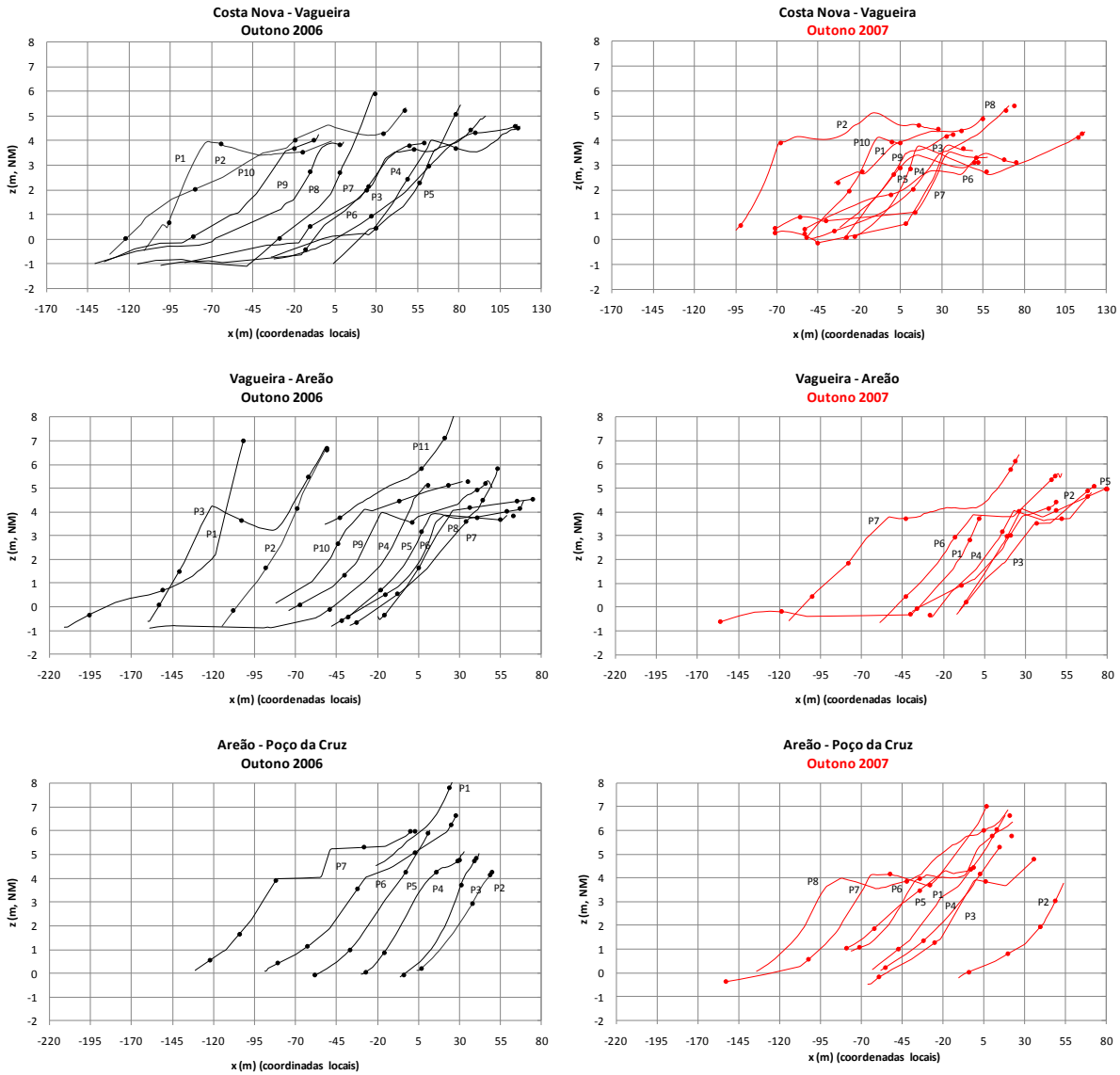


Figura 2.21. Perfis da praia emersa medidos nos segmentos CNV, VA e APC nas campanhas de Outono de 2006 e 2007 e localização das amostras de sedimentos recolhidas.

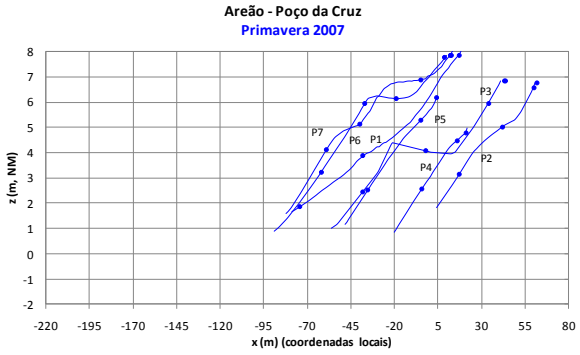


Figura 2.22. Perfis da praia emersa medidos no segmento APC na campanha de Primavera de 2007 e localização das amostras recolhidas.

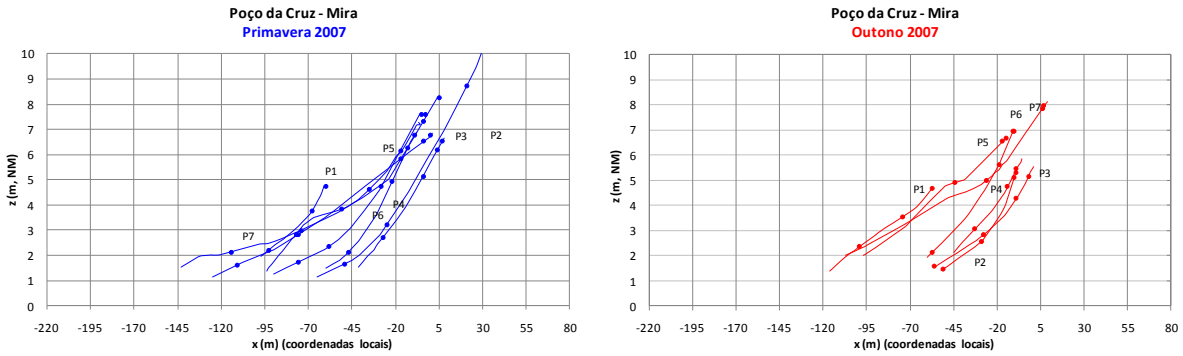


Figura 2.23. Perfis da praia emersa medidos no segmento PCM nas campanhas de Primavera e Outono de 2007 e localização das amostras recolhidas.

Quando se comparam os perfis transversais da praia emersa observados no final do Inverno marítimo (Primavera de 2007) com os observados no final do Verão marítimo (Outono 2007) no sub-segmento APC (excluindo os perfis transversais observados nas imediações de estruturas) não se verificam diferenças significativas. No segmento PCM os perfis da praia emersa apresentam-se mais uniformes ao longo da praia, não se observando a ocorrência de bermas.

O declive da praia é considerado um indicador do nível de dissipação de energia da agitação marítima sobre a praia, sendo classicamente admitida uma correlação significativa entre este parâmetro e o tamanho dos sedimentos que a constituem. Com efeito, associam-se declives de praia mais acentuados a sedimentos mais grosseiros. Bascom, 1951, terá sido o primeiro a relatar esta relação, tendo já sido verificada por muitos outros autores (Komar, 1998). A explicação baseia-se na existência de uma assimetria entre a intensidade do espraiamento das ondas e a do seu refluxo, que tende a ser menor devido à percolação e à fricção sobre a praia. Os sedimentos deslocados sobre a face da praia vão-se acumulando até que o declive seja suficiente para que a gravidade reforce a acção do refluxo. Quanto maior a dimensão dos sedimentos e quanto melhor calibrados, maior o efeito da percolação e consequentemente, maior o declive da face da praia.

Para cada perfil transversal apresentado foi medido graficamente o declive da face da praia, entre a linha de costa e a crista da berma, sempre que esta se encontrava presente, considerando-se o ponto do perfil elevado de 4 m em relação ao nível médio da água do mar, nos casos em que não era possível a identificação de uma berma bem desenvolvida.

No Quadro 2.3, apresentam-se os valores médios obtidos em cada segmento e em cada campanha, variáveis entre 0.07 e 0.09, com desvios-padrão entre 0.02 e 0.03. O declive máximo medido foi de 1.13 e o mínimo de 0.03. Uma vez que os perfis transversais se encontram espaçados de cerca de 500 m, correspondendo a diferentes zonas da praia (a barlamar de estruturas transversais, a sotamar ou em trechos não influenciados por estruturas) dificilmente se podem tecer considerações acerca da distribuição longitudinal deste parâmetro.

Averiguou-se a existência de uma correlação significativa entre o declive da face da praia e o diâmetro mediano dos sedimentos. Para tal, a partir dos resultados da análise granulométrica interpolou-se graficamente o diâmetro mediano de cada amostra. As amostras foram classificadas em função da zona do perfil em que tinham sido recolhidas, obtendo-se para cada uma dessas zonas o valor médio do diâmetro mediano em cada segmento e em cada campanha (Quadro 2.3). Não foi possível estabelecer essa correlação com base nos dados analisados.

Quadro 2.3. Média e desvio-padrão do diâmetro mediano dos sedimentos ao longo dos perfis transversais emersos e do declive médio da face da praia, em cada um dos segmentos medidos e em cada campanha.

Campanha	Segmento	Linha de costa $d_{50}\ (mm)$	Face da praia $d_{50}\ (mm)$	Berma $d_{50}\ (mm)$	Duna $d_{50}\ (mm)$	Declive da face da praia
Outono 2006	CNV	0.39 ± 0.02	0.39 ± 0.03	0.43 ± 0.12	0.39 ± 0.04	0.07 ± 0.03
	VA	0.44 ± 0.07	0.44 ± 0.06	0.55 ± 0.18	0.43 ± 0.13	0.07 ± 0.03
	APC	0.52 ± 0.17	0.38 ± 0.04	0.36 ± 0.18	0.45 ± 0.03	0.08 ± 0.02
Primavera 2007	APC	0.42 ± 0.06	0.63 ± 0.16	0.57 ± 0.11	0.43 ± 0.11	0.09 ± 0.02
	PCM	0.57 ± 0.11	0.50 ± 0.12	0.41 ± 0.02	0.38 ± 0.01	0.08 ± 0.03
Outono 2007	CNV	0.44 ± 0.06	0.44 ± 0.09	0.56 ± 0.20	0.39 ± 0.02	0.08 ± 0.03
	VA	0.51 ± 0.15	0.45 ± 0.08	0.61 ± 0.36	0.52 ± 0.20	0.08 ± 0.02
	APC	0.42 ± 0.08	0.60 ± 0.35	0.57 ± 0.19	0.45 ± 0.04	0.07 ± 0.02
	PCM	0.42 ± 0.04	0.40 ± 0.04		0.44 ± 0.12	0.08 ± 0.02

Os valores médios dos diâmetros medianos observados junto à linha de costa variam entre 0.39 e 0.57 mm, havendo uma certa tendência para o aumento deste parâmetro e da sua variabilidade de Norte para Sul. Os valores na face da praia variam longitudinalmente entre 0.39 e 0.63 mm, sobre a berma variam entre 0.36 e 0.61 mm e junto à base da duna entre 0.39 e 0.52 mm. Não se encontrou um padrão de variação transversal.

Os resultados obtidos através da análise granulométrica (distribuição em frequência por classes do tamanho dos sedimentos) foram analisados estatisticamente através do pacote GRADISTAT®, uma macro de Excel desenvolvida por Blott e Pye, 2001. Na análise determinaram-se os quatro parâmetros fundamentais de descrição estatística: a média, o desvio-padrão, a assimetria e a curtose. Estes parâmetros permitiram a classificação das amostras, de acordo com as medidas gráficas logarítmicas de Folk e Ward, 1957, em termos de dimensão média (d_M, diâmetro médio), calibragem (σ, desvio-padrão), assimetria ou tendência da dispersão no sentido dos maiores ou dos menores diâmetros (SK, assimetria) e achatamento da curva de distribuição em frequência em relação à distribuição normal (K, curtose). A terminologia descritiva do tamanho médio dos sedimentos seguiu a classificação de Udden-Wentworth (Quadro 2.4, Udden, 1914, Wentworth, 1922). A calibragem, a assimetria e a curtose seguiram a terminologia, apresentada no Quadro 2.5. Os resultados de classificação das amostras, em termos de dimensão média, calibragem, assimetria e curtose, respectivamente, para cada campanha e para cada segmento em análise, são apresentados no Quadro 2.6 ao Quadro 2.9.

Em termos globais a areia no sector costeiro em estudo é essencialmente média a grosseira, reflectindo uma dinâmica com importantes níveis de energia. Verifica-se através da comparação dos resultados obtidos para os segmentos APC e PCM, um acréscimo da fracção de areia grosseira em detrimento da fracção de areia média no fim do Inverno (Primavera 2007), comparativamente com o fim do Verão (Outono de 2006 e Outono de 2007). O que estará também relacionado com o aumento dos níveis de energia da agitação marítima durante o Inverno, que resultarão na mobilização de sedimentos mais finos da praia emersa para a praia submersa. Há um aumento da fracção de areia grosseira entre a campanha de Outono de 2006 e a campanha de Outono de 2007, encontrando-se areia muito grosseira nos segmentos entre a Costa Nova e Poço da Cruz.

De uma forma geral, a classificação das amostras situa-se entre moderadamente calibradas e bem calibradas, encontrando-se a maior parte das amostras nas classes moderadamente bem calibrada e bem calibrada. Em termos de simetria verifica-se uma tendência para o enriquecimento com areias grosseiras, especialmente após o Inverno, observando-se um padrão de aumento desse enriquecimento de Norte para Sul nas campanhas realizadas.

Quadro 2.4. Terminologia descritiva dos sedimentos não consolidados em função do seu tamanho de acordo com a escala de Udden-Wentworth.

ϕ	d_M	Descrição
-11	2048 mm	
-10	1024 mm	
-9	512 mm	Balastros e Blocos
-8	256 mm	
-7	128 mm	
-6	64 mm	
-5	32 mm	
-4	16 mm	Seixos
-3	8 mm	
-2	4 mm	
		Grânulos
-1	2 mm	Areia muito grosseira
0	1 mm	Areia grosseira
1	500 μm	Areia média
2	250 μm	Areia fina
3	125 μm	Areia muito fina
4	63 μm	
5	31 μm	
6	16 μm	Silte
7	8 μm	
8	4 μm	
9	2 μm	Argila

Quadro 2.5. Medidas gráficas logarítmicas de Folk e Ward, 1957, baseadas nos percentis[2] de distribuição da amostra e terminologia descritiva da calibragem, assimetria e curtose.

Média (d_M)	Desvio Padrão (σ)	Assimetria (SK)	Curtose (Ku)
$\frac{\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84}}{3}$	$\frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{4} + \frac{\phi_{95} - \phi_5}{6.6}$	$\frac{\phi_{16} + \phi_{84} - 2\phi_{50}}{2(\phi_{84} - \phi_{16})} + \frac{\phi_5 + \phi_{95} - 2\phi_{50}}{2(\phi_{95} - \phi_5)}$	$\frac{\phi_{95} - \phi_5}{2.44(\phi_{75} - \phi_{25})}$

Calibragem (σ)		Assimetria (SK)		Curtose (Ku)	
Muito bem calibrada	< 0.35	Rica em finos	+0.3 a +1.0	Muito platicúrtica	< 0.67
Bem calibrada	0.35 a 0.50	Enriquecida com finos	+0.1 a +0.3	Platicúrtica	0.67 a 0.90
Moderadamente bem calibrada	0.50 a 0.70	Simétrica	-0.1 a +0.1	Mesocúrtica	0.90 a 1.11
Moderadamente calibrada	0.70 a 1.00	Enriquecida com grosseiros	-0.3 a -0.1	Leptocúrtica	1.11 a 1.50
Mal calibrada	1.00 a 2.00	Rica em grosseiros	-1.0 a -0.3	Muito leptocúrtica	1.50 a 3.00
Muito mal calibrada	2.00 a 4.00			Extremamente leptocúrtica	> 3.00
Extremamente mal calibrada	> 4.00				

[2] O percentil k corresponde ao valor ϕ_k da amostra, para o qual a função de distribuição é igual a k/100, i.e. existe uma probabilidade k/100 de, numa nova amostra, os valores observados serem inferiores a ϕ_k.

Quadro 2.6. Classificação da dimensão média das amostras de sedimentos em análise.

Média		Fina	Média	Grosseira	Muito Grosseira
Outono 2006	CNV	0%	96%	4%	0%
	VA	0%	74%	26%	0%
	APC	4%	86%	11%	0%
Primavera 2007	APC	0%	48%	48%	4%
	PCM	0%	64%	36%	0%
Outono 2007	CNV	0%	81%	14%	6%
	VA	0%	71%	21%	7%
	APC	0%	69%	24%	7%
	PCM	0%	90%	10%	0%

Quadro 2.7. Classificação da calibragem das amostras de sedimentos em análise.

Calibragem		Muito bem calibrada	Bem calibrada	Moderadamente bem calibrada	Moderadamente calibrada	Mal calibrada	Muito mal calibrada
Outono 2006	CNV	7%	57%	32%	4%	0%	0%
	VA	3%	29%	45%	19%	3%	0%
	APC	0%	25%	68%	4%	4%	0%
Primavera 2007	APC	0%	12%	68%	16%	4%	0%
	PCM	0%	29%	68%	4%	0%	0%
Outono 2007	CNV	6%	25%	58%	3%	6%	3%
	VA	0%	32%	46%	11%	11%	0%
	APC	0%	21%	59%	17%	3%	0%
	PCM	10%	30%	55%	5%	0%	0%

Quadro 2.8. Classificação da assimetria das amostras de sedimentos em análise.

Assimetria		Enriquecida com finos	Simétrica	Enriquecida com grosseiros	Rica em grosseiros
Outono 2006	CNV	29%	21%	50%	0%
	VA	6%	35%	52%	6%
	APC	14%	21%	61%	4%
Primavera 2007	APC	28%	36%	32%	4%
	PCM	21%	25%	54%	0%
Outono 2007	CNV	17%	17%	61%	6%
	VA	7%	14%	68%	11%
	APC	7%	34%	59%	0%
	PCM	5%	25%	70%	0%

Quadro 2.9. Classificação da curtose das amostras de sedimentos em análise.

Curtose		Muito platicúrtica	Platicúrtica	Mesocúrtica	Leptocúrtica	Muito leptocúrtica
Outono 2006	CNV	0%	18%	54%	29%	0%
	VA	0%	19%	52%	29%	0%
	APC	0%	29%	54%	18%	0%
Primavera 2007	APC	0%	48%	28%	24%	0%
	PCM	0%	32%	57%	11%	0%
Outono 2007	CNV	3%	39%	44%	14%	0%
	VA	4%	21%	43%	29%	4%
	APC	0%	38%	45%	17%	0%
	PCM	0%	35%	55%	10%	0%

Em suma, a análise dos resultados obtidos nas campanhas de campo realizadas não permitiu que se estabelecesse uma correlação significativa entre a dimensão dos sedimentos e os declives da face da praia medidos. Há que ter em atenção que os perfis transversais utilizados na análise representavam zonas distintas das praias, podendo localizar-se a barlamar ou a sotamar de obras de defesa, ou na praia exposta, o que pode ter condicionado os resultados. Os declives da face da praia médios obtidos em cada segmento e em cada campanha variavam entre 0.07 e 0.09, com desvios-padrão entre 0.02 e 0.03. Também não foi possível a observação de padrões de variação transversais ou longitudinais do diâmetro mediano de sedimentos. Foi efectuada uma caracterização geral das dimensões das areias nas praias emersas ao longo do sector costeiro a Sul da barra de Aveiro. Verificou-se que as areias são essencialmente médias (diâmetro médio entre 0.250 mm e 0.5 mm) a grosseiras (diâmetro médio entre 0.5 mm e 1 mm), o que é consistente com os elevados níveis energéticos associados à agitação marítima neste sector costeiro. No fim do Inverno, após um período de tempo em que há mais energia associada aos estados de mar, há um aumento da importância da fracção de amostras com areia grosseira. Apesar de não se observar um padrão de aumento da dimensão das areias de Norte para Sul, verificou-se uma clara tendência para o enriquecimento das amostras com sedimentos grosseiros de Norte para Sul. A cobertura temporal das campanhas realizadas não permitiu que fossem identificados padrões de variação no tempo.

Registo Fotográfico nos Sectores Costeiros: Esmoriz – Furadouro e Barra de Aveiro – Areão

No âmbito dos trabalhos conducentes à preparação da presente dissertação foi dada continuidade a uma série de campanhas de recolha de amostras superficiais de areia, junto à linha de costa, em condições de baixa-mar de marés vivas, em vinte pontos localizados nos sectores da costa Noroeste Portuguesa: Barra de Aveiro – Areão e Esmoriz – Furadouro, ambos em situação persistente de erosão. As campanhas tinham como principal objectivo estabelecer uma base de dados, que permitisse o estudo da evolução sazonal e inter-anual da granulometria dos sedimentos que constituem a face da praia. As campanhas tinham sido iniciadas em Fevereiro de 2003 (Coelho, 2005) e foram realizadas com uma frequência quadrimestral até Junho de 2008 (excepção para Fevereiro e Junho de 2006), perfazendo um total de quinze. A análise granulométrica das amostras foi realizada no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Estes dados não foram ainda analisados.

Durante a realização das campanhas foi também constituído um registo fotográfico em cada um dos pontos de colheita de amostras. As imagens adquiridas ilustram de forma clara a situação crítica de erosão a que os sectores costeiros estão sujeitos. Apresentam-se de seguida os registos efectuados em cada um dos pontos de colheita (de Norte para Sul) em três das campanhas realizadas entre Outubro de 2006 e Junho de 2008), Figura 2.24 a Figura 2.42.



Figura 2.24. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Esmoriz (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.25. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Cortegaça - 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.26. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Cortegaça - 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.27. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Cortegaça - 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.28. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Maceda (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.29. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Furadouro – 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.30. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Furadouro – 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.31. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa Esmoriz – Furadouro: Furadouro – 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.32. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas (Outubro de 2006 – Junho de 2008) no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Barra - 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.33. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas (Outubro de 2006 – Junho de 2008) no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Barra - 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.34. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova - 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.35. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova – 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.36. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova – 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.37. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Costa Nova – 4 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.38. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 1 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.39. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 2 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.40. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 3 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.41. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Vagueira – 4 (10/2006, 02/2007 e 02/2008).



Figura 2.42. Locais de recolha de sedimentos durante as campanhas realizadas no sector da costa Noroeste Portuguesa barra de Aveiro – Areão: Areão (10/2006, 02/2007 e 02/2008).

Avaliação da Corrente de Deriva Litoral num Sector da Costa Oeste Portuguesa: Aplicação de Diferentes Metodologias

O conhecimento da intensidade da corrente longitudinal induzida junto à rebentação pela agitação marítima na sua aproximação oblíqua à costa, permite a estimativa da taxa de transporte sólido longitudinal, sendo também bastante importante para a previsão da deslocação de poluentes que tendo sido acidentalmente libertados para o mar se aproximem da costa. Na sequência do acidente que ocorreu com o petroleiro *Prestige* (Novembro de 2002), o Instituto Hidrográfico (IH), iniciou uma série de trabalhos que envolveram testes numéricos e estudos de campo, para o estudo do regime de circulação costeira e em particular da corrente de deriva litoral[3].

Neste contexto, foi desenvolvida uma experiência-piloto num troço da costa Oeste Portuguesa, localizado entre a Figueira da Foz e a Nazaré (Praia da Vieira-Praia Velha, Figura 2.43) seleccionado pelas suas características geomorfológicas, que ofereciam condições ideais para a realização dos trabalhos de campo e para a aplicação dos modelos numéricos (Gomes *et al.*, 2004; Silva *et al.*, 2005). Trata-se de um troço linear com cerca de 9 km de extensão, caracterizado por uma batimetria paralela à linha de costa, com uma orientação aproximada N21ºE. Trata-se de um trecho arenoso, onde não existiam estruturas costeiras transversais ou longitudinais, naturais (afloramentos rochosos) ou artificiais (esporões ou quebramares), nem descontinuidades (estuários de rios). Para uma configuração deste tipo as condições hidrodinâmicas e geomorfológicas não apresentariam gradientes longitudinais, o que iria facilitar a aplicação das diferentes metodologias, que incluíam a utilização simultânea de um modelo quasi-3D de circulação costeira de elevada resolução (SHORECIRC,

[3] Contribuição para os projectos de I&D, PAMMELA2 (PDCTM/P/MAR/15242/1999) e MOCASSIM (PARLE/POCTI).

Svendsen *et al.*, 2001), ao qual está associado um modelo de propagação da agitação marítima (REF/DIF1, Kirby e Dalrymple, 1994), e um modelo de perfil de praia (LITDRIFT, Deigaard *et al.*, 1986), cujos resultados podiam ser assim considerados representativos de toda a extensão do troço costeiro em estudo.

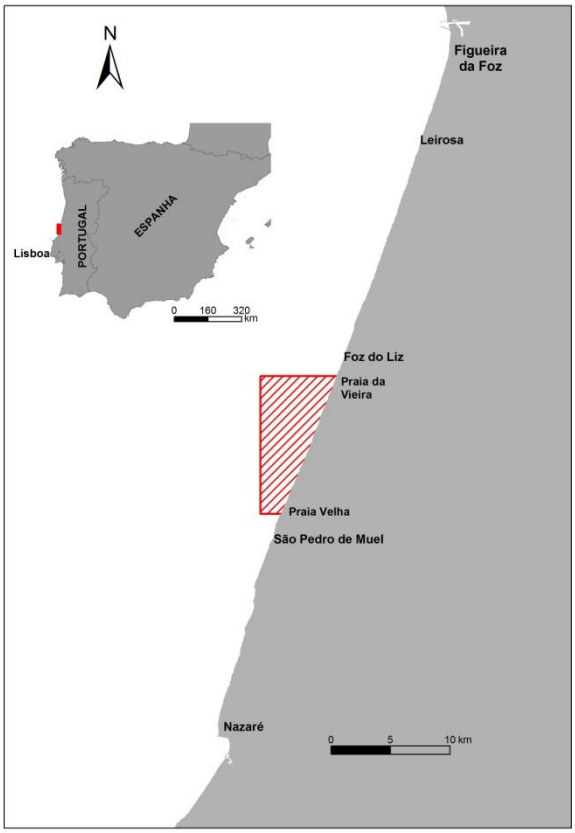


Figura 2.43. Troço costeiro da costa Oeste Portuguesa seleccionado para a realização da experiência-piloto.

Para a aplicação dos modelos numéricos e planeamento dos trabalhos de campo foi construído um Modelo Digital de Terreno (MDT) com uma resolução de 10 m, através da interpolação de informação obtida num levantamento hidrográfico realizado entre a Leirosa e S. Pedro de Muel (1982-83, escala 1:25 000) e validado por um outro levantamento da zona costeira da Leirosa (1994, escala 1:2 000). Uma vez que não havia informação topo-hidrográfica para a zona compreendida entre as batimétricas -2 m ZH e +5 m ZH, esta foi extrapolada a partir da informação existente para a zona compreendida entre as batimétricas -2 m ZH e -4 m ZH. Durante a realização da experiência de campo foi realizado um levantamento expedito, com cerca de 200 m de resolução, que permitiu o aperfeiçoamento da malha criada. A parte submersa do trecho costeiro é caracterizada pela existência de uma barra longitudinal, com uma largura de 350 m a 400 m, que se eleva, a partir da cota -10 m ZH, cerca de 3.5 m a 6 m. A crista da barra localiza-se a uma distância de 500 m a 650 m da linha de costa (Figura 2.44).

A experiência-piloto tinha como principal objectivo a estimativa realista da corrente de deriva litoral, que iria contribuir para a calibração dos modelos numéricos. Os trabalhos de campo, que decorreram nos dias 6 e 7 de Outubro de 2003, consistiram no lançamento de um grande número de elementos flutuantes, em duas posições pré-definidas durante a fase de planeamento, e acompanhamento do seu

deslocamento através de fotografias aéreas sequenciais geo-referenciadas. As posições de lançamento foram definidas com base em experiências numéricas, que permitiram a estimativa da distribuição transversal da corrente de deriva litoral, a partir de cenários estabelecidos para as condições hidrodinâmicas. Esta informação foi conjugada com a análise dos padrões de rebentação em fotografias aéreas geo-referenciadas (na altura disponíveis no sítio do Instituto Geográfico Português) e do modelo digital de terreno da zona de estudo. Na fase de concepção da experiência-piloto tornou-se evidente a necessidade de recurso a um Sistema de Informação Geográfica (SIG) para gestão, integração e análise de quantidades consideráveis de dados espaciais com formatos diversos (Gomes *et al.*, 2004).

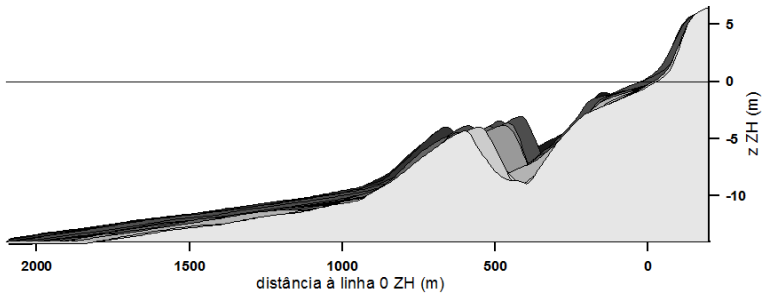


Figura 2.44. Perfis transversais extraídos da malha topo-hidrográfica do troço costeiro seleccionado para a realização da experiência-piloto.

O lançamento dos elementos flutuantes (3000 folhas plastificadas de papel colorido com dimensão A3) foi efectuado por mergulhadores da Marinha Portuguesa, a partir de um bote de borracha. Nos dois dias da experiência foram lançados conjuntos de 250 elementos flutuantes, com intervalos de tempo que variaram entre 35 e 60 minutos (08:55; 9:30 e 10:30), simultaneamente para as duas posições pré-definidas. De forma a facilitar a identificação do local e instante de lançamento foram utilizadas marcas de seis cores. O acompanhamento do deslocamento das marcas foi efectuado através de levantamentos aero-fotográficos à escala 1:5000 pela Esquadra 401 da Força Aérea Portuguesa. A escolha das cores a utilizar nas marcas, bem como a altitude/escala a que deveria ser realizado o voo de acompanhamento foram previamente determinadas por experiência expedita da Esquadra 401, que incluiu o lançamento de marcas de variadas cores para uma piscina e para mar aberto, fotografando depois estes alvos a várias altitudes. As fotografias obtidas foram processadas e analisadas em pormenor, permitindo determinar as melhores combinações de contraste e identificação individual das folhas. No dia 6 de Outubro, foram efectuadas 6 fiadas de voos separadas por intervalos de 30 minutos. No dia 7 de Outubro, foram realizadas 9 fiadas separadas por intervalos de tempo que variaram entre 11 e 33 minutos. Em cada voo foram produzidas consecutivamente fotografias aéreas a cada 11 segundos, correspondendo a uma sobreposição de 20%. As marcas que chegaram à praia, a Sul das posições de lançamento, foram recolhidas e geo-posicionadas individualmente por uma equipa de campo da Brigada Hidrográfica do IH. Prevendo-se a possibilidade das marcas derivarem para o largo, estas continham instruções para a comunicação da sua recuperação (taxa de recuperação de 67%). As condições de agitação marítima e de corrente foram monitorizadas no limite mais profundo da zona de estudo por um ADCP (‘Acoustic Doppler Current Profiler’), fundeado no limite externo da área da experiência, aproximadamente sobre a batimétrica -13 m ZH. As condições meteorológicas foram monitorizadas numa estação costeira mantida pelo IH em Ferrel (Peniche), a cerca de 60 km a Sul da Praia da Vieira (Figura 2.45).

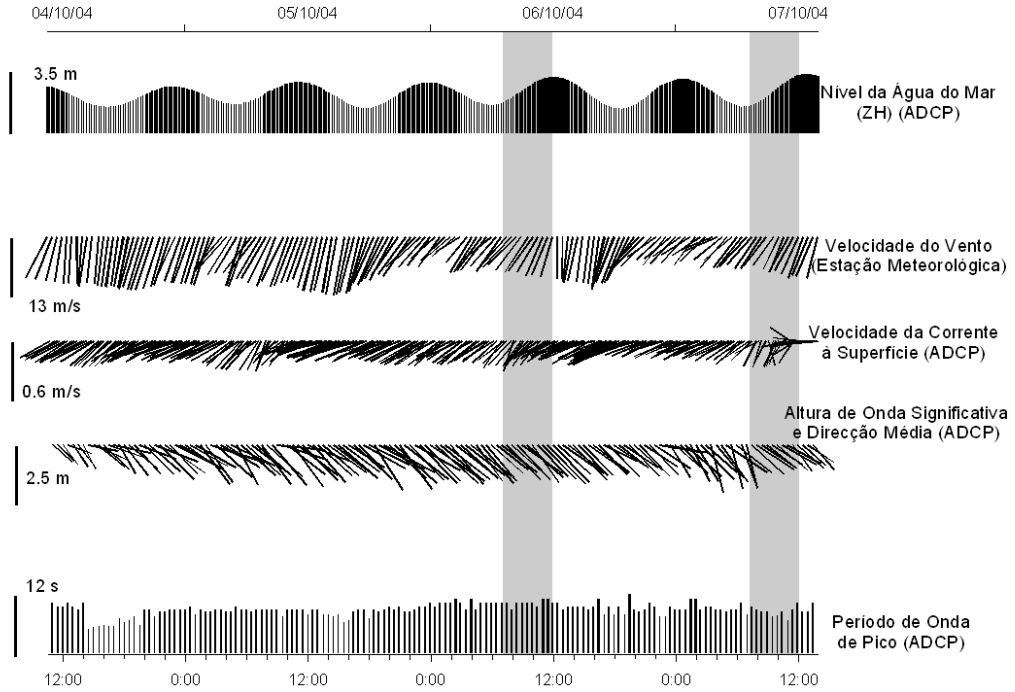


Figura 2.45. Monitorização das condições hidrodinâmicas e de vento durante a realização da experiência-piloto.

As fotografias adquiridas durante os trabalhos de campo (cerca de 120) foram digitalizadas e posteriormente geo-referenciadas (sistema de coordenadas militar), procedendo-se à extracção de informação da posição das marcas nos diferentes instantes, tendo-se produzido polígonos envolvendo grupos de marcas (60 grupos de áreas envolventes, Figura 2.46). A análise da informação vectorial permitiu a definição das trajectórias das marcas, a avaliação da sua dispersão e a estimativa da sua velocidade máxima, a partir dos centros de massa dos polígonos (Gomes *et al.*, 2004).

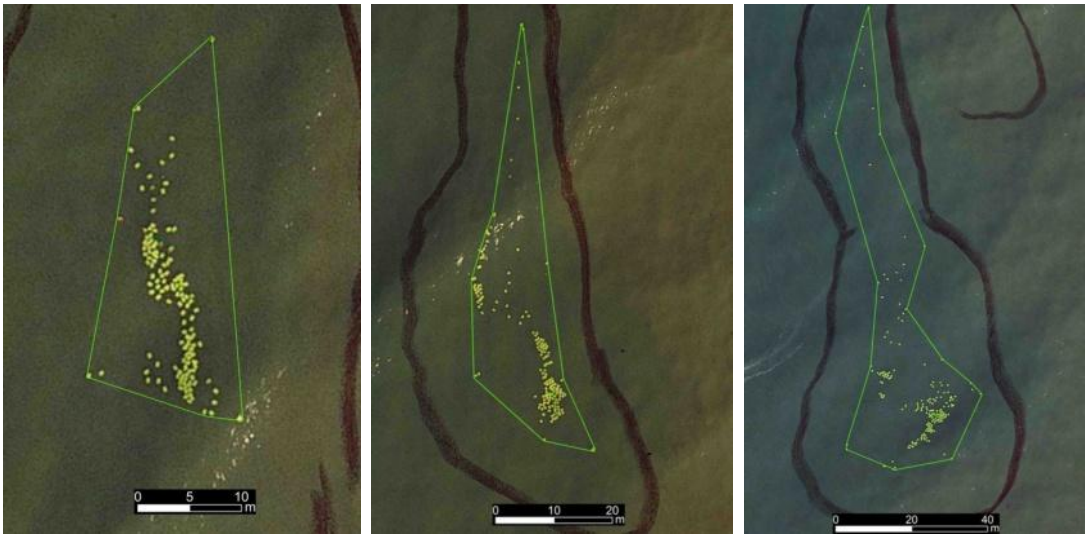


Figura 2.46. Exemplos de três conjuntos de áreas envolventes de marcas verdes (da esquerda para a direita, às 09:36; 09:40 e 09:50, Gomes et al., 2004).

Durante a realização dos trabalhos de campo nem tudo correu como esperado, pois as condições de mar severo combinadas com ventos fortes (Figura 2.45) não permitiram que o bote de borracha se aproximasse das posições de lançamento pré-definidas, em segurança. Assim, as marcas foram lançadas demasiado ao largo para serem conduzidas pela corrente de deriva litoral, tendo derivado para o largo sob acção de correntes induzidas pelo vento à superfície. No segundo dia de trabalhos de campo foi já possível o lançamento do segundo e terceiro conjuntos de marcas no interior da zona de rebentação. Na Figura 2.47 apresenta-se a trajectória seguida pelas marcas lançadas no segundo dia de trabalhos de campo (7 Outubro 2003) e o histograma das marcas recolhidas na praia (7 e 8 Outubro 2003), representados sobre o MDT da área da experiência.

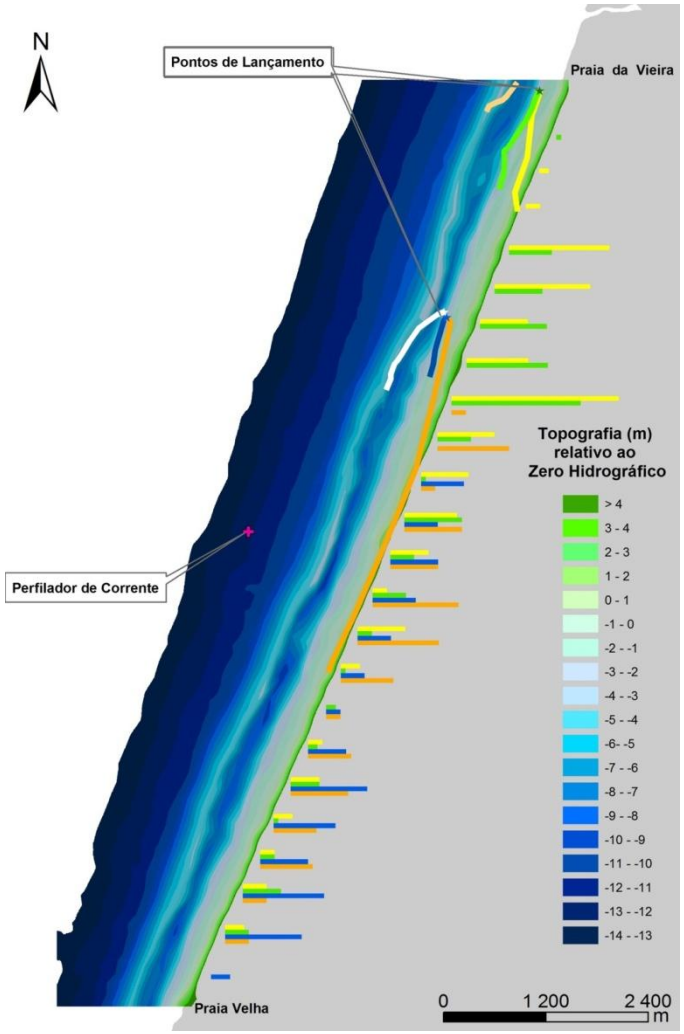


Figura 2.47. Trajectória das marcas lançadas e histograma das marcas recolhidas na praia (7 e 8 Outubro 2003), representados sobre o MDT da área da experiência (Gomes *et al.*, 2004).

No Quadro 2.10 apresenta-se uma caracterização sumária da trajectória e da velocidade das marcas lançadas durante o segundo dia de trabalhos de campo. Foi estimada a velocidade inicial das marcas e a velocidade que estas terão adquirido no seu deslocamento junto à praia emersa. Estimou-se uma velocidade média de 0.4-0.6 m/s.

Quadro 2.10. Trajectória das marcas lançadas durante o segundo dia de trabalhos de campo (Gomes et al., 2004).

Cor das marcas	Posição de lançamento	Instante de lançamento	Deriva	Velocidade inicial de deriva (cm/s)	Velocidade junto à praia emersa (cm/s)
Damasco	Norte	08:55	Largo	10	–
Verde	Norte	09:30	Praia	10 – 50	90
Amarelo	Norte	10:30	Praia	10 – 30	60
Branco	Sul	08:55	Largo	10	–
Laranja	Sul	09:30	Praia	40	70 – 80
Azul	Sul	10:30	Praia	10 – 30	?

A análise da informação representada na Figura 2.47 e no Quadro 2.10 indicia um guiamento topográfico do deslocamento das marcas, com excepção para as que derivaram para o largo (damasco e branco) e para as que foram imediatamente colhidas pela corrente de deriva litoral (laranja). As marcas que derivaram para o largo deslocaram-se com uma velocidade de cerca de 10 cm/s, valor consistente com a corrente à superfície medida pelo ADCP (Figura 2.45) fundeado em zona exterior à rebentação (cf. Figura 2.47). Note-se também o aumento da velocidade da corrente de deriva litoral, que ocorre a partir do momento em que as marcas atingiram a praia. Este efeito deve estar relacionado com as diferenças dos movimentos do fluido na zona interior à rebentação e na zona de espraiamento. Com efeito, na zona interior à rebentação o escoamento oscilatório é perpendicular às cristas das ondas. Porém, na zona de espraiamento, no sentido da praia o escoamento ocorre segundo a direcção perpendicular às cristas, enquanto o seu refluxo se faz segundo a direcção perpendicular à orientação da praia. Este 'zig-zag' induz uma corrente longitudinal sobre a face da praia.

As medições efectuadas junto à base da praia pelo ADCP (Figura 2.45) foram utilizadas como dados de entrada para aplicação dos dois modelos numéricos, baseados na descrição dos processos, que iriam permitir a estimativa da corrente de deriva litoral na zona de estudo.

Através da aplicação do modelo LITDRIFT obteve-se a variação transversal da corrente longitudinal ao longo de três perfis extraídos do MDT (Figura 2.48, perfil 19 – declive da face da praia máximo, perfil 16 – declive da face da praia mínimo e perfil 20 – declive da face da praia médio, com uma resolução de 10 m). Neste modelo, a corrente é determinada através do balanço entre as tensões de radiação, a resistência do escoamento junto ao fundo e a transferência de momento, considerando a turbulência gerada pela agitação marítima na rebentação. Para aplicação do modelo assumiu-se que as alturas de onda seguiam a função de distribuição de probabilidade de *Rayleigh*. Considerou-se o efeito do 'set-up' devido ao gradiente transversal da tensão de radiação e incluiu-se a variação do nível da água do mar devida à maré.

Através da aplicação do modelo SHORECIRC obteve-se a distribuição espacial da corrente longitudinal. Devido à exigência computacional das simulações deste modelo, apenas foi considerada a zona Norte da área de estudo, com uma extensão de 5 km (Figura 2.48, malha topo-hidrográfica com uma resolução de 5 m segundo a direcção transversal à praia e de 10 m segundo a direcção longitudinal, 181×526 pontos). As simulações foram efectuadas em modo 3D incluindo, desta forma, o efeito da mistura lateral (transferência horizontal de momento devida à variação vertical da corrente). Neste modelo os resultados da circulação resultam da integração em profundidade das equações da continuidade e do momento para os fluxos de massa e tensões de radiação devidos à acção da agitação marítima. Estes forçamentos são determinados pelo modelo REF/DIF1, a partir dos dados de entrada fornecidos pelo ADCP. Para aplicação deste modelo assumiu-se que as alturas de onda seguiam a função de distribuição de probabilidade de Rayleigh. Incluiu-se também a variação do

nível da água do mar devida à maré. A convergência dos resultados do modelo de circulação era conseguida para um número de iterações, em geral superior a 10 000 (cerca de 7 horas de computação). O número de *Courant* era igual a 0.1.

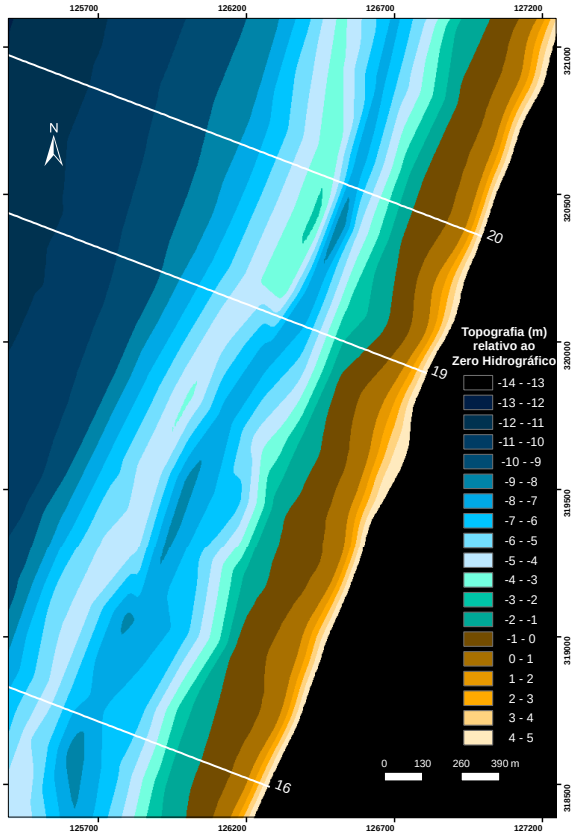


Figura 2.48. Malha topo-hidrográfica para aplicação do modelo SHORECIRC e perfis transversais para aplicação do modelo LITDRIFT.

Foram efectuadas simulações com os dois modelos para os instantes correspondentes às observações aéreas, entre as 09:00 e as 11:45 do dia 7 de Outubro de 2003. Na Figura 2.49 e na Figura 2.50 apresentam-se resultados obtidos com os modelos LITDRIFT e SHORECIRC, respectivamente.

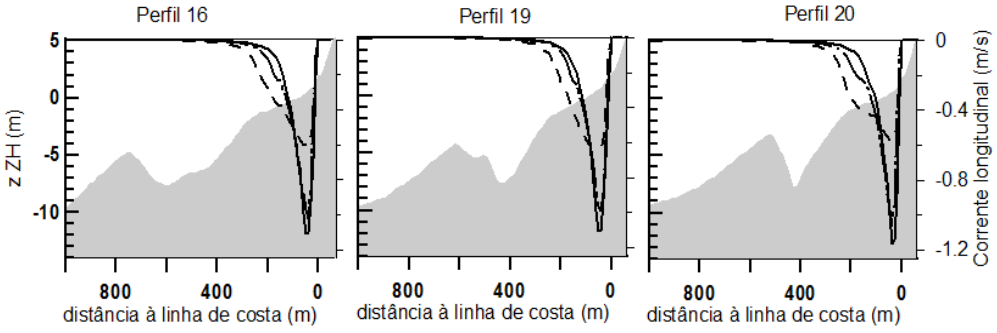


Figura 2.49. Corrente de deriva litoral resultante das simulações com o modelo LITDRIFT em cada um dos perfis transversais seleccionados, para três instantes com diferentes condições de maré: BM+2 horas (tracejado), PM-2.5 horas (traço ponto), PM-2 horas (cheio).

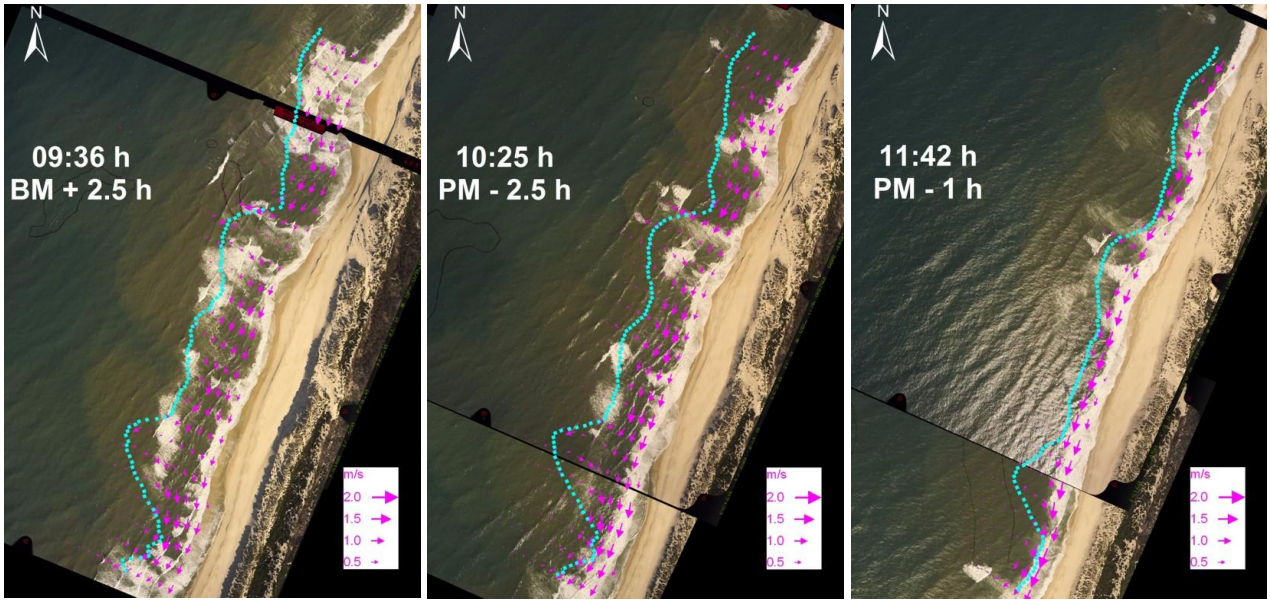


Figura 2.50. Limite de rebentação (azul claro) e corrente de deriva litoral resultantes das simulações do modelo SHORECIRC, sobrepostos a fotografias aéreas correspondente aos instantes a que respeitam as simulações. Indica-se também a situação relativa à maré (BM = Baixa-Mar; PM = Preia-Mar) (Gomes *et al.*, 2004).

Nos resultados das simulações dos dois modelos, verificou-se uma tendência para a intensificação da corrente de deriva litoral com a subida da maré, associada a uma diminuição da largura da zona litoral para a qual essa corrente tinha significado.

Com base na comparação entre a linha limite exterior à rebentação, calculada pelo modelo SHORECIRC e observada nas fotografias aéreas, foi efectuada a calibração do índice de profundidade de rebentação tendo-se obtido em geral um valor igual a 0.5 (Figura 2.50).

Na Figura 2.51 apresentam-se os resultados das simulações dos dois modelos em termos de distribuição transversal da corrente de deriva litoral e na Figura 2.52 apresentam-se os valores máximos da corrente de deriva litoral ao longo dos perfis transversais.

No que diz respeito à distribuição transversal da corrente de deriva litoral verifica-se que os resultados são bastante consistentes, para as zonas da área de estudo morfologicamente mais regulares (Perfil 20, Figura 2.51). Nomeadamente, a localização do valor máximo da corrente e a largura em que a corrente apresenta valores com significado. No entanto, as simulações com o modelo SHORECIRC resultam em alguma irregularidade na distribuição transversal da corrente longitudinal, particularmente evidente em zonas cuja topo-hidrografia é mais irregular (Perfil 19, Figura 2.51). Com efeito, seria expectável que o modelo SHORECIRC captasse a influência da topo-hidrografia na corrente de deriva litoral, uma vez que se trata de um modelo quasi-3D, e que o modelo de perfil LITDRIFT (unidimensional) não o fizesse.

Da análise da Figura 2.52, verifica-se que os valores máximos da corrente de deriva litoral, ao longo do perfil transversal são concordantes, especialmente no caso de maior regularidade morfológica (Perfil 20). Verifica-se ainda que à medida que o nível do mar sobe, os valores obtidos através da aplicação do modelo SHORECIRC tendem a ser superiores aos obtidos através da aplicação do modelo LITDRIFT.

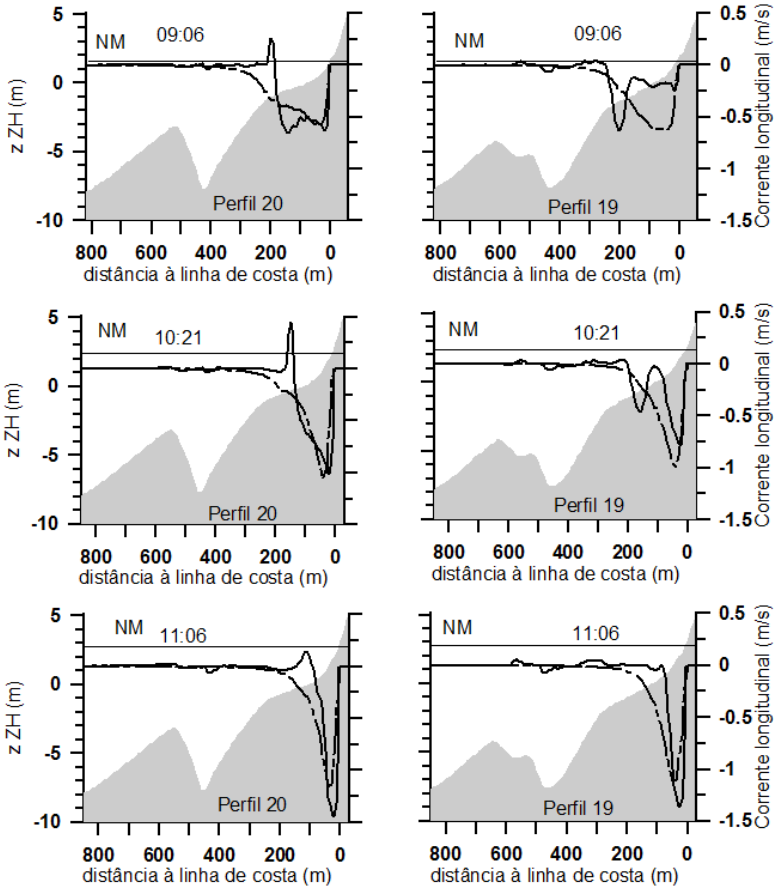


Figura 2.51. Variação transversal da corrente de deriva litoral resultante das simulações com os modelos SHORECIRC (cheio) e LITDRIFT (tracejado). Subida do nível do mar devido à maré, ao longo do tempo.

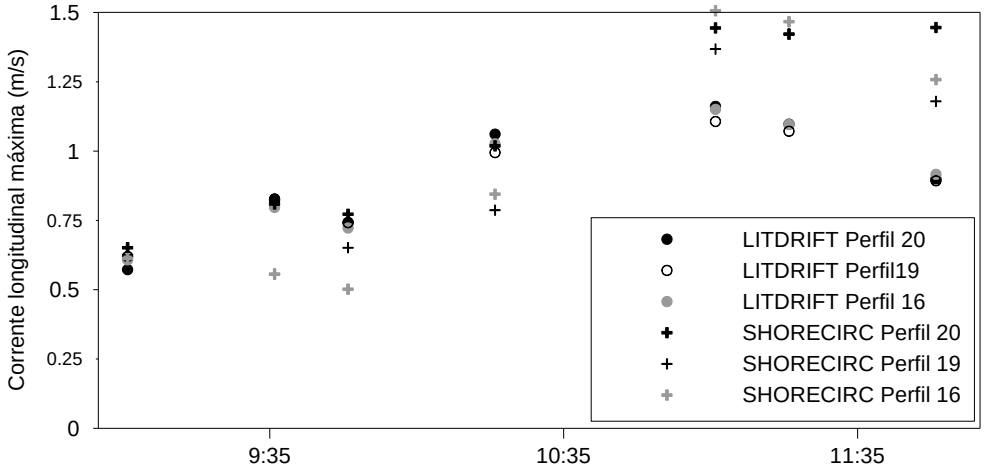


Figura 2.52. Valores máximos da corrente de deriva litoral ao longo dos perfis transversais obtidos através da aplicação dos modelos SHORECIRC e LITDRIFT.

Em suma, para condições típicas de agitação marítima, os valores da corrente de deriva litoral podiam atingir cerca de 1.5 ms^{-1}, no sector da costa Oeste Portuguesa, Praia da Vieira-Praia Velha, localizado entre a Figueira da Foz e a Nazaré. A técnica utilizada para estimar a corrente de deriva litoral através

do seguimento de marcas por levantamento aereo-fotográfico provou ser eficaz. Foi possível obter valores da velocidade da corrente de deriva litoral e assim calibrar, para as condições observadas, o modelo SHORECIRC para esta zona da costa Portuguesa. Através da calibração obteve-se para o índice de profundidade de rebentação um valor igual a 0.5. Esta calibração do modelo numérico permitiu melhorar a qualidade das estimativas da corrente de deriva litoral podendo passar a ser utilizado em ambiente operacional no IH (http://www.hidrografico.pt/deriva-litoral.php). A utilização do SIG neste tipo de estudo provou ser uma excelente ferramenta para integrar os diferentes tipos de dados e aferir da adequação das metodologias utilizadas na experiência. Teve um papel muito especial nas actividades de preparação da experiência facilitando o seu planeamento operacional e logístico. Mais relevantes foram as actividades de processamento e análise de resultados, facultando de modo exemplar informação à componente oceanográfica do estudo.

2.3.2.2. Análise da Vulnerabilidade e do Risco

A vulnerabilidade das zonas costeiras pode ser considerada como a sua sensibilidade às acções energéticas do mar, manifestando-se através de alterações hidro-morfológicas (Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 1997). Nesta perspectiva, é possível a identificação de orlas costeiras com elevados níveis de vulnerabilidade que não sejam consideradas de elevado risco, por inexistência de ocupação humana ou por lhes estarem atribuídos usos compatíveis com a ocorrência das alterações previsíveis (Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 1997). O risco costeiro pode ser entendido como os impactos potenciais esperados (perda de território, destruição de edificado e infra-estruturas, cessação de actividades económicas, perda de bens pessoais, transformação de ecossistemas), em resultado da acção energética do mar[4] sobre zonas costeiras com diferentes níveis de vulnerabilidade a essa acção.

O mapeamento das zonas costeiras em termos da vulnerabilidade e do risco pode por isso ser utilizado como ferramenta de apoio à tomada de decisão, nomeadamente em termos de hierarquização de prioridades de acção. A análise da vulnerabilidade e do risco é complexa, envolvendo múltiplos parâmetros cuja variação no tempo ocorre a diferentes escalas e é difícil de prever. A tomada de consciência social em relação aos problemas de erosão e à dinâmica costeira associada a factores de risco é relativamente recente (anos 90), datando dessa altura os primeiros estudos direccionados para a sua avaliação, normalmente associados à problemática da subida generalizada do nível médio da água do mar.

<u>Vulnerabilidade das Zonas Costeiras</u>

Coelho, 2005, apresenta uma metodologia para a avaliação da vulnerabilidade e do risco costeiro, que posteriormente aplica ao sector costeiro do distrito de Aveiro, onde o volume de sedimentos disponível é deficitário, comparativamente com o volume necessário para colmatar a capacidade potencial de transporte longitudinal sólido associada ao regime de agitação marítima, sendo previsível o agravamento da situação de erosão. De acordo com o autor, compreender e prever tendências de evolução do litoral, principalmente em zonas sujeitas à ocupação humana e que poderão vir a ser afectadas, auxiliar os órgãos de decisão e planear eventuais intervenções constitui um desafio nas sociedades modernas. Os custos de defesa nas regiões costeiras de todo o mundo têm vindo a aumentar e é necessário conhecer e perceber os fenómenos envolvidos, de forma a avaliar essas intervenções para horizontes mais alargados. A metodologia foi posteriormente desenvolvida e

[4] Nesta abordagem não são consideradas outras ameaças de que as zonas costeiras possam ser alvo, também importantes, mas que ultrapassam o âmbito da presente dissertação, como derrames de crude ou descargas de poluentes, poluição difusa, acções sísmicas e tsunamis, exploração de recursos vivos e turismo.

aplicada (Coelho *et al.*, 2006a, Coelho *et al.*, 2006b, Coelho *et al.*, 2007) consistindo no cruzamento de informação de classificação espacial da vulnerabilidade e do grau de exposição (Coelho *et al.*, 2008). Como fundamentos utilizados para o estabelecimento das questões-chave na avaliação de vulnerabilidades e risco, Coelho, 2005, indica uma série de ferramentas e metodologias, algumas das quais aplicadas na costa Portuguesa (Veloso-Gomes e Papadatos, 1995, Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 1997, CEHIDRO *et al.*, 1998, Andrade e Freitas, 2002).

A metodologia proposta para avaliação da vulnerabilidade (Coelho *et al.*, 2006a) consiste na obtenção de um índice global, através da ponderação dos valores resultantes da classificação, independente, de um grande número de parâmetros, que os autores consideraram relevantes. Os autores aplicaram esta metodologia à costa Noroeste Portuguesa.

Os parâmetros seleccionados relacionados com a capacidade de acção do mar sobre a zona costeira em avaliação foram a elevação topográfica, a distância à linha de costa, a máxima amplitude de maré e a altura de onda significativa. Adicionalmente, foram considerados quatro parâmetros relacionados com as características naturais e antropogénicas da zona costeira em avaliação: geológicas, características geomorfológicas (e.g. praias e arribas), uso do solo e influência antropogénica. A obtenção de um índice de vulnerabilidade global, representativo num determinado trecho costeiro, é efectuada através da ponderação da classificação de cada um dos parâmetros incluídos na análise. Apesar de a atribuição de um factor de ponderação objectivo ser difícil, Coelho *et al.*, 2006a, analisaram a sensibilidade da classificação à ponderação, testando três critérios de ponderação distintos.

Numa perspectiva global, a classificação atribuída aos diversos parâmetros conduziu a valores elevados, essencialmente relacionados com a zona sensível em que se inseriam os locais escolhidos. As zonas estudadas situavam-se maioritariamente a pequenas distâncias da linha de costa e em pontos de cotas topográficas baixas, o que revela de forma directa, classificações altas para os respectivos parâmetros. A análise mostrou ainda que a adequada classificação dos parâmetros tem uma importância superior à escolha do critério de ponderação. É importante notar o grau de subjectividade inerente à classificação dos parâmetros de vulnerabilidade e à atribuição da sua importância relativa. Uma maior objectividade requer a obtenção e síntese de dados de campo e o aprofundamento do conhecimento e aumento da capacidade preditiva de processos e fenómenos relevantes para a evolução costeira a médio e longo prazo.

O mapeamento dos resultados da classificação da vulnerabilidade permite a agilização desta ferramenta para apoio à tomada de decisão, tornando-a intuitiva, de fácil visualização e interpretação. A informação contida nos mapas de vulnerabilidade deve qualificar e quantificar a sensibilidade das zonas costeiras à acção energética do mar, delimitando áreas críticas e ilustrando a sua importância relativa. Com base na classificação apresentada para o sector costeiro do distrito de Aveiro, Coelho *et al.*, 2006a, Coelho e Segurado-Silva, 2007, construíram mapas para cada um dos parâmetros considerados e para o índice de vulnerabilidade obtido através da sua ponderação. Por exemplo, na Figura 2.53 apresenta-se a classificação espacial dos parâmetros distância à linha de costa e cota topográfica.

Grau de Exposição das Zonas Costeiras

O grau de exposição das zonas costeiras (Coelho *et al.*, 2008), pretende classificar os impactos potenciais da acção energética do mar sobre zonas costeiras com diferentes níveis de vulnerabilidade. A metodologia seguida para avaliação do grau de exposição das zonas costeiras é semelhante à utilizada para avaliação da vulnerabilidade. Um dos aspectos mais importantes neste tipo de análise é a identificação dos aspectos a considerar e quais os parâmetros que os podem representar.

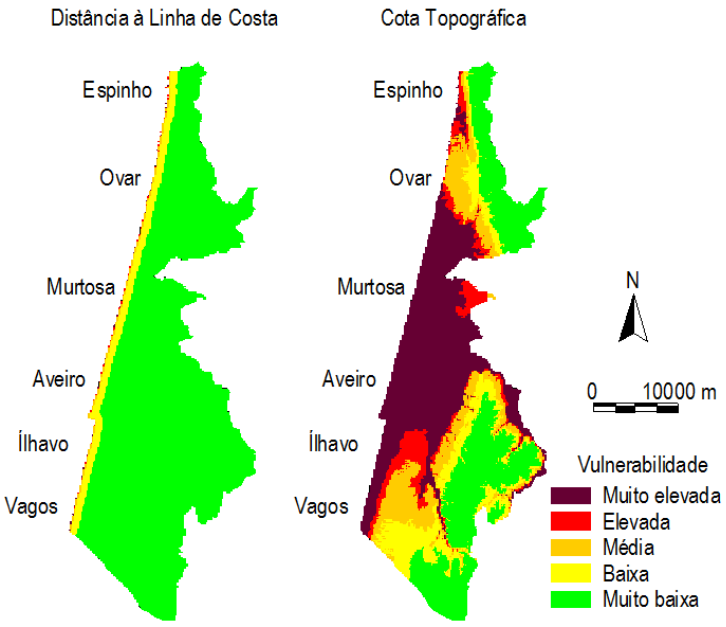


Figura 2.53. Representação cartográfica da classificação de dois parâmetros de vulnerabilidades para os concelhos costeiros do distrito de Aveiro (Coelho *et al.*, 2006a).

Para Coelho, 2005, a quantificação da probabilidade de vidas humanas serem afectadas pelas acções energéticas do mar deve ser função da densidade populacional das áreas em estudo. A sazonalidade também é importante na avaliação deste aspecto, mas pode ser conjugada com os parâmetros de avaliação das actividades económicas. O valor do território é função do uso do solo, sendo menos significativo o território desocupado, do que o solo agrícola, do que as frentes habitadas ou densamente habitadas e turísticas. O número de postos de trabalho colocados em causa é também crescente na relação com estes usos. Às consequências económicas está também associado o valor dos bens imobiliários em perigo. Um parque de campismo, uma zona residencial, ou uma zona industrial têm necessariamente que ser avaliados de forma distinta. O património ecológico e cultural também deve ser avaliado. As alterações permanentes das características das zonas costeiras podem conduzir a condições impróprias para determinados ecossistemas. As edificações que representam a história e cultura de uma região (faróis, fortificações, etc.) têm também um especial valor a preservar. Assim, numa primeira abordagem, o autor considera os seguintes parâmetros para classificação das zonas costeiras em termos de grau de exposição: a densidade populacional; a actividade económica (volume de construção); a ecologia e o património histórico.

A análise crítica da informação disponível permitiu a adopção dos critérios de classificação desses parâmetros de grau de exposição e a sua classificação espacial (Figura 2.54, Coelho *et al.*, 2008). O património histórico apresenta em geral uma localização específica, não se tendo justificado o seu mapeamento individual. Coelho *et al.*, 2008, indicam que estão a ser desenvolvidos estudos para a obtenção de uma classificação global de grau de exposição à acção energética do mar que integre a classificação dos diferentes parâmetros. A análise dos mapas da distribuição espacial dos parâmetros de grau de exposição mostra que o cruzamento desta informação é dificultado pelo detalhe variável da distribuição espacial das classificações individuais. Por exemplo, a distribuição espacial do parâmetro de densidade populacional é pouco detalhada (havendo uma classificação comum para um área bastante abrangente), tornando-se difícil o cruzamento desta informação com a distribuição espacial da actividade económica.

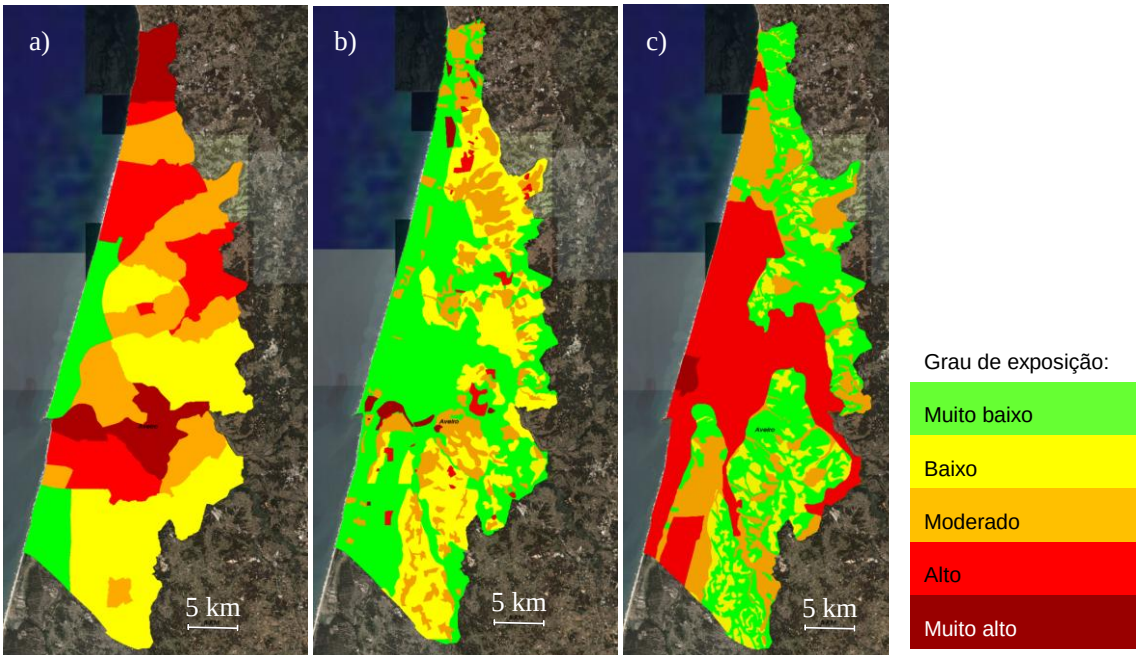


Figura 2.54. Representação cartográfica da classificação de parâmetros de grau de exposição nos concelhos do distrito de Aveiro: a) densidade populacional; b) actividade económica; c) ecologia (Coelho *et al.*, 2008).

Propõe-se como alternativa aos parâmetros de densidade populacional e de actividade económica (ou complementar ao parâmetro de actividade económica) um parâmetro de consumo energético. De facto, na sociedade actual, este parece ser o parâmetro natural para reflectir a eventual afectação de vidas humanas (incorporando a questão da sazonalidade), podendo também ser representativo do nível de actividade económica. Desconhece-se se existe ou não facilidade em aceder a esta informação.

Risco Costeiro

A classificação do risco costeiro poderá resultar do cruzamento da classificação de vulnerabilidade e do grau de exposição à acção energética do mar. Esta abordagem afigura-se como uma possibilidade de sistematização da avaliação dos impactos potenciais esperados em resultado da acção energética do mar sobre zonas costeiras com diferentes níveis de vulnerabilidade a essa acção. Para a classificação do risco, Coelho *et al.*, 2008, propõem a matriz de classificação apresentada no Quadro 2.11, sugerindo acções possíveis de gestão do risco, em função da sua classificação.

Quadro 2.11. Matriz de classificação de riscos (Coelho et al., 2008).

Grau de vulnerabilidade global	Grau de exposição global 1	2	3	4	5
1	I	I	I	II	III
2	I	I	II	III	IV
3	I	II	III	IV	V
4	II	III	IV	V	V
5	III	IV	V	V	V

Legenda:

I – Risco muito baixo

II – Risco baixo

III – Risco médio

IV – Risco elevado

V – Risco muito elevado

A análise sistematizada da vulnerabilidade e do risco costeiro obriga à reflexão sobre os problemas existentes nas zonas costeiras, podendo dessa forma contribuir para a procura de soluções. Pode permitir a discriminação espacial relativa dos diversos níveis de risco e a sensibilização para a sua existência. A metodologia de análise incorpora ainda uma componente subjectiva, especialmente devida à ausência de informação de base e ao carácter variável dos parâmetros intervenientes. Com efeito, a dinâmica natural e antropogénica das zonas costeiras obrigaria à permanente actualização dos resultados apresentados.

2.3.2.3. O Modelo Numérico 'Long Term Configuration' (LTC)

O modelo LTC (Long-Term Configuration, Coelho et al., 2004) foi inicialmente desenvolvido na Universidade de Aveiro (UA) e posteriormente na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), no âmbito da presente dissertação, visando compreender e melhorar a capacidade de previsão da evolução da linha de costa. O modelo avalia o comportamento da configuração da linha de costa e da morfologia da zona costeira ao longo do tempo (médio e longo prazo), tendo sido concebido para aplicação a praias arenosas. O transporte longitudinal de sedimentos é considerado como a principal causa das variações morfológicas. Este depende das condições de agitação marítima, da variação do nível da água do mar, da existência de fontes/sumidouros de sedimentos, das características sedimentares e morfológicas da praia, das estruturas de defesa costeira existentes e das condições de fronteira. O modelo pode ser entendido como uma combinação de um modelo de evolução de linha de costa clássico de "uma linha" (Hanson e Kraus, 1989) com um modelo de evolução de perfil transversal orientado para o comportamento (secção 2.2.1). O modelo assume que cada onda actua individualmente durante um determinado período de tempo, o passo de tempo computacional, procedendo à sua transformação desde o largo até à rebentação, considerando os fenómenos da refracção, empolamento e difracção junto às estruturas costeiras. Para cada onda é estimado o transporte longitudinal induzido, fazendo-se um balanço sedimentar, em cada secção elementar da praia, através de uma equação de continuidade, e avaliando qual o volume de sedimentos em erosão ou acreção. O volume calculado é distribuído pelo perfil transversal activo. Verifica-se uma subida (acreção) ou descida (erosão) uniforme de todos os pontos do perfil activo, sendo efectuadas correcções a essas variações junto aos seus limites emerso e submerso. A variação do perfil é controlada pelas inclinações mínimas, definidas pelo utilizador para a sua parte submersa e emersa, e pela estabilidade dos taludes criados, função do ângulo de repouso dos sedimentos. Esta técnica permite ao utilizador testar diversos parâmetros de controlo da distribuição sedimentar ao longo do perfil transversal e consequentemente da sua evolução ao longo do tempo.

A análise crítica do desempenho do modelo LTC (Coelho, 2005) veio mostrar que ainda possuía um elevado grau de incerteza (que se pretendia minorar). O autor identificou os seguintes aspectos cuja análise seria necessária para o aperfeiçoamento do modelo:

1) O transporte transversal não é simulado pelo modelo, mas sim as suas consequências em termos de alteração dos perfis. O modelo faz uma distribuição uniforme das variações de volumes em cada perfil transversal activo. Por necessidade de controlo da forma do perfil, é actualmente admitido que os perfis tendem a evoluir para a forma do perfil de equilíbrio.

2) A caracterização granulométrica das areias é um factor fundamental em numerosos conceitos. Praias com areias de diferente granulometria evoluem para diferentes formas de perfis transversais, com previsíveis consequências na configuração em planta. É importante concluir quais os indicadores para a granulometria das areias ao longo do perfil transversal que melhor caracterizam o comportamento das praias;

3) A profundidade activa é caracterizada por um valor único para toda a costa. Por hipótese, a profundidade activa relaciona-se com o conjunto de ondas cuja altura apenas é excedida 12 horas por ano. Será necessário avaliar se esta definição de perfil activo aplicada para cada onda tem validade. Importa saber até que profundidade do perfil transversal existem alterações de cotas para cada altura de onda e se essa profundidade é independente da forma do perfil transversal.

4) Estudar a capacidade de transporte sedimentar para diferentes climas de agitação. Comparar o comportamento de diferentes expressões de determinação de volumes de transporte (CERC, 1984, Kamphuis, 1991, …) para diferentes rumos de ondulação, diferentes alturas e frequências das ondas incidentes. A altura e frequência das ondas incidentes caracterizam a energia da acção sobre a linha de costa, pelo que é conveniente avaliar qual o significado dessas variações na configuração da costa. A energia da agitação marítima tem influência na velocidade com que as mudanças de configuração têm lugar, no entanto, a configuração final de equilíbrio terá alguma probabilidade de ser semelhante. A generalidade dos modelos actuais nada indica quanto a esta questão.

5) A "inclinação de referência da praia" num perfil natural que pode ser complexo é um conceito que intervém em muitos aspectos da avaliação do transporte sedimentar e por isso merece também algum estudo.

6) A distribuição transversal dos sedimentos em transporte é admitida constante, mas este facto traduz uma simplificação da realidade. A forma de rebentação das ondas influencia a distribuição transversal do transporte, geralmente com maiores volumes de transporte de sedimentos na zona da rebentação.

Para o aperfeiçoamento do modelo interessava, portanto, avaliar o comportamento do perfil transversal em situação persistente de acreção e erosão (por exemplo, a barlamar e a sotamar de esporões) havendo necessidade de melhorar a simulação da evolução da sua forma. A distribuição granulométrica nos perfis transversais e o comportamento de praias para diferentes curvas granulométricas eram questões a estudar. Também era importante a previsão de inclinações da praia e sua relação com o clima de agitação e a granulometria das areias. Importava também caracterizar e estudar a profundidade até à qual ocorreriam alterações de cotas em função das condições de agitação marítima e a sua relação com a forma do perfil transversal. Estudar a capacidade de transporte sedimentar para diferentes climas de agitação e comparar o comportamento de diferentes expressões para a sua determinação.

2.4. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

A erosão costeira é um problema generalizado, ao qual estão associados custos elevados, sendo inúmeras as frentes urbanas em risco. A dificuldade de previsão do comportamento e da evolução das zonas costeiras dificulta a sua gestão, que deve, no entanto, continuar a fazer-se, mesmo num contexto de grande incerteza. As escalas associadas ao tempo de vida dos projectos de engenharia e à dimensão das células litorais, de particular interesse prático, são as de médio e longo prazo.

Esta dissertação pretende contribuir para a melhoria da compreensão do comportamento e da evolução a médio e longo prazo da fisiografia da costa Noroeste Portuguesa, nomeadamente, através do estabelecimento de bases científicas e do desenvolvimento de ferramentas, que possam suportar os instrumentos de planeamento e de gestão das zonas costeiras. Apresentam-se nos pontos seguintes os objectivos específicos que se pretendem alcançar.

- Dar uma perspectiva geral da variabilidade das zonas costeiras, natural ou devida à acção do Homem, e dos problemas generalizados de erosão a que estas estão sujeitas e que tendem a ser agravados por eventuais efeitos das alterações climáticas.
- Apresentar o estado da arte da evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo, cuja complexidade obriga ao recurso a abordagens agregadas para a sua análise; dar a conhecer as abordagens mais utilizadas, baseadas em observações de campo e em resultados experimentais, que incluem técnicas de síntese de dados, de simplificação de modelos e de utilização combinada de resultados de modelos numéricos e de modelos físicos.
- Identificar o nível do conhecimento relativo à evolução da costa Noroeste Portuguesa a médio e longo prazo; quais os dados de estudos de campo que estão acessíveis, quais as ferramentas disponíveis para o estudo do comportamento e da evolução de praias a estas escalas.
- Conhecer o estado da arte na descrição dos processos hidrodinâmicos que ocorrem na zona de rebentação, fundamental para o estudo do comportamento de praias a médio e longo prazo; processos importantes são a variação da altura de onda e do nível médio da superfície livre, a distribuição transversal da corrente longitudinal média, a distribuição vertical da corrente transversal; referir outros processos também importantes, mas cujo nível do conhecimento é ainda bastante limitado, como o processo de rebentação, propriamente dito, as oscilações de longo período, o processo de espraiamento, as distribuições espaciais e temporais das tensões tangenciais junto ao fundo e a turbulência.
- Apresentar as diferentes abordagens utilizadas para a descrição do transporte longitudinal de sedimentos: os modelos detalhados, as inúmeras formulações semi-empíricas que podem ser utilizadas e as fórmulas de estimativa das taxas "brutas"; abordar os aspectos fundamentais em transporte de sedimentos, necessários à compreensão dessas descrições.
- Introduzir os principais conceitos e parâmetros relacionados com o transporte longitudinal de sedimentos e com a descrição simplificada da evolução de praias a médio e longo prazo (granulometria dos sedimentos, declive da face da praia, profundidade de fecho, perfil de equilíbrio). Contribuir para a caracterização desses parâmetros na costa Noroeste Portuguesa, através da utilização de dados de campo aos quais seja possível aceder.
- Avaliar o desempenho de um modelo numérico de evolução da fisiografia costeira, desenvolvido com base num modelo clássico de "uma linha", mas que incorpora a actualização das cotas do perfil transversal de praia, tentando demonstrar as suas potencialidades e limitações, nomeadamente, no que diz respeito à evolução do perfil transversal. Aperfeiçoar esse modelo.
- Validar, calibrar e verificar o modelo referido, através da sua aplicação a casos de estudo e a situações genéricas;
- Conceber e implementar um modelo físico tridimensional com fundos móveis, de transporte longitudinal de sedimentos, para o estudo da evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de erosão e acreção;
- Identificar os efeitos de escala presentes num modelo físico costeiro, tendo em vista a interpretação dos resultados obtidos. Encontrar uma forma de articular os resultados dos modelos referidos, físico e numérico.

2.5. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação compreende seis capítulos. No capítulo 1 fez-se uma introdução geral do trabalho desenvolvido, procurando-se indicar a motivação e o objectivo geral. No presente capítulo foi efectuado um enquadramento geral do tema, procurando mostrar-se a complexidade e incerteza associadas ao estudo do comportamento de praias a médio e longo prazo e indicando-se abordagens possíveis ao problema, nomeadamente na perspectiva de desenvolvimento de ferramentas de apoio à gestão sustentada das zonas costeiras da costa Noroeste Portuguesa, para a qual é também efectuada uma breve caracterização geral. No capítulo 3 são apresentados os fundamentos teóricos essenciais ao desenvolvimento dos trabalhos realizados, que incorporam aspectos básicos dos processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar na zona de rebentação, bem como do comportamento de praias a médio e longo prazo. No capítulo 4, começa por fazer-se uma breve introdução aos modelos de linha de costa, baseados na teoria clássica de "uma linha". Apresenta-se o modelo numérico de simulação da evolução costeira a médio e longo prazo LTC ('Long Term Configuration', Coelho, 2005). Através de uma série de testes genéricos demonstram-se as suas potencialidades e limitações, bem como a sensibilidade do seu desempenho à variação dos muitos parâmetros intervenientes na sua formulação, de cuja análise resulta o aperfeiçoamento de alguns aspectos do modelo. Apresentam-se os resultados da sua aplicação a dois sectores da costa Noroeste Portuguesa (a Sul de Aveiro e a Sul do cabo Mondego), mostrando-se também a sua aplicabilidade na avaliação de potenciais impactos das alterações climáticas sobre as zonas costeiras. No capítulo 5 apresenta-se o estudo realizado em modelo físico tridimensional com fundos móveis. Começam por apresentar-se os fundamentos utilizados para o projecto do modelo e o procedimento seguido para a sua definição e implementação. Descrevem-se os procedimentos de teste adoptados, a instalação experimental e os sistemas de medição utilizados. Apresentam-se também os dados adquiridos e a interpretam-se e discutem-se os resultados obtidos. Demonstra-se em que medida os resultados do estudo em modelo físico podem contribuir para o aperfeiçoamento do modelo numérico. Por fim, no capítulo 6 faz-se uma síntese do trabalho realizado, apresentam-se as principais conclusões e indicam-se possíveis desenvolvimentos futuros.

3

EVOLUÇÃO DE PRAIAS A MÉDIO E LONGO PRAZO SOB ACÇÃO DA AGITAÇÃO MARÍTIMA

"Although there are still a substantial number of problems in nearshore hydrodynamics requiring resolution, the ability to conduct valid numerical and physical modeling is much greater than for the case of sedimentary processes. The development and application of concepts of momentum fluxes due to the incoming waves has defined rather accurately the total 'forces' applied to the surf zone. Important remaining questions include the distribution of these forces across the surf zone, the manner in which waves break, the temporal and spatial distributions of shear stresses and turbulence within the surf zone and, of course, any three dimensional features due to irregularities in geometry and/or instabilities. Examples of three-dimensional features include edge waves and rip currents. A better understanding of surf zone hydrodynamics is essential to proper modeling of sedimentary processes", Dean, 1985.

3.1. INTRODUÇÃO

Uma vez que a presente dissertação tem como principal objectivo o aperfeiçoamento de um modelo numérico de evolução da linha de costa a médio e longo prazo, no sentido de aprofundar o conhecimento dos processos físicos descritos e aumentar a confiança na sua aplicação a situações reais, estabelecendo intervalos de valores com significado físico para os parâmetros morfodinâmicos de calibração, apresentam-se neste capítulo os fundamentos teóricos essenciais ao desenvolvimento dos trabalhos realizados.

O estudo do comportamento de praias a médio e longo prazo requer um conhecimento claro dos processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar que ocorrem na zona costeira e, em particular, na zona de rebentação, cujo nível do conhecimento é ainda bastante limitado. De facto, o número de problemas sem resposta no contexto da hidrodinâmica na zona de rebentação é ainda substancial e consequentemente, o nível de desconhecimento no contexto da dinâmica sedimentar bastante expressivo. O desenvolvimento e aplicação do conceito de fluxo de momento (tensão de radiação) devido à presença das ondas na zona de rebentação permitiram a definição das forças totais que aí actuam. Questões importantes que ainda se colocam estão relacionadas com a distribuição espacial destas forças na zona de rebentação, a descrição do processo de rebentação propriamente dito, a distribuição espacial e temporal das tensões de atrito e da turbulência, as estruturas hidrodinâmicas tridimensionais devidas à complexidade da topo-hidrografia (e.g. correntes de retorno, 'edge waves').

Neste capítulo, apresentam-se os conceitos de base associados aos processos hidrodinâmicos que ocorrem na zona de rebentação e os aspectos fundamentais relacionados com o transporte sedimentar. Esta exposição não pretende ser exaustiva, mas apenas suficiente para a compreensão dos processos descritos pelo modelo numérico de evolução da fisiografia costeira, que se pretendia aperfeiçoar e dos observados no modelo físico tridimensional com fundos móveis. Na secção 3.2, começa por fazer-se uma descrição geral das ondas de superfície geradas pelo vento e apresenta-se uma síntese de aspectos básicos da sua mecânica. São introduzidos os conceitos de refracção e empolamento e é descrito o fenómeno de rebentação[5]. São apresentados modelos simples que permitem a descrição da variação da altura de onda e do nível médio da superfície livre na zona costeira interior à rebentação. Dá-se algum destaque às oscilações de baixa frequência, que ocorrem na zona de rebentação e cuja dinâmica se relaciona directamente com a capacidade reflectora das praias e com o espraiamento sobre a mesma. A secção 3.3 é dedicada à descrição das correntes induzidas pelas ondas de superfície na zona de rebentação, dando-se particular realce à corrente de deriva litoral, não deixando de referir-se o 'undertow' e as correntes de retorno. A secção 3.4 é dedicada ao transporte longitudinal de sedimentos na perspectiva da evolução a médio e longo prazo da fisiografia costeira. Começam por apresentar-se aspectos fundamentais na descrição do transporte sedimentar. Segue-se a descrição do transporte longitudinal de sedimentos, baseada em formulações semi-empíricas ou em modelos matemáticos, que incorporam a descrição hidrodinâmica apresentada. Na secção 3.5 são apresentados alguns conceitos relacionados com a evolução de praias a médio e longo prazo, nomeadamente: taxas de transporte longitudinal "brutas", perfil de praia de equilíbrio e profundidade de fecho. Por fim, na secção 3.6, são tecidas algumas considerações finais.

[5] O fenómeno da difracção é descrito no capítulo 4, secção 4.3.5.1, no contexto do desenvolvimento de uma rotina de cálculo da difracção junto a um quebramar semi-infinito.

3.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA NA ZONA DE REBENTAÇÃO

A transformação das ondas de superfície junto à costa é visualmente espectacular, tratando-se de um importante fenómeno técnico-científico. Tanto a dissipação de energia que ocorre durante o processo de rebentação como o subsequente movimento do fluido são, na perspectiva da engenharia, bastante significativos, revelando-se de extrema importância nas zonas costeiras, no que respeita aos processos de evolução morfológica, natural ou induzida pelo homem, à estabilidade das estruturas costeiras e ao transporte e dispersão de materiais em suspensão.

À medida que a agitação marítima se aproxima de águas menos profundas, vai sendo modificada pela topografia do fundo, através de processos dinâmicos lineares e não-lineares. A refracção, o empolamento, as interacções não-lineares e a rebentação são manifestações destas modificações. A zona de rebentação é a região de águas pouco profundas, na qual as ondas de superfície acabam por dissipar a maior parte da energia que lhes foi transferida pelo vento na sua geração. Ao processo de rebentação está associada uma transição nas características do movimento das partículas de água que deixa de ser irrotacional, relativamente bem ordenado, para passar a ser o resultado da sobreposição de uma série de movimentos, que podem incluir 'bores' turbulentos, vórtices de grande escala, movimentos de baixa frequência e escoamentos médios longitudinais e transversais. A esta transição está associada uma transferência de energia, que deixa de ser ordenada, tornando-se turbulenta. Nesta zona, o transporte sedimentar é intenso devido aos elevados níveis de turbulência e às baixas profundidades que facilitam a movimentação dos sedimentos do fundo. Além disso, o processo de rebentação gera correntes intensas que transportam os sedimentos ao longo da costa.

3.2.1. ONDAS DE SUPERFÍCIE GERADAS PELO VENTO

3.2.1.1. Descrição Geral

Um olhar sobre a superfície do oceano é suficiente para a percepção da sua elevada variabilidade espacial e temporal. Para além do que é visualmente perceptível, ocorrem, simultaneamente, outros tipos de oscilações cuja sobreposição dá origem a padrões complexos. De uma forma geral, podem distinguir-se quatro tipos de ondas oceânicas: as sonoras, as capilares, as gravíticas e as planetárias. As sonoras são devidas à compressibilidade da água, que é efectivamente muito reduzida. As ondas capilares são essencialmente originadas pelo efeito combinado da tensão superficial e do vento turbulento, apresentado dimensões muito pequenas e elevada frequência. A acção das forças gravíticas sobre as partículas da água deslocadas do equilíbrio resulta na formação de ondas gravíticas, superficiais ou internas sobre superfícies geopotenciais em fluidos estratificados. As ondas planetárias ou de *Rossby*, de muito longo período, são induzidas por gradientes do potencial de vorticidade, devidos a variações de profundidade ou latitude.

As ondas gravíticas de superfície geradas pelo vento são particularmente importantes para as actividades de engenharia no oceano e na costa. Estas ondas são comummente designadas por agitação marítima, apresentando períodos característicos entre 1 s e 25 s (Figura 3.1).

Historicamente (até 1944), as ondas de superfície geradas pelo vento foram estudadas seguindo uma abordagem determinista. Esta abordagem era essencialmente baseada na solução de Sir G.B Airy para as equações lineares de ondas periódicas regulares de crista longa (secção 3.2.1.2), ou na solução de Sir G.G. Stokes que, através de um método de expansão de variáveis, conseguiu incluir a não-linearidade das ondas regulares de amplitude finita (Tucker e Pitt, 2001).

Uma nova perspectiva de estudo da agitação marítima teve início com a possibilidade de encarar a elevação da superfície do oceano como o resultado da sobreposição de um grande número de ondas de

pequena amplitude periódicas regulares de crista longa, com diferentes frequências de oscilação e direcções, a propagarem-se de forma independente:

$$\eta(x,y,t) = \sum_{m=1}^{M}\sum_{n=1}^{N} a_{mn}\, cos[k_m(x\, cos\, \theta_n + y\, sin\, \theta_n) - \omega_m t + \epsilon_{mn}] \tag{3.1}$$

em que $k_m = 2\pi/L_m$ representa o número de onda da componente m e $\omega_m = 2\pi/T_m$ a frequência angular, que se relacionam através da relação de dispersão linear:

$$\omega_m{}^2 = g k_m \tan k_m h \tag{3.2}$$

em que L_m representa o comprimento de onda da componente m e T_m o período, h representa a profundidade, a_{mn} e ϵ_{mn} uma amplitude e uma fase aleatória, respectivamente.

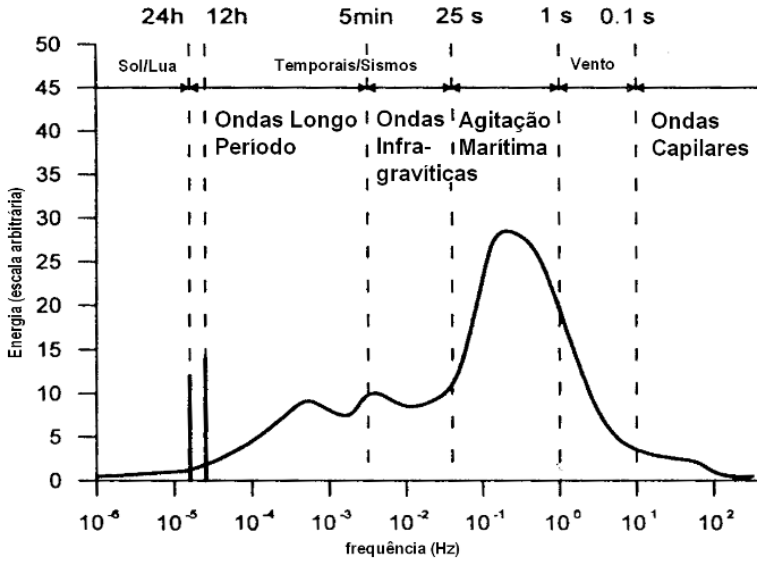


Figura 3.1. Esquema representativo da energia relativa das ondas de superfície em função da sua frequência característica (adaptado de Massel, 1996).

As técnicas de análise de sinal aplicadas ao estudo do ruído em sistemas de telecomunicações, desenvolvidas em 1944 por S.O. Rice, foram exploradas por Cartwright e M. Longuet-Higgins no contexto do estudo da agitação marítima, por esta apresentar características semelhantes às do ruído aleatório filtrado. Foi assim introduzido o conceito de espectro de ondas, relacionado com a amplitude de cada componente regular da elevação da superfície através da expressão:

$$S(\omega_m, \theta_n)\Delta\omega\, \Delta\theta = \frac{1}{2} a_{mn}{}^2 \tag{3.3}$$

em que ω_m e θ_n representam os valores centrais numa área $\Delta\omega\, \Delta\theta$ do plano frequência-ângulo.

Um dos primeiros resultados da aplicação da análise espectral foi a identificação do local onde teria ocorrido um temporal, que estivera na origem de forte ondulação observada, cerca de 10 dias mais tarde, em praias do Reino Unido. De facto, a geração da agitação marítima por acção de um temporal ao largo pode ser considerada instantânea, quando comparada com o seu tempo de propagação até à costa. A velocidade de propagação das componentes de oscilação de superfície geradas pelo vento é função da sua frequência, avançando mais rapidamente as de menor frequência. Durante esta propagação, observa-se um agrupamento das componentes que viajam com velocidades próximas,

resultando numa maior regularidade do padrão de oscilação da superfície. Assim, as componentes de menor frequência terão sido as primeiras a chegar à costa, seguidas de componentes com frequências progressivamente maiores. A utilização da velocidade de grupo permitiu a determinação da distância comum percorrida pelas diferentes componentes, ou seja da localização do temporal responsável pela sua geração (Tucker e Pitt, 2001). Com efeito, junto à costa sobrepõem-se ondas de gravidade, mais irregulares e com menores períodos característicos, geradas localmente (vaga) a outras, que tendo sido geradas mais longinquamente foram adquirindo uma maior regularidade (ondulação) durante a sua propagação segundo uma direcção preferencial.

A teoria de geração das ondas de superfície pelo vento é difícil, tendo tido duas contribuições notáveis. Uma de O. Philips que terá sugerido que essa geração se fazia através do acoplamento ressonante dos padrões turbulentos das pressões na presença do vento. Outra complementar, de Miles, que mostrou a forma de interacção entre as ondas de superfície e o padrão de pressão produzido pelo vento persistente. Tucker e Pitt, 2001, referem ser estes os dois mecanismos que explicam a transferência de energia do vento para a superfície do oceano e o posterior desenvolvimento das ondas de superfície. Philips terá também demonstrado, através de considerações dimensionais simples que, quando se estabelece um equilíbrio no sistema ondas de superfície – vento, a densidade de energia das altas frequências decai segundo um expoente -5. Esta lei foi incorporada nas formulações espectrais clássicas (*Pierson-Moskowicz, JONSWAP e TMA*).

Assim, a caracterização do movimento da superfície livre do oceano resultante da presença das ondas de superfície é complexa, apresentando um padrão de variação irregular, aleatório no espaço e no tempo, mas simultaneamente uma visível regularidade. Essa caracterização apenas é conseguida através da análise estocástica que combina três domínios: probabilidade, tempo e frequência. Admitindo que a elevação da superfície livre é um processo estocástico estacionário, ergódico com média nula, a função de densidade espectral (domínio da frequência) e a função de auto-correlação (domínio do tempo) formam um par de *Fourier*. Este é o chamado teorema de *Wiener-Khinchine*, que terá sido demonstrado individualmente por ambos, nos anos 30 (Massel, 1996). As análises no domínio do tempo e da frequência permitem a obtenção dos momentos estatísticos, necessários à previsão probabilística da elevação da superfície livre.

Em águas profundas, as ondas de superfície geradas pelo vento são categorizadas como um processo gaussiano, em que a distribuição de probabilidade da elevação da superfície, relativamente a um valor médio, obedece a uma lei normal de probabilidade. Foram já realizadas diversas verificações experimentais, quer através de observações no oceano, quer através de testes laboratoriais. Demonstra-se matematicamente esta propriedade gaussiana através do Teorema do Limite Central, considerando a agitação marítima como uma sobreposição de ondas de pequena amplitude estatisticamente independentes (Ochi, 1998). Em águas pouco profundas o processo estocástico deixa de ser gaussiano. Por mera inspecção de registos temporais da elevação da superfície do mar num ponto fixo, constata-se um excesso de cristas pontiagudas e cavas achatadas, o que permite concluir acerca da assimetria do seu perfil relativamente a um valor médio e, consequentemente, da não gaussianidade do processo. Estas distorções de perfil, que ocorrem previamente à rebentação, são manifestações típicas dos efeitos não-lineares que acontecem junto à costa. De facto, os efeitos não-lineraes e a dissipação de energia na rebentação são os mecanismos físicos, de transformação das ondas de superfície, dominantes junto à costa.

O estudo dos processos físicos, nos quais a agitação marítima intervém como elemento forçador, obriga à sua descrição matemática simplificada. Esta descrição é habitualmente conseguida numa primeira aproximação, através de parâmetros semelhantes aos que caracterizam uma onda regular periódica de amplitude finita (altura de onda, período de onda, direcção de propagação). A análise

estocástica da elevação da superfície livre estabelece funções de distribuição de probabilidade baseadas em momentos estatísticos, que podem ser obtidos através de uma análise da elevação da superfície livre, no domínio do tempo ou da frequência[6], para a previsão desses parâmetros, que caracterizam um determinado estado da superfície livre (estado do mar). Numa aproximação mais elaborada, bastante útil para o estudo dos processos físicos em termos de transferências de energia, a superfície livre é encarada como a sobreposição de um elevado número de componentes regulares periódicas de amplitude finita, expressão (3.1), que é caracterizada através de uma análise espectral no domínio da frequência (ou do comprimento de onda).

A descrição estatística dos estados do mar, baseada nos parâmetros referidos, observados num determinado local, permite a caracterização das condições típicas de agitação marítima que aí se fazem sentir (clima de ondas).

Para a descrição mais simples da superfície livre introduzem-se os seguintes conceitos, relacionados com a definição dos parâmetros caracterizadores: altura de onda, período de onda e direcção de propagação. Através da análise de uma série temporal de registos de elevação da superfície livre no domínio do tempo é possível a extracção de uma série de alturas de onda e dos períodos que lhes estão associados. Admite-se que as alturas de onda de um estado de mar, caracterizado por um espectro de banda estreita (Longuet-Higgins, 1952), seguem a distribuição de *Rayleigh*, dada pela expressão:

$$\mathrm{p}\,(\mathrm{H}) = \frac{2\mathrm{H}}{\mathrm{H_{rms}}^{2}} \exp\left(-\frac{\mathrm{H}^{2}}{\mathrm{H_{rms}}^{2}}\right), \tag{3.4}$$

em que:

$$\mathrm{H_{rms}} = \frac{2}{\sqrt{\pi}}\overline{\mathrm{H}}, \tag{3.5}$$

em que $\overline{H}$ representa a altura de onda média e H_{rms} a altura de onda média quadrática.

A densidade de probabilidade de uma série de alturas de onda pode ser estimada a partir da sua distribuição por classes, através da expressão:

$$\mathrm{p} = \frac{\text{Número de ondas na classe}}{\text{Número total}} \frac{1}{\text{largura da classe}}. \tag{3.6}$$

Na Figura 3.2 (esquerda) apresenta-se a distribuição por classes de altura de onda estimada com base numa série de alturas de onda, obtida através da sua análise no domínio do tempo de uma série temporal de elevação da superfície livre, registada durante um dos testes experimentais realizados no âmbito da presente dissertação. Na Figura 3.2 (direita) apresenta-se a densidade de probabilidade estimada através da expressão (3.6) e a função de distribuição de *Rayleigh* para a altura de onda média da mesma série de alturas de onda. Verifica-se que a função de distribuição de probabilidade estimada é razoavelmente bem aproximada pela função de distribuição de probabilidade de *Rayleigh*.

Na descrição simples da agitação marítima é frequente a sua caracterização através de uma altura de onda, equivalente à altura de onda média quadrática, H_{rms}, definida na expressão (3.5), em função da altura de onda média. Em alternativa, utiliza-se a altura de onda significativa, H_s, que se considera equivalente ao valor aproximado estimado por observação visual da superfície do oceano (Massel, 1996).

[6] No capítulo 5, secção 5.4.4.2, apresentam-se os métodos de análise de séries temporais de elevação da superfície livre, no domínio do tempo e no domínio da frequência, aplicados a dados adquiridos durante os testes experimentais realizados.

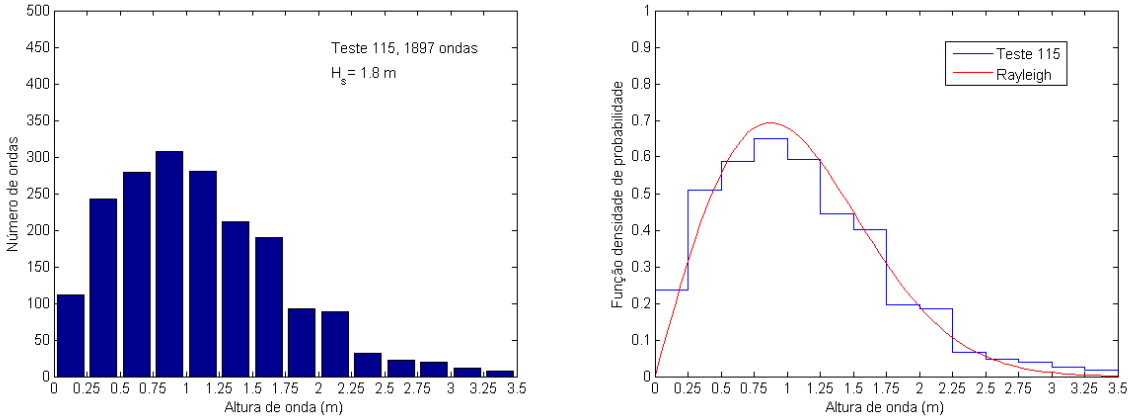


Figura 3.2. Distribuição das alturas de onda por classes (esquerda) e função de distribuição de probabilidade (direita), estimada e teórica de *Rayleigh*.

De facto, podem ser obtidas diversas alturas de onda características de um determinado estado de mar, que se relacionam entre si, com base no conhecimento da sua função de densidade de probabilidade. A altura de onda significativa define-se como a média do terço das alturas de onda mais altas, podendo ser obtida directamente a partir da série temporal de alturas de onda ou estimada a partir de outras alturas de onda características.

Na Figura 3.3 apresenta-se a densidade de probabilidade de *Rayleigh* e a distribuição de probabilidade, em função da altura de onda, adimensionalizada pela raiz quadrada da variância da amplitude da série temporal de elevação da superfície livre (para o mesmo exemplo), que se relaciona com a altura de onda média, através da expressão:

$$\sigma = \frac{\overline{H}}{\sqrt{2\pi}}. \tag{3.7}$$

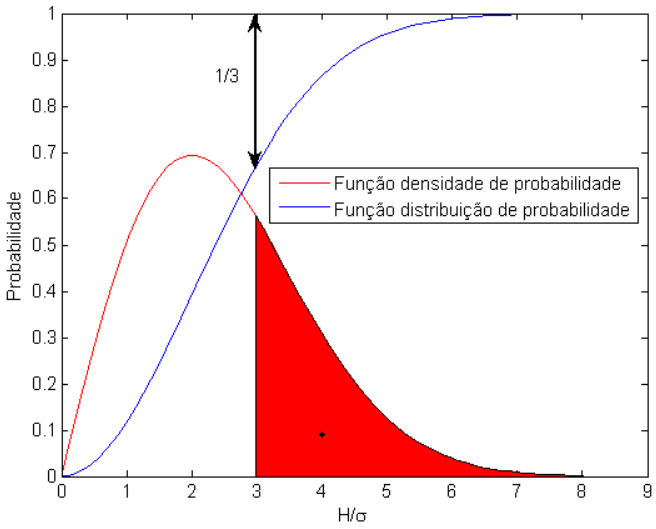


Figura 3.3. Esquema representativo da determinação de H_s, assumindo que as alturas de onda seguem a função de densidade de probabilidade de *Rayleigh*.

A função de distribuição de probabilidade (probabilidade de não excedência) apresenta a forma:

$$\mathrm{p}\,(\mathrm{H} \le \mathrm{H}') = 1 - \int_{\mathrm{H}'}^{\infty} \frac{2\mathrm{H}}{{\mathrm{H_{rms}}}^2} \exp\left(-\frac{\mathrm{H}^2}{{\mathrm{H_{rms}}}^2}\right) \mathrm{dH} = 1 - \exp\left(-\frac{\mathrm{H}'^2}{{\mathrm{H_{rms}}}^2}\right), \tag{3.8}$$

A determinação de H_s (Figura 3.3) passa pela obtenção da altura de onda com uma probabilidade de excedência de 1/3, H_*:

$$1 - \exp\left(-\frac{{\mathrm{H}_*}^2}{{\mathrm{H_{rms}}}^2}\right) = \frac{1}{3}, \tag{3.9}$$

vindo:

$$\mathrm{H}_* = \ln 3 \;\; \mathrm{H_{rms}} = 2\sqrt{2}\sigma. \tag{3.10}$$

e a altura significativa corresponde ao centro de gravidade da área sombreada na Figura 3.3, dada por:

$$\mathrm{H_s} = \frac{\int_{\mathrm{H}_*}^{\infty} \mathrm{H}\; \mathrm{p(H)}\; \mathrm{dH}}{1/3} = 1.416\; \mathrm{H_{rms}} = 4.004\sigma. \tag{3.11}$$

A altura de onda significativa pode também ser obtida a partir da análise espectral de uma série temporal da elevação da superfície livre. Com efeito, num espectro de banda estreita a variância da série temporal é igual ao primeiro momento espectral, m_0, pelo que $\sigma = \sqrt{m_0}$ e $H_s = 4.004\,\sqrt{m_0}$.

A abordagem teórica apresentada baseia-se no pressuposto de que a elevação da superfície livre é um processo gaussiano, o que como foi já referido deixa de verificar-se sobre águas de menor profundidade. No entanto, a sua utilização é comum, mesmo para águas pouco profundas.

No caso da análise no domínio do tempo, o período de onda é habitualmente representado pelo período médio ou, no caso em que a altura de onda característica considerada é a altura de onda significativa, pelo período médio associado às alturas de onda intervenientes no seu cálculo. Em alternativa, numa aproximação mais elaborada da elevação da superfície livre, considerada como a sobreposição de um grande número de ondas regulares periódicas de amplitude finita, utiliza-se o período associado à componente de maior energia, o período de pico, T_p, obtido através da análise espectral.

A determinação da direcção de propagação da agitação marítima é difícil, não se podendo basear unicamente numa única série temporal de medição da elevação da superfície livre[7]. Adicionalmente, são consideradas séries temporais de medição de deslocamentos horizontais segundo duas direcções ortogonais, podendo determinar-se os parâmetros de direcção média associada ao período de pico e de dispersão direccional, através da estimativa dos espectros cruzados. Na descrição mais simples da agitação marítima pode utilizar-se a direcção média associada ao período de pico para caracterização da direcção das ondas. Na aproximação mais elaborada, em que é considerada a tridimensionalidade da superfície livre, expressão (3.1), associa-se à direcção uma dispersão direccional, descrita teoricamente por uma função do tipo:

$$\mathrm{K}(\theta) = \frac{2}{\pi}\cos^2\theta, \quad -\frac{\pi}{2} < \theta < \frac{\pi}{2} \tag{3.12}$$

tal que:

[7] Actualmente já é possível efectuar a medição dos espectros direccionais, que representam a densidade de energia no domínio frequência-direcção, por exemplo, utilizando um instrumento perfilador de velocidades, ADCP ('Acoustic Doppler Current Profiler').

$$\int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} K(\theta)d\theta = 1. \tag{3.13}$$

Esta função encontra-se representada na Figura 3.4, sendo normalmente aplicada em torno da direcção associada ao período de pico.

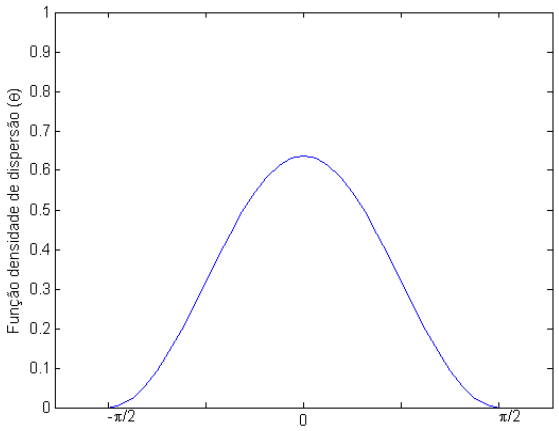


Figura 3.4. Função co-seno quadrado de dispersão direccional.

À medida que as ondas de superfície geradas pelo vento se propagam em direcção à costa, sobre águas cada vez menos profundas, são sujeitas a uma evolução significativa em relação ao seu estado em águas profundas. A variação da topo-hidrografia causa refracção e empolamento, que resulta na variação espacial das amplitudes e das direcções. Embora o aumento das amplitudes e o estreitamento das distribuições em direcção sejam, de uma forma qualitativa, previstos pela teoria linear clássica (secção 3.2.1.3), os efeitos não-lineares são importantes. A evolução não-linear altera as características espectrais dos estados do mar e também os perfis da superfície livre. Os perfis passam de simétricos a assimétricos e as velocidades de fase são bastante diferentes das previstas pela relação de dispersão da teoria linear.

As características da dispersão têm um papel importante nos mecanismos de interacção não-linear: habitualmente, definem-se três regiões com características distintas de dispersão das ondas de superfície. Em águas profundas (profundidade relativa $kh \gg O(1)$, em que k representa o número de onda e h a profundidade) verifica-se uma grande dispersão em frequência, traduzida pela relação de dispersão, $c_0 = g/\omega$, em que c_0 representa a velocidade de fase, g a aceleração da gravidade e ω a frequência angular. Nesta região, podem ocorrer interacções ressonantes entre quartetos de ondas (interacção entre três componentes de oscilação da superfície livre, que dá origem a uma quarta), que resultam em transferências lentas de energia através do espectro. Apesar das transferências de energia devidas a estas não-linearidades cúbicas serem muito pequenas à escala do comprimento de onda, o espectro do número de onda pode ser modificado ao longo de centenas de comprimentos de onda (Hasselmann, 1962). Em águas pouco profundas ($kh \ll 1$) as ondas são praticamente não dispersivas, sendo a sua velocidade de fase função da profundidade, $c = \sqrt{gh}$. Ocorrem interacções quase ressonantes entre tríades de ondas (interacção entre duas componentes de oscilação da superfície livre, que dá origem a uma terceira), que resultam em modificações espectrais rápidas. Em profundidades intermédias ($kh = O(1)$), entre regiões com ondas fortemente dispersivas e regiões pouco profundas,

onde as ondas são não dispersivas, as ondas são fracamente dispersivas, $c = g/\omega \ tan\, kh = c_0\, tan\, kh$, ocorrem interacções não ressonantes entre tríades de ondas, que resultam numa evolução espectral rápida, ao longo de alguns comprimentos de onda (Eldeberky, 1996).

A simulação da transformação da agitação marítima desde o largo até à zona de rebentação é habitualmente conseguida através de uma de duas classes de modelos numéricos, que diferem essencialmente ao nível da sua formulação e dos domínios de aplicação: os modelos ´phase-averaged' e 'phase-resolving'. Os primeiros são formulados em termos da densidade de energia, considerando as propriedades médias da agitação marítima. São computacionalmente eficientes, podendo ser aplicados para a previsão da agitação marítima em áreas extensas (e.g. SWAN). Os segundos descrevem o movimento instantâneo da superfície livre, no domínio do tempo ou da frequência. Estes últimos são bastante exigentes em termos computacionais, restringindo-se, por esse motivo a aplicações a áreas bastante mais restritas, tais como regiões costeiras interiores e portos. Estes modelos são habitualmente baseados nas equações de *Boussinesq* (Peregrine, 1967) ou na teoria de ondas completamente dispersivas (Battjes, 2006).

3.2.1.2. Aspectos Fundamentais da Teoria da Onda de Pequena Amplitude

Nesta secção é apresentada uma síntese de alguns conceitos básicos de mecânica das ondas de superfície, que serão utilizados no âmbito da presente dissertação. Não são incluídas deduções de resultados, podendo estas ser encontradas em textos clássicos de hidrodinâmica (e.g. Dean e Dalrymple, 1994).

Onda Progressiva Bidimensional a propagar-se sobre um Fundo Horizontal

O problema da descrição da propagação de uma onda bidimensional regular periódica sobre um fundo horizontal é resolvido admitindo como hipóteses que, o fluido é incompressível ($\rho = cte$), invíscido ($\nu \approx 0$) e irrotacional ($\vec{\nabla} \times \vec{v} = 0$), em que ρ representa a massa volúmica do fluido, ν a viscosidade cinemática, $\vec{v}\,(u, w)$ a velocidade do escoamento e $\vec{\nabla}\left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial z}\right)$ o operador gradiente. Para um fluido invíscido as equações de *Navier-Stokes* simplificam-se e as condições de incompressibilidade e irrotacionalidade permitem a introdução de um potencial ($\vec{v} = \vec{\nabla}\phi$) governado pela equação de *Bernoulli*:

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} + gz = C(t), \tag{3.14}$$

em que *p* representa a pressão e *z* a coordenada vertical, conforme esquematizado na Figura 3.5.

Trata-se de um problema às condições fronteira governado pela equação de *Laplace* para o potencial ($\nabla^2\phi = 0$), em que as condições de fronteira são:

- condição cinemática junto ao fundo: a velocidade vertical sobre o fundo horizontal é nula:

$$w = 0 \ \ em\ z = -h, \tag{3.15}$$

- condição cinemática à superfície: uma partícula localizada sobre a superfície livre manter-se-á sobre a superfície livre:

$$w = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u\frac{\partial \eta}{\partial t} \ \ em\ z = \eta, \tag{3.16}$$

- condição dinâmica à superfície: a pressão à superfície é igual à pressão atmosférica, podendo o seu valor relativo ser assumido igual a zero:

$$\eta + \frac{u^2 + w^2}{2g} - \frac{1}{g}\frac{\partial \phi}{\partial t} = C(t) \;\; em \; z = \eta. \tag{3.17}$$

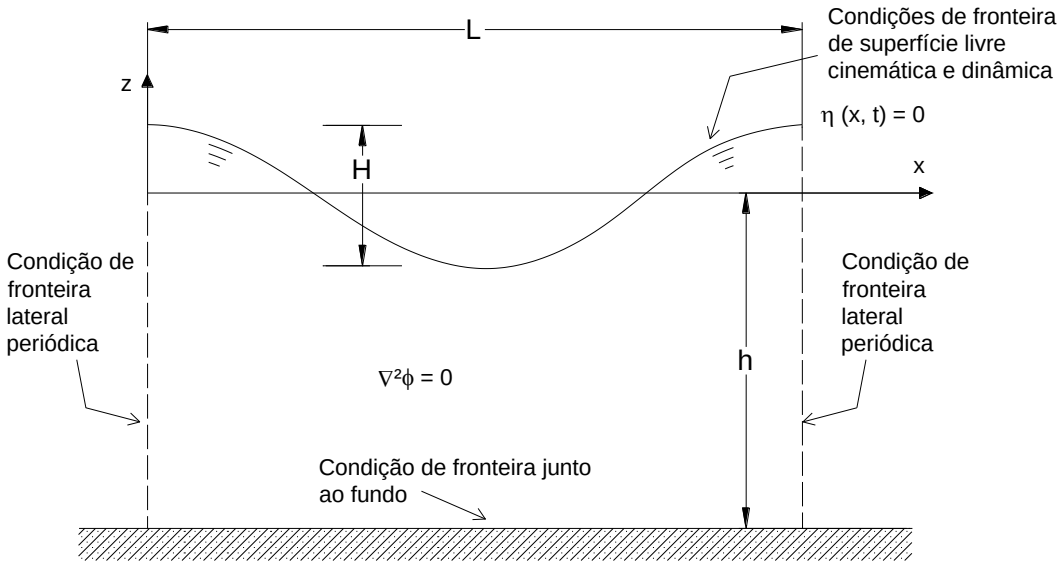


Figura 3.5. Esquema de definição do problema às condições de fronteira para uma onda bidimensional a propagar-se sobre um fundo horizontal (adaptado de Dean e Dalrymple, 1994).

- condições de fronteira laterais periódicas:

$$\begin{aligned} \phi(x,t) &= \phi(x+L,t) \\ \phi(x,t) &= \phi(x,t+T). \end{aligned} \tag{3.18}$$

O problema para uma onda progressiva periódica com período T e comprimento de onda L de pequena amplitude ($\eta \ll L$) pode ser linearizado e resolvido analiticamente através do método de separação de variáveis, obtendo-se a seguinte solução e as relações derivadas:

$$\begin{aligned} \phi(x,z,t) &= -\frac{H}{2}\frac{g}{\omega}\frac{cosh\, k(z+h)}{cosh\, kh} sen(kx - \omega t) \\ \eta(x,t) &= \frac{H}{2} cos(kx - \omega t) \\ c^2 &= \left(\frac{\omega}{k}\right)^2 = \frac{g}{k} tanh\, kh \\ u(x,z,t) &= \frac{\pi H}{T}\frac{cosh\, k(z+h)}{senh\, kh} cos(kx - \omega t) \\ w(x,z,t) &= \frac{\pi H}{T}\frac{senh\, k(z+h)}{senh\, kh} sen(kx - \omega t) \end{aligned} \tag{3.19}$$

em que $\omega = 2\pi/T$ representa a frequência angular da onda e $k = 2\pi/L$ o número de onda. O comprimento de onda pode ser calculado através da resolução numérica da expressão:

$$L = L_0 tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right). \tag{3.20}$$

Para a descrição da sobreposição de ondas regulares bidimensionais periódicas é necessária a introdução de um outro conceito, o da velocidade de grupo. Para a sua obtenção consideram-se duas ondas lineares de igual amplitude, apenas diferindo ligeiramente no seu número de onda e na sua frequência:

$$\begin{aligned}\eta(x,t) &= \eta_1(x,t) + \eta_2(x,t) \\ &= \frac{H}{2}cos\left[\left(k-\frac{\Delta k}{2}\right)x - \left(\omega - \frac{\Delta\omega}{2}\right)t\right] \\ &+ \frac{H}{2}cos\left[\left(k+\frac{\Delta k}{2}\right)x - \left(\omega + \frac{\Delta\omega}{2}\right)t\right].\end{aligned} \tag{3.21}$$

em que $k-\frac{\Delta k}{2}$ representa o número de onda da primeira onda, $k+\frac{\Delta k}{2}$ o número de onda da segunda, $\omega - \frac{\Delta\omega}{2}$ a frequência angular da primeira onda e $\omega + \frac{\Delta\omega}{2}$ a frequência angular da segunda.

Utilizando identidades trigonométricas, a expressão anterior pode ser reescrita:

$$\eta(x,t) = H\,cos[k(x-ct)]\,cos\left[\frac{1}{2}\Delta k\left(x - \frac{\Delta\omega}{\Delta k}t\right)\right]. \tag{3.22}$$

em que c representa a velocidade de fase, $c = \omega/k$.

O resultado da sobreposição das duas ondas é uma onda regular bidimensional modulada por uma envolvente que se propaga segundo a direcção de propagação da onda sinusoidal com uma velocidade que se designa por velocidade de grupo:

$$c_g = \frac{\Delta\omega}{\Delta k}. \tag{3.23}$$

No limite, quando $\Delta k \to 0$:

$$c_g = \frac{\partial\omega}{\partial k}. \tag{3.24}$$

Usando a relação de dispersão, apresentada na expressão (3.19):

$$\omega^2 = gk\,tanh\,kh. \tag{3.25}$$

A velocidade de grupo vem:

$$c_g = \frac{c}{2}\left[1 + \frac{2kh}{sinh\,2kh}\right]. \tag{3.26}$$

Em águas profundas a expressão anterior, ou seja, a velocidade de grupo adquire o valor assimptótico $c_g = c/2$ e em águas pouco profundas $c_g = c$.

Energia da Onda

A energia da onda é composta pela energia potencial, resultante dos deslocamentos verticais das partículas do fluido à superfície, e pela energia cinética, resultante do movimento das partículas do fluido. A densidade de energia (energia média por unidade de área de superfície) potencial é dada por:

$$E_p = \frac{1}{L}\int_x^{x+L} \rho g\frac{(h+\eta)^2}{2}dx - \frac{1}{L}\int_x^{x+L}\rho g\frac{h^2}{2}dx = \frac{1}{16}\rho g H^2. \tag{3.27}$$

e a densidade de energia cinética por:

$$E_k = \frac{1}{L}\int_x^{x+L}\int_{-h}^{\eta}\rho\frac{u^2+\omega^2}{2}dzdx = \frac{1}{16}\rho g H^2. \tag{3.28}$$

A densidade de energia total vem:

$$E = E_p + E_k = \frac{1}{8}\rho g H^2. \tag{3.29}$$

E a energia total por onda, por unidade de largura:

$$E_L = \frac{1}{8}\rho g H^2 L. \tag{3.30}$$

Importa notar que, tanto a densidade de energia cinética, como a densidade de energia potencial são independentes da profundidade e do comprimento de onda, apenas dependendo da altura de onda ao quadrado.

O fluxo de energia pode ser entendido com a taxa de transferência de energia devida à presença da onda. Ou de forma equivalente, como a taxa a que o fluido de um dos lados de um plano vertical (paralelo à crista da onda) realiza trabalho sobre o fluido do outro lado do plano. Assim, o fluxo de energia será a taxa instantânea a que a pressão dinâmica, p_D, realiza trabalho, por unidade de largura segundo a direcção de propagação da onda:

$$\mathfrak{F} = \frac{1}{L}\int_{-h}^{\eta} p_D u dz. \tag{3.31}$$

A pressão sob uma onda progressiva bidimensional pode ser obtida a partir da equação de *Bernoulli*, equação (3.14), linearizada (Dean e Dalrymple, 1994):

$$\frac{p}{\rho} = -gz + \frac{\partial \phi}{\partial t}. \tag{3.32}$$

Utilizando os resultados apresentados na expressão (3.19), vem:

$$p(x,z,t) = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2}\frac{cosh\, k(z+h)}{cosh\, kh} cos(kx - \omega t). \tag{3.33}$$

O primeiro termo da equação anterior é obviamente a pressão hidrostática, que existiria na ausência da onda, enquanto o segundo corresponde à pressão dinâmica (Figura 3.6):

$$p_D = \rho g \frac{H}{2}\frac{cosh\, k(z+h)}{cosh\, kh} cos(kx - \omega t) = \rho g \eta \frac{cosh\, k(z+h)}{cosh\, kh}. \tag{3.34}$$

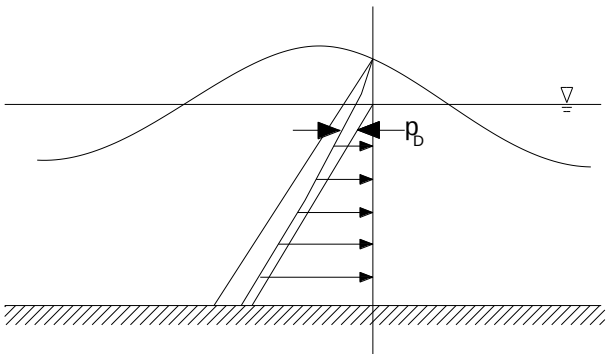


Figura 3.6. Pressão hidrostática e dinâmica sob uma onda bidimensional progressiva a propagar-se sobre um fundo horizontal (adaptado de Fredsoe e Deigaard, 1992).

Utilizando a expressão (3.34) para a pressão dinâmica, a expressão (3.19) para a velocidade horizontal, e fazendo a média para o período de onda na expressão (3.31), obtém-se o fluxo médio de energia:

$$E_f = \left(\frac{1}{8}\rho g H^2\right)\frac{c}{2}\left[1 + \frac{2kh}{sinh\, 2kh}\right] = E c_g. \tag{3.35}$$

O fluxo médio de energia corresponde à densidade de energia transportada à velocidade de grupo. O transporte de energia pode ser explicado através do seguinte mecanismo: à passagem da crista da onda

a pressão dinâmica é positiva (superior à pressão hidrostática) e as partículas junto á superfície movem-se no sentido de propagação da onda, enquanto à passagem da cava a pressão dinâmica é negativa e as partículas movem-se contrariamente ao sentido de propagação da onda. Isto resulta em trabalho realizado no sentido de propagação da onda.

No limite, para águas profundas e águas pouco profundas, o fluxo médio de energia reduz-se respectivamente a:

$$E_f = \left(\frac{1}{8}\rho g H^2\right)\frac{c}{2}, \qquad E_f = \left(\frac{1}{8}\rho g H^2\right) c. \tag{3.36}$$

Tensão de Radiação

O conceito de tensão de radiação foi introduzido por Longuet-Higgins e Stewart, 1964, tendo demonstrado uma grande aplicabilidade na descrição de alguns fenómenos relacionados com as ondas de gravidade na rebentação, como o 'set-up' (variação do nível da superfície livre na zona de rebentação, Longuet-Higgins e Stewart, 1964) ou a intensidade da corrente de deriva litoral (corrente longitudinal na zona de rebentação, Longuet-Higgins, 1970a). Para a compreensão física do conceito, o autor faz uma analogia com a força produzida, segundo a direcção de propagação, por uma radiação electromagnética sobre uma superfície: a radiação de pressão. Sob o princípio de que as ondas de superfície apresentam um momento paralelo à sua direcção de propagação, proporcional ao quadrado da sua amplitude, e uma vez que são reflectidas por obstáculos, o seu momento junto ao obstáculo deve inverter-se. A conservação do momento requer que seja exercida uma força sobre o obstáculo. O autor considera que esta força é a manifestação da tensão de radiação. Assim, define tensão de radiação como o excesso de fluxo de momento devido à presença das ondas.

Para o fluxo instantâneo de momento horizontal, por unidade de área de um plano vertical perpendicular à direcção de propagação do escoamento, contribuem a pressão e a transferência de momento (ρu) por unidade de volume, a uma taxa u por unidade de tempo:

$$p + \rho u^2, \tag{3.37}$$

Assim, o fluxo total de momento horizontal segundo a direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical, perpendicular à direcção de propagação do escoamento, correspondente à integração da expressão anterior, entre o fundo e a superfície livre, será igual a:

$$\int_{-h}^{\eta} (p + \rho u^2)\, dz, \tag{3.38}$$

A componente principal da tensão de radiação é definida como a média temporal do fluxo total de momento horizontal segundo a direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical perpendicular à direcção de propagação da onda de superfície, expressão (3.38), menos o fluxo médio que existiria na ausência destas ondas:

$$S_{xx} = \overline{\int_{-h}^{\eta} (p + \rho u^2)\, dz} - \int_{-h}^{0} (-\rho g z)\, dz. \tag{3.39}$$

em que se considera um sistema em que os eixos x e y se encontram alinhados com a direcção de propagação das ondas de superfície e com a direcção transversal a esta, respectivamente.

Desprezando termos de terceira ordem ou superiores, admitindo que o fluxo através de um plano horizontal é suficiente para suportar o peso da água que tem em cima ($\bar{p} + \rho g z = -\overline{\rho w^2}$) e utilizando a teoria linear para ondas de pequena amplitude, Longuet-Higgins e Stewart, 1964, calculam a componente principal da tensão de radiação:

$$S_{xx} = \frac{1}{8}\rho g H^2 \left[\frac{1}{2} + \frac{2kh}{sinh\, 2kh}\right]. \tag{3.40}$$

Procedendo de forma análoga, os autores obtêm as restantes componentes do tensor de radiação. A média temporal do fluxo total de momento horizontal, segundo a direcção perpendicular à direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical paralelo à direcção de propagação das ondas de superfície, é dada por:

$$S_{yy} = \frac{1}{8}\rho g H^2 \frac{kh}{sinh\, 2kh}, \tag{3.41}$$

A média temporal do fluxo total de momento horizontal, segundo a direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical paralelo à direcção de propagação das ondas de superfície é nula, bem como a média temporal do fluxo total de momento horizontal, segundo a direcção perpendicular à direcção de propagação do escoamento, através de um plano vertical perpendicular à direcção de propagação das ondas de superfície, $S_{xy} = S_{yx} = 0$.

Utilizando a densidade de energia total de uma onda progressiva, expressão (3.29), e definindo:

$$G = \frac{2kh}{sinh\, 2kh}. \tag{3.42}$$

O tensor de radiação definido através de:

$$S = \begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{bmatrix} = \frac{1}{2} E \begin{bmatrix} (1+2G) & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix}. \tag{3.43}$$

Num sistema de eixos em que o eixo dos xx se encontra rodado para a direita de um ângulo α em relação à direcção de propagação das ondas, o tensor de radiação será dado por (Fredsoe e Deigaard, 1992):

$$S = \begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{bmatrix} = \frac{1}{2} E \begin{bmatrix} (1+G)\, cos^2\alpha + G & (1+G)\, sin\,\alpha\, cos\,\alpha \\ (1+G)\, sin\,\alpha\, cos\,\alpha & (1+G)\, sin^2\alpha + G \end{bmatrix}. \tag{3.44}$$

3.2.1.3. Refracção e Empolamento

Na sua propagação desde o largo, as ondas de superfície são significativamente modificadas. De uma forma qualitativa, a teoria linear clássica prevê o aumento das amplitudes e o estreitamento das distribuições, observados em águas pouco profundas. A variação da topo-hidrografia causa refracção e empolamento.

O empolamento caracteriza-se por uma alteração da altura de onda devida ao efeito de redução da profundidade da água. A variação da altura de onda entre duas profundidades é habitualmente calculada com base no conceito de fluxo de energia. Admitindo desprezáveis as perdas de energia (tanto por dissipação junto ao fundo como por rebentação) o fluxo de energia mantém-se constante.

Considerando uma onda bidimensional (infinitamente longa) que se propaga perpendicularmente à batimetria do fundo, quando se admite que a batimetria do fundo é paralela à linha de costa, as ortogonais das ondas são paralelas entre si, pelo que a equação de balanço de energia pode ser escrita em função da conservação do fluxo de energia (expressão (3.35)) da onda ao largo:

$$Ec_g = E_0 c_{g0}. \tag{3.45}$$

Admitindo $c_{g0} = c_0/2$, c_g dada pela expressão (3.26) e $c = c_0 \, tanh \, kh$, conforme apresentado na expressão (3.19), obtém-se a relação entre a altura de onda para uma profundidade arbitrária e a altura de onda ao largo (coeficiente de empolamento):

$$\frac{H}{H_0} = k_s = \frac{1}{\sqrt{tanh \, kh \left[1 + \frac{2kh}{sinh \, 2kh}\right]}}. \tag{3.46}$$

Quando se considera uma batimetria com uma certa curvatura, como acontece na natureza, uma vez que a velocidade de propagação das ondas em águas intermédias depende da profundidade local, esta vai variando ao longo da linha de crista da onda. Os troços da crista que se encontram em águas mais profundas deslocam-se a uma velocidade maior, pelo que a linha de crista tende a deformar-se, adquirindo um alinhamento sensivelmente paralelo à batimetria e à linha de costa. Este fenómeno designa-se por refracção.

O balanço de energia baseia-se no pressuposto de que o fluxo de energia se mantém constante entre ortogonais da onda, sendo igual ao largo e para uma profundidade arbitrária, vindo:

$$Ec_g b = E_0 c_{g0} b_0. \tag{3.47}$$

em que *b* representa a distância entre ortogonais de onda.

Além disso, admite-se que é válida a lei de *Snell*, que relaciona a direcção de incidência da onda, θ com a velocidade de fase da onda, *c*, na sua aproximação a uma determinada curva batimétrica:

$$\frac{sin \, \theta_2}{c_2} = \frac{sin \, \theta_1}{c_1} \quad e \quad \frac{b_2}{cos \, \theta_2} = \frac{b_1}{cos \, \theta_1}. \tag{3.48}$$

em que os índices 1 e 2 representam as condições da onda na sua aproximação e no seu afastamento à curva de profundidade arbitrária.

Neste caso, a relação entre a altura de onda sobre uma profundidade arbitrária e a altura de onda ao largo será (e.g. Goda, 2000):

$$\frac{H}{H_0} = k_s \sqrt{\frac{b_0}{b}} = k_s \sqrt{\frac{cos \, \theta_0}{cos \, \theta}} = k_s k_r. \tag{3.49}$$

Com a aproximação à costa, a influência da batimetria faz-se sentir e as ortogonais de onda tendem a convergir ou a divergir, dependendo das características da batimetria dos fundos. Esta variação no espaçamento entre ortogonais resulta numa variação da densidade de energia ao longo da frente de onda, e consequentemente na altura de onda. Nos cabos submarinos, baixios e promontórios, verifica-se uma convergência das ortogonais, do que resulta uma concentração de energia e um aumento da altura de onda. Nas baías e vales submarinos verifica-se uma divergência das ortogonais, do que resulta uma dispersão de energia e uma redução da altura de onda.

3.2.2. REBENTAÇÃO

À medida que as ondas se propagam sobre águas menos profundas o processo de empolamento conduz ao aumento das alturas de onda. Este processo não pode continuar indefinidamente, pelo que numa dada localização as ondas rebentam. A rebentação ocorre tipicamente quando a altura de onda excede 0.8 vezes a profundidade local. À medida que a profundidade local diminui a declividade das ondas vai-se tornando demasiado elevada, o que é acompanhado de um aumento da velocidade orbital das partículas na crista, e as ondas rebentam por se tornarem instáveis. Enquanto o empolamento é

caracterizado por perdas graduais de energia, durante o processo de rebentação há intensa dissipação do fluxo de energia proveniente do largo. Na rebentação a energia da onda é essencialmente dissipada por turbulência, sendo a energia remanescente convertida em energia potencial, através do processo de espraiamento, ou calor, por atrito no fundo, ocorrendo também percolação e alteração do perfil de praia. A energia não dissipada no processo é reflectida pela praia. Desta forma, após a rebentação, a altura de onda é significativamente reduzida na sua propagação até à linha de costa (Fredsoe e Deigaard, 1992). A rebentação da onda é o fenómeno dominante na zona de rebentação e tem uma influência significativa no transporte litoral de sedimentos e, consequentemente, nas alterações de batimetria. É também responsável pela deformação do nível médio da superfície livre da água (Figura 3.7), ou seja, pela formação de uma sobre-elevação (‘set-up’), com valor máximo sobre a linha de costa, e de uma sub-elevação (‘set-down’) devida ao empolamento das ondas.

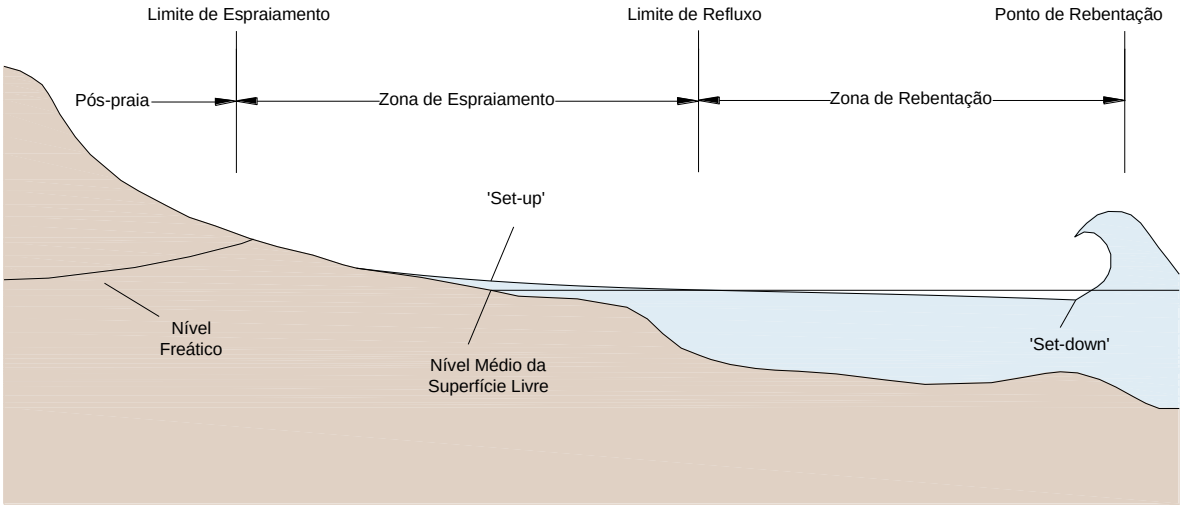


Figura 3.7. Esquema de definição da zona de rebentação e espraiamento das ondas de superfície (adaptado de Elfrink e Baldock, 2002).

O critério que determina a localização da rebentação com base no quociente entre a altura de onda e profundidade local, que tem sido universalmente utilizado, é o índice de profundidade de rebentação, dado por:

$$\gamma_b = \frac{H_b}{h_b}. \tag{3.50}$$

O seu valor mais comum ($\gamma_b = 0.78$) foi determinado teoricamente por McCowan, 1891, para uma onda solitária a propagar-se sobre um fundo horizontal. As medições deste valor crítico em laboratório, para ondas solitárias a propagarem-se em canais, variam consideravelmente (0.73-1.03, Komar, 1998). Estudos realizados com ondas regulares estabeleceram que os índices de rebentação dependem do declive da praia e da declividade das ondas. Por exemplo, Weggel, 1972, com base em dados obtidos em laboratório para ondas regulares a actuarem sobre fundos planos estabeleceu a seguinte expressão para o índice de rebentação:

$$\gamma_b = \frac{H_b}{h_b} = b - a\frac{H_b}{gT^2}. \tag{3.51}$$

válida para praias com declive $tan\beta \leq 0.1$ e ondas com uma declividade ao largo $H_0/L_0 \leq 0.06$, em que T representa o período de onda, g a aceleração da gravidade, H_0 a altura de onda equivalente ao largo, L_0 o comprimento de onda ao largo e os parâmetros a e b são dados pelas expressões:

$$b = \frac{1.56}{1 + e^{19.5\ tan\beta}},$$
$$a = 43.75\left(1 - e^{19\ tan\beta}\right). \tag{3.52}$$

Uma vez que a altura de onda na rebentação está presente nos dois lados da expressão (3.51), esta deve ser resolvida de uma forma iterativa, arbitrando condições iniciais para a altura de onda na rebentação (e.g. $H_b = H_0$) e para a profundidade de rebentação (e.g. $h_{b0} = 0.8\ H_0$).

Outros critérios baseados em valores críticos um pouco arbitrários foram já propostos, relacionados com alguma característica da elevação da superfície livre num ponto ou com a observação das emulsões de ar ou espuma que se formam durante o processo (Massel, 2007). Exemplo do primeiro conjunto de critérios baseia-se na ideia de que a rebentação ocorre quando as velocidades das partículas da crista igualam a velocidade de fase da forma da onda (ou seja a velocidade de propagação da onda). Este critério continua a ser alvo de investigação, nomeadamente através da utilização de uma tecnologia recente de medição de velocidades, PIV ('Particle Image Velocimetry', e.g. Stansell e MacFarlane, 2002).

A rebentação é habitualmente classificada em três tipos principais: rebentação progressiva ('spilling'), rebentação mergulhante (´plunging') e rebentação oscilante ('surging'). A rebentação progressiva é caracterizada pelo aparecimento e progressivo desenvolvimento de uma emulsão de ar (espuma) na parte frontal da crista, que desce e viaja com a onda. Este tipo de rebentação ocorre também em águas profundas. Na rebentação mergulhante a crista da onda avança relativamente à sua base, caindo sobre a cava precedente, como uma massa única ou jacto, dando continuidade ao processo de rebentação através da geração de vórtices, que podem atingir o fundo e mobilizar grandes quantidades de partículas sedimentares. O escoamento causado pela entrada de ar arranca as partículas sedimentares do fundo, observando-se plumas de sedimentos em suspensão no local onde a rebentação ocorre. Na rebentação oscilatória ou oscilante, ao contrário do que acontece para a rebentação mergulhante, não é a crista da onda que se torna instável, mas sim a sua base, conduzindo ao colapso da crista, que nem sempre se observa, verificando-se apenas um movimento oscilante. Este tipo de rebentação ocorre muito próximo da linha de costa e está associado a importantes fenómenos de reflexão (Fredsoe e Deigaard, 1992).

A ocorrência dos diferentes tipos de rebentação depende das características das ondas incidentes e da praia, frequentemente representadas através dos parâmetros declividade da onda e declive da praia, respectivamente. A rebentação progressiva ocorre para ondas com uma certa declividade sobre declives de praia suaves, enquanto a rebentação mergulhante ocorre para menores declividades sobre declives da praia mais acentuados. A rebentação oscilante é característica de praias com declives bastante acentuados.

A classificação do tipo de rebentação das ondas é habitualmente efectuada com base num parâmetro de rebentação ('surf similarity parameter') que compara o declive de praia ($tan\beta$) com a raiz quadrada da declividade da onda (H/L):

$$\xi = \frac{tan\beta}{\sqrt{H/L}}. \tag{3.53}$$

Este parâmetro adimensional foi inicialmente desenvolvido por Iribarren e Nogales, 1949, e utilizado com sucesso por Galvin, 1968, para a classificação dos tipos de rebentação observados em estudos em

laboratório realizados em canal de ondas. Posteriormente, foi adaptado por Battjes, 1974, para a classificação do tipo de rebentação, em função das características da agitação marítima ao largo (ξ_0) e junto à rebentação (ξ_b):

$$\begin{array}{lllll} Progressiva: & & \xi_0 < 0.5 & ou & \xi_b < 0.4 \\ Mergulhante: & 0.5 < \xi_0 < 3.3 & ou & 0.4 < \xi_b < 2.0. \\ Oscilante: & 3.3 < \xi_0 & ou & 2.0 < \xi_b & \end{array} \quad (3.54)$$

De acordo com Komar, 1998, a aplicação destes critérios a observações no campo foi ainda pouco explorada. O autor refere que Weishar e Byrne, 1978, analisaram as características de 116 ondas, escolhidas a partir de filmagens de 'Virginia beach', Virginia, não encontrando uma distinção adequada entre ondas do tipo progressivo e mergulhante, ao utilizarem os critérios anteriores. Este trabalho documenta a dificuldade da aplicação dos critérios aos estados de agitação marítima irregular, para os quais é provável a ocorrência simultânea de mais do que um tipo de rebentação.

Após a rebentação de ondas do tipo progressivo ou mergulhante ocorre uma transição rápida na sua forma, numa região designada por zona de transição (Svendsen *et al.*, 1978). O quociente entre a altura de onda e a profundidade local reduz-se de cerca de 0.8, na zona de rebentação, para cerca de 0.5, nesta região. Não existem praticamente teorias para a descrição das condições hidrodinâmicas ou de transporte sedimentar que ocorrem na região de transição. Andersen e Fredsoe, 1983, desenvolveram uma relação empírica para a descrição do quociente entre a altura de onda e a profundidade local na zona de transição:

$$\gamma = \frac{H}{h} = 0.5 + 0.3e^{-0.11\Delta x/h_b}, \quad (3.55)$$

em que Δx representa a distância ao ponto de rebentação na zona de transição e h_b a profundidade local no ponto de rebentação.

Na zona interior à rebentação, localizada entre a zona de transição e a zona de espraiamento (Figura 3.7), em praias de declives moderados e para ondas de grande declividade, a altura de onda é essencialmente controlada pela profundidade local e a zona de rebentação apresenta uma largura considerável. A qualquer aumento da energia incidente irá corresponder um aumento da rebentação e portanto a altura de onda na zona interior à rebentação manter-se-á constante, admitindo-se que a zona de rebentação se encontra saturada. No entanto, em praias com declives mais acentuados ou ondas incidentes com menores declividades a rebentação pode ocorrer muito próximo do espraiamento. Neste caso, um aumento da energia incidente proveniente do largo resultará num aumento da altura de onda na zona interior à rebentação, dizendo-se que a zona de rebentação está não saturada (Baldock *et al.*, 1998).

Os processos que ocorrem nesta região foram alvo de intensa investigação nas últimas décadas (e.g. Bonneton, 2007), resultando em inúmeras teorias, bastante úteis à compreensão e ao cálculo das condições hidrodinâmicas e de transporte sedimentar (Fredsoe e Deigaard, 1992). A maioria dos modelos, utilizados para a descrição da transformação da onda na zona interior à rebentação, assume que a rebentação se encontra saturada, sendo a altura de onda limitada pela profundidade. Uma vez que não existem modelos para a descrição da transformação da onda na zona de transição, os modelos disponíveis para a zona interior à rebentação são muitas vezes estendidos até ao ponto onde ocorre a rebentação. Esta abordagem nem sempre é satisfatória, sendo muitas vezes necessária a sua calibração com dados experimentais. Uma outra complicação que existe na aplicação destas teorias é a sua extensão ao carácter irregular da agitação marítima (Fredsoe e Deigaard, 1992).

Em algumas aplicações é importante a obtenção das alturas de onda na rebentação, a partir das suas características ao largo, sem que seja necessária a realização de toda a sua transformação. Admitindo

que o fluxo de energia ao largo é igual ao fluxo de energia na rebentação, recorrendo às aproximações para o fluxo de energia em águas profundas e em águas pouco profundas, expressão (3.36), e considerando as mesmas aproximações para a velocidade de fase, respectivamente:

$$c_0 = \frac{gT}{2\pi}.$$
$$c_b = \sqrt{g\frac{H_b}{0.8}}. \tag{3.56}$$

Obtém-se:

$$\frac{H_b}{H_0} = 0.50\left(\frac{L_0}{H_0}\right)^{1/5}. \tag{3.57}$$

Komar e Gaughan, 1972, ajustaram esta expressão a dados obtidos em laboratório e no campo, encontrando a relação semi-empírica:

$$\frac{H_b}{H_0} = 0.563\left(\frac{L_0}{H_0}\right)^{1/5}. \tag{3.58}$$

A pequena diferença entre os coeficientes nas expressões (3.57) e (3.58) pode estar relacionada com a falta de rigor da teoria linear da onda na rebentação, onde as ondas apresentam cavas mais achatadas e cristas mais aguçadas, esperando-se uma redução do fluxo de energia em relação ao teoricamente previsto.

3.2.3. Variação da Altura de Onda e do Nível da Água do Mar na Zona de Rebentação

A descrição do transporte sedimentar passa pelo conhecimento da altura de onda, do movimento das partículas de água à sua passagem, da tensão de corte junto ao fundo, dos níveis de turbulência e das correntes induzidas na zona de rebentação. Neste contexto, um aspecto fundamental é a dissipação da energia na zona de rebentação, interveniente, por um lado no cálculo da redução da altura de onda, por outro como medida da produção de turbulência.

Um modelo conceptual, bastante simplificado, que foi bem sucedido na descrição da variação da altura de onda e do nível da água do mar na zona de rebentação terá sido aplicado pela primeira vez por Svendsen, 1984b. Neste modelo, a massa de água na zona de rebentação é dividida em duas partes. Uma parte inferior em que as partículas de água se movimentam por acção do escoamento oscilatório à passagem da onda, com uma velocidade igual à velocidade orbital. E uma parte superior coincidente com a massa de água em rebentação na face frontal de cada onda, caracterizada pela ocorrência de emulsões de ar ou espuma, na qual as partículas do fluido se deslocam a uma velocidade muito próxima da velocidade de propagação da onda (´surface roller', Figura 3.8). De acordo com a teoria linear da onda, na aproximação de águas pouco profundas, a celeridade da onda é $c = \sqrt{gh}$ e a velocidade orbital horizontal $u = \eta\, c/h$.

Na Figura 3.8 apresenta-se o esquema de uma onda após a rebentação, representada por um 'surface roller', e a distribuição vertical da velocidade horizontal, em três zonas distintas da onda após a rebentação. Note-se que na zona onde ocorre o 'surface roller', a velocidade na parte superior da coluna de água, que corresponde à velocidade do 'surface roller', é bastante superior à velocidade na parte inferior da coluna de água, que corresponde à velocidade orbital do escoamento (Fredsoe e Deigaard, 1992).

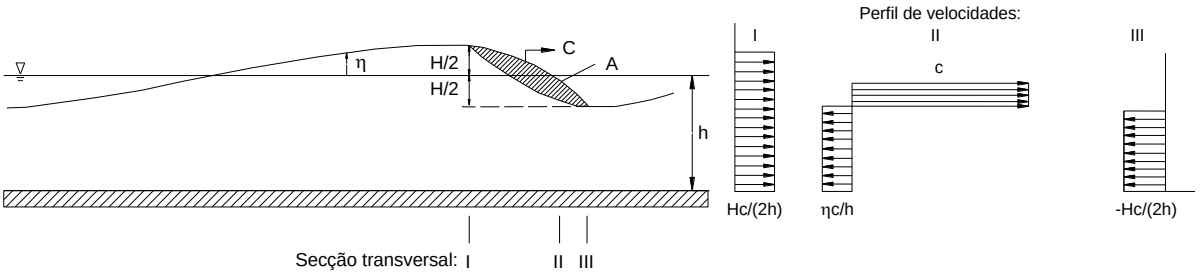


Figura 3.8. Esquema de uma onda após a rebentação representada por um 'surface roller' (esquerda) e perfis de velocidade nas três secções indicadas (direita), de acordo com o modelo conceptual de Svendsen, 1984b (adaptado de Fredsoe e Deigaard, 1992).

Nesta aproximação, a pressão é considerada como sendo hidrostática e a velocidade orbital vertical é dada por:

$$w = \frac{z}{h}\frac{\partial \eta}{\partial t}. \tag{3.59}$$

Esquematicamente, o perfil de uma onda que rebentou afasta-se da forma sinusoidal assumida pela teoria linear da onda, sendo mais próxima de um perfil em forma de 'dente-de-serra', sendo este o que normalmente se adopta (Fredsoe e Deigaard, 1992).

Fluxo de Energia e Tensões de Radiação após a Rebentação

O fluxo de energia associado às ondas durante o processo de rebentação pode ser considerado como a soma de duas contribuições, uma associada ao movimento das partículas de água à passagem da onda e outra associada ao 'surface roller'. A contribuição associada ao movimento das partículas à passagem da onda pode ser obtida através da expressão (3.31), fazendo a média na aproximação de águas pouco profundas da teoria linear da onda para a pressão dinâmica, dada pela expressão (3.34). Desta forma, o fluxo de energia associado ao movimento das partículas será:

$$E_{fw} = \frac{1}{T}\int_0^T \int_0^h \rho g \eta^2 \frac{c}{h} dz dt = \rho g c \frac{1}{T}\int_0^T \eta^2 dz dt = \rho g c \overline{\eta^2}. \tag{3.60}$$

Obtendo-se:

$$E_{fw} = B \rho g c H^2, \tag{3.61}$$

em que:

$$B = \frac{\overline{\eta^2}}{H^2}, \tag{3.62}$$

representa um parâmetro de forma do perfil de onda. Se o perfil for sinusoidal assume o valor 1/8, se for em dente de serra assume o valor 1/12 (Fredsoe e Deigaard, 1992).

O fluxo de energia associado à passagem de um 'surface roller' é dado por:

$$\rho A \frac{c^2}{2}. \tag{3.63}$$

e o fluxo médio por:

$$E_{sr} = \rho \frac{A c^2}{2T}. \tag{3.64}$$

em que *A* representa a área transversal do 'surface roller' (Figura 3.8).

O fluxo total de energia é então dado pela expressão:

$$E_f = B\rho gcH^2 + \rho\frac{Ac^2}{2T}. \quad (3.65)$$

Também as tensões de radiação podem ser consideradas como a soma de duas contribuições, uma associada ao movimento das partículas de água à passagem da onda e outra associada ao 'surface roller'. Procedendo de forma idêntica à utilizada para o cálculo do fluxo de energia, a contribuição associada ao movimento das partículas à passagem da onda pode ser obtida através da expressão (3.39), e admitindo que o volume do ´surface roller' é tão pequeno que não contribui de forma significativa para a força de pressão, obtém-se, na aproximação da teoria linear da onda para águas pouco profundas, a componente principal da tensão de radiação:

$$S_{xx} = \frac{3}{2}B\rho gcH^2 + \rho\frac{Ac}{T}. \quad (3.66)$$

Dissipação de Energia

As semelhanças entre a frente de uma onda em rebentação ('surface roller') e um ressalto hidráulico levaram Le Méhauté, 1962, a expressar a dissipação de energia na zona de rebentação através da dissipação num 'bore' (ou ressalto hidráulico). Uma vez que as estimativas da dissipação através deste modelo se mostraram razoáveis, são diversos os modelos para a zona de rebentação que adoptam esta analogia (Fredsoe e Deigaard, 1992). Assumindo que o perfil vertical de velocidades é constante, ao longo da coluna de água, e que a distribuição de pressão é hidrostática, a dissipação de energia no ressalto hidráulico estacionário é dada por:

$$\rho gq\frac{H^3}{4h^2 - H^2}. \quad (3.67)$$

em que q representa o caudal, por unidade de largura, H a diferença entre a altura do fluido, em cada um dos lados do ressalto hidráulico, e h a profundidade média da água através deste.

Fazendo a analogia para uma onda em rebentação, com $q = ch$, sendo a velocidade do 'surface roller' $c = \sqrt{gh}$, a dissipação média de energia por unidade de largura do fundo pode ser estimada através da expressão:

$$\overline{D} = \frac{\rho ghH^3}{T(4h^2 - H^2)}. \quad (3.68)$$

3.2.3.1. 'Set-up' e 'Set-down'

A forte dissipação de energia que ocorre na zona de rebentação e a diminuição da altura de onda na direcção da costa resultam num gradiente da componente principal da tensão de radiação. A diminuição do gradiente transversal desta componente é compensada por uma sobre-elevação do nível médio da superfície livre (num período de onda), associada a um gradiente de pressão, designada por 'set-up' (Figura 3.7). Fora da zona de rebentação verifica-se o empolamento das ondas (secção 3.2.1.3) que resulta num aumento da componente principal da tensão de radiação. Neste caso, junto à rebentação verifica-se uma sub-elevação do nível médio da superfície livre, designada por 'set-down' (Figura 3.7).

Fredsoe e Deigaard, 1992, admitem que a tensão de corte junto ao fundo é reduzida, estabelecendo a seguinte equação de balanço entre o gradiente da componente principal da tensão de radiação e o declive da superfície livre:

$$\frac{dS_{xx}}{dx} = -\rho g h \frac{d(\Delta h)}{dx}, \tag{3.69}$$

em que Δh representa a variação do nível médio da superfície livre, medido em relação ao nível de repouso.

Os autores fazem uma estimativa do 'set-down' a partir de uma expansão em série de *Taylor* da equação de *Bernoulli*, expressão (3.17), em torno do nível de repouso. Com base na teoria linear da onda e admitindo que é válida a relação entre a altura de onda na rebentação e aprofundidade de rebentação, $H_b = 0.8h_b$, obtêm o valor médio da superfície livre na rebentação:

$$\bar{\eta} = -0.05H_b. \tag{3.70}$$

Na aproximação da teoria linear da onda para águas pouco profundas e admitindo que a altura de onda é proporcional à profundidade ($H = Kh$), os autores apresentam um modelo muito simples para a estimativa do 'set-up'. Este modelo é obtido a partir da equação (3.69) e da equação (3.66), juntamente com a condição fronteira na rebentação dada pela equação (3.70). Assim, a variação do valor médio da superfície livre pode ser obtido através da expressão:

$$\Delta h = \frac{3}{8}K^2(h_b - h) - 0.05H_b. \tag{3.71}$$

O 'set-up' máximo ocorrerá sobre a linha de costa, sendo aproximadamente dado pela expressão:

$$\Delta h \approx 0.25H_b. \tag{3.72}$$

3.2.3.2. Modelos para a Zona de Rebentação

Os modelos para a zona de rebentação são essencialmente utilizados para a determinação da variação do nível médio da superfície livre e da altura de onda na zona de rebentação. Os valores locais da altura de onda e da posição da superfície livre revestem-se de particular interesse para a determinação de outras grandezas, necessárias ao estudo das correntes induzidas pelas ondas e do transporte sedimentar. O modelo apresentado para a estimativa do 'set-up' representa um exemplo extremamente simples destes modelos.

Para a determinação da elevação da superfície livre e da variação da altura de onda na zona de rebentação de uma costa uniforme bidimensional, sob acção de ondas que incidem segundo a direcção normal à costa, pode utilizar-se o sistema de equações constituído pela equação do momento, expressão (3.69), e pela equação da energia (Fredsoe e Deigaard, 1992). A equação da energia para condições estacionárias expressa que a variação do fluxo de energia através de uma secção elementar da zona de rebentação é igual à energia dissipada por unidade de área do fundo:

$$\frac{dE_f}{dx} = -D, \tag{3.73}$$

O fluxo de energia pode ser estimado através da expressão (3.65), enquanto a dissipação de energia, D, pode ser determinada, por exemplo, através da analogia entre a frente de uma onda em rebentação e um ressalto hidráulico, que resulta na expressão (3.68).

De uma forma simplificada pode dizer-se que a equação da energia é utilizada para descrever a redução da altura de onda devida à dissipação de energia na zona de rebentação, enquanto a equação do momento é utilizada para a obtenção do nível médio da superfície livre. Estas ideias deram origem ao desenvolvimento de diversos modelos, com diferentes propósitos e princípios, nos quais as duas equações acopladas são resolvidas numericamente (Fredsoe e Deigaard, 1992). As duas grandezas são

adequadamente determinadas desta forma, sendo, no entanto, difícil a descrição do perfil da superfície livre e dos campos de pressão ou de velocidade.

Segundo Elfrink e Baldock, 2002, os modelos desenvolvidos podem ser divididos em três classes principais: probabilísticos (e.g. Mizuguchi, 1982; Mase e Iwagaki, 1982; Dally e Dean, 1986); paramétricos (e.g. Battjes e Janssen, 1978, Thornton e Guza, 1983; Battjes e Stive, 1985; Lippmann *et al.*, 1996) e no domínio do tempo, ou modelos de *Boussinesq* (e.g. Hibberd e Peregrine, 1979; Kobayashi *et al.*, 1989; Madsen *et al.*, 1997). Enquanto com os dois primeiros tipos de modelos se consegue a determinação da distribuição de alturas de onda e do nível médio da superfície livre, através da zona de rebentação, baseando-se nos conceitos simples apresentados acima, os modelos no domínio do tempo permitem uma representação detalhada da cinemática não linear das ondas. Com efeito, os modelos de *Boussinesq* resolvem directamente as equações do escoamento, estimando os campos de elevação da superfície e de velocidade. O potencial deste tipo de modelo é o de descrever directamente o movimento do fluido ao invés de descrever a variação de parâmetros de ondas. Isto significa que, a partir do momento em que estes modelos se encontram construídos, "basta" fixar as condições de fronteira adequadas para "ver" descritos processos complexos, mesmo que ainda não claramente compreendidos. As principais dificuldades de aplicação deste modelo à zona de rebentação são as relacionadas com a variação drástica da elevação da superfície livre numa curta distância. A extensão destes modelos à zona de rebentação será uma importante contribuição para a dinâmica costeira. Apesar dos avanços recentes na modelação da turbulência na zona de rebentação (e.g. Lin e Liu, 1998) continuam a ser requeridos novos modelos e dados para a sua calibração (Thornton *et al.*, 2000). Petti e Longo, 2001 apresentam uma discussão detalhada da turbulência nas zonas de rebentação e do espraiamento das ondas de superfície.

A maior parte da energia perdida na rebentação, não é directamente dissipada sob a forma de calor, mas sim transformada primeiro em turbulência que é depois gradualmente dissipada em calor (Fredsoe e Deigaard, 1992). A turbulência assume um papel preponderante de transferência de momento (viscosidade turbulenta) e de massa (difusividade turbulenta), devendo ser incluída na descrição de velocidades médias de correntes e concentração de sedimentos em suspensão na zona de rebentação. A turbulência é um dos fenómenos mais difíceis de modelar, sendo habitualmente seguida uma de duas abordagens. Uma puramente empírica, que relaciona um determinado nível de turbulência com a profundidade de água e a altura e período de onda. Outra baseada na equação do transporte para a energia cinética turbulenta. Para ondas em rebentação a energia cinética turbulenta é produzida tanto no 'surface roller' como na camada-limite junto ao fundo (Fredsoe e Deigaard, 1992).

3.2.4. Oscilações de Baixa Frequência

Na secção anterior foi adoptada uma descrição bastante simplificada para as ondas de superfície geradas pelo vento na zona de rebentação, representando-as através de ondas regulares ou, quando muito, como a sobreposição linear de um grande número de ondas regulares, que seguem uma distribuição de probabilidade conhecida (secção 3.2.1.1), ignorando a sua sequência. No entanto, observações de séries temporais de elevação da superfície livre mostram que as ondas tendem a aparecer em grupos de ondas de maiores e menores amplitudes (tipicamente 4 a 8 ondas, Fredsoe e Deigaard, 1992). Os grupos de ondas propagam-se segundo a direcção de propagação das ondas de superfície geradas pelo vento, mas à velocidade de grupo, que em águas profundas é aproximadamente metade da celeridade das ondas de superfície, enquanto em águas pouco profundas é aproximadamente igual (secção 3.2.1.2).

3.2.4.1. Ondas de Longo Período Forçadas

A ocorrência dos grupos de ondas dá origem a oscilações de segunda ordem com períodos característicos longos, correspondentes aos períodos dos agrupamentos, designadas por ondas de longo período, que podem ser um importante factor na evolução da morfologia costeira (Janssen, 2006). As observações de Munk, 1949 e Tucker, 1950, foram pioneiras ao mostrar a sua ocorrência nas regiões costeiras, correlacionando-as com agrupamentos das ondas de superfície geradas pelo vento (agitação marítima: vaga e ondulação). Posteriormente, foram identificados dois mecanismos principais para a sua geração. Um primeiro relacionado com a interacção não linear entre pares de componentes da agitação marítima (de primeira ordem), que resultam em ondas de longo período ligadas ou forçadas (de segunda ordem). Um outro, relacionado com a geração de ondas de longo período livres por variação do ponto onde ocorre a rebentação das ondas irregulares que compõem a agitação marítima (Battjes *et al.*, 2004).

A geração das ondas de longo período forçadas foi inicialmente descrita por Biésel, 1952, e por Longuet-Higgins e Stewart, 1964, para uma propagação unidimensional das ondas de superfície (segundo a direcção transversal à costa) sobre um fundo horizontal e por Hasselmann, 1962, para uma propagação bidimensional (Battjes *et al.*, 2004).

A tensão de radiação varia com a altura de onda (secção 3.2.1.2), apresentando, ao longo de um agrupamento de ondas, valores superiores sob as maiores alturas de onda do que sob as menores. Os gradientes da tensão de radiação são compensados por uma variação do nível médio da superfície livre, tal como acontece com o ´set-down' devido ao empolamento das ondas em águas pouco profundas (secção 3.2.3.1). Assim, verifica-se uma sub-elevação da superfície livre sob as maiores ondas do grupo e uma sobre-elevação sob as menores (Fredsoe e Deigaard, 1992).

Assumindo uma situação de quase equilíbrio, Longuet-Higgins e Stewart, 1964, baseados na variação da componente principal da tensão de radiação e para um caso simples de agrupamento de duas ondas de superfície, de igual amplitude e frequências e comprimentos de onda ligeiramente diferentes (secção 3.2.1.2), deduziram uma relação entre a elevação média (num período das ondas individuais) da superfície livre e a amplitude das ondas de superfície, válida para a situação em que a profundidade da água é grande quando comparada com o seu comprimento de onda ($kh > 1$). Os autores verificaram que a elevação média da superfície livre devida ao agrupamento das ondas de superfície se encontra desfasada em relação à envolvente das ondas de superfície geradas pelo vento, i.e. sobre as maiores ondas ocorre uma sub-elevação da superfície livre média. As ondas de longo período associadas ao agrupamento das ondas de superfície geradas pelo vento mantêm-se "ligadas" a estas durante a sua propagação em direcção à costa.

Na sua aproximação a águas pouco profundas, o comprimento das ondas de longo período ligadas torna-se grande comparativamente com a profundidade e a sua velocidade de propagação torna-se próxima da velocidade de fase das ondas de superfície. Longuet-Higgins e Stewart, 1964, expressaram a elevação da superfície associada às ondas de longo período ligadas em função da componente principal da tensão de radiação:

$$\zeta = -\frac{S_{xx}}{\rho\left(gh - {c_g}^2\right)}, \tag{3.74}$$

em que ζ representa a elevação média (num período das ondas individuais) da superfície livre e S_{xx} a componente principal da tensão de radiação devida às ondas de superfície geradas pelo vento. Uma vez que a velocidade da onda de longo período ligada, c_g, não pode exceder a velocidade de propagação das ondas de superfície geradas pelo vento, também na expressão (3.74) se verifica que,

sob as maiores ondas, em que a componente principal da tensão de radiação é maior, a elevação média da superfície livre sofre uma sub-elevação.

Quando estes agrupamentos de ondas entram em águas pouco profundas a expressão (3.74) aproxima-se de uma condição de ressonância, $kh \ll 1,\ c_g \rightarrow \sqrt{gh}$. No entanto, seria necessário algum tempo para que essa condição de ressonância se estabelecesse (Battjes *et al.*, 2004). O denominador da expressão (3.74) pode ser aproximado por $c_g \approx gh[1-(kh)^2]$ e nesse caso:

$$\zeta = -\frac{S_{xx}}{\rho\sigma^2 h^2}, \tag{3.75}$$

em que k e σ representam o número de onda e a frequência, característicos das ondas de superfície geradas pelo vento.

Esta expressão traduz um aumento da amplitude das ondas de longo período ligadas, com a diminuição da profundidade. De facto, a significância das ondas de longo período forçadas aumenta sobre a praia, à medida que a profundidade diminui até à zona de rebentação incipiente ou mesmo no interior da zona de rebentação (Battjes *et al.*, 2004). Com efeito, segundo Longuet-Higgins e Stewart, 1964, assumindo que há conservação do fluxo médio de energia das ondas de superfície geradas pelo vento, ou seja:

$$E_f = \left(\frac{1}{8}\rho g H^2\right) c = \left(\frac{1}{8}\rho g H^2\right)\sqrt{gh} = cte, \tag{3.76}$$

a componente principal da tensão de radiação, $S_{xx} \sim h^{-1/2}$.

Numa situação de equilíbrio e para uma variação suave do fundo, quando $kh \rightarrow 0$, na expressão (3.75), a variação da elevação média da superfície livre $\zeta \sim h^{-5/2}$. Battjes *et al.*, 2004 verificaram que as amplitudes das ondas de longo período forçadas sofrem uma amplificação com a diminuição da profundidade. Com efeito, com base na análise de um conjunto de dados de elevada resolução obtidos em laboratório, verificaram a amplificação de ondas de longo período ao incidirem numa praia de declive moderado, com variação compreendida entre a lei teórica para ondas de longo período livres, $\sim h^{-1/4}$, mais característica das menores sub-harmónicas, e a lei de variação indicada por Longuet-Higgins e Stewart, 1964, de acordo com as condições referidas acima, $h^{-5/2}$, mais característica das maiores sub-harmónicas.

Quando as ondas de superfície geradas pelo vento iniciam o processo de rebentação perdem altura e energia e as ondas de longo período forçadas que as acompanhavam libertam-se. Para uma incidência normal à praia tendem a ser reflectidas, propagando-se para o largo como ondas de longo período livres. Battjes *et al.*, 2004, verificaram também que a amplitude das oscilações que se propagavam no sentido do largo variavam de acordo com a lei teórica para as ondas de longo período livres $\sim h^{-1/4}$. Quando a direcção de incidência é oblíqua, as oscilações de longo período que são reflectidas nem sempre se propagam para o largo como ondas de longo período livres ('leaky mode'), podendo ficar aprisionadas junto à costa por refracção ('trapped mode') sob a forma de 'edge waves' (Janssen, 2006).

Um outro mecanismo que estará na origem da geração de ondas de longo período sobre águas pouco profundas livres foi indicado por Symonds *et al.*, 1982, e Symonds e Bowen, 1984. Com efeito, os autores referem que Longuet-Higgins e Stewart, 1964, terão sugerido, em relação à análise das observações de Tucker, 1950, que as ondas de longo período forçadas se pudessem libertar no ponto de rebentação, propagando-se como ondas de longo período livres no sentido do largo, sem explicitar, no entanto, o mecanismo subjacente. Symonds *et al.*, 1982, mostraram que a variação temporal da posição do ponto de rebentação, que ocorre para ondas incidentes de amplitude variável, pode gerar

ondas com períodos característicos dos grupos de ondas de superfície geradas pelo vento e que pode estar na origem duma transferência de energia para componentes de baixa frequência. Numa zona de rebentação saturada (na qual as alturas de onda na zona interior à rebentação apenas dependem da profundidade local), a sucessão de alturas de onda incidentes dará origem a excursões espaciais e temporais do ponto de rebentação e a variações das alturas de onda na rebentação. A intensidade dos gradientes de tensão de radiação irá variar em consonância com as alturas de onda, resultando num maior 'set-up' quando as maiores ondas rebentam. Numa situação quase estacionária, serão radiadas ondas de longo período livres, induzidas pela rebentação das ondas irregulares (Fredsoe e Deigaard, 1992). Symonds e Bowen, 1984, estenderam este modelo a uma situação de um perfil transversal onde existe uma barra submersa, em que a rebentação ocorre na zona exposta da barra.

Nestes modelos, não é considerada a incidência de ondas de longo período ligadas, geradas pelo primeiro mecanismo descrito, mas uma vez que a descrição das ondas de longo período é linear, as soluções fornecidas por cada um dos mecanismos de geração podem ser sobrepostas (Janssen, 2006). Schaffer, 1993, apresentou um modelo semi-analítico, que combina os dois mecanismos, descrevendo incidência oblíqua, com possibilidade de aprisionamento de grupos de ondas (Fredsoe e Deigaard, 1992).

As observações de campo (e.g. Herbers *et al.*, 1994) mostram que as oscilações de longo período na zona exterior à rebentação são uma combinação de componentes forçadas e componentes livres geradas local ou longinquamente. Mostram ainda uma maior dominância das oscilações forçadas para estados de agitação marítima mais energéticos.

Estas ondas de longo período foram alvo de intensa investigação durante a última década, em particular, para a generalização do seu comportamento sobre as zonas de empolamento, rebentação e espraiamento das ondas. Foram realizados diversos estudos em laboratório, verificações no campo e desenvolvimentos de modelos numéricos. Para uma revisão acerca deste tópico, indica-se Janssen, 2006.

Presentemente são ainda discutidas questões relacionadas com as condições que determinam a prevalência de um dos dois mecanismos de geração de ondas de longo período referidos, que Battjes *et al.*, 2004, relaciona com um parâmetro de declive relativo do perfil transversal de praia, indo de encontro ao sugerido por List, 1992. Discute-se ainda qual a relação de fase que se estabelece entre o envolvente das ondas de superfície geradas pelo vento e as oscilações de longo período forçadas subsequentes, ao propagarem-se sobre uma profundidade variável em águas pouco profundas. O efeito do gradiente de profundidade resulta num afastamento da diferença de fase, π, esperada sobre um fundo horizontal, conforme previsto pela teoria de Longuet-Higgins e Stewart, 1964. Battjes *et al.*, 2004, confirmam esse afastamento, considerando-o um dos aspectos chave para o aumento do empolamento das ondas de longo período forçadas, devido à transferência de energia proveniente das ondas curtas. Com efeito, da análise de um conjunto de dados de elevada resolução obtidos em laboratório, da propagação transversal de ondas irregulares de decilivadade reduzida a actuarem sobre um perfil de praia de declive suave, com uma barra, os autores identificaram uma transferência do fluxo de energia incidente, de cerca de 3.5%, das componentes características das ondas de superfície geradas pelo vento ($f > 0.2\,Hz$), para as componentes de longo período forçadas ($0.03\,Hz < f < 0.2\,Hz$). A esta transferência, correspondia a uma redução das alturas das ondas irregulares incidentes inferior a 2%. Os autores verificaram também, haver uma maior tendência para a reflexão das sub-harmónicas de mais baixa frequência e dissipação significativa das sub-harmónicas de frequência mais próxima da frequência das ondas de superfície geradas pelo vento. Com efeito, cerca de 60% da energia total associada às oscilações de baixa-frequência era dissipada sobre uma estreita zona junto à

linha de costa, que incluia a zona de espraiamento das ondas, enquanto, cerca de 95% da energia associada às ondas de curto período era dissipada numa região bastante mais exterior.

3.2.4.2. Ondas de Longo Período associadas a Instabilidades das Correntes Longitudinais

As ondas de longo período existentes na região costeira, descritas até ao momento nesta secção, são consideradas ondas de gravidade, no sentido em que a sua dinâmica é essencialmente governada por forças de pressão, forças de inércia e forças de gravidade. As ondas gravíticas geradas pelo vento apresentam frequências características entre 0.04 e 1 Hz (vaga e ondulação), enquanto as ondas de baixa frequência geradas através dos mecanismos descritos na secção anterior apresentam frequências características entre 0.01 e 0.04 Hz (por vezes designadas ondas infra-gravíticas). Oltman-Shay *et al.*, 1989, detectaram, em observações de campo, a presença de ondas longitudinais progressivas de baixa frequência, com frequências típicas entre 0.001 e 0.1 Hz, mas com comprimentos de onda característicos pelo menos uma ordem de grandeza inferior aos determinados pelas teorias existentes para a descrição das ondas de gravidade (que designaram por ondas distantes das infra-gravíticas). Segundo Bowen e Holman, 1989, as ondas observadas por Oltman-Shay *et al.*, 1989, revelaram-se energéticas e bastante coerentes na direcção longitudinal, devendo a sua cinemática relacionar-se com a intensidade da corrente longitudinal média. Os autores apresentaram um modelo teórico para a descrição destas ondas, baseado em instabilidades da distribuição espacial das correntes de deriva litoral. Este tipo de instabilidade era já amplamente estudado em oceanografia física de grande escala, dependendo da conservação da vorticidade devida à rotação da terra. A sua adaptação à zona de rebentação considera que a vorticidade é devida à estrutura de corte numa corrente longitudinal estável. Perturbações aplicadas a esta corrente dão origem a ondas longitudinais progressivas ('shear waves') restauradas pelo potencial de vorticidade e não pela gravidade.

3.2.5. ESPRAIAMENTO

Os mecanismos de transporte sedimentar que ocorrem na zona de espraiamento são menos estudados do que os que ocorrem na zona de rebentação. Isto acontece porque a obtenção de medições nesta região da praia é extremamente difícil e porque os processos hidrodinâmicos que aí tomam lugar são extremamente complexos. No entanto, a hidrodinâmica e a dinâmica sedimentar que ocorrem na zona de espraiamento são importantes por diversos motivos: as concentrações sedimentares nesta região da praia são bastante superiores às que ocorrem na zona interior à rebentação; o espraiamento das ondas é determinante para os projectos de engenharia e está relacionado com a erosão de dunas e arribas; os processos de espraiamento são determinantes para a recuperação das praias após períodos de temporal. Assim, os processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar que ocorrem nesta zona das regiões costeiras têm merecido uma atenção crescente (Elfrink e Baldock, 2002).

A zona de espraiamento pode ser entendida como a região da face da praia intermitentemente coberta pelo espraiamento das ondas. A hidrodinâmica nesta região é essencialmente governada pelas condições de fronteira impostas pela zona interior à rebentação e pela praia, em particular pela sua composição, com grande influência nos fenómenos de micro-escala como a percolação e os que ocorrem na camada-limite.

São diversos os tipos de escoamentos que estão simultaneamente presentes na zona interior à rebentação, tais como, vaga e ondulação, ondas de longo período, 'edge waves', 'shear waves', correntes transversais e longitudinais, turbulência e vórtices (para uma revisão, e.g. Svendsen e Putrevu, 1996). Numa primeira aproximação, a escala dos movimentos dominantes nesta zona é determinada pela saturação ou não da rebentação (secção 3.2.2).

Se a rebentação se encontra saturada, tipicamente em praias de declives suaves, a zona interior à rebentação é tendencialmente dominada por ondas de longo período, que não rebentam. Em contraste, na zona interior a uma rebentação não saturada é maior a importância da energia associada às ondas de superfície geradas pelo vento, que nesta região se reorganizam em formas quase periódicas ('bore') que se propagam até à linha de costa (Baldock *et al.*, 1998). A transição entre uma zona de rebentação saturada e não saturada pode ser indicada pelo parâmetro de rebentação, expressão (3.53). Este parâmetro pode ser directamente determinado em função do declive da praia e, no caso de ondas regulares, da altura de onda e do período de onda, enquanto no caso de ondas irregulares se considera a altura de onda significativa e o período de onda de pico. Para $\xi_0 < 0.5$ (rebentação progressiva) a rebentação estará saturada, existindo um domínio das oscilações de longo período na zona interior à rebentação, enquanto para $\xi_0 > 0.5$ (rebentação mergulhante) a rebentação estará não saturada, havendo um predomínio das oscilações de curto período na zona de rebentação e consequentemente uma grande probabilidade de ocorrência de 'bores' na zona de espraiamento (Elfrink e Baldock, 2002).

Os esforços de investigação na zona de espraiamento foram essencialmente relacionados com a caracterização do comportamento das oscilações da linha de costa e com a obtenção de um critério para a determinação do limite de espraiamento máximo, bastante importante para o projecto de estruturas de defesa costeira, tais como, esporões, quebramares, estruturas aderentes (Hughes, 2004, para uma revisão) e indicativo da erosão de dunas e arribas (e.g. Ruggiero *et al.*, 2001).

Elfrink e Baldock, 2002, referem o esforço de investigação recente no estudo das oscilações da linha de costa, baseado na análise do efeito da acção de um grande número de condições de agitação marítima incidentes. Na zona de espraiamento encontra-se uma mistura de ondas de longo período, combinadas com oscilações de maior frequência, devidas à ocorrência de 'bores'. A predominância de cada um destes modos de oscilação parece ser função do parâmetro de rebentação que, como foi já referido, permite a distinção das características dos processos hidrodinâmicos na zona interior à rebentação. No entanto, a forma desta dependência não é ainda clara, sendo complicada pelo facto de as amplitudes das ondas de longo período parecerem relacionadas de forma mais significativa com a altura de onda ao largo, devendo uma relação entre as ondas de longo período e o parâmetro de rebentação ser específica de cada local.

O 'run-up' pode ser definido como a sucessão de máximos de elevação do nível da água do mar sobre a praia, medido em relação ao nível de repouso da água do mar sobre a praia, função do tempo e da localização longitudinal. Esta elevação resulta da sobreposição de dois processos distintos, o ´set-up' devido ao gradiente da componente principal da tensão de radiação (secção 3.2.3.1), i.e. a média temporal das elevações do nível da água do mar sobre a praia, e o espraiamento das ondas, i.e. as flutuações do nível da água do mar em torno da média temporal. Stockdon *et al.*, 2006, utilizaram séries temporais de elevação do nível da água do mar, adquiridas durante 10 campanhas de campo conduzidas numa vasta gama de condições hidrodinâmicas, para estabelecer parametrizações empíricas para o 'set-up', o espraiamento das ondas e o limite de espraiamento máximo das ondas. A sua análise contribui também para o esclarecimento de algumas das questões relacionadas com o espraiamento das ondas. Trata-se de um trabalho bastante interessante, destacando-se de seguida alguns dos aspectos abordados, com interesse para a presente dissertação.

A discriminação hidrodinâmica das praias naturais é frequentemente conseguida através do parâmetro de rebentação, expressão (3.53), que agrega a informação contida em três outros parâmetros: o comprimento de onda ao largo (ou o período de onda), a altura de onda e o declive da praia. Com efeito, este número adimensional pode ser interpretado como o declive dinâmico da praia. O fenómeno de 'set-up' é já bem compreendido, existindo diversas parametrizações para a sua representação (e.g.

secção 3.2.3.1). Além disso, a discriminação dos modos de oscilação do espraiamento é habitualmente função da frequência das oscilações (baixas frequências/ frequências características das ondas de superfície geradas pelo vento). Baseados nas premissas indicadas e no trabalho de investigação anteriormente levado a cabo, Stockdon *et al.*, 2006, propõem a seguinte relação geral para determinação do limite de espraiamento máximo das ondas ('run-up' com 2% de probabilidade de excedência):

$$\begin{aligned} Ru &= \bar{\eta} + \frac{S}{2}, \\ S &= \sqrt{{S_{inc}}^2 + {S_{lp}}^2}, \\ \bar{\eta}, S_{inc}, S_{lp} &= f(H_0, T, \tan\beta), \end{aligned} \tag{3.77}$$

em que H_0 representa a altura de onda ao largo, T o período de onda, $\tan\beta$ o declive da praia, $\bar{\eta}$ o 'set-up' e S, S_{inc} e S_{lp} representam as alturas de espraiamento significativas, total, associada às frequências características das ondas de superfície geradas pelo vento e associada às baixas frequências, respectivamente. A altura de espraiamento significativa é definida através da expressão:

$$S = 4\sqrt{\sum EDP(f)\Delta f}, \tag{3.78}$$

obtida a partir do espectro de densidade de potência (EDP), em analogia com a altura de onda significativa (capítulo 5, secção 5.4.4.2).

As séries temporais de elevação da superfície sobre a praia, utilizadas na análise dos autores, foram adquiridas utilizando técnicas de vídeo (e.g. Holland *et al.*, 1995). De entre as medições disponíveis em cada campanha (N), os autores seleccionaram medições efectuadas para a mesma localização longitudinal (N_{ef}), utilizando as restantes para a análise da variabilidade longitudinal. No Quadro 3.1 apresentam-se as condições ambientais médias que ocorreram durante a realização das campanhas.

Quadro 3.1. Condições ambientais médias durante as campanhas de campo conduzidas para a obtenção dos dados utilizados por Stockdon *et al.*, 2006

Local	Data	$\overline{H_s}\ (m)$	$\bar{T}\ (s)$	$\overline{\tan\beta}$	$\xi_0 \pm \sigma$	$N(N_{ef})$
Duck, NC (Duck82)	5–25 Out 1982	1.7	12.0	0.11	1.4 ± 0.5	149 (36)
Scripps Beach, CA	26–29 Jun 1989	0.7	10.0	0.04	0.6 ± 0.1	42 (41)
Duck, NC (Delilah)	6–19 Out 1990	1.5	8.9	0.10	0.9 ± 0.4	1829 (138)
San Onofre, CA	16–20 Out 1993	0.8	14.9	0.10	2.2 ± 0.3	59 (59)
Gleneden, OR	26–28 Fev 1994	2.1	12.4	0.08	0.9 ± 0.2	52 (42)
Terschelling, NL	2–22 Abr 1994	2.4	8.0	0.02	0.1 ± 0.04	41 (6)
Terschelling, NL	1–21 Out 1994	1.4	8.1	0.01	0.1 ± 0.05	27 (8)
Duck, NC (Duck94)	3–21 Out 1994	1.5	12.1	0.08	1.1 ± 0.3	975 (52)
Agate Beach, OR	11–17 Fev 1996	2.5	13.2	0.02	0.2 ± 0.05	126 (14)
Duck, NC (SandyDuck)	3–30 Out 1997	1.3	9.5	0.10	1.2 ± 0.7	491 (95)

Os autores começaram por testar a primeira igualdade da expressão (3.77), concluindo que o limite de espraiamento máximo das ondas ('run-up' com 2% de probabilidade de excedência) depende efectivamente dos dois processos, o ´set-up' e o espraiamento das ondas, tendo obtido uma correlação bastante significativa ($r^2 = 0.94$) entre os dados e os valores previstos pela expressão:

$$Ru = 1.1\left(\bar{\eta} + \frac{S}{2}\right). \tag{3.79}$$

A melhor parametrização do 'set-up' foi conseguida não só em função da altura de onda ao largo, mas incluindo a dependência do declive da face da praia e do comprimento de onda, patentes numa forma dimensional equivalente ao parâmetro de rebentação:

$$\bar{\eta} = 0.35\ tan\beta\ (H_0 L_0)^{1/2} \tag{3.80}$$

($r^2 = 0.48,\ eqm\ (erro\ quadrático\ médio) = 21.3\ cm$).

A excursão significativa de espraiamento foi analisada em cada uma das bandas de frequência, característica das ondas de superfície geradas pelo vento ($f > 0.05\ Hz$) e de baixa-frequência ($f < 0.05\ Hz$). A melhor parametrização da excursão associada às maiores frequências depende de uma forma dimensional equivalente ao parâmetro de rebentação:

$$S_{inc} = 0.75\ tan\beta\ (H_0 L_0)^{1/2} \tag{3.81}$$

($r^2 = 0.44,\ eqm = 46.9\ cm$).

A melhor parametrização da excursão associada às baixas frequências é independente do declive da face da praia:

$$S_{lp} = 0.06\ (H_0 L_0)^{1/2} \tag{3.82}$$

($r^2 = 0.65,\ eqm = 25.7\ cm$).

Os autores testaram ainda a utilização do declive de rebentação nas parametrizações, em vez do declive da face da praia, não tendo encontrado melhores resultados, nem mesmo nos dias em que a rebentação ocorreria sobre a face exterior de uma barra submersa.

A inserção das parametrizações, sugeridas pelos autores, na expressão (3.79) resulta na seguinte parametrização para o 'run-up' em praias naturais:

$$Ru = 1.1\left(0.35\ tan\beta\ (H_0 L_0)^{1/2} + \frac{[H_0 L_0 (0.563\ tan\beta^2 + 0.004)]^{1/2}}{2}\right), \tag{3.83}$$

Os autores isolaram os dados referentes a condições extremamente dissipativas ($\xi_0 < 0.3$), que utilizaram para o estabelecimento de parametrizações específicas. Nestas condições a melhor parametrização é independente do declive da face da praia:

$$Ru = 0.043(H_0 L_0)^{1/2}, \qquad \xi_0 < 0.3. \tag{3.84}$$

3.3. CORRENTES INDUZIDAS PELA AGITAÇÃO MARÍTIMA NA ZONA DE REBENTAÇÃO

Na zona de rebentação o fluxo de energia das ondas e as tensões de radiação diminuem no sentido da costa anulando-se junto à linha de costa. A variação do fluxo do momento é compensada por um gradiente de pressão e pelas tensões de atrito junto ao fundo associadas a uma corrente média. Nesta zona, as ondas de superfície têm a capacidade de induzir correntes de elevada intensidade com um papel fundamental no transporte de sedimentos e na evolução morfológica de praias.

As primeiras teorias desenvolvidas para a descrição das correntes induzidas pelas ondas na zona de rebentação consideravam as velocidades integradas em profundidade. Apesar de a variação da velocidade em profundidade já ter sido incluída nessa descrição através de um perfil de velocidades, a descrição completamente 3D dos complexos padrões de correntes costeiras não é ainda possível (Figura 3.9), pois os padrões de correntes costeiras são uma combinação complexa de correntes longitudinais (corrente de deriva litoral), correntes de retorno e 'undertow'.

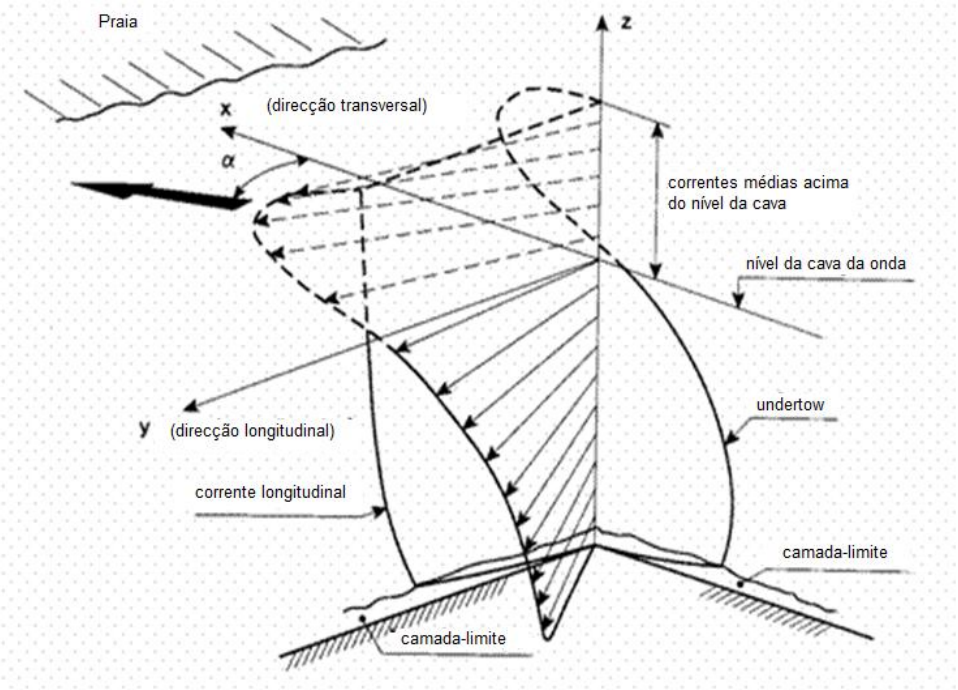


Figura 3.9. Campo de velocidades 3D na zona de rebentação (adaptado de van Rijn, 2008).

3.3.1. CORRENTE DE DERIVA LITORAL

A corrente longitudinal, que se estabelece ao longo de uma costa linear de batimetria paralela, sob acção de condições uniformes de agitação marítima, foi uma das primeiras situações a ser descrita matematicamente, revestindo-se ainda hoje de central interesse para a avaliação do transporte sólido longitudinal. As forças envolvidas na indução desta corrente podem encontrar-se através de um balanço de forças sobre uma superfície prismática de controlo com lados dx e dy (Figura 3.10), em que x representa a direcção transversal à costa e y representa a direcção longitudinal.

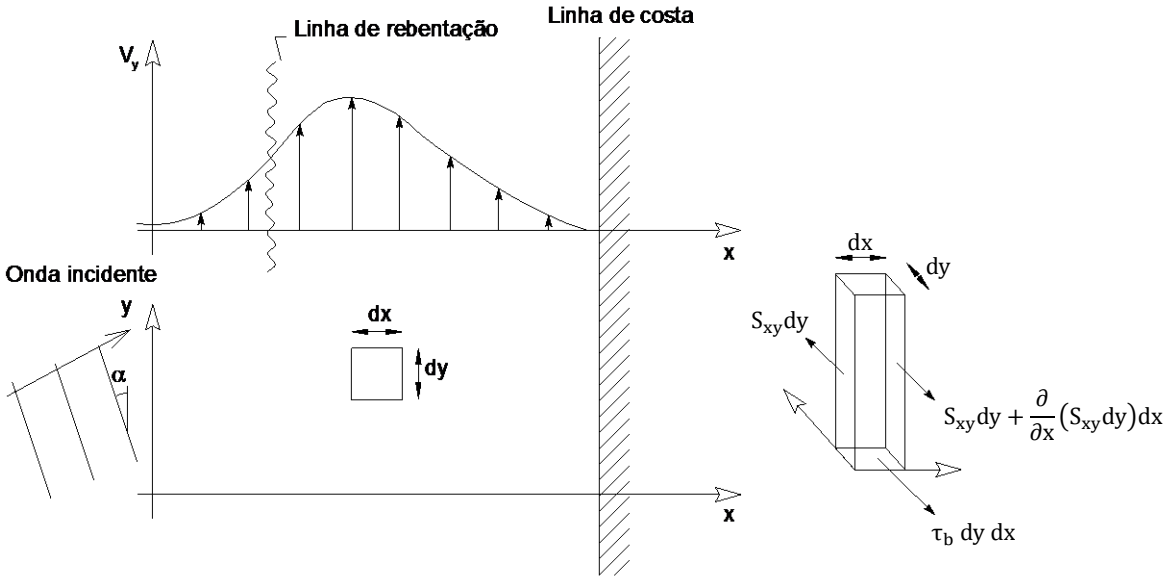


Figura 3.10. Sistema de coordenadas e volume de controlo, no balanço de forças devidas aos gradientes das tensões de radiação tangenciais e à tensão tangencial junto ao fundo (Fredsoe e Deigaard, 1992).

Sobre a superfície de controlo consideram-se as forças devidas aos gradientes das tensões de radiação. No pressuposto de que as condições de agitação marítima são uniformes ao longo da costa, não ocorrem variações do fluxo do momento através dos lados da superfície de controlo, que são perpendiculares à costa, bastando considerar as componentes do fluxo de momento normais e tangenciais, às superfícies paralelas.

Por causa das condições de uniformidade assumidas, as forças de pressão devidas a eventuais declives do nível médio da superfície livre, apenas podem existir segundo a direcção transversal à praia, devendo a corrente média em profundidade ser zero segundo esta direcção, podendo admitir-se que a tensão tangencial junto ao fundo é paralela à corrente média em profundidade, actuando segundo a direcção longitudinal. Além disso, há transferência de momento, não só devida à turbulência causada pela rebentação, como também pela existência de algum movimento organizado das partículas de água no sentido de terra.

Assim, as forças a considerar sobre a superfície de controlo são (Fredsoe e Deigaard, 1992):

- as forças devidas aos gradientes das tensões de radiação, segundo a direcção normal e paralela à linha de costa, respectivamente:

$$S_{xx}dy - \left(S_{xx} + \frac{dS_{xx}}{dx}dx\right)dy = -\frac{dS_{xx}}{dx}dxdy, \tag{3.85}$$

$$S_{xy}dy - \left(S_{xy} + \frac{dS_{xy}}{dx}dx\right)dy = -\frac{dS_{xy}}{dx}dxdy, \tag{3.86}$$

  em que as tensões de radiação S_{xx} e S_{xy} são dadas pelas seguintes expressões (secção 3.2.1.2):

$$S_{xx} = \frac{1}{2}E\left[\left(1 + \frac{2kh}{sinh\,2kh}\right)cos^2\,\alpha + \frac{2kh}{sinh\,2kh}\right], \tag{3.87}$$

$$S_{xy} = E\left(\frac{1}{2} + \frac{kh}{sinh\,2kh}\right)sin\,\alpha\,cos\,\alpha, \tag{3.88}$$

  em que E representa a densidade de energia total de uma onda progressiva sobre um fundo horizontal, expressão (3.29);
- as forças de pressão segundo a direcção transversal à praia:

$$P_x = -\rho g h\frac{d\Delta h}{dx}dxdy, \tag{3.89}$$

  em que $\Delta h = h - h_0$, e h_0 representa a profundidade média da água do mar (secção 3.2.3.1);
- as forças devidas à tensão tangencial junto ao fundo (τ_b):

$$T_y = -\tau_b dxdy; \tag{3.90}$$

- a força devida à transferência de momento:

$$-\frac{dM_{xy}}{dx}dxdy = \frac{d}{dx}\left(\rho\mu_e h\frac{dV_y}{dx}\right)dxdy, \tag{3.91}$$

  em que M_{xy} representa a transferência de momento, habitualmente definida através do produto de um gradiente de velocidade de corrente V_y, por um coeficiente de transferência de momento ou de mistura horizontal μ_e.

Segundo a direcção transversal à praia, existem apenas as forças de pressão e as forças devidas aos gradientes das tensões de radiação normais, sendo o seu balanço:

$$\frac{dS_{xx}}{dx} = -\rho g h\frac{d\Delta h}{dx}, \tag{3.92}$$

que representa a equação para o 'set-up'.

Segundo a direcção longitudinal existem três forças, sendo o seu balanço dado pela equação:

$$-\frac{dS_{xy}}{dx} - \tau_b + \frac{d}{dx}\left(\rho\mu_e h\frac{dV_y}{dx}\right) = 0. \tag{3.93}$$

que expressa o equilíbrio entre a força motriz (gradiente das tensões de radiação tangenciais), a força de resistência ao escoamento (tensão tangencial junto ao fundo) e forças de redistribuição (transferência de momento ou efeito da mistura horizontal). Esta equação continua a ser a base teórica para a descrição das correntes de deriva litoral.

Longuet-Higgins, 1970a, 1970b, resolveu analiticamente a equação anterior de acordo com os pressupostos que se expõem de seguida de forma sucinta, conforme apresentado por Fredsoe e Deigaard, 1992. Para a resolução da equação começa por admitir-se a validade da teoria linear das ondas de pequena amplitude. Notando que a velocidade de grupo de uma onda bidimensional progressiva sobre um fundo horizontal é dada por:

$$c_g = \frac{c}{2}\left[1 + \frac{2kh}{sinh\,2kh}\right], \tag{3.94}$$

em que *c* representa a velocidade de fase da onda, a tensão de radiação tangencial será igual a:

$$S_{xy} = Ec_g\,cos\,\theta\,\frac{sin\,\theta}{c}, \tag{3.95}$$

em que Ec_g representa o fluxo de energia segundo a direcção transversal.

A tensão de radiação tangencial varia com o fluxo de energia transversal, ou seja, com a dissipação de energia. Utilizando a lei de *Snell*, expressão (3.48):

$$\frac{dS_{xy}}{dx} = \frac{d\left(Ec_g\,cos\,\theta\right)}{dx}\frac{sin\,\theta_0}{c_0} = D\frac{sin\,\theta_0}{c_0}, \tag{3.96}$$

em que D representa a dissipação de energia.

Esta expressão mostra que na ausência de dissipação de energia a força motriz, na expressão (3.93), se anula. Com efeito, pode demonstrar-se que na ausência de dissipação de energia, os gradientes de tensão de radiação são compensados exclusivamente pelas variações do nível médio da superfície livre, sem que haja a indução de uma corrente longitudinal, mesmo para condições mais complexas, de topografias e condições de ondas não uniformes (Fredsoe e Deigaard, 1992).

A força motriz, na expressão (3.93), pode calcular-se considerando: a aproximação da teoria linear das ondas de pequena amplitude em águas pouco profundas, para a qual a velocidade de fase das ondas é apenas função da profundidade local ($c = \sqrt{gh}$) e a altura de onda na zona de rebentação é proporcional à profundidade ($H = \gamma_b h$); o ângulo de incidência das ondas na zona de rebentação é pequeno ($cos\,\theta \approx 1$). Nestes pressupostos a força devida à tensão de radiação é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{dS_{xy}}{dx} = -\frac{5}{16}\rho{\gamma_b}^2(gh)^{3/2}\frac{dh}{dx}\frac{sin\,\theta_0}{c_0} \tag{3.97}$$

em função da profundidade, h, da direcção de incidência da onda, θ_0, e da sua velocidade de fase, c_0, em águas profundas.

A força de resistência pode ser obtida com base numa lei quadrática de arrastamento, para a velocidade média da corrente combinada com a velocidade orbital das partículas:

$$\overrightarrow{\tau_b} = \rho C_D \vec{V} \left|\vec{V}\right| \tag{3.98}$$

em que C_D representa um coeficiente de arrastamento e $\vec{V}$ o vector velocidade média em profundidade:

$$\vec{V} = \left(U_w \cos\theta \cos\omega t\, , V_y + U_w \sin\theta \cos\omega t\right) \tag{3.99}$$

em que U_w representa a amplitude da velocidade orbital junto ao fundo.

A média temporal da tensão de corte junto ao fundo segundo a direcção y (longitudinal à praia), admitindo que a direcção de incidência da onda é pequena ($\theta \ll 1$) e que a velocidade média da corrente também é pequena quando comparada com a amplitude da velocidade orbital junto ao fundo ($V_y \ll U_w$), pode ser aproximada por (Fredsoe e Deigaard, 1992):

$$\tau_b = \frac{2}{\pi}\rho C_D U_w V_y \tag{3.100}$$

De acordo com a aproximação da teoria linear das ondas de pequena amplitude em águas pouco profundas, a amplitude da velocidade orbital junto ao fundo é dada por (Fredsoe e Deigaard, 1992):

$$U_w = \frac{\gamma_b}{2}\sqrt{gh}. \tag{3.101}$$

A equação (3.100) reduz-se a:

$$\tau_{by} = \frac{1}{\pi}\rho C_D \sqrt{gh}\,\gamma_b\, V_y. \tag{3.102}$$

Se a transferência de momento for ignorada na equação de balanço de forças (3.93) pode determinar-se a velocidade média da corrente em função da profundidade, do declive da praia e das condições da onda ao largo:

$$V_{y0} = \frac{5\pi}{16}\frac{\gamma_b}{C_D} gh \tan\beta \frac{\sin\theta_0}{c_0} = \frac{5\pi}{16}\frac{\gamma_b}{C_D} gh \tan\beta \frac{\sin\theta_b}{c_b}. \tag{3.103}$$

Para tal, utilizaram-se as equações (3.97) e (3.102), admitindo um fundo de declive constante ($\tan\beta = dh/dx$).

A velocidade média da corrente no local onde ocorre a rebentação na ausência de transferência de momento é um parâmetro importante para a determinação da solução teórica da corrente de deriva litoral. No intuito de se ter uma noção da sua ordem de grandeza, assume-se uma onda com uma altura de onda na rebentação de 2 m, um período de 10 s e uma direcção de incidência ao largo de 15º, um coeficiente de arrastamento de 0.01 e um declive da praia de 0.03, obtendo-se através da equação anterior um valor:

$$V_{yb0} = \frac{5\pi}{16}\frac{H_b}{C_D} g \tan\beta \frac{\sin\theta_0}{c_0} = 1\ ms^{-1} \tag{3.104}$$

O coeficiente de transferência de momento, na equação (3.91), pode ser aproximado pelo produto de uma escala de comprimento (admite-se proporcional à distância à linha de costa, $h/\tan\beta$) por uma escala de velocidade (admite-se proporcional à celeridade da onda $c = \sqrt{gh}$):

$$\mu_e = K_e \frac{h}{\tan\beta}\sqrt{gh}. \tag{3.105}$$

Introduzindo uma velocidade, adimensionalizada pela velocidade da corrente na rebentação na ausência de transferência de momento, dada pela expressão (3.103), para a profundidade de rebentação ($h = h_b$), $V_1 = V_y / V_{yb0}$, e definindo também uma coordenada adimensional $X_1 = h/h_b = -x/x_b$, pode transformar-se a equação (3.93) num problema caracterizado pela seguinte equação, válida na zona de rebentação:

$$\mathrm{V}_1 - \frac{5}{2} P X_1 \frac{d\mathrm{V}_1}{d\mathrm{X}_1} - P {X_1}^2 \frac{d^2\mathrm{V}_1}{d{\mathrm{X}_1}^2} = X_1, \qquad 0 \le X_1 < 1, \tag{3.106}$$

com um único parâmetro:

$$\mathrm{P} = \pi \frac{K_e \tan\beta}{K C_D}. \tag{3.107}$$

Fora da zona de rebentação a força motriz é nula e a equação (3.93) é dada por:

$$\mathrm{V}_1 - \frac{5}{2} P X_1 \frac{d\mathrm{V}_1}{d\mathrm{X}_1} - P {X_1}^2 \frac{d^2\mathrm{V}_1}{d{\mathrm{X}_1}^2} = 0, \qquad 1 \le X_1, \tag{3.108}$$

A equação (3.106) apresenta a solução particular:

$$\mathrm{V}_1 = \frac{1}{1 - 5\,P/2} X_1, \tag{3.109}$$

e a solução homogénea:

$$\mathrm{V}_1 = C_1 {X_1}^{P_1} + C_2 {X_1}^{P_2}, \tag{3.110}$$

em que:

$$\mathrm{P}_1, \mathrm{P}_2 = -\frac{3}{4} \pm \sqrt{\frac{9}{16} + \frac{1}{P}}. \tag{3.111}$$

A solução geral do problema é então:

$$\begin{cases} \mathrm{V}_1 = \dfrac{1}{1 - 5\,P/2} X_1 + C_1 {X_1}^{P_1} + C_2 {X_1}^{P_2}, & 0 \le X_1 < 1 \\ \mathrm{V}_1 = C_3 {X_1}^{P_1} + C_4 {X_1}^{P_2}, & 1 \le X_1 \end{cases}. \tag{3.112}$$

As constantes são determinadas através das condições de continuidade em X_1, para V_1 e $\frac{d\mathrm{V}_1}{d\mathrm{X}_1}$, e da condição de que, V_1 deve apresentar um valor limitado em $0 \le X_1 < \infty$. Obtém-se, por fim, a solução:

$$\mathrm{V}_1 = \frac{1}{1 - 5\,P/2} \begin{cases} X_1 + \dfrac{P_2 - 1}{P_1 - P_2} {X_1}^{P_1}, & 0 \le X_1 < 1 \\ \dfrac{P_1 - 1}{P_1 - P_2} {X_1}^{P_2}, & 1 \le X_1 \end{cases}. \tag{3.113}$$

válida para $P \neq 2/5$. Na Figura 3.11 apresenta-se a solução teórica para a velocidade da corrente de deriva litoral, expressão (3.113), em função do parâmetro de mistura definido na expressão (3.107).

Da análise da Figura 3.11 pode ver-se que a inclusão do termo de transferência de momento ou de mistura horizontal tem o efeito de suavizar a descontinuidade existente para a corrente de deriva litoral sobre o ponto de rebentação e de deslocar o seu valor máximo para o interior da zona de rebentação.

3.3.2. Progressos na Descrição da Corrente de Deriva Litoral

A maior parte dos modelos de corrente de deriva litoral baseia-se no modelo de Longuet-Higgins, 1970a, 1970b, sendo os desenvolvimentos centrados em cada um dos termos intervenientes na equação (3.93) de balanço de forças. Outras forças poderiam ser incluídas no modelo de corrente de deriva litoral, como as tensões de atrito causadas pelo vento à superfície ou declives longitudinais da superfície livre devidos à maré. No entanto, estas forças são habitualmente bastante inferiores às induzidas pela agitação marítima (Fredsoe e Deigaard, 1992), ainda que não desprezáveis, de acordo com a análise de Ruessink *et al.*, 2001, baseada em observações de campo.

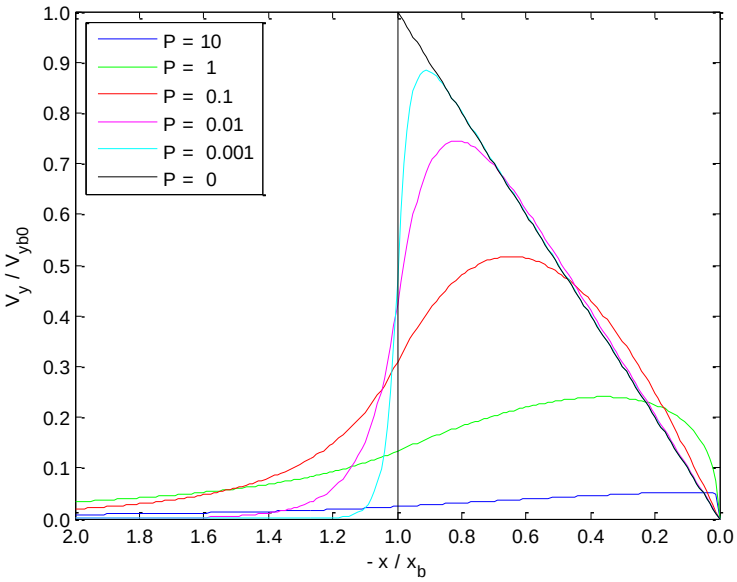
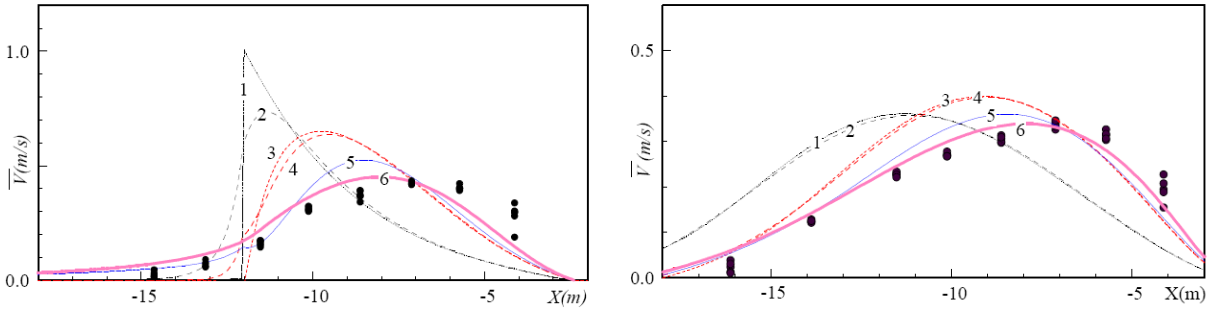


Figura 3.11. Forma teórica da distribuição transversal da corrente de deriva litoral adimensionalizada, em função da coordenada adimensionalizada e do parâmetro de mistura lateral.

Enquanto os princípios fundamentais na descrição do balanço de forças, que resulta na corrente de deriva litoral, não foram muito desenvolvidos, o termo relacionado com a resistência ao escoamento foi sujeito a desenvolvimentos consideráveis. A descrição original de Longuet-Higgins, 1970a, baseada numa lei quadrática de arrastamento para a corrente média e para a velocidade orbital das ondas não era uma boa aproximação, porque, a espessura da camada-limite é bastante diferente no caso de um escoamento oscilatório e de uma corrente média. Uma vez que a camada-limite sob o escoamento oscilatório é relativamente muito fina, o factor de atrito junto ao fundo é maior do que no caso do escoamento médio. Uma melhor descrição da resistência ao escoamento consiste na consideração de modelos de camada-limite onda-corrente combinada (e.g. Soulsby *et al.*, 1993).

Os progressos associados à descrição da força motriz de indução da corrente de deriva litoral estão essencialmente relacionados com a descrição das ondas de superfície geradas pelo vento, nomeadamente, com a inclusão da sua irregularidade e dispersão direccional. A descrição da irregularidade da agitação marítima introduz uma importante modificação na distribuição transversal da força longitudinal. No entanto, as descrições mais realistas da agitação marítima não contribuem de forma significativa para o aperfeiçoamento dos modelos de corrente de deriva litoral, uma vez que apenas resultam na redistribuição da força motriz. A principal limitação inerente à descrição da força motriz é o problema da descrição da zona de rebentação, especialmente da zona de transição entre o campo de ondas incidente e o campo de ondas da zona interior à rebentação.

Tajima e Madsen, 2005, apresentaram um modelo teórico para a previsão das condições hidrodinâmicas e das taxas locais de transporte ao longo de praias lineares uniformes. Nesse modelo as ondas podem ser regulares ou irregulares. Na Figura 3.12 apresenta-se uma comparação entre o perfil transversal da corrente longitudinal média em profundidade, para uma onda regular (esquerda) e para ondas irregulares (direita), com base em medições obtidas em laboratório e de simulações do referido modelo. As medições (Hamilton e Ebersole, 2001) foram efectuadas no 'Large-scale Sediment Transport Facility' (LSTF), construída no 'Coastal and Hydraulics Laboratory' (CHL) do 'US Army Engineer Research and Development Center' (USAERDC).



(1) apenas forças devidas às ondas
(2) (1) mais mistura horizontal turbulenta
(3) (1) mais forças devidas a 'surface rollers'
(4) (3) mais mistura horizontal turbulenta
(5) todos os termos excepto a corrente média acima do nível da cava
(6) todos os termos

Figura 3.12. Comparação entre o perfil transversal da corrente longitudinal média em profundidade, para uma onda regular ($H = 0.182\ m$, $T = 2.5\ s$, $h = 0.667\ m$, $\theta = 10°$, Teste 6A-N, esquerda) e para ondas irregulares ($H_s = 0.225\ m$, $T = 2.5\ s$, $h = 0.667\ m$, $\theta = 10°$, Teste 8A-E, direita). Medições (círculos negros, Hamilton e Ebersole, 2001) e simulações incluindo os diferentes termos (linhas (1) a (6)) (Tajima e Madsen, 2005).

O termo relacionado com a transferência transversal do momento longitudinal é também apenas responsável pela sua redistribuição, não contribuindo para o seu balanço total. A importância de calcular a transferência transversal do momento de forma rigorosa reduz-se quando se considera agitação marítima irregular, para a qual o perfil transversal de corrente longitudinal se torna bastante mais suave (Figura 3.12, comparar esquerda (1) e (2) com direita (1) e (2)). Battjes 1972, terá sido o primeiro a apresentar resultados do cálculo da corrente de deriva litoral baseados em agitação irregular, onde estava patente o suavizamento referido, sem que fosse utilizado qualquer termo de mistura horizontal. Thornton e Guza, 1986, apresentaram uma teoria de correntes longitudinais para agitação irregular, baseada no seu modelo para a rebentação de ondas irregulares (Thornton e Guza, 1983), mostrando resultados consistentes com observações de campo. No entanto, embora a inclusão deste termo seja de menor importância no caso de agitação irregular a actuar sobre praias de declive uniforme (Figura 3.12, direita (1) e (2) ou (3) e (4)), no caso de praias onde existem barras longitudinais pode tornar-se indispensável. Com efeito, a viscosidade turbulenta contribui para a difusão da corrente de deriva litoral sobre a zona da cava interior à barra (Goda, 2006).

A formulação utilizada por *Longuet-Higgins* para descrição do coeficiente de transferência de momento, expressão (3.105), apresentava duas limitações principais: relacionava-se com um parâmetro global e não local, distância à linha de costa, e continuava a aumentar para a região exterior à zona de rebentação, onde uma diminuição da transferência de momento seria expectável. Goda, 2006, compara as formulações de *Longuet-Higgins*, Battjes, 1975 e Larson e Kraus, 1991, recomendando a última como bastante útil em aplicações práticas pela sua forma simples e por permitir a obtenção de resultados semelhantes aos de *Battjes*.

Fredsoe e Deigaard, 1992, assinalam também a importância da transferência de momento devida ao movimento organizado do escoamento médio na zona de rebentação. O conceito de 'surface roller' (secção 3.2.3) adquiriu importância no contexto do estudo da corrente de deriva litoral, por lhe ser atribuído um papel na deslocação do valor máximo desta corrente para o interior do seu perfil transversal. Observações de correntes longitudinais em praias naturais onde existem barras longitudinais submersas (Goda, 2006) mostraram correntes máximas, não sobre as cristas das barras, mas sobre as cavas mais interiores (Goda, 2006). Admite-se que quando a onda inicia o processo de

rebentação se dá a formação de uma espuma branca na frente de onda, sujeita a intensos movimentos de rotação (‘surface roller’), cujo volume começa por aumentar à medida que a onda em rebentação se propaga na direcção da costa, acabando por diminuir após a rebentação, à medida que a altura de onda se vai reduzindo. Assim, considera-se que o ‘surface roller’ cresce por absorção de parte da energia dissipada pela onda na rebentação, que vai perdendo gradualmente em direcção à costa. Com a introdução deste conceito, surge um termo adicional de transferência transversal de momento na equação de balanço de forças, equação (3.93), que passa a ser:

$$-\frac{dS_{xy}}{dx}-\tau_b-\frac{d(E_{\mathrm{sr}}\sin 2\theta)}{dx}+\frac{d}{dx}\left(\rho\mu_e h\frac{dV_y}{dx}\right)=0. \tag{3.114}$$

em que E_{sr} representa a densidade de energia do ´surface roller’ (nula fora da zona de rebentação) e θ a direcção de incidência da onda.

A parte hidrodinâmica do modelo de Tajima e Madsen, 2005, inclui um módulo para descrição das ondas na rebentação e um módulo para descrição de ‘surface rollers’, baseados em equações simples de balanço de energia. Na Figura 3.12 pode ver-se o efeito de inclusão deste processo na distribuição transversal da corrente longitudinal, no caso de uma onda regular e de ondas irregulares (esquerda e direita (1) e (3)). No caso da onda regular, verifica-se uma clara tendência de deslocamento do valor máximo da corrente de deriva litoral para o interior da zona de rebentação. Adicionalmente, a corrente assume um valor nulo no local da rebentação, crescendo gradualmente para o interior da zona de rebentação, eliminando-se a descontinuidade existente para a formulação original, mesmo sem a inclusão da transferência de momento horizontal, que tem uma importância pouco significativa quando o efeito do ‘surface roller’ é incluído (Figura 3.12, esquerda (3) e (4)). No caso das ondas irregulares, em que o perfil de corrente de deriva litoral já se encontra suavizado pela irregularidade das ondas, o efeito do ‘surface roller’ continua a ser de extrema importância na redução da intensidade da corrente junto ao local de início da rebentação e no seu aumento na zona interior da rebentação (Figura 3.12, direita (1) e (3)). Este efeito revela-se de extrema importância na descrição do perfil transversal da corrente longitudinal, tornando insignificante a inclusão da transferência de momento horizontal (Figura 3.12, direita (3) e (4)).

Fredsoe e Deigaard, 1992 defendem que a viscosidade turbulenta devida à rebentação resultará, para uma dada distribuição vertical da tensão de corte, num perfil de velocidade de corrente mais vertical e, consequentemente, numa velocidade de corrente média em profundidade inferior. Desta forma, espera-se um aumento da resistência ao escoamento devido à turbulência na rebentação. Deigaard *et al.*, 1986a, avaliaram o efeito da inclusão da turbulência no cálculo da velocidade média em profundidade, tendo indicado uma redução de 20%. O modelo de Tajima e Madsen, 2005, inclui um modelo de circulação que se baseia nas equações 2DH do momento integrado na vertical e, acoplado, um modelo simples para a descrição da viscosidade turbulenta, obtendo-se analiticamente os perfis verticais da corrente de atrito média. Na Figura 3.12 (esquerda e direita, (5) e (6)) pode ver-se o efeito de atenuação da corrente de deriva litoral que advém da consideração dos efeitos de viscosidade turbulenta e da corrente média acima do nível da cava das ondas (Figura 3.9), aproximando-se dos valores medidos.

O modelo de Tajima e Madsen, 2005, mostra um excelente desempenho na descrição do perfil transversal da corrente de deriva litoral. O melhor desempenho do modelo atribui uma grande importância à descrição da irregularidade das ondas (no suavizamento do perfil transversal da corrente de deriva litoral), ao efeito do ‘surface roller’ (na deslocação do máximo de corrente de deriva litoral para o interior da zona de rebentação) e à adequada descrição da camada-limite (na atenuação da intensidade da corrente de deriva litoral no interior da zona de rebentação).

Ruessink *et al.*, 2001, fizeram uma comparação entre observações de corrente de deriva litoral média em profundidade e previsões com um modelo 1-D, baseado na equação (3.114), para o momento médio em profundidade e no tempo. As observações de campo foram efectuadas em duas praias com barras longitudinais (500 horas de observações em Egmond, Holanda, e 1000 horas em Duck, 'North Carolina' (FRF – USACE), com valores máximos de correntes médias de 1.4 m/s). Os resultados das simulações com o modelo foram consistentes com as observações de campo. O balanço entre as acções da onda e a tensão de corte junto ao fundo eram de primordial importância para a boa concordância, enquanto os restantes termos se mostraram menos importantes. A inclusão do efeito de 'surface rollers' nas simulações revelou-se importante na deslocação do valor máximo da corrente de deriva litoral para o interior da zona de rebentação e na intensificação da corrente longitudinal observada sobre a cava interior à crista da barra submersa. Sobre topo-hidrografias irregulares são gerados padrões de correntes costeiras complexos, que irão influenciar de forma significativa os fluxos de momento, deteriorando-se, obviamente, as simulações com um modelo deste tipo.

3.3.3. Correntes Induzidas pelas Ondas sobre Perfis de Praia Não-uniformes

O pressuposto, utilizado para o cálculo da corrente de deriva litoral, de que o perfil transversal de praia apresenta um declive constante afasta-se do que frequentemente se observa em praias arenosas expostas a um clima de agitação marítima: o desenvolvimento de barras submersas. Por exemplo, o modelo de Battjes e Janssen, 1978, para a zona de rebentação, foi desenvolvido com o propósito de descrever ondas irregulares sobre topo-hidrografias com barras longitudinais submersas. Um dos efeitos descritos pelo modelo é a ausência de rebentação sobre a cava interior à barra longitudinal. O gradiente da tensão de radiação (dS_{xy}/dx) apenas será significativo na face exterior da barra e sobre a sua crista (Fredsoe e Deigaard, 1992). Com efeito, as irregularidades topo-hidrográficas afectam significativamente os padrões de correntes costeiras, sendo um dos exemplos melhor conhecidos as correntes de retorno ('rip currents'). Fredsoe e Deigaard, 1992, descrevem o fenómeno da forma que a seguir se apresenta. A rebentação sobre a barra induz um 'set-up' (secção 3.2.3.1) da superfície livre sobre a zona da cava interior à barra. No entanto, as barras longitudinais são interrompidas, a distâncias mais ou menos regulares, por canais. Sobre estes canais a rebentação das ondas é inferior, devido à sua maior profundidade e à refracção das ondas, que resulta numa maior concentração de energia, sobre a barra. O gradiente transversal da componente principal da tensão de radiação é diferente sobre a barra e sobre os canais, induzindo uma corrente através dos canais no sentido do largo, devido ao ´set-up´na zona interior à barra (Figura 3.13).

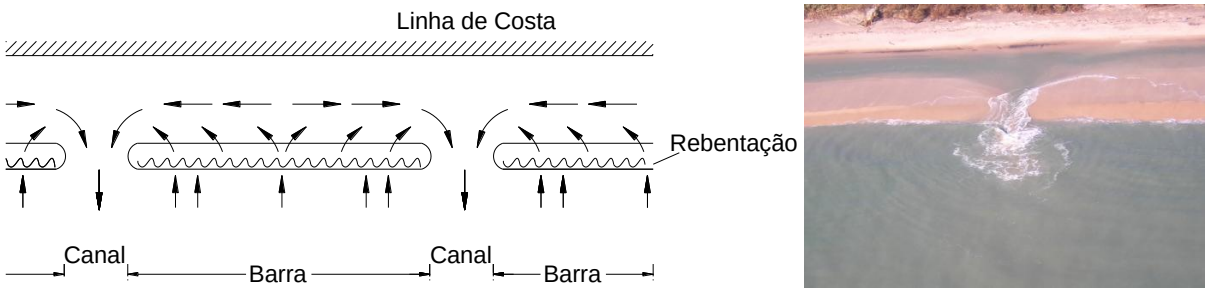


Figura 3.13. Corrente de circulação gerada por ondas incidentes segundo a direcção normal sobre uma costa com barras longitudinais submersas (esquema adaptado de Fredsoe e Deigaard, 1992 e fotografia retirada do site http://www.ripcurrents.noaa.gov).

Por sua vez, o fluxo de água para o largo é compensado por um fluxo no sentido de costa sobre a barra, criando-se uma corrente de circulação, sobre a barra, no sentido da costa e através dos canais, no

sentido do largo. Para uma direcção oblíqua de incidência das ondas, os padrões de correntes tornam-se ainda mais complexos.

Os métodos analíticos não permitem a descrição da situação geral, de ondas irregulares a actuarem sobre topo-hidrografias complexas. Para tal, torna-se necessária a resolução numérica do sistema de equações que governa o escoamento. Recorrentemente, utiliza-se o sistema de equações a duas dimensões (integradas em profundidade), constituído pela equação do momento segundo as direcções transversal e longitudinal à praia e a equação da continuidade. Nas equações do momento, os gradientes de tensão de radiação são as forças motrizes mais importantes, devendo ser obtidas através de um modelo de ondas na zona de rebentação, considerando que a escala de tempo do escoamento é grande quando comparada com o período de onda. Os dois modelos são habitualmente executados de forma independente. Os resultados do modelo de ondas são obtidos primeiro, assumindo a inexistência de correntes e uma superfície livre média horizontal. Estes resultados são posteriormente utilizados pelo modelo de circulação, para o cálculo de velocidades de correntes e do nível da superfície livre. Nesta abordagem, o modelo de ondas não considera o efeito do 'set-up' nem da refracção devida a correntes (Fredsoe e Deigaard, 1992).

3.3.4. 'UNDERTOW'

Na descrição das correntes induzidas pela agitação marítima, efectuada até ao momento, apenas foi dado ênfase ao seu valor médio integrado em profundidade, no entanto o estudo da estrutura tridimensional das correntes induzidas pela agitação marítima, revela a existência de uma corrente transversal à praia, cuja média em profundidade é nula (Figura 3.9). Esta corrente pode ser considerada secundária para o transporte longitudinal de sedimentos, mas desde há muito tempo que foi identificada a sua importância para a evolução de praias em situação de temporal.

Na zona de rebentação, o campo de velocidades transversal à praia apresenta uma componente no sentido de costa junto à superfície e outra no sentido do largo junto ao fundo (Figura 3.9). Com efeito, a massa de água transportada para a costa pelas ondas após a rebentação é compensada por uma corrente de retorno junto ao fundo, o 'undertow'[8]. Svendsen, 1984a, considera a circulação costeira num plano vertical, que indica como sendo o padrão dominante, em situações de temporal, numa costa uniforme. O balanço do momento médio no tempo e em profundidade é dado pela expressão (3.69) ou, incluindo a tensão de corte junto ao fundo, pela seguinte expressão:

$$\frac{dS_{xx}}{dx} = -\rho g h \frac{d(\Delta h)}{dx} - \tau_b, \tag{3.115}$$

em que a componente principal da tensão de radiação é dada pela expressão (3.39), que aqui se reproduz para uma clara ilustração:

$$S_{xx} = \overline{\int_{-h}^{\eta} (p + \rho u^2)\, dz} - \int_{-h}^{0} (-\rho g z)\, dz. \tag{3.116}$$

Na equação (3.116) a pressão e a velocidade orbital são função da coordenada vertical z, tendo diferentes contribuições para S_{xx}. Com efeito, na zona de rebentação, as maiores contribuições ocorrem na região vertical compreendida entre a cava e a crista da onda. No entanto, na equação (3.115) o termo $\frac{d(\Delta h)}{dx}$ é independente da coordenada vertical. Consequentemente, ao ser considerado

[8] Esta corrente no sentido do mar é facilmente sentida pelos pés dos banhistas, na sua entrada para o mar ou saída para a praia.

um pequeno elemento de fluido a uma dada profundidade, inferior ao nível da cava da onda, existirá em média (num período de onda) uma força (no sentido do mar), correspondente à diferença local entre a variação da componente principal da tensão de radiação para esse nível e o termo $-\rho g h \frac{d(\Delta h)}{dx}$ (Figura 3.14).

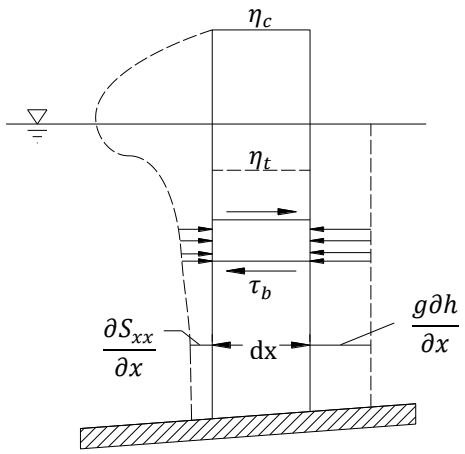


Figura 3.14. Distribuição vertical dos gradientes da componente principal da tensão de radiação e de pressão (adaptado de Svendsen, 1984a).

Um outro aspecto importante é a quantidade de água transportada pela onda após a rebentação para a costa, que de uma forma aproximada corresponde à área transversal de um 'surface roller' (Svendsen, 1984b). Como foi visto na secção 3.2.3.1 a presença do 'surface roller' resulta num aumento da tensão de radiação e do fluxo de energia, comparativamente com a situação em que este não é considerado. A presença do 'surface roller', para além do efeito referido, resultará também num aumento do potencial para o fluxo de massa, comparativamente com a situação ordinária de uma deriva de *Stokes*. Svendsen, 1984a, admite que a velocidade das partículas apresenta um perfil vertical constante abaixo do 'surface roller' e que o 'surface roller' se propaga com uma velocidade média igual a velocidade de fase da onda (Figura 3.8). Começa por determinar a deriva de *Stokes* para uma onda definida desta forma e efectuar o balanço detalhado do momento. Para uma situação estacionária verifica que as forças mencionadas acima são compensadas por tensões de corte turbulentas, que representa através de um modelo de turbulência baseado na viscosidade turbulenta. O autor compara os resultados obtidos para a distribuição vertical da corrente transversal com medições experimentais, encontrando consistência entre eles, especialmente no caso de uma viscosidade turbulenta decrescente no sentido do fundo.

3.4. TRANSPORTE LONGITUDINAL DE SEDIMENTOS

Em costas arenosas a acção combinada da agitação marítima e da corrente longitudinal gerada na sua aproximação oblíqua à costa pode resultar no transporte de grandes quantidades de sedimentos ao longo da costa. A taxa anual de transporte sólido longitudinal (deriva litoral) é um factor dominante no balanço sedimentar de um determinado local. As perturbações ao transporte sólido longitudinal podem reflectir-se em situações de erosão ou acreção significativas, que se manifestam frequentemente na vizinhança das estruturas costeiras (Figura 3.15).



Figura 3.15. Erosão e acreção causadas pela interferência de estruturas de defesa com o transporte longitudinal de sedimentos (Vagueira, Portugal, Google Earth, 2010).

3.4.1. Aspectos Fundamentais em Transporte de Sedimentos

3.4.1.1. Propriedades do Fluido

A massa volúmica e a viscosidade cinemática do fluido (água doce/água do mar) são duas grandezas fundamentais no contexto do transporte sedimentar.

A massa volúmica da água é função da temperatura (Te) e do teor de cloretos (CL):

$$\rho = 1000 + 1.455\ CL - 0.0065(Te - 4 + 0.4\ CL), \tag{3.117}$$

em que o teor de cloretos é função da salinidade (Sa):

$$CL\ = \frac{Sa\ - 0.03}{1.805}\ . \tag{3.118}$$

Admite-se que a massa volúmica da água doce é igual ao seu valor máximo a 4ºC de 1000 kgm^{-3}, enquanto a massa volúmica da água do mar se admite igual a 1027 kgm^{-3}, para 10ºC e uma salinidade de 35 partes por mil (Soulsby, 1997).

A viscosidade cinemática, ν, é uma propriedade molecular da água que é definida, para um escoamento laminar, através da seguinte relação:

$$\tau\ = \rho\nu\frac{dU}{dz}\ . \tag{3.119}$$

em que τ representa a tensão da atrito para a coordenada vertical z, ρ a massa volúmica da água e U a velocidade horizontal para a coordenada vertical z.

A viscosidade dinâmica ($\mu = \rho\nu$) é também muitas vezes utilizada, mas no contexto do transporte sedimentar a viscosidade cinemática é habitualmente mais utilizada. A viscosidade cinemática da água diminui com a temperatura e aumenta com a salinidade. No presente trabalho foram adoptados os valores de 1.36 x $10^{-6}m^2s^{-1}$, para a água salgada a 10ºC e uma salinidade de 35 partes por mil e de 1.32 x $10^{-6}m^2s^{-1}$, para a água doce a 10ºC (Soulsby, 1997).

3.4.1.2. Propriedades dos Sedimentos

Os sedimentos que constituem as praias e são transportados nas zonas costeiras contêm partículas de dimensões variáveis, desde seixos até argilas. No contexto da presente dissertação, apenas serão considerados os processos relacionados com os sedimentos não-coesivos, em particular as areias, para as quais as partículas constituintes apresentam diâmetros médios característicos compreendidos entre 0.06 mm e 2 mm. O parâmetro mais utilizado para a caracterização do tamanho das partículas sedimentares é o diâmetro mediano, d_{50}. Do ponto de vista da hidráulica as propriedades mais importantes dos sedimentos são a sua dimensão, a sua forma e a sua densidade relativa.

A forma mais habitual e conveniente de análise da dimensão das partículas sedimentares, ou seja, as suas características granulométricas, é por peneiração. Um número adequado de amostras é analisado através deste método, sendo determinada uma curva de distribuição em frequência por classes do tamanho das partículas e uma curva de distribuição, ou seja de frequência acumulada. A partir desta curva é possível a extracção de todos os parâmetros estatísticos de descrição da amostra. Os resultados duma análise deste tipo foram apresentados no capítulo 2, secção 2.3.2.1.

O peso específico dos sedimentos é a propriedade dos sedimentos que apresenta menor variabilidade em ambientes naturais, tomando o valor de $\gamma_s = 26\ kNm^{-3}$, o que corresponde a uma massa volúmica dos sedimentos, $\rho_s = 2650\ kgm^{-3}$, para a aceleração da gravidade, $g = 9.81\ ms^{-1}$.

A densidade relativa dos sedimentos é dada pelo quociente entre a massa volúmica da água e a massa volúmica dos sedimentos:

$$s = \frac{\rho_s}{\rho}, \tag{3.120}$$

com um valor de 2.65 para a água doce a 4ºC e de 2.58 para a água a 10ºC e com uma salinidade de 35 partes por mil.

No contexto do transporte sedimentar é também comum a utilização do parâmetro de densidade relativa de massa submersa:

$$\rho' = s - 1. \tag{3.121}$$

Velocidade de Queda

A velocidade de queda, ω, de uma partícula sedimentar imersa num fluido é a velocidade terminal que a partícula adquire sob acção da gravidade, ao pousar sobre o fundo. Esta grandeza depende de diversos parâmetros, sendo os mais importantes: a dimensão das partículas sedimentares, o seu peso específico e a viscosidade dinâmica do fluido.

A força de arrastamento de um corpo submerso pode ser escrita de acordo com a expressão geral:

$$\mathrm{F} = \frac{1}{2}\mathrm{C_D}\rho\mathrm{V}^2\mathrm{A}, \tag{3.122}$$

em que C_D representa um coeficiente de arrastamento, ρ a massa volúmica do fluido, V a velocidade relativa e A a área do corpo, resultante da sua projecção sobre um plano perpendicular à direcção do escoamento.

Considerando a queda de uma partícula de diâmetro d, a combinação do seu peso e da impulsão é dada pela expressão:

$$(\gamma_s - \gamma)\frac{\pi}{6}\mathrm{d}^3, \tag{3.123}$$

que numa situação de equilíbrio é compensada pela força de arrastamento:

$$\frac{1}{2}\mathrm{C_D}\rho\omega^2\frac{\pi}{4}\mathrm{d}^2. \tag{3.124}$$

A velocidade de queda resulta da igualdade entre as duas forças, ou seja:

$$\omega = \sqrt{\frac{4(s-1)gd}{3\mathrm{C_D}}}. \tag{3.125}$$

Para uma única partícula esférica, o coeficiente de arrastamento é função do número de *Reynolds* associado ao seu tamanho (Fredsoe e Deigaard, 1992):

$$\mathrm{C_D} = 1.4 + \frac{36}{Re_\omega}, \tag{3.126}$$

em que o número de *Reynolds* associado ao tamanho da partícula, associado à velocidade de queda, se define através da expressão:

$$Re_\omega = \frac{\omega d}{\nu}. \tag{3.127}$$

No entanto, a velocidade de queda deve ser representativa de uma pluma de sedimentos em suspensão, sendo o seu cálculo habitualmente efectuado através de fórmulas semi-empíricas, que foram obtidas através do ajuste de curvas a dados experimentais. Hallermeier, 1981b, com base numa grande quantidade de dados provenientes de diferentes fontes, e que se consideraram particularmente úteis e credíveis (Soulsby, 1997), relacionou o número de *Reynolds* associado à velocidade de queda com a impulsão actuante nos sedimentos submersos, através das três equações que se apresentam de seguida, válidas para diferentes classes do parâmetro de impulsão, A_I, definido através da seguinte expressão, válida para areia natural:

$$A_I = \frac{\rho' g {d_{50}}^3}{\nu^2}. \tag{3.128}$$

$$\omega = \begin{cases} \dfrac{\rho' g d_{50}^2}{18\nu} & , \quad A_I < 39 \\ \dfrac{(\rho' g)^{7/10} d_{50}^{11/10}}{6\nu^{2/5}} & , \quad 39 < A_I < 10^4 \\ \dfrac{(\rho' g)^{1/2} d_{50}^{1/2}}{0.91} & , \quad 10^4 < A_I < 3\times 10^6 \end{cases}. \tag{3.129}$$

Mais recentemente, Soulsby, 1997, usando o conjunto de dados compilado por Hallermeier, 1981b, fez uma comparação das previsões de quatro formulações distintas para determinação da velocidade de queda, tendo encontrado o melhor desempenho para a sua própria formulação, em parte por esta resultar da optimização de dois coeficientes de ajuste aos dados utilizados. Na Figura 3.16 apresenta-se um gráfico de variação da velocidade de queda adimensional, ω_{s0*}, em função do parâmetro do diâmetro dos sedimentos adimensional, D_*, para o conjunto de dados compilados por Soulsby, 1997, juntamente com a curva correspondente à formulação desenvolvida pelo autor.

A velocidade de queda adimensional é definida através da seguinte expressão:

$$w_{s0*} = \frac{\omega}{[g(s-1)\nu]^{1/3}}. \tag{3.130}$$

em que *s* representa a densidade relativa dos sedimentos.

O parâmetro adimensional do tamanho dos sedimentos é dado pela expressão:

$$D_* = \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2}\right]^{1/3} d_{50}. \tag{3.131}$$

A formulação de Soulsby, 1997, para o cálculo da velocidade de queda tem a clara vantagem da simplicidade de aplicação, uma vez que pode ser efectuada através da expressão:

$$\omega = \frac{\nu}{d_{50}}\left[\sqrt{10.36^2 + 1.049{D_*}^3} - 10.36\right]. \tag{3.132}$$

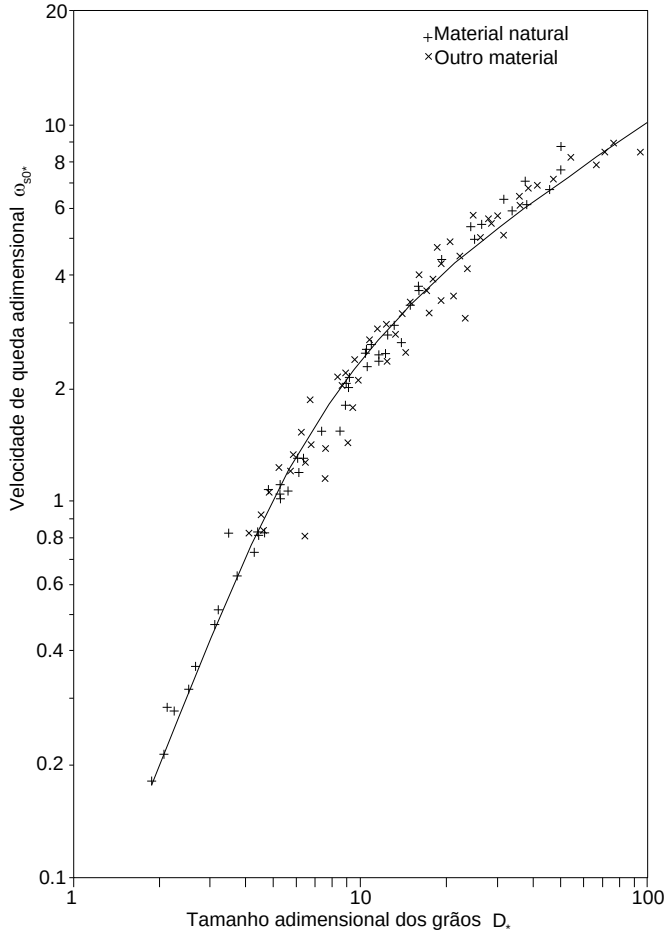


Figura 3.16. Velocidade de queda dos grãos de areia (gráfico universal, Soulsby, 1997).

3.4.1.3. Tensão de Corte (ou Tangencial) Junto ao Fundo

Os agentes hidrodinâmicos (ondas e correntes) actuam nos sedimentos através do atrito que exercem junto ao fundo dando origem ao seu movimento. Esta acção é expressa em termos da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo, τ_0, que representa a força de atrito exercida pelo escoamento por unidade de área do fundo, com unidades de força por unidade de área. Esta grandeza pode também ser representada por uma velocidade de corte (ou de atrito) junto ao fundo:

$$u_* = \left(\frac{\tau_0}{\rho}\right)^{1/2}. \tag{3.133}$$

A conversão é feita apenas por conveniência matemática não se tratando de uma velocidade real, mas que pode, contudo, ser relacionada com as flutuações turbulentas das componentes de velocidade do escoamento.

Num escoamento estacionário sobre um fundo composto por grãos de um material não-coesivo, para velocidades baixas do escoamento os grãos manter-se-ão imóveis, mas a partir de uma determinada velocidade (crítica) do escoamento vão começar a mover-se. A solução clássica para o problema do início do movimento das partículas sedimentares do fundo foi desenvolvida, com base na análise dimensional, apresentada por Shields em 1936. O valor crítico da velocidade do escoamento pode ser encontrado através do balanço das forças que actuam sobre um grão do fundo. As forças mobilizadoras do grão apoiado noutros grãos são o atrito sobre a superfície, a força de sustentação e a força de arrastamento horizontal, devida ao atrito entre o fluido e os grãos e às diferenças de pressão existentes a montante e a jusante dos grãos (Fredsoe e Deigaard, 1992).

As forças mobilizadoras, de arrastamento e sustentação, podem ser representadas através da expressão:

$$\frac{1}{2}\mathrm{C_D}\rho(\alpha u_*)^2\frac{\pi}{4}\mathrm{d}^2, \tag{3.134}$$

em que C_D representa um coeficiente adimensional de arrastamento e sustentação, ρ a massa volúmica do fluido e αu_*, a velocidade do escoamento a uma distância do fundo da ordem do diâmetro do grão, d. A força estabilizadora pode ser representada como uma força de atrito a actuar sobre os grãos, cujo valor máximo se pode expressar através de:

$$\mathrm{P_s}\tan\phi = \rho g(\mathrm{s}-1)\frac{\pi}{6}\mathrm{d}^3\tan\phi, \tag{3.135}$$

em que *s* representa a densidade relativa dos grãos e ϕ o ângulo de repouso dos sedimentos sobre um fundo plano.

Para um determinado valor (crítico) da velocidade do escoamento as duas forças igualam-se, obtendo-se o designado parâmetro crítico de *Shields*:

$$\theta_\mathrm{c} = \frac{\mathrm{u_{*c}}}{\mathrm{g(s-1)d}} = \frac{\tan\phi}{\mathrm{C_D}}\frac{4}{3\alpha^2}. \tag{3.136}$$

Shields encontrou valores da ordem de 0.05 para o membro da direita da equação anterior, no caso de um fundo horizontal sobre o qual foi suavemente colocada areia, verificando existir uma relação fraca entre este parâmetro e o número de *Reynolds* associado ao tamanho dos grãos, definido através da expressão:

$$Re_* = \frac{u_* d}{\nu}. \tag{3.137}$$

Em praias naturais, o parâmetro crítico de *Shields* é afectado por diversos factores, tais como o declive do fundo e a infiltração/exfiltração de água através da face da praia (Elfrink e Baldock, 2002). Fredsoe e Deigaard, 1992, deduzem o efeito de uma inclinação transversal do fundo no parâmetro crítico de *Shields*, que se traduz através da expressão:

$$\theta_{\mathrm{c,i}} = \theta_\mathrm{c}\cos\beta\sqrt{1-\frac{\tan^2\beta}{\tan^2\phi}}. \tag{3.138}$$

em que θ_c representa o parâmetro crítico de *Shields* num fundo horizontal, expressão (3.136), β a inclinação do fundo e ϕ o ângulo de repouso dos sedimentos.

Soulsby, 1997, indica a seguinte expressão algébrica, proposta por Soulsby e Whitehouse (1997), como sendo representativa da curva de *Shields*:

$$\theta_c = \frac{0.24}{D_*} + 0.055(1 - e^{-0.02D_*}). \tag{3.139}$$

em que D_* representa o tamanho adimensional dos sedimentos definido na expressão (3.131).

O parâmetro de *Shields* pode ser entendido como uma forma adimensional das tensões de corte junto ao fundo, τ_0, sendo utilizado com diversos propósitos em dinâmica sedimentar, definindo-se através da expressão:

$$\theta = \frac{u_*}{g(s-1)d} = \frac{\tau_0}{g(\rho_s - \rho)d}. \tag{3.140}$$

As tensões de corte junto ao fundo dependem não só da velocidade do escoamento como também da rugosidade do fundo. Esta rugosidade é habitualmente medida através da rugosidade de *Nikuradse*, k_s (relacionada com o tamanho dos sedimentos) ou do comprimento de rugosidade, z_0 (que pode ser obtido a partir do perfil de velocidade do escoamento). As duas grandezas relacionam-se através da expressão (Soulsby, 1997):

$$k_s = 30 z_0. \tag{3.141}$$

As tensões de corte junto ao fundo, τ_0, as velocidades de corte junto ao fundo, u_*, expressão (3.133), e o parâmetro de *Shields*, θ, expressão (3.140), são grandezas, eventualmente variáveis no tempo, cuja definição faz sentido para diferentes mecanismos de geração. Na presente dissertação, a notação adoptada para as grandezas referidas será função do tipo de escoamento considerado: para correntes estacionárias, os valores médios dessas grandezas são representados pela notação geral, τ_0, u_* e θ; para escoamentos oscilatórios, as amplitudes das grandezas serão representadas por τ_w, u_{*w} e θ_w; para escoamentos combinados onda-corrente, os valores médios das grandezas serão representados por τ_m, u_{*m} e θ_m, enquanto os valores máximos serão representados por τ_{max}, u_{*max} e θ_{max}.

A tensão de corte junto ao fundo pode ser considerada como a sobreposição de três contribuições:

$$\tau_0 = \tau_{0s} + \tau_{0f} + \tau_{0t}\,, \tag{3.142}$$

em que τ_{0s} está relacionada com o atrito sobre a superfície dos grãos, τ_{0f} se relaciona com as variações de pressão junto ao fundo devidas à ocorrência de formas de fundo e τ_{0t} com o transporte sedimentar causado pela transferência de momento na mobilização das partículas sedimentares. Da mesma forma, podem também ser identificadas as mesmas contribuições nas restantes grandezas referidas u_* e θ, e também no comprimento de rugosidade, z_0.

Para um fundo liso e no caso do transporte sedimentar não ser muito intenso, a tensão de corte é sensivelmente igual à tensão de corte relacionada com o atrito das partículas sedimentares, $\tau_0 = \tau_{0s}$. Neste caso, a rugosidade de *Nikuradse* pode ser obtida em função do tamanho dos sedimentos, através da expressão (Soulsby, 1997):

$$k_s = 2.5 d_{50}. \tag{3.143}$$

No entanto, o aparecimento de 'ripples' em fundos com areia fina é frequente. Neste caso, a rugosidade do fundo deixa de ser definida em função da dimensão das partículas e passa a depender da geometria das formas do fundo. Neste caso, a rugosidade de *Nikuradse* pode ser estimada com base no comprimento de rugosidade z_0, através da relação (3.141). Por seu turno, o comprimento de rugosidade será o resultado da sobreposição das três componentes referidas:

$$z_0 = z_{0s} + z_{0f} + z_{0t}, \tag{3.144}$$

em que z_{0s} está relacionada com o atrito sobre a superfície dos grãos, z_{0f} se relaciona com as formas de fundo e z_{0t} com o transporte sedimentar.

O parâmetro de *Shields* para escoamentos oscilatórios $\theta_w(\tau_w)$, expressão (3.140), é equivalente ao designado parâmetro de mobilidade, ψ, através da seguinte expressão:

$$\theta_w = \frac{1}{2} f_w \psi, \tag{3.145}$$

em que o parâmetro de mobilidade é definido pela expressão:

$$\psi = \frac{{U_w}^2}{g(s-1)d_{50}}. \tag{3.146}$$

As tensões de corte em escoamentos oscilatórios são difíceis de determinar, tendo sido diversos os estudos realizados para a obtenção do factor de atrito devido aos escoamentos oscilatórios associados às ondas de superfície (Kamphuis, 1985). O factor de atrito das ondas depende do regime hidráulico do escoamento oscilatório. Para fundos lisos, a sua classificação é efectuada com base no número de *Reynolds* do escoamento, Re_w, e na rugosidade relativa do material de fundo, r. Estas grandezas podem ser, respectivamente, definidas através das seguintes expressões (Soulsby, 1997):

$$Re_w = \frac{U_w A}{\nu}, \tag{3.147}$$

$$r = \frac{A}{k_s}, \tag{3.148}$$

em que U_w representa a amplitude da velocidade orbital junto ao fundo, A a excursão semi-orbital junto ao fundo e k_s a rugosidade de *Nikuradse*. A amplitude da velocidade orbital junto ao fundo e a excursão semi-orbital podem ser estimadas, respectivamente, através das expressões:

$$U_w = \frac{\pi H}{T\, senh\, kh}, \tag{3.149}$$

$$A = U_w T/2\pi. \tag{3.150}$$

em que $k = 2\pi/L$ representa o número de onda, h a profundidade e T o período de onda. Para a estimativa da amplitude da velocidade orbital recorre-se à teoria linear da onda (expressão (3.19)), sendo o número de onda calculado através de um método iterativo de determinação do comprimento de onda (secção 3.2.1.2).

Através do gráfico apresentado na Figura 3.17, que consiste de uma adaptação de van Rijn, 1993, que por sua vez apresenta as curvas obtidas por Jonsson, 1966, 1980, e de Kamphuis, 1975b, é possível efectuar a classificação hidráulica de um escoamento oscilatório em função dos parâmetros adimensionais, número de *Reynolds*, expressão (3.147), e rugosidade relativa, expressão (3.148).

Em termos práticos, para fundos lisos, a classificação do escoamento entre o regime laminar e o regime turbulento pode encontrar-se comparando a amplitude da velocidade orbital junto ao fundo, com o valor crítico definido através da seguinte expressão proposta por van Rijn, 1993:

$$\frac{{U_{w,cr}}^2}{\frac{2\pi}{T}\nu} = \left(\frac{A}{d_{50}}\right)^{0.45}. \tag{3.151}$$

em que d_{50} representa o diâmetro mediano dos sedimentos, T o período de onda e ν a viscosidade cinemática.

A tensão de corte junto ao fundo em escoamentos oscilatórios é também oscilatória, com uma amplitude dada pela expressão (Soulsby, 1997):

$$\tau_w = \frac{1}{2} \rho f_w {U_w}^2, \tag{3.152}$$

em que f_w representa um factor de atrito.

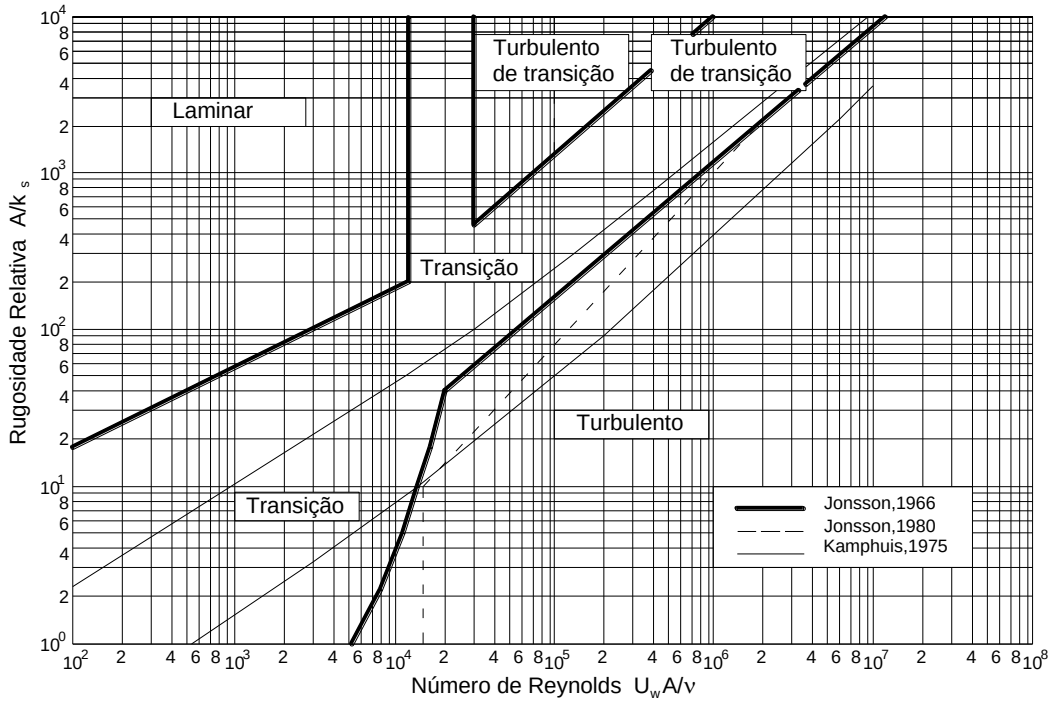


Figura 3.17. Regimes hidráulicos em escoamentos oscilatórios (adaptado de van Rijn, 1993).

Kamphuis, 1985, indica duas expressões para a determinação do factor de atrito das ondas, uma para camadas-limite laminares e outra para camadas-limite rugosas turbulentas. Segundo o autor, para uma camada-limite laminar o factor de atrito pode ser estimado através da expressão:

$$f_w = \frac{2\tau_w}{\rho {U_w}^2} = \frac{2}{\sqrt{Re_w}}. \tag{3.153}$$

A segunda expressão apresentada por Kamphuis, 1985, permite a estimativa do factor de atrito em escoamentos rugosos turbulentos:

$$f_w = \frac{\tau_w}{\rho {U_w}^2} \approx 0.4\left(\frac{k_s}{A}\right)^{0.75}. \tag{3.154}$$

Esta expressão é independente do número de *Reynolds*, e apenas válida para rugosidades relativas $A/k_s < 100$, o que corresponde a um regime de ondas curtas.

Soulsby, 1997, apresenta outras expressões para a estimativa dos factores de atrito em escoamentos rugosos turbulentos, transpondo-se para o presente documento as seguintes, apresentadas por Swart, 1974:

$$\begin{aligned} f_w &= 0.3, && se\ A/k_s \le 1.57 \\ f_w &= 0.00251e^{5.21(A/k_s)^{-0.19}}, && se\ A/k_s > 1.57 \end{aligned}. \tag{3.155}$$

Para escoamentos oscilatórios rugosos turbulentos, sobre fundos com 'ripples', a rugosidade do fundo pode ser estimada com base no comprimento de rugosidade, expressão (3.144), através da expressão (3.141). Na expressão (3.144), a componente do comprimento de rugosidade relacionada com o atrito nas partículas sedimentares pode ser estimada através da expressão (Soulsby, 1997):

$$z_{0s} = \frac{d_{50}}{12}. \tag{3.156}$$

As restantes componentes, relacionadas com as formas de fundo e com o transporte sedimentar, podem ser estimadas, respectivamente, através das seguintes expressões (Nielsen, 1992):

$$\begin{aligned} z_{0f} &= 0.267\frac{\zeta}{\lambda} \\ z_{0t} &= 5.67(\theta_{ws} - 0.05)^{0.5} d_{50} \end{aligned}, \tag{3.157}$$

em que ζ representa a altura das 'ripples' e λ o seu comprimento, θ_{ws} corresponde à componente do parâmetro de *Shields* relacionada com o atrito sobre a superfície dos grãos, podendo ser estimada através da expressão (3.140), em função das tensões de corte relacionadas com o atrito sobre a superfície dos grãos, τ_{ws}.

3.4.1.4. Modos de Transporte

Junto à zona de rebentação as partículas sedimentares são movidas por acção da sobreposição de correntes (de maré, induzidas pelo vento ou pelas ondas) e ondas. O resultado da interacção dos escoamentos não-estacionários é de tal forma complexo, que é comum tipificar o transporte sedimentar através de modos com características distintas. A distinção mais directa consiste em separar o transporte sedimentar nas duas componentes ortogonais relativas à orientação da costa: transporte transversal e transporte longitudinal. Em ambientes marinhos, para além do transporte sedimentar de partículas tão finas que se mantenham a flutuar à superfície, o transporte sedimentar pressupõe que o escoamento ao actuar sobre o fundo mobilize as partículas sedimentares, transportando-as depois por arrastamento junto ao fundo ou em suspensão, até que estas se voltem a depositar no fundo por acção da gravidade (Soulsby, 1997, Figura 3.18).

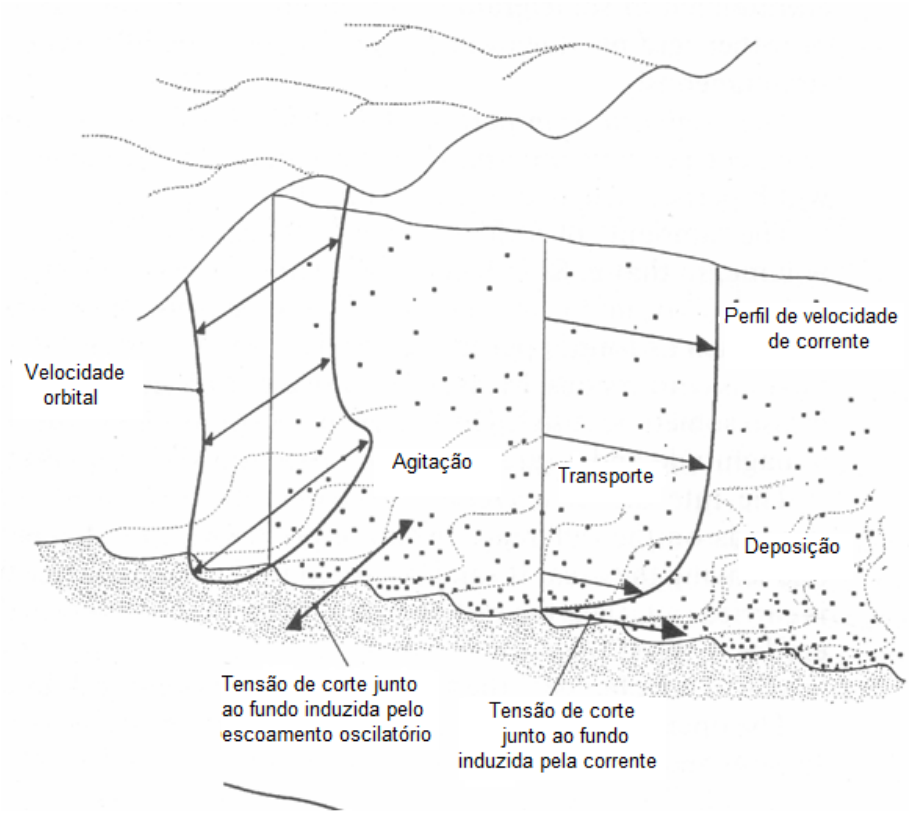


Figura 3.18. Esquema dos processos de transporte sedimentar em ambientes marinhos (Soulsby, 1997).

A mobilização das partículas sedimentares do fundo é resultado do atrito exercido pelo escoamento e, possivelmente, pela difusão turbulenta que coloca as partículas em suspensão. Não existe uma definição precisa para os dois modos de transporte, mas a ideia subjacente é a de que os mecanismos de transporte predominantes são distintos em cada um deles. Enquanto no transporte por arrastamento as partículas sedimentares rolam, deslizam ou saltam, mantendo contínuo contacto com o fundo, sob acção efectiva da tensão de corte sobre a superfície dos grãos, ou da gravidade, no caso de fundos inclinados, o transporte em suspensão ocorre sem que haja contacto contínuo com o fundo, em resultado da agitação turbulenta do escoamento (Fredsoe e Deigaard, 1992). Enquanto o transporte por arrastamento domina no caso em que os escoamentos são lentos ou os sedimentos são grosseiros, para escoamentos suficientemente rápidos e partículas suficientemente finas (tais que a velocidade de atrito excede a velocidade de queda das partículas) o transporte em suspensão passa a ser dominante (Soulsby, 1997).

3.4.1.5. Transporte por Arrastamento

O transporte por arrastamento é principalmente determinado pelo parâmetro de *Shields*, que descreve o balanço entre as forças mobilizadoras e as forças restauradoras (secção 3.4.1.3). São diversas as fórmulas desenvolvidas com base na diferença entre o parâmetro de *Shields* e o seu valor crítico.

Fredsoe e Deigaard, 1992, referem que uma das primeiras abordagens, à descrição do transporte sedimentar junto ao fundo, terá sido apresentada por Einstein em 1950. Einstein terá introduzido um aspecto inovador na análise da dinâmica sedimentar, ao incluir a variabilidade estatística das forças que actuam nas partículas sedimentares do fundo, devida à turbulência. O autor estabeleceu uma relação entre o parâmetro de *Shields*, expressão (3.136), e um parâmetro adimensional da taxa de transporte por arrastamento, definido através da seguinte expressão:

$$\Phi_b = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}}, \tag{3.158}$$

em que q_b representa a taxa de transporte por arrastamento junto ao fundo (m^2s^{-1}).

A ideia subjacente ao desenvolvimento da relação entre os dois parâmetros baseava-se na existência de condições de equilíbrio, em que o número de grãos mobilizado do fundo seria igual ao número de grãos depositado, por unidade de área de fundo. Esta ideia foi contestada por Bagnold em 1954, que defendia que um fundo para o qual as tensões de corte excedem um determinado valor crítico não pode ser estável, por ocorrer erosão e dispersão de partículas em camadas sucessivas do fundo. Fredsoe e Deigaard, 1992, apresentam o modelo de Engelund e Fredsoe, 1976, para o transporte por arrastamento. O modelo baseia-se no trabalho de Fernandez Luque, 1976, que desenvolveu uma teoria para o transporte junto a um fundo plano, na perspectiva do movimento individual das partículas do fundo, que os autores consideram bastante consistente e sustentado por cuidadosas observações experimentais. Seguidamente apresentam-se de forma sucinta os conceitos subjacentes ao desenvolvimento do modelo de Engelund e Fredsoe, 1976.

Fernandez Luque, 1974, defende, contrariando algumas das ideias de Bagnold que, para movimentos das partículas do fundo, próximos do limiar de entrada em movimento (taxas de transporte por arrastamento reduzidas), apenas as partículas da camada superficial do fundo serão erodidas. De acordo com o autor, o movimento dessas partículas irá provocar uma força de reacção no fluido circundante, reduzindo a tensão de corte máxima do escoamento junto ao fundo ao seu valor crítico. Engelund e Fredsoe, 1976, traduzem esta ideia, incluindo um termo subtractivo nas forças mobilizadoras das partículas sedimentares do fundo, expressão (3.134), relacionado com o movimento das partículas. As forças mobilizadoras passam a ser representadas pela expressão:

$$\frac{1}{2}\mathrm{C_D}\rho(\alpha u_* - U_b)^2\frac{\pi}{4}\mathrm{d}^2, \tag{3.159}$$

em que U_b representa uma velocidade média associada ao transporte junto ao fundo.

As forças restauradoras são representadas como na expressão (3.135). A equação do modelo é encontrada para o equilíbrio entre as forças mobilizadoras e as forças restauradoras, obtendo-se para a velocidade média de transporte junto ao fundo:

$$U_b = \alpha u_* \left[1 - \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}}\right], \tag{3.160}$$

em que θ representa o parâmetro de *Shields*, expressão (3.140), e θ_0 um parâmetro crítico de *Shields*, expressão (3.136).

Na experiência de *Shields* a areia foi suavemente colocada sobre o fundo, enquanto na sua disposição natural os grãos de areia se encontrarão mais expostos à acção do fluido (sendo mais fácil movimentar uma partícula colocada sobre o fundo do que uma partícula encaixada no fundo), pelo que $\theta_0 < \theta_c$. Fernandez Luque, 1974, terá obtido experimentalmente o valor $\theta_0 = \frac{1}{2}\theta_c$. Assim, para $\alpha = 10$ a expressão anterior passa a escrever-se:

$$\frac{U_b}{u_*} = 10\left[1 - 0.7\sqrt{\frac{\theta_c}{\theta}}\right]. \tag{3.161}$$

Engelund e Fredsoe, 1976, com base no conhecimento da corrente média de transporte junto ao fundo, U_b e assumindo que no transporte por arrastamento é movimentada uma fracção p das partículas do fundo ($1/d^2$ partículas por unidade de área) obtiveram a seguinte expressão para a taxa de transporte por arrastamento:

$$q_b = \frac{\pi}{6}d^3\frac{p}{d^2}U_b = 10\frac{\pi}{6}d\ p\ u_*\left[1 - 0.7\sqrt{\frac{\theta_c}{\theta}}\right]. \tag{3.162}$$

O que, na sua forma adimensional, expressão (3.158), é igual a:

$$\Phi_b \approx 5p\left[\sqrt{\theta} - 0.7\sqrt{\theta_c}\right]. \tag{3.163}$$

Fredsoe e Deigaard, 1992, indicam a seguinte expressão para o cálculo da probabilidade p de as partículas estarem em movimento, que apenas é válida para valores reduzidos do parâmetro de *Shields*:

$$p = \left[1 + \left(\frac{\frac{\pi}{6}tan\,\phi}{\theta - \theta_c}\right)\right]. \tag{3.164}$$

Para valores elevados do parâmetro de *Shields* devem ser incluídos outros mecanismos na descrição do transporte junto ao fundo. Fredsoe e Deigaard, 1992, investigam outros mecanismos relacionados, nomeadamente, com o transporte por arrastamento em mais do que uma camada de partículas do fundo ('sheet flow') e a influência das tensões dispersivas, devidas aos sedimentos em suspensão.

3.4.2. Modelos de Transporte Longitudinal de Sedimentos

Numa costa onde não existem correntes externas, os sedimentos são transportados pela corrente de deriva litoral. Os sedimentos são mobilizados do fundo pelo movimento orbital devido às ondas de superfície, habitualmente bastante mais forte do que as velocidades da corrente de deriva litoral junto

ao fundo. Nas últimas quatro décadas foram desenvolvidos diversos modelos para a descrição do transporte longitudinal de sedimentos. Bijker, 1971, desenvolveu o primeiro modelo detalhado, baseado no modelo da corrente de deriva litoral de Longuet-Higgins, 1970a, para uma praia de declive constante, em combinação com um modelo de transporte sedimentar para ondas e correntes. Deigaard *et al.*, 1986a, desenvolveu um modelo de transporte longitudinal de sedimentos que incluia um modelo de corrente de deriva litoral para perfis transversais de praia arbitrários, em combinação com um modelo de transporte sedimentar para ondas e correntes. Este modelo será descrito de seguida com algum detalhe.

No modelo de Deigaard *et al.*, 1986a, a descrição hidrodinâmica apresenta duas componentes: uma relacionada com o comportamento de grande escala das ondas (refracção, empolamento, rebentação e distribuição transversal da corrente de deriva litoral); uma outra relacionada com a variação do escoamento ao longo da coluna de água, para descrição da distribuição vertical dos sedimentos em suspensão e da resistência ao escoamento combinado onda-corrente junto ao fundo.

Descrição Hidrodinâmica

A descrição hidrodinâmica relacionada com o comportamento de grande escala das ondas baseia-se na aproximação da teoria linear da onda para águas pouco profundas. Até ao ponto onde ocorre a rebentação das ondas, determinado pelo critério do índice de rebentação (secção 3.2.2), a onda é transformada por refracção e empolamento, admitindo-se que não há dissipação de energia (secção 3.2.1.3). A partir deste ponto a variação da altura de onda é estimada através da expressão (3.55), em função da distância ao ponto de rebentação (secção 3.2.2). Para que o modelo possa ser aplicado sobre perfis transversais arbitrários, nomeadamente perfis com barras submersas, nos quais a profundidade aumenta sobre a cava que sucede a crista da barra, quando ocorre rebentação sobre a barra, os autores admitem que a profundidade de rebentação é a da crista. A corrente de deriva litoral é calculada através da resolução numérica da equação (3.97), de balanço entre o gradiente transversal da componente tangencial da tensão de radiação, a resistência ao escoamento junto ao fundo e a transferência de momento devida ao gradiente transversal da velocidade da corrente longitudinal. Para a resolução numérica da equação de balanço é utilizado um método de diferenças finitas e as condições de fronteira, segundo as quais a corrente longitudinal é nula sob a linha de costa e tende para zero no sentido das maiores profundidades.

O gradiente da tensão de radiação é calculado em função da variação da altura de onda através da zona de rebentação, podendo ser maior o rigor de cálculo se os efeitos de ‘set-down’ e ‘set-up’ (secção 3.2.3.1) tivessem sido incluídos, apesar de este efeito ser pouco significativo (Deigaard *et al.*, 1986a). A não inclusão do efeito do ‘set-up’ resulta necessariamente numa subavaliação da corrente de deriva litoral junto à linha de costa, onde a sobre-elevação do nível médio da superfície livre é máxima.

Para o cálculo da resistência ao escoamento os autores consideram uma camada-limite que se desenvolve sob a acção combinada onda-corrente (Fredsoe, 1984), que resulta num aumento da resistência, comparativamente com a formulação original de Longuet-Higgins, 1970a (secção 3.3.2).

São diversos os mecanismos presentes na transferência de momento, tais como as flutuações turbulentas associadas à rebentação e as correntes de circulação. Apesar deste termo de balanço ser menos importante do que o de resistência ao escoamento, especialmente quando se considera a acção de ondas irregulares, uma vez que tem um papel de redistribuição transversal da corrente de deriva litoral e não tanto de alteração da sua intensidade, ele torna-se importante em perfis com barras (secção 3.3.2). No modelo que aqui se apresenta, a transferência de momento é calculada considerando um coeficiente de mistura com o carácter de uma viscosidade turbulenta.

A descrição hidrodinâmica da turbulência é um importante aspecto do transporte sedimentar na zona de rebentação. Na ausência de rebentação, se não existir uma corrente, a turbulência encontra-se limitada a uma camada-limite fina junto ao fundo (e.g. Grant e Madsen, 1979). No entanto, na presença de uma corrente sobreposta ao escoamento oscilatório, podendo formar um ângulo até cerca de 90º entre si, a turbulência não se restringe à camada-limite fina que se desenvolve sob o escoamento oscilatório, estendendo-se a toda a coluna de água (Fredsoe e Deigaard, 1992). Além disso, na zona de rebentação existe um excesso de energia cinética turbulenta produzida pelo 'surface roller' à superfície que deve ser considerado (secção 3.3.2).

Descrição do Transporte Sedimentar

A distribuição dos sedimentos em suspensão pode ser determinada com base nas condições de turbulência, por exemplo, representadas por um coeficiente de viscosidade turbulenta ϵ, através da equação da difusão:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \omega \frac{\partial c}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z}\left(\epsilon \frac{\partial c}{\partial z}\right). \tag{3.165}$$

em que c representa a concentração instantânea por unidade de volume, ω a velocidade de queda, z a coordenada vertical e ϵ o coeficiente de mistura turbulenta dos sedimentos em suspensão, que no modelo em apresentação é tomado como igual à viscosidade turbulenta do escoamento, ν_T.

A descrição do escoamento numa camada-limite turbulenta permite a obtenção da variação da tensão de corte junto ao fundo e da espessura da camada-limite ao longo do ciclo de uma onda. Esta informação permite, por sua vez, o cálculo da viscosidade turbulenta. Fora da zona de rebentação o modelo descreve o escoamento conforme referido em Fredsoe, 1984, e a viscosidade turbulenta é calculada conforme referido em Fredsoe *et al.*, 1985, enquanto na zona de rebentação o modelo utiliza a descrição apresentada em Deigaard *et al.*, 1986b.

Para a resolução da equação (3.165) são necessárias duas condições de fronteira. Uma que estipula que não há fluxo de sedimentos através da superfície livre:

$$\omega c + \epsilon \frac{\partial c}{\partial z} = 0, \quad em\ z = 0. \tag{3.166}$$

Uma outra, relacionada com a concentração de sedimentos junto ao fundo. Trata-se de um problema ainda sem uma solução satisfatória, mesmo para o caso simples de uma corrente estacionária (Fredsoe e Deigaard, 1992). No modelo considerado é utilizada a abordagem apresentada em Engelund e Fredsoe, 1976, para a estimativa da concentração de sedimentos junto ao fundo em função do parâmetro de *Shields*:

$$c_b = c_b(\theta). \tag{3.167}$$

em que θ representa o parâmetro de *Shields*, expressão (3.140).

Teoricamente, a concentração de sedimentos máxima junto ao fundo é de 0.65, situação que corresponderá a um empacotamento firme das partículas sedimentares, não permitindo a sua movimentação livre.

O fundo é considerado liso, o que parece razoável, uma vez que, de acordo com Nielsen, 1979, as 'ripples' têm tendência para desaparecer quando o parâmetro de *Shields*, expressão (3.140), se situa entre 0.8 e 1. Ora, o parâmetro de *Shields*, para condições características de agitação marítima em períodos de temporal, situa-se entre 1 e 10 a 20, o que, apesar da grande incerteza associada, indica que a maior parte do transporte de sedimentos na zona interior à rebentação aconteça sobre um fundo

liso (Deigaard *et al.*, 1986a). Nesta aproximação a rugosidade junto ao fundo pode ser definida em função do diâmetro mediano dos sedimentos, expressão (3.143).

Na Figura 3.19 apresentam-se os perfis de concentração de sedimentos em função da coordenada vertical adimensioanalizada pela rugosidade junto ao fundo, obtidos através do modelo de Deigaard *et al.*, 1986a, para a descrição do transporte sedimentar. Da análise da figura destaca-se que na ausência de uma corrente, fora da zona de rebentação os sedimentos são colocados em suspensão a uma altura do fundo que se restringe a uma camada-limite, enquanto na zona de rebentação a concentração de sedimentos em suspensão se estende a toda a coluna de água. Além disso, a presença de uma corrente tem também o efeito de aumentar com maior significado a concentração de sedimentos em suspensão a maiores distâncias do fundo.

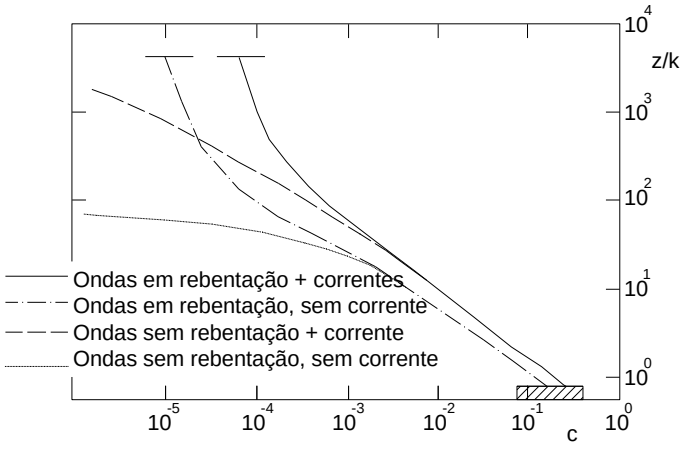


Figura 3.19. Perfis de concentração de sedimentos em suspensão, para ondas que não rebentam e para ondas na zona de rebentação ($h = 2\ m, H = 1\ m, T = 6\ s, d_{50} = 0.2\ mm\ e\ V = 1\ m/s$, adaptado de Deigaard *et al.*, 1986a).

Conhecida a distribuição vertical dos sedimentos em suspensão, obtém-se a taxa de transporte longitudinal de sedimentos por unidade de largura transversal à praia, através da expressão:

$$q_s = \frac{1}{\mathrm{T}} \int_0^T dt \int_{-h}^{0} cU dz. \tag{3.168}$$

em que U representa a velocidade instantânea do escoamento combinado onda-corrente.

A tensão de corte junto ao fundo e a corrente longitudinal média em profundidade são calculadas através da resolução numérica da equação (3.97), considerando o escoamento combinado onda-corrente (Fredsoe, 1984). Esta combinação é, de igual modo, utilizada para a determinação da variação vertical e temporal da velocidade instantânea do escoamento combinado onda-corrente.

Os autores consideram que o transporte por arrastamento (secção 3.4.1.5) é desprezável para valores elevados do parâmetro de *Shields* ($\theta > 1$).

A taxa total de transporte longitudinal de sedimentos é, por fim, obtida por integração, da taxa de transporte longitudinal de sedimentos por unidade de largura transversal à praia, ao longo do perfil:

$$Q = \int_0^{\infty} q_s dx. \tag{3.169}$$

Deigaard *et al.*, 1986a, compararam os resultados do modelo com um estudo de campo realizado na costa Dinamarquesa do mar do Norte, encontrando uma concordância satisfatória, tendo incluído a descrição de um clima de ondas irregular (secção 3.3.2). Este modelo foi posteriormente desenvolvido (Deigaard *et al.*, 1988), passando a incluir outros efeitos importantes em ambientes naturais, tais como, as correntes costeiras (secção 3.3.3) e a tensão de corte devida ao vento.

Para o caso de uma praia com um perfil transversal de declive constante, os autores desenvolveram diagramas adimensionais para o cálculo da taxa de transporte longitudinal de sedimentos. Os desenvolvimentos sugeriram que a deriva litoral será não apenas função da componente longitudinal do fluxo de energia por unidade de comprimento de linha de costa, como também do declive da praia e das características do material sedimentar (secção 3.5.1).

3.4.3. Fórmulas de Transporte Longitudinal de Sedimentos

A descrição detalhada do transporte longitudinal de sedimentos por ondas e correntes é complexa. Adicionalmente, são escassos os conjuntos de dados de campo necessários à validação e verificação de resultados de modelos, idênticos ao apresentado na secção anterior. Nas últimas décadas para além de um esforço de desenvolvimento de modelos de transporte longitudinal de sedimentos assistiu-se também a um esforço de síntese de fórmulas semi-empíricas, baseadas em modelos conceptuais e em observações obtidas em laboratório, que permitissem o cálculo do transporte longitudinal em aplicações de engenharia. Tradicionalmente, nestas aplicações utiliza-se a fórmula CERC, 1984, para a estimativa de uma taxa "bruta" de transporte longitudinal. No entanto, a capacidade de simulação das condições hidrodinâmicas na zona de rebentação evoluiu e a necessidade de fórmulas credíveis, que permitam a determinação da distribuição transversal do transporte longitudinal e a concentração sedimentar ao longo da coluna de água, aumentou.

Actualmente, existem já diversas fórmulas práticas para a estimativa do transporte sedimentar em escoamentos oscilatórios (e.g. van Rijn, 1993), que permitem a determinação da distribuição transversal do transporte longitudinal. No entanto, apesar de serem relativamente simples de implementar e bastante eficientes em termos computacionais, estas fórmulas carecem ainda de validação e verificação.

Bayram *et al.*, 2001 realizaram um estudo comparativo entre seis fórmulas de transporte longitudinal de sedimentos, tendo como referência um conjunto de dados de campo adquiridos em Duck, 'North Carolina', durante as campanhas DUCK85, SUPERDUCK e SANDYDUCK (Kraus *et al.*, 1989, Rosati *et al.*, 1990, Miller, 1999). As medições obtidas durante a campanha de SANDYDUCK (Miller, 1999) incluíram algumas situações de temporal, enquanto as restantes foram efectuadas em condições de mar mais calmas. Os autores avaliaram a capacidade preditiva das fórmulas de Bijker, 1967, 1971, Engelund e Hansen, 1967 (van de Graaff e van Overeem, 1979), Ackers e White, 1973 (van de Graaff e van Overeem, 1979), Bailard e Inman, 1981, van Rijn, 1984, 1993, e Watanabe, 1987, 1992, Watanabe *et al.*, 1991, adaptadas para o cálculo da distribuição transversal do transporte longitudinal. Todos os detalhes das fórmulas, incluindo equações, coeficientes originais e condições hidrodinâmicas para as quais foram determinadas, são apresentados em Bayram *et al.*, 2001. Para a avaliação das fórmulas, os autores utilizaram os parâmetros H_{rms} e T_p e assumiram uma direcção de incidência pequena, o que implica que o escoamento oscilatório e a corrente de longitudinal induzida se encontram em quadratura. A avaliação da fórmula de van Rijn, 1993, pressupunha o conhecimento da corrente de 'undertow'. Uma vez que não existiam medições desta corrente, a sua estimativa baseou-se na aplicação do modelo de Dally e Brown, 1995. A importância desta corrente na tensão de corte era reduzida, quando comparada com a da corrente longitudinal. A rugosidade de *Nikuradse*, determina os factores de atrito de ondas e correntes, influenciando significativamente o transporte longitudinal,

especialmente a parte que se faz por arrastamento junto ao fundo. O seu cálculo foi efectuado em função do tipo de fundo (liso, com 'ripples', secção 3.4.1.3), para o que foi necessário um método iterativo, uma vez que o tipo de fundo era desconhecido. Os factores de atrito foram estimados assumindo um escoamento rugoso turbulento (secção 3.4.1.3). Os coeficientes intervenientes nas fórmulas foram mantidos de acordo com os originais, sem que fosse efectuada qualquer calibração.

A fórmula de van Rijn, 1984, van Rijn, 1993, foi a que permitiu os resultados mais credíveis tanto para as condições de agitação mais severas como para as mais moderadas. A fórmula de Engelund e Hansen, 1967, funcionou razoavelmente, mas com uma grande dispersão para as condições mais severas. A fórmula de Bailard e Inman, 1981, sobrestimou sistematicamente as taxas de transporte, para condições de maior severidade e subestimou, nas situações de maior calma. As fórmulas de Ackers e White, 1973, (van de Graaff e van Overeem, 1979), e Watanabe, 1987, 1992, Watanabe *et al.*, 1991, produziram resultados satisfatórios. Enquanto a fórmula de Bijker, 1967, Bijker, 1971, sobrestimou as taxas de transporte longitudinal para todas as condições.

3.4.4. Progressos na Descrição do Transporte Longitudinal de Sedimentos

A descrição do transporte longitudinal de sedimentos na zona de rebentação é bastante complicada pela necessidade de descrição da turbulência, do escoamento oscilatório na camada-limite junto ao fundo e da concentração dos sedimentos em suspensão. A este nível existem inúmeras parametrizações baseadas em resultados experimentais e cuja aplicação requer, não só um profundo conhecimento dos mecanismos subjacentes à sua derivação, mas também das condições em que esses mecanismos foram observados. Os processos de transporte sedimentar estão ainda longe de serem claramente compreendidos, sendo uma área de investigação em plena actividade.

Elfrink e Baldock, 2002, referem que tem sido dada uma atenção reduzida aos processos de transporte sedimentar que ocorrem na zona de espraiamento. No entanto, Kamphuis, 1991a, realizou um estudo em modelo físico, com o qual mostrou a ocorrência de dois máximos locais das taxas de transporte longitudinal medidas, segundo a direcção transversal a uma praia construída com fundos móveis, sob acção da incidência oblíqua de agitação marítima regular e irregular, um junto à rebentação e outro na zona de espraiamento. Elfrink, 1997, num estudo experimental de espraiamento da agitação marítima com uma incidência oblíqua, encontrou também um máximo local nas velocidades longitudinais médias, medidas junto à linha de costa. A ocorrência de maiores velocidades longitudinais na zona de espraiamento (capítulo 2, secção 2.3.2.1) está relacionada com as diferenças dos movimentos do fluido na zona interior à rebentação e na zona de espraiamento (secção 3.2.5). Na zona interior à rebentação o escoamento oscilatório é perpendicular às cristas das ondas. Porém, na zona de espraiamento, no sentido da praia o escoamento ocorre segundo a direcção perpendicular às cristas, sendo o seu refluxo segundo a direcção perpendicular à orientação da praia. Este efeito será tanto mais significativo quanto maior for o declive da face da praia e terá uma maior importância em condições de calma do que em condições de temporal, altura em que o transporte longitudinal ocorrerá maioritariamente no interior da zona de rebentação. O transporte longitudinal de sedimentos na zona de espraiamento pode chegar a ser da ordem de 50% do transporte longitudinal total (Kamphuis, 1991a).

3.5. Evolução de Praias a Médio e Longo Prazo

A evolução de praias é o resultado de diversos processos morfodinâmicos que ocorrem a diferentes escalas espaciais e temporais, verificando-se um ajustamento topo-hidrográfico em resposta aos movimentos sedimentares induzidos sobre o fundo por ondas e correntes. Por sua vez, as modificações

do fundo interagem com ondas e correntes que afectarão o transporte sedimentar e eventualmente a morfologia do fundo.

Como foi referido no capítulo 2, secção 2.2.1, na maioria dos modelos morfodinâmicos a variação local da topo-hidrografia é governada pela equação da continuidade (ou de conservação da massa) para o transporte sedimentar:

$$\frac{\partial \mathrm{h}}{\partial \mathrm{t}} = \frac{\partial \mathrm{q_x}}{\partial \mathrm{x}} + \frac{\partial \mathrm{q_y}}{\partial \mathrm{y}}, \tag{3.170}$$

em que h representa a profundidade da água, t o tempo, q_x e q_y as taxas de transporte sólido (por unidade de largura, segundo a direcção perpendicular à da componente de transporte) e os eixos coordenados Ox e Oy são perpendiculares e paralelos à costa, respectivamente.

As variações da profundidade local são, portanto, função dos gradientes espaciais das taxas de transporte. Pelo que foi exposto no capítulo 2, secção 2.2, e no presente capítulo, o estado da arte ainda não permite a descrição detalhada da evolução da morfologia costeira. Com efeito, para que esta descrição pudesse ser eficiente teriam ainda que ser ultrapassadas as inúmeras complicações referidas, em relação à descrição hidrodinâmica e do transporte sedimentar resultante da acção da agitação marítima sobre topo-hidrografias complexas, acrescendo a dificuldade de a evolução morfológica resultante condicionar as acções que estiveram na sua origem. Assim, para a descrição da evolução da morfologia costeira é necessária a sua simplificação, fazendo-se uma escolha dos processos que se pretendem analisar, nomeadamente em termos de escalas temporais e espaciais. A descrição detalhada da evolução da morfologia costeira está restringida a simplificações de áreas limitadas (centenas de metros) e escalas de tempo muito curtas (alguns dias).

Para a descrição da evolução da topo-hidrografia de uma praia por acção de um temporal, admite-se que os gradientes de transporte sólido longitudinal são desprezáveis, pelo que esta depende essencialmente dos gradientes de transporte sólido transversal, podendo considerar-se que a descrição da evolução do perfil transversal é representativa de uma determinada extensão de praia. Nesta abordagem são habitualmente aplicados conceitos de equilíbrio do perfil transversal (secção 3.5.2), admitindo-se que há conservação de massa, ao longo do perfil, e que o transporte transversal apenas redistribui os volumes de sedimentos (Capobianco *et al.*, 2002).

Em contraste, na descrição da evolução de grandes extensões de praia a médio e longo prazo, onde eventualmente existem estruturas de defesa transversais, considera-se que esta é principalmente influenciada pelos gradientes de transporte sólido longitudinal e que os gradientes de transporte sólido transversal são em média nulos. Também neste contexto é habitual a aplicação de conceitos de equilíbrio do perfil transversal de praia (secção 3.5.2), que juntamente com a equação da continuidade formam a base dos designados modelo de "uma linha" de evolução de linha de costa (capítulo 4, secção 4.2). Estes modelos consideram que a evolução da linha de costa a médio e longo prazo pode ser descrita, assumindo que o perfil transversal de praia se mantém em equilíbrio e que a variação da linha de costa se deve a um deslocamento do perfil de equilíbrio em torno da profundidade de fecho, em resultado do balanço de volume imposto pelos gradientes longitudinais das taxas de transporte longitudinal. Para um balanço negativo (positivo) das taxas de transporte longitudinal, situação de erosão (acreção), há um deslocamento do perfil transversal de equilíbrio no sentido de terra (do mar) e um consequente recuo (avanço) da linha de costa.

No contexto do aperfeiçoamento de um modelo numérico de evolução de praias a médio e longo prazo, utilizam-se alguns conceitos resultantes da descrição hidrodinâmica e do transporte longitudinal de sedimentos na zona de rebentação. Nesta secção são explorados os conceitos de taxa de transporte longitudinal de sedimentos, perfil transversal de equilíbrio e profundidade de fecho.

3.5.1. TAXA DE TRANSPORTE LONGITUDINAL DE SEDIMENTOS

A taxa de transporte longitudinal de sedimentos pode ser expressa como uma taxa de transporte de volume de partículas sedimentares, $Q\ (m^3/s)$, ou como uma taxa de transporte de peso submerso, $I_l\ (N/s)$, relacionados através da expressão:

$$I_l = g(\rho_s - \rho)(1-n)Q = gQ_s\,, \tag{3.171}$$

em que ρ representa a massa volúmica da água, ρ_s a massa volúmica da areia, g a aceleração da gravidade, n a porosidade da areia e $Q_s(Kg/s)$ a taxa de transporte de massa submersa.

A formulação mais utilizada em engenharia costeira para o cálculo da taxa de transporte longitudinal é a expressão CERC, 1984. O princípio físico que serviu de base à sua formulação é o de que o volume de areia em transporte é proporcional à componente longitudinal do fluxo de energia por unidade de comprimento de linha de costa[9] na rebentação:

$$\begin{aligned} \mathrm{I_l} &= \mathrm{K.\,P_l}, \\ \mathrm{P_l} &= E_b c_{gb}\, sin\,\theta_b\, cos\,\theta_b, \end{aligned} \tag{3.172}$$

em que K representa um coeficiente empírico, $E_b c_{gb}$ representa o fluxo de energia e θ_b o ângulo de incidência da onda na rebentação.

Utilizando a expressão (3.35) para o fluxo de energia, e o índice de profundidade de rebentação, γ_b, expressão (3.50), obtém-se a taxa de transporte longitudinal de sedimentos:

$$Q = K\,\frac{\rho\sqrt{g/\gamma_b}}{16(\rho_s-\rho)(1-n)}\,{H_b}^{5/2}sen(2\theta_b), \tag{3.173}$$

em que H_b representa a altura de onda significativa na rebentação. Embora o valor recomendado por CERC, 1984, para a constante K, seja de 0.39, em estudos mais recentes, Schoonees e Theron, 1993, 1996, baseados na reanálise dos 46 conjuntos mais fiáveis de medições de campo entre os 240 disponíveis, o valor aconselhado é de 0.2. Fredsoe e Deigaard, 1992, recomendam que, no caso de agitação irregular, a altura de onda seja representada através do parâmetro H_{rms}, expressão (3.5), na rebentação, defendendo que este parâmetro permite a obtenção de uma boa estimativa do fluxo de energia.

Inman e Bagnold, 1963, propuseram uma teoria, segundo a qual a energia das ondas mobiliza e coloca os sedimentos em suspensão, enquanto uma corrente média sobreposta ao movimento orbital, devido às ondas, transporta os sedimentos, causando uma deriva no sentido de propagação dessa corrente. A taxa de transporte deduzida pelos autores foi:

$$Q = \frac{K_b}{(\rho_s-\rho)g(1-n)}\,E_b c_{gb}\,cos\,\theta_b\left(\frac{\bar{V}}{U_w}\right), \tag{3.174}$$

em que $\bar{V}$ representa a velocidade de corrente de deriva litoral (na prática medida no centro da zona de rebentação), U_w a amplitude da velocidade orbital junto ao fundo, expressão (3.149), e K_b uma

[9] Na sua derivação o fluxo médio de energia por unidade de crista de onda (também designado como potência) é convertido para um fluxo médio de energia por unidade de comprimento de linha de costa, $E_b c_{gb}\,cos\,\theta_b$ (sendo $b/l = cos\,\theta_b$, em que b representa a distância entre ortogonais de onda), assumindo-se que apenas a projecção longitudinal desta grandeza, $E_b c_{gb}\,cos\,\theta_b\,sin\,\theta_b$, contribui para o transporte longitudinal. Existiu alguma controvérsia em relação ao significado físico desta grandeza, conforme discutido por Longuet-Higgins, 1972

constante adimensional, à qual é atribuído o valor de 0.25, com base em dados recolhidos em diversas praias dos Estados Unidos e do Japão (Komar, 1998).

Deigaard *et al.*, 1986a, compararam os resultados de um modelo detalhado de transporte longitudinal de sedimentos, tendo incluído a descrição de um clima de ondas irregular, com um estudo de campo realizado na costa Dinamarquesa do mar do Norte, encontrando uma concordância satisfatória (secção 3.4.2). Para o caso de uma costa com um declive constante, os autores desenvolveram diagramas adimensionais para o cálculo da taxa de transporte longitudinal de sedimentos. Os desenvolvimentos sugeriram que a deriva litoral será não apenas função da componente longitudinal do fluxo de energia por unidade de comprimento de linha de costa, como foi assumido no desenvolvimento da expressão (3.173), como também do declive da praia e das características do material sedimentar. Para areia com uma dimensão característica de cerca de 0.2 mm, bastante comum nas praias, os resultados são próximos dos previstos pela expressão CERC, 1984.

Também Kamphuis, 1991a, desenvolveu uma expressão para determinação da taxa de transporte longitudinal de sedimentos, baseando-se num estudo em modelo físico com fundos móveis, relacionando-o com a declividade das ondas, o declive da praia, as dimensões dos sedimentos e o ângulo de incidência das ondas na sua aproximação à praia. Mais tarde, Kamphuis, 2002, reformulou[10] a expressão desenvolvida e baseado na análise dimensional e num conjunto de testes em modelo físico, para uma vasta gama de condições de agitação marítima regular e irregular, uma vez que os detalhes dos processos físicos e da sua interacção eram ainda mal conhecidos, determinou os expoentes e a constante envolvidos. A expressão obtida para a determinação da taxa de transporte longitudinal de massa submersa (kg/s) foi a seguinte:

$$Q_s = 2.27 {H_b}^2 {T_p}^{1.5} {\mathrm{m_b}}^{0.75} {d_{50}}^{-0.25} sin^{0.6}(2\theta_b), \tag{3.175}$$

em que T_p representa o período de pico do espectro da agitação marítima ao largo, m_b o declive da praia que causa a rebentação das ondas e d_{50} o diâmetro mediano dos sedimentos. Schoonees e Theron, 2002, referem que esta fórmula terá sido a que teve o melhor desempenho, entre as 52 testadas por Schoonees, 2001, utilizando uma vasta base de dados de campo de medição de taxas de transporte longitudinal.

Bayram *et al.*, 2007, procuraram desenvolver uma nova fórmula para o cálculo da taxa de transporte longitudinal, que permitisse que algumas das limitações encontradas nas fórmulas apresentadas fossem ultrapassadas, por exemplo, a inclusão da contribuição das correntes induzidas pelo vento para a taxa de transporte longitudinal, cuja importância foi sustentada por Masselink, 1998, e Ciavola *et al.*, 1997. A nova fórmula devia: possibilitar a inclusão de outras correntes que não apenas as induzidas pelas ondas, como as induzidas pelo vento e pelas marés; incorporar os parâmetros mais importantes intervenientes no processo de transporte longitudinal sólido; ser validada com uma extensiva base de dados, que cobrisse uma grande variedade de condições.

Para o desenvolvimento da fórmula, Bayram *et al.*, 2007, assumem que o modo de transporte sedimentar dominante na zona de rebentação é o transporte em suspensão. Assumem que as ondas na rebentação mobilizam os sedimentos do fundo colocando-os em suspensão e mantendo uma

[10] Em Kamphuis, 2000, as expressões para a estimativa da taxa de transporte longitudinal, horária e anual, apresentam o expoente para a altura de onda significativa na rebentação igual a 4 (eventualmente por lapso), devendo este expoente ser 2, em conformidade com as publicações do mesmo autor Kamphuis, 1991a, Kamphuis, 2002.

determinada concentração no interior da zona de rebentação $c(x,z)$ $(m^3\ de\ sedimentos/m^3\ de\ água)$. Os autores indicam que o trabalho necessário para a manutenção dos sedimentos em suspensão é:

$$W_s = \int_0^{x_b} \int_{-h(x)}^{0} c(x,z)(\rho_s - \rho)g(1-n)\omega dz, \tag{3.176}$$

em que x representa a distância à linha de costa segundo a direcção transversal à praia, x_b a distância entre a localização da rebentação e a linha de costa, z a coordenada vertical, medida em relação ao nível médio da água do mar, n a porosidade da areia e ω a velocidade de queda dos sedimentos.

Os autores admitem que é uma fracção do fluxo de energia na direcção da costa que realiza este trabalho, ou seja,

$$\epsilon E_f = W_s = (\rho_s - \rho)g\omega \int_0^{x_b} \int_{-h(x)}^{0} c(x,z)dz. \tag{3.177}$$

Os autores consideram também que a taxa de transporte longitudinal pode ser estimada através do produto entre a concentração de sedimentos em suspensão e a corrente de deriva litoral, V:

$$Q = \int_0^{x_b} \int_{-h(x)}^{0} c(x,z)Vdz, \tag{3.178}$$

Para uma velocidade de queda dos sedimentos constante e para uma corrente de deriva litoral igual à corrente média, a taxa de transporte longitudinal pode ser estimada através da expressão:

$$Q = \frac{\epsilon E_{fl}\bar{V}}{(\rho_s - \rho)(1-n)gw_s}, \tag{3.179}$$

em que $\bar{V}$ representa a velocidade média da corrente de deriva litoral ao longo da zona de rebentação e E_{fl} o fluxo de energia por unidade de comprimento de linha de costa e ϵ um parâmetro de calibração.

$$E_{fl} = E_b c_{gb}\, cos\,\theta_b. \tag{3.180}$$

Os autores calculam a velocidade média da corrente de deriva litoral através da expressão (3.103), para a obtenção da qual desprezam a transferência de momento, admitindo que o perfil de praia segue o perfil de equilíbrio de *Dean*, definido através da relação $h = Ax^{2/3}$, em que A representa um parâmetro de forma (secção 3.5.2). Com base nestes pressupostos, a velocidade média da corrente de deriva litoral é dada pela expressão:

$$\bar{V} = \frac{1}{x_b}\int_0^{x_b} Vdx = \frac{5\pi}{32}\frac{\gamma_b\sqrt{g}}{C_r}A^{3/2}\,sin\,\theta_b. \tag{3.181}$$

No limite de águas pouco profundas o fluxo de energia por unidade de comprimento da linha de costa reduz-se, de acordo com a expressão (3.36), a:

$$E_{fl} = \left(\frac{1}{8}\rho g {H_b}^2\right)\sqrt{g\frac{\gamma_b}{H_b}}\,cos\,\theta_b. \tag{3.182}$$

A fórmula estabelecida, expressão (3.179), juntamente com as expressões (3.181) e (3.182), evidenciam uma dependência em relação ao tamanho dos sedimentos. Os autores realizaram uma avaliação e teste da nova fórmula, baseados em seis conjuntos de medições obtidas em laboratório e no campo, escolhidos pelo seu detalhe e precisão, reconhecendo todavia a incerteza associada às medições de transporte de sedimentos. As comparações entre as taxas de transporte estimadas através

da nova fórmula e medidas mostraram razoável concordância. No entanto, o ajuste da fórmula às medições, através do método dos mínimos quadrados, determina valores para o parâmetro ϵ diferentes para cada conjunto de dados. O que denota que nem todos os factores determinantes para a taxa de transporte longitudinal foram capturados pela fórmula. Através de uma análise dimensional, os autores identificaram o parâmetro de *Dean* (ou parâmetro adimensional de velocidade de queda, $H/(\omega T)$) como o mais importante para a determinação do parâmetro ϵ, tendo proposto uma equação semi-empírica para a determinação deste coeficiente, em função do parâmetro de *Dean*.

3.5.2. Perfil Transversal de Equilíbrio

A ideia geral de um perfil de praia de equilíbrio está relacionada com uma perspectiva de grande escala da dinâmica costeira. A ideia subjacente é a de que, apesar da variabilidade dinâmica que ocorre a uma escala pequena, ou mesmo a uma escala intermédia (e.g. migração de barras submersas), as grandes escalas são consideradas em equilíbrio com as menores, esperando-se variações lentas ou inexistentes dos parâmetros observados (capítulo2, secção 2.1). Os parâmetros-chave, inter-relacionados, são: o perfil inicial de praia (declive, altura, forma), as características do material de fundo (tamanho, velocidade de queda, coesão) e as forças hidrodinâmicas (altura de onda, nível de sobre-elevação, frequência). Em alternativa a uma descrição do perfil de praia de equilíbrio, que se explora nesta secção, tenta fazer-se uma descrição detalhada da hidrodinâmica e dinâmica sedimentar sobre o perfil de praia, decorrendo a sua variação morfológica. No entanto, a descrição detalhada da evolução do perfil transversal de praia encontra-se limitada ao estudo de processos de curto prazo (capítulo2, secção 2.2.1).

O perfil transversal de praia de equilíbrio parece ser explicado por uma de duas vertentes, uma baseada em considerações de estabilidade do perfil de praia, em que a erosão/acreção se compensam transversalmente, e uma outra, baseada num balanço não local do transporte transversal de sedimentos (Wang *et al.*, 2003). Aqui apenas será considerada a primeira vertente.

O primeiro estudo para a descrição de um perfil de praia de equilíbrio foi aparentemente realizado por Fenneman em 1902 (Romanczyk *et al.*, 2005). Este trabalho foi seguido por Brunn que, em 1954, baseado em observações de perfis de praias localizadas na costa Dinamarquesa do mar do Norte e em 'Mission Bay' na costa da Califórnia, mostrou que o perfil de um fundo suave podia ser representado em função de dois parâmetros:

$$z = -A\,x^m, \tag{3.183}$$

em que m representa um expoente adimensional, A um coeficiente dimensional (com unidades m^{1-m}) e x e z, respectivamente, as coordenadas horizontal e vertical em relação a um referencial que aponta para o largo com origem sobre o nível médio da água do mar. A ideia de um modelo para um perfil de equilíbrio de praia para determinadas condições de agitação marítima foi posteriormente desenvolvida por Dean, 1977, que estabeleceu o valor $m = 2/3$.

O modelo de *Dean* baseia-se na ideia de que o fundo, num perfil de praia, apenas pode resistir a um determinado nível de dissipação de energia. Se esse nível for excedido, o perfil modifica-se no sentido de a largura da zona de rebentação aumentar, reduzindo-se a perda de energia (Fredsoe e Deigaard, 1992). Para o desenvolvimento de uma expressão analítica, o autor admitiu que as ondas seriam descritas de acordo com a teoria linear da onda e que a altura de onda na zona de rebentação era proporcional à profundidade ($H = \gamma h$). Nestes pressupostos a equação da energia para condições estacionárias, expressão (3.73), pode escrever-se:

$$\frac{dE_f}{dx} = -\overline{D}, \tag{3.184}$$

expressando que, a variação do fluxo de energia (E_f) através de uma secção elementar da zona de rebentação é igual à energia dissipada por unidade de área do fundo, integrada em profundidade ($\overline{D}$). O fluxo de energia pode ser estimado através da aproximação da teoria linear da onda para águas pouco profundas, expressão (3.36), em que a velocidade de fase da onda é $c = \sqrt{gh}$, pelo que a dissipação média de energia por unidade de volume será:

$$\bar{\epsilon} = \frac{\overline{D}}{h} = \frac{1}{h}\frac{d}{dx}\left(\frac{\rho g \gamma^2 h^2}{8}\sqrt{gh}\right). \tag{3.185}$$

em que h representa a profundidade do fundo medida em relação ao nível médio da água do mar.

Na hipótese de Dean, de que a dissipação média de energia por unidade de volume deve ser constante para um dado material do fundo (com um diâmetro característico, d) do perfil em equilíbrio, $\bar{\epsilon} = \epsilon_d(d)$, obtém-se:

$$h = SPA\, x^{2/3}, \tag{3.186}$$

em que:

$$SPA = \left[\frac{24}{5}\frac{\epsilon_d}{\rho g^{3/2}\gamma^2}\right]^{2/3}. \tag{3.187}$$

O modelo desenvolvido por Dean apresenta duas limitações importantes: o declive do perfil determinado pela expressão (3.186) é infinito junto à linha de costa; o modelo pressupõe um perfil monotonicamente crescente no sentido de costa, não sendo válido para perfis com barras.

Com base em argumentos dimensionais o parâmetro SPA foi relacionado empiricamente com a velocidade de queda:

$$SPA \sim \left(\frac{\omega^2}{g}\right)^{1/3}. \tag{3.188}$$

Kriebel *et al.*, 1991, ao ajustarem uma curva deste tipo aos dados de Dean, 1987 encontraram a seguinte relação para o parâmetro SPA:

$$SPA = 2.25\left(\frac{\omega^2}{g}\right)^{1/3}. \tag{3.189}$$

Coelho, 2005, apresentou uma outra expressão para esse parâmetro:

$$SPA = 0.067(100\,\omega)^{0.44}. \tag{3.190}$$

Romanczyk *et al.*, 2005, apresentam uma revisão das expressões desenvolvidas no contexto do perfil transversal de equilíbrio. Essas expressões são habitualmente dependentes de 2 ou 3 parâmetros, que se obtêm por ajuste de curvas de diferentes formas (e.g. expressão (3.183)) a observações de campo. Os autores apresentam uma extensão do conceito de perfil transversal de equilíbrio, que permite a eliminação do problema do declive infinito junto à linha de costa. A formulação proposta foi testada com base em observações de perfis transversais em praias com características diversas, mostrando bom desempenho.

3.5.3. Profundidade de Fecho

A profundidade de fecho é um dos parâmetros morfodinâmicos mais relevantes, cujo conhecimento é importante em diversas intervenções de Engenharia Costeira, tais como: projectos de alimentação artificial de praias; planeamento de campanhas de aquisição de dados topo-hidrográficos; escolha da localização onde serão implantadas estruturas costeiras e seu dimensionamento (comprimento de

esporões, distância à linha de costa de quebramares e exutores submarinos); formulação de balanços sedimentares; identificação de regiões para empréstimo de areias e deposição de materiais dragados, fundeamento de instrumentação de medição hidro-sedimentar; estudos de evolução da linha de costa. Idealmente, a determinação da profundidade de fecho deveria ser feita através de levantamentos de um mesmo perfil de praia ao longo de um determinado período de tempo. Contudo, estes dados são escassos e, mesmo quando existem, podem não ter a resolução necessária para detectar variações significativas do perfil. Por este motivo, recorre-se frequentemente a formulações semi-empíricas, que permitem estimar este limite morfológico com base em parâmetros característicos das condições de agitação marítima e dos sedimentos.

No caso de praias arenosas, dominadas pela agitação marítima, a profundidade de fecho representa o limite, no sentido do mar, até ao qual há variação morfológica significativa do perfil de praia, como consequência da actividade das ondas junto ao fundo. A profundidade de fecho (DoC – 'Depth of Closure') foi já definida de diversas formas (Kraus *et al.*, 1999): profundidade crítica, profundidade do perfil activo, profundidade do movimento activo de sedimentos, profundidade máxima de erosão da praia, limite no sentido do mar dos processos de erosão por acção das ondas junto à costa e limite no sentido do mar de processos construtivos por acção das ondas. A todas estas definições está associada alguma incerteza. A definição de Kraus *et al.*, 1999, para a profundidade de fecho num intervalo de tempo característico é a da profundidade mais próxima de terra para lá da qual, no sentido do mar, não existe variação significativa do fundo, nem ocorrem trocas sedimentares significativas entre a região interior e exterior a essa profundidade. A variação do fundo depende do local e da escala temporal de interesse, mas também do clima de agitação marítima característico, das propriedades dos sedimentos e da forma do perfil de fundo. No pressuposto de uma costa aberta dominada pela acção da agitação, o transporte de sedimentos faz-se através da corrente de deriva litoral e das correntes induzidas pela velocidade orbital das ondas. Uma vez que a melhor forma de identificar a profundidade de fecho é através da análise de levantamentos do perfil de praia ao longo do tempo, a menor variação que se pode medir corresponde à resolução do equipamento de medição utilizado, podendo admitir-se que variações inferiores a este valor não têm significado. Em 1999 a resolução do equipamento mais preciso era de 2.54 cm (Kraus *et al.*, 1999). Contudo, estes dados são raros pelo que se recorre frequentemente a formulações semi-empíricas para estimar este limite. Uma das formulações mais utilizadas é a de *Hallermeier*.

Hallermeier, 1981a, definiu duas profundidades críticas na zona costeira, com base em critérios de interacção entre as ondas e o fundo (Figura 3.20). Mais próxima de terra, h_l limita uma região a que chamou zona litoral, enquanto à região entre as duas chamou zona de empolamento, onde a acção das ondas resulta num efeito moderado dos perfis transversais ao longo de um ciclo anual, e que corresponde à zona de transição entre a zona litoral e o largo. A profundidade h_l corresponde ao valor-limite para a zona litoral, onde ocorrem os efeitos da actividade das ondas junto ao fundo, relacionados com os processos de rebentação e espraiamento da onda. Até este valor-limite de profundidade o transporte longitudinal é significativo e o transporte transversal é intenso. Entre esta profundidade e o limite mais exterior no sentido do mar, h_i, os perfis transversais evidenciam variações moderadas ao longo do ano.

Segundo Hallermeier, 1978, o cálculo das profundidades-limite baseia-se em relações associadas ao limiar do fluxo do escoamento junto ao fundo, para duas situações distintas de interacção entre as ondas e os sedimentos. No caso da profundidade que limita variações significativas do perfil transversal, o autor utiliza o limite para a agitação erosiva junto a um fundo arenoso inclinado, definido a partir do número de *Froude*, que descreve a energia associada aos sedimentos em suspensão:

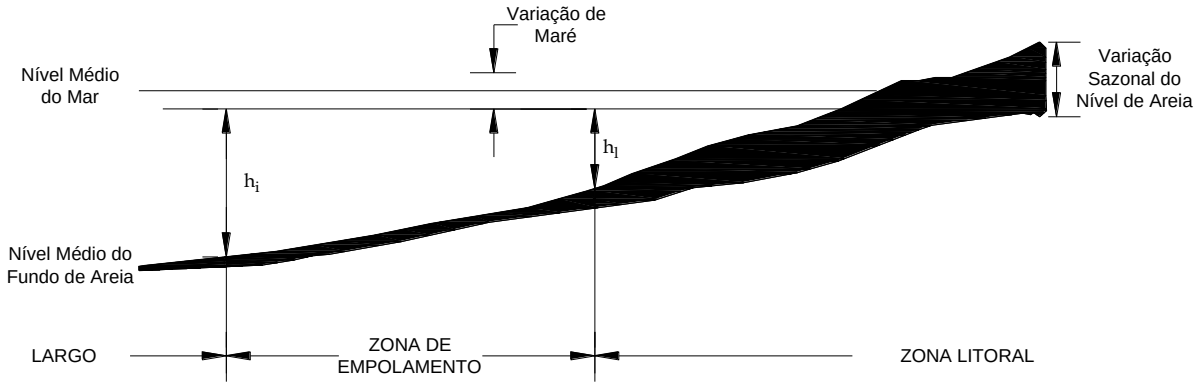


Figura 3.20. Zonamento anual da variação sazonal do perfil de praia adaptado de Hallermeier, 1981a. h_i representa a profundidade máxima para o início de movimento junto ao fundo, por acção das condições medianas da agitação marítima e h_l a profundidade máxima de erosão por acção das condições extremas de agitação marítima.

$$\frac{{U_w}^2(-h)}{\rho' g h} = 0.03, \tag{3.191}$$

em que U_w representa a amplitude da velocidade do escoamento junto ao fundo, ρ' a densidade relativa de massa submersa dos sedimentos, expressão (3.121), g a aceleração da gravidade e h a profundidade. Neste critério o autor admite que o pico de energia cinética orbital junto ao fundo, por unidade de volume dos sedimentos, é suficiente para elevar um grão de $0.015h$.

Utilizando a teoria linear da onda, para uma onda de altura H e comprimento de onda L, a propagar-se sobre uma profundidade h, a velocidade máxima junto ao fundo é dada através da expressão (3.149). Uma vez que o comprimento de onda se relaciona com o período da onda T, e com a profundidade através da expressão:

$$\mathrm{L} = \frac{\mathrm{gT}^2}{2\pi}\tanh\frac{2\pi\mathrm{h}}{\mathrm{L}}. \tag{3.192}$$

Definindo:

$$\xi = \frac{2\pi h}{L}, \tag{3.193}$$

o critério apresentado na expressão (3.191) pode ser reescrito:

$$\xi\sinh^2\xi\tanh\xi = \frac{\pi^2\mathrm{H}^2}{0.03\rho'\left(\frac{\mathrm{gT}^2}{2\pi}\right)}. \tag{3.194}$$

Hallermeier, 1978, admitiu que para a determinação da profundidade mais próxima de terra se deveria considerar na expressão (3.194), a altura de onda significativa extrema que é excedida 12 horas num ano, $H_{s,0.137}$ (i.e. com uma probabilidade de ocorrência de 0.137%), e por conveniência escolheu o período de onda significativo médio, $\overline{T_s}$, para representar o período associado à onda extrema.

Assim, para a determinação da profundidade-limite, devia ser encontrada a solução da equação:

$$\xi_l\, sinh^2\xi_l\, tanh\xi_l = \frac{\pi^2 {H_{\mathrm{s},0.137}}^2}{0.03\rho'\left(\frac{g{\overline{T}_s}^2}{2\pi}\right)}, \tag{3.195}$$

a partir da qual se pode obter a profundidade-limite:

$$\mathrm{h}_l = \left(\frac{g\overline{T_s}^2}{4\pi^2}\right)\xi_l \, tanh\xi_l. \tag{3.196}$$

A equação (3.195) é transcendente, sendo difícil a obtenção de uma solução exacta. Hallermeier, 1978, desenvolveu aproximações analíticas que permitem a estimativa de h_l. Admitindo que os sedimentos do fundo são areia de quartzo em água salgada ($\rho' = 1.6$) a profundidade de fecho de *Hallermeier* pode ser estimada através da seguinte equação:

$$\mathrm{h}_l = 2.28H_{\mathrm{s},0.137} - 68.5\left(\frac{{H_{\mathrm{s},0.137}}^2}{g\overline{T_s}^2}\right). \tag{3.197}$$

Hallermeier, 1978, admitindo que a altura de onda significativa diária segue uma distribuição exponencial modificada, sugeriu também uma relação entre a altura de onda significativa excedida 12 horas/ano e a altura de onda significativa média, traduzida pela seguinte equação:

$$H_{\mathrm{s},0.137} = \overline{H_s} + 5.6\,\sigma_\mathrm{s}, \tag{3.198}$$

em que $\overline{H_s}$ representa a altura de onda significativa média anual e σ_s o respectivo desvio padrão.

Para obtenção da profundidade h_i, Hallermeier (1978) seguiu o mesmo tipo de procedimento, recorrendo agora a um outro número de *Froude* para um novo critério de limiar de movimento sedimentar junto ao fundo, que traduz a entrada em movimento dos sedimentos num fundo liso, por acção das ondas, numa camada-limite bem misturada:

$$\frac{U_w^2(-\mathrm{h})}{\rho' g d_{50}} = 8 \tag{3.199}$$

em que U_w representa a amplitude da velocidade do escoamento junto ao fundo, neste caso, correspondente à altura de onda significativa mediana anual, $H_{s,50}$, e d_{50} o diâmetro mediano dos sedimentos na zona de empolamento.

Assim, para a estimativa da profundidade-limite h_i, basta resolver o sistema de equações:

$$\begin{cases} \xi_i = \ sinh^{-1}\left(\dfrac{\pi^2 {\mathrm{H}_{\mathrm{s},50}}^2}{8\rho' g d_{50}\overline{T_s}^2}\right) \\ h_\mathrm{i} = \left(\dfrac{g\overline{T_s}^2}{4\pi^2}\right)\xi_\mathrm{i}\, tanh\xi_\mathrm{i} \end{cases}. \tag{3.200}$$

Também neste caso o autor estabeleceu a solução aproximada para um fundo de areia de quartzo em água salgada:

$$\mathrm{h}_\mathrm{i} = H_{\mathrm{s},50}\overline{T_s}\left(\frac{\mathrm{g}}{5000\ \mathrm{d}_{50}}\right)^{0.5}. \tag{3.201}$$

Novamente, admitindo que a altura de onda significativa segue uma distribuição exponencial modificada, o autor apresenta a seguinte relação para obtenção da altura de onda significativa mediana:

$$\mathrm{H}_{\mathrm{s},50} = \overline{\mathrm{H}_\mathrm{s}} - 0.3\sigma_\mathrm{s} \tag{3.202}$$

Desta forma, *Hallermeier* estabeleceu formulações, expressões (3.197) e (3.201), relativamente simples que a partir das características da agitação marítima e dos sedimentos do fundo permitem a obtenção das profundidades-limite, h_l e h_i, respectivamente. De uma forma aproximada, estabeleceu ainda as relações (3.198) e (3.202) para obtenção da altura de onda significativa excedida 12 horas/ano e da altura de onda significativa mediana, respectivamente, a partir da altura de onda significativa média e do respectivo desvio-padrão.

Stive *et al.*, 1992, num contexto de alimentação artificial de praias, generalizou o conceito da profundidade-limite anual de Hallermeier para uma profundidade-limite dependente do tempo:

$$h_{l,t} = 2.28\mathrm{H}_{\mathrm{s},0.137,\mathrm{t}} - 68.5\left(\frac{\mathrm{H}_{\mathrm{s},0.137,\mathrm{t}}{}^{2}}{g\overline{T_{s,t}}^{2}}\right) \tag{3.203}$$

em que $H_{s,0.137,t}$ representa a altura de onda significativa que é excedida 12 horas em t anos e $\overline{T_{s,t}}$ o período de onda significativo médio em t anos.

Nicholls *et al.*, 1998, baseado no trabalho de Hallermeier, 1978, avaliou a capacidade da expressão analítica para o cálculo de h_l, por análise crítica de uma série de dados de perfis transversais medidos com elevada precisão, numa praia oceânica arenosa, com uma periodicidade quinzenal. A sua análise permitiu concluir que a abordagem de *Hallermeier* resulta em estimativas robustas da DoC, tanto no caso de eventos erosivos individuais, como no caso dependente do tempo. Segundo *Capobianco et al., 2002,* em praias microtidais dominadas pela agitação marítima, esta parece ser a principal acção sobre a DoC, podendo exercer a sua influência de duas formas distintas: directamente por redistribuição transversal dos sedimentos e indirectamente por resultar em ganhos ou perdas sedimentares, devido ao transporte longitudinal. Os efeitos indirectos tornam-se mais importantes a médio e longo prazo, em situações cumulativas persistentes. Os avanços na modelação numérica de processos morfodinâmicos devem incluir a compreensão das questões dependentes do tempo. No actual estado da arte, Capobianco *et al.*, 2002, recomenda a realização de campanhas de campo para uma melhor compreensão destes processos, que incluam a medição de volumes depositados (ou retirados) por unidade de avanço (ou recuo) da linha de costa.

Dispondo-se de um conjunto de dados de agitação marítima para o período compreendido entre 1993 e 2007 (14 anos) registados ao largo de Leixões, efectuou-se uma análise sobre as alturas de onda significativas registadas, para obtenção da altura de onda significativa que é excedida 12 horas/ano, e da altura de onda significativa mediana. A partir destes valores foi possível estimar as profundidades-limite de Hallermeier DoC (h_l) e h_i. Na ausência de outra informação o valor estimado da DoC pode ser considerado como valor de referência na costa Noroeste Portuguesa. A análise de extremos efectuada permitiu também a determinação das alturas de onda significativas associadas a períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos.

Os dados utilizados resultaram da compilação de um conjunto de dados de agitação marítima adquiridos pela estação ondógrafo de Leixões, pertença do Instituto Hidrográfico. Quando a estação adquire em modo normal, efectua registos de 3 em 3 horas, durante períodos de 20 a 30 minutos. Em situações de temporal (altura de onda significativa superior a 5 m) a aquisição é efectuada em modo quase contínuo, por períodos de 20 minutos de 30 em 30 minutos. No Quadro 3.2 apresentam-se, para a estação ondógrafo de Leixões (entre 1993 e 2007) a sua localização, o período de funcionamento, e o número e percentagem de registos válidos de 3 em 3 horas.

Quadro 3.2. Estação ondógrafo direccional de Leixões (1993-2007).

	Localização (WGS84)		Profundidade	Registos Válidos
Período de funcionamento	Latitude	Longitude	(m)	(3 em 3h)
Julho 1993 a Junho 1996	41º12'12"N	9º05'18"W	110	2 284 (22%)
Julho 1996 a Dezembro 2007	41º19'00"N	8º59'00"W	83	24 187 (72%)
1993 a 2007				26 471 (60%)

Da análise do quadro é de salientar o facto de durante o período em análise a bóia ter sido fundeada em diferentes localizações, sobre profundidades distintas, admitindo-se na análise que são próximas o suficiente para que os dados adquiridos sejam representativos de condições de agitação marítima ao largo semelhantes (não se fazendo sentir a influência do fundo). Note-se também que em termos globais a percentagem de registos válidos é de 60%, o que revela a existência de lacunas de dados com algum significado. No entanto, agrupando os meses em períodos de Verão marítimo (Abril a Setembro) e Inverno marítimo (Outubro a Março), encontram-se percentagens sazonais de 62% e 58%, respectivamente, não se reconhecendo assimetria sazonal significativa.

Neste estudo utilizaram-se os parâmetros caracterizadores da agitação marítima, altura de onda significativa, H_s, e período associado à altura de onda significativa, T_s, obtidos por análise dos registos de elevação da superfície livre no domínio do tempo, recorrendo ao método dos zeros ascendentes. Apenas se utilizaram os registos válidos de 3 em 3 horas, de forma a garantir que a série temporal apresentava valores independentes entre si (adquiridos a uma taxa de amostragem constante). Na Figura 3.21 representa-se a série temporal de alturas de onda significativas, bem como a percentagem anual de registos válidos. Nesta figura pode observar-se a ocorrência de lacunas, em particular o baixo número de registos em 1993 e 1995, e a sua inexistência durante um período de tempo longo, entre 2000 e 2001.

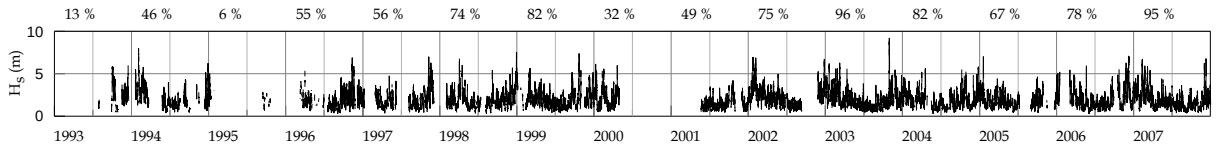


Figura 3.21. Série temporal de alturas de onda significativas e percentagem anual de registos válidos de 3 em 3 horas (Leixões, 1993-2007).

Os resultados da análise de séries temporais onde existem lacunas devem ser encarados com alguma cautela. Contudo, as lacunas são frequentes em dados de agitação marítima medidos ao largo, por um lado devido ao tráfego marítimo e por outro devido a condições ambientais que ponham em causa o correcto funcionamento das bóias, sendo frequente a ocorrência de falhas em períodos de temporal. Neste estudo não foram utilizadas técnicas de preenchimento de lacunas de dados, admitindo-se no entanto, que estas deveriam ser equacionadas e testadas. Possíveis abordagens para o problema seriam: utilização de modelos regionais de propagação de agitação marítima (e.g. SWAN – 'Simulating WAves Nearshore') para transferir resultados de modelos globais (e.g. WWIII, WaveWatch III) para a posição da bóia; utilização de funções de transferência para dados adquiridos noutras localizações (e.g. outras bóias ondógrafo relativamente próximas (Coli, 2003)); geração aleatória com base em dados históricos (e.g. a partir de uma determinada função de distribuição).

Análise de Extremos

A técnica de análise de extremos utilizada consistiu em ajustar uma função de distribuição teórica, à função de distribuição estimada para uma amostra, de uma variável aleatória adequada. Para tal, utilizou-se um método gráfico, onde o sistema de eixos foi graduado de forma a garantir que a função de distribuição teórica correspondesse a uma recta, quaisquer que fossem os seus parâmetros característicos. Os pontos da função de distribuição da amostra foram inscritos no sistema de eixos construído. Recorreu-se ao método dos mínimos quadrados para encontrar a recta que melhor se ajustava a estes pontos, e que corresponderia à função de distribuição teórica.

Existem diversas propostas para as funções de distribuição teóricas (Carvalho *et al.*, 1990), tendo-se escolhido a função de distribuição assimptótica de máximos de *Gumbel*, para a variável aleatória, x, definida através da expressão:

$$\mathrm{p} = \mathrm{P}(\mathrm{x} <= X) = F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}}, \qquad x \in]-\infty, +\infty[. \tag{3.204}$$

Esta função pode ser linearizada, transformando-se na recta com equação:

$$g(p) = -\ln[-ln\ p] = \frac{x}{b} - \frac{a}{b}, \qquad p \in]0,1[\tag{3.205}$$

Utilizando a equação (3.205) graduou-se em escala linear o eixo das ordenadas em função dos valores de probabilidade pretendidos.

Para uma dada amostra da variável aleatória, $X_1, X_2, \dots, X_N$ fez-se uma estimativa da sua função de distribuição, obtida através da série ordenada dos valores (por ordem crescente), recorrendo às designadas posições gráficas. Existem várias propostas para as posições gráficas (Cunnane, 1978), tendo sido testadas algumas das habitualmente mais utilizadas:

$$\begin{aligned} S(X_k) &= \frac{k}{N} \\ S(X_k) &= \frac{k}{N+1} \\ S(X_k) &= \frac{k-0.44}{N+0.12}, \\ S(X_k) &= \frac{k-2/5}{N+2/5} \end{aligned} \qquad k = 1, \dots, N \tag{3.206}$$

em que N representa o nº total de valores da amostra e k o nº de valores da amostra tais que: $x \leq X_k$. Seguidamente, calcularam-se os valores de $g\big(S(X_k)\big), k = 1, \dots, N$, das ordenadas da amostra para as abcissas $x = X_k$.

Finalmente, ajustou-se a recta que melhor se adapta à distribuição da amostra, através do método dos mínimos quadrados (Storch e Swiers, 1999). Para avaliar a qualidade do ajuste calculou-se o erro padrão das estimativas, e, e o coeficiente de correlação, r. Para uma adaptação perfeita da distribuição teórica aos pontos da distribuição da amostra: $e = 0, r = 1$.

Quando a variável aleatória x é observada a uma taxa de amostragem constante, u, existe uma correspondência entre a função de distribuição de probabilidade, $F(x)$, e o período de retorno em unidades de u (Carvalho *et al.*, 1990), dada pela expressão:

$$T_{retorno} = \frac{u}{1 - F(x)}. \tag{3.207}$$

Assim, determinada a distribuição de *Gumbel* que melhor se ajusta à amostra, é também possível a extrapolação de valores de altura de onda significativa associados a determinados períodos de retorno.

Alturas Significativas Associadas aos Períodos de Retorno de 10, 50 e 100 Anos

Para determinação das alturas de onda significativas associadas aos períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos, a amostra considerada para a análise de extremos foi a série de alturas de onda significativas máximas anuais (Figura 3.22). Contudo, os valores correspondentes aos anos com baixa percentagem de registos válidos no Inverno (< 40%), não foram considerados (1993, 1995, 2001). Note-se que as alturas de onda significativas máximas anuais apresentam valores mais baixos nestes anos do que na maioria dos restantes (cf. Figura 3.22), o que pode estar relacionado com o facto de a bóia ondógrafo falhar em períodos de temporal.

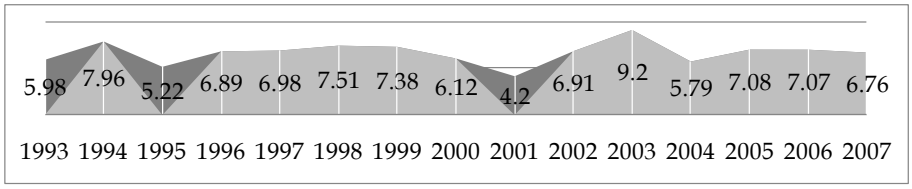


Figura 3.22. Série de alturas de onda significativas máximas anuais consideradas na análise de extremos (cinza claro).

Seguindo o procedimento descrito ajustou-se a função de distribuição de *Gumbel* à função de distribuição da amostra considerada, para cada uma das quatro posições gráficas referidas (Figura 3.23). A utilização de diferentes posições gráficas conduz a resultados naturalmente diferentes. No Quadro 3.3 apresentam-se o desvio-padrão e o coeficiente de correlação para o ajuste obtido para cada uma destas posições gráficas.

Conhecida a função de distribuição de probabilidade que melhor se ajusta à amostra, é então possível, através da equação (3.207), a extrapolação das alturas de onda significativas associadas a períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos (Quadro 3.4). Nesta equação, o intervalo entre observações, u, é de um ano, uma vez que a amostra é constituída por valores máximos anuais, que se assumem independentes entre si.

A análise da Figura 3.23, do Quadro 3.3, e do Quadro 3.4 permite concluir que a escolha da posição gráfica, para estimativa da função de distribuição da amostra, influencia tanto a qualidade do ajuste como a determinação dos parâmetros da distribuição teórica, o que se reflecte na obtenção das alturas de onda, com variações que aumentam com o período de retorno, entre 12% e 20%. A posição gráfica que permitiu um melhor ajuste foi a primeira das apresentadas na (3.206), sendo a que determina as menores alturas de onda.

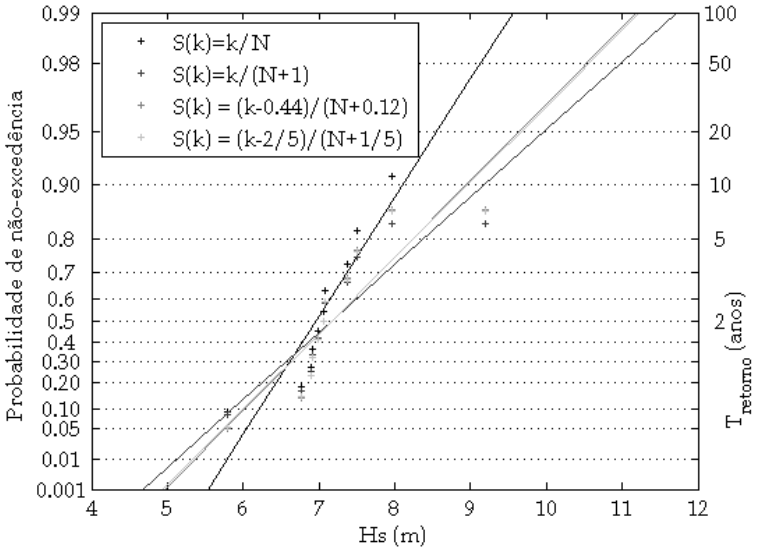


Figura 3.23. Ajuste da função de distribuição de *Gumbel* à função de distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas anuais, para diferentes posições gráficas.

Quadro 3.3. Qualidade do ajuste da função de distribuição de *Gumbel* à função distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas anuais, para diferentes posições gráficas.

	$\frac{k}{N}$	$\frac{k}{N+1}$	$\frac{k-0.44}{N+0.12}$	$\frac{k-2/5}{N+2/5}$
$e\ (m)$	0.32	0.37	0.40	0.39
r	0.94	0.91	0.91	0.91

Quadro 3.4. Altura de onda associada a períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos, para diferentes posições gráficas.

	$\frac{k}{N}$	$\frac{k}{N+1}$	$\frac{k-0.44}{N+0.12}$	$\frac{k-2/5}{N+2/5}$
$H_{10}\ (m)$	8.05	9.04	8.81	8.83
$H_{50}\ (m)$	9.09	10.77	10.36	10.39
$H_{100}\ (m)$	9.53	11.50	11.01	11.05

Importa também referir, que uma melhor qualidade nos ajustes poderia ser conseguida se fosse utilizada uma série temporal, de alturas de onda significativas, mais completa. A escolha de outras funções de distribuição teóricas (e.g. *Frechét*, *Weibul*, *Lognormal* (Carvalho *et al.*, 1990)) traria, para qualidades semelhantes no ajuste, maiores variações para os valores de alturas de onda extrapoladas.

Alturas de Onda Significativas Características

Para a determinação das alturas de onda significativas: mediana, excedida 12 horas/ano e excedida 12 horas/(3 anos); seguiu-se o procedimento apresentado. A amostra considerada foi a série de alturas de onda significativas diárias, tendo sido excluídos, também neste caso, os anos com baixa percentagem de registos válidos no Inverno (1993, 1995, 2001). Para a estimativa da função de distribuição da amostra utilizou-se a posição gráfica que permitiu a melhor qualidade no ajuste da função de distribuição de *Gumbel* à amostra de alturas de onda significativas máximas anuais. Na Figura 3.24 apresentam-se os resultados obtidos: o gráfico da função de distribuição de *Gumbel* linearizada ajustada à função de distribuição da amostra pelo método dos mínimos quadrados; os parâmetros de avaliação da qualidade do ajuste, $e = 0.18\,m, r = 0.9947$; os resultados extrapolados: $H_{s,50} = 1.20\,m$ (probabilidade de excedência de 50%), $H_{s,0.137} = 6.64\,m$ (probabilidade de excedência de 0.137%), $H_{s,0.137,3} = 7.60\,m$ (probabilidade de excedência de 0.046%); os parâmetros estatísticos: a altura de onda significativa média, $\overline{H_s} = 1.89\,m$, o respectivo desvio-padrão, $\sigma_s = 1.02$ e o período associado à altura de onda significativa média, $\overline{T_s} = 9.30\,s$.

Como seria de esperar, a qualidade do ajuste foi superior no caso da amostra de alturas de onda significativas diárias, uma vez que se trata de uma amostra muito representativa. As aproximações de *Hallermeier* para a obtenção da $H_{s,0.137}$ e da $H_{s,50}$, equações (3.198) e (3.202), respectivamente, a partir de $\overline{H_s}$ e σ_s, estimam valores mais conservativos, $H_{s,0.137} = 7.60\,m$ (14% maior) e $H_{s,50} = 1.58\,m$ (32% maior), uma vez que determinam profundidades-limite maiores. Através das formulações de *Hallermeier*, equações (3.197) e (3.203), e da equação (3.201) ($d_{50} = 0.3\,mm$) estimaram-se as profundidades-limite. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.5. A profundidade de fecho foi estimada em 11.6 m.

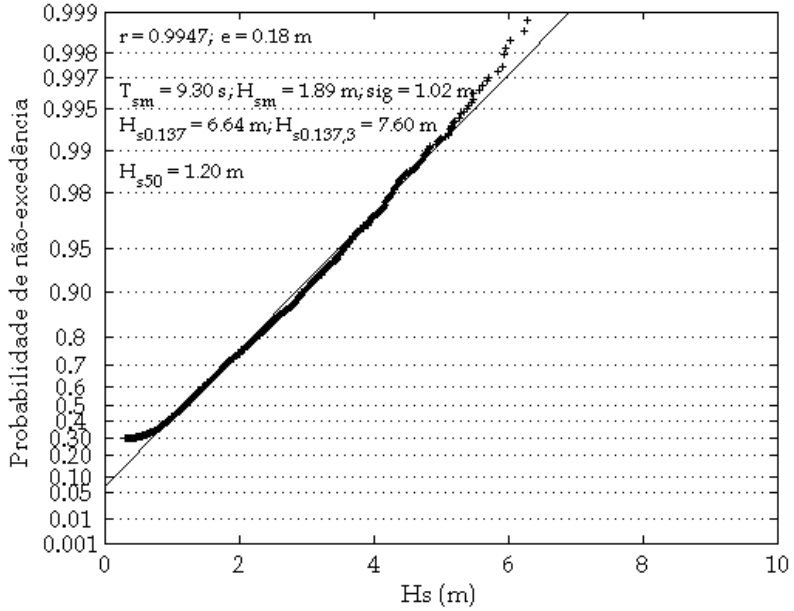


Figura 3.24. Ajuste da função de distribuição de *Gumbel* à função de distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas diárias.

Quadro 3.5. Estimativa de profundidades-limite.

$\overline{T_s} = 9.30\ s$	Profundidades-limite
$H_{s,50} = 1.2\ m$	$d_i = 28.5\ m$
$H_{s,0.137} = 6.64\ m$	$DoC = 11.6\ m$
$H_{s,0.137,3} = 7.60\ m$	$DoC_{(3\ anos)} = 12.7\ m$

Coelho, 2005, com base num outro conjunto de dados de agitação marítima de Leixões e seguindo uma abordagem diferente, estimou um valor mais conservativo. Ferreira, 1993, analisando dois conjuntos de perfis batimétricos adquiridos numa região a Sul do porto de Aveiro (1987 e 1990), apresenta um intervalo de profundidades, até às quais houve registo de variações significativas do perfil (> 30 cm), entre 8 m e 11.5 m.

3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo do comportamento de praias a médio e longo prazo requer um conhecimento claro dos processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar que ocorrem na zona de rebentação, cujo nível de conhecimento é ainda bastante limitado. Na zona de rebentação, o transporte sedimentar é intenso devido aos elevados níveis de turbulência e às baixas profundidades que facilitam a agitação dos sedimentos do fundo. Além disso, o processo de rebentação gera fortes correntes que transportam os sedimentos ao longo da costa.

Apesar de a descrição da transformação das ondas de superfície geradas pelo vento ser já bastante rigorosa, o nível de detalhe exigido para a sua adequada descrição na zona de rebentação não foi ainda atingido, por não serem ainda claramente compreendidos todos os processos que aí ocorrem. Ao processo de rebentação está associada uma transição no carácter do movimento das partículas de água que deixa de ser irrotacional, relativamente bem ordenado, para passar a ser o resultado da

sobreposição de uma série de movimentos, que podem incluir 'bores' turbulentos, vórtices de grande escala, oscilações de baixa frequência e escoamentos médios longitudinais e transversais. A esta transição está associada uma transferência de energia, que deixa de ser ordenada e se torna turbulenta.

O desenvolvimento e aplicação dos conceitos de fluxo de momento (tensão de radiação) devidos à presença das ondas (descrição simplificada da agitação marítima) na zona de rebentação permitiram a definição das forças totais que aí actuam e a descrição simplificada de alguns dos processos que aí ocorrem, como a variação da altura de onda e do nível médio da superfície livre, a distribuição transversal da corrente longitudinal média (corrente de deriva litoral), a distribuição vertical da corrente transversal ('undertow').

No entanto, os métodos analíticos desenvolvidos não podem ser aplicados na descrição da situação geral, de ondas irregulares a actuarem sobre topo-hidrografias complexas. Para tal, torna-se necessária a resolução numérica do sistema de equações que governa o escoamento. Recorrentemente, utiliza-se o sistema de equações a duas dimensões (integradas em profundidade), constituído pela equação do momento segundo as direcções transversal e longitudinal à praia e a equação da continuidade. Nas equações do momento, os gradientes de tensão de radiação são as forças motrizes mais importantes, devendo ser obtidas através de um modelo de ondas na zona de rebentação, considerando que a escala de tempo do escoamento é grande quando comparada com o período de onda. Os dois modelos são habitualmente executados de forma independente. Os resultados do modelo de ondas são obtidos primeiro, assumindo a inexistência de correntes e uma superfície livre média horizontal. Estes resultados são posteriormente utilizados pelo modelo de circulação, para o cálculo das velocidades das correntes e do nível médio da superfície livre. Nesta abordagem, o modelo de ondas não considera o efeito do 'set-up' nem da refracção devida a correntes. Estes modelos são computacionalmente bastante exigentes, restringindo-se a sua aplicação a processos de curto prazo.

Questões importantes que ainda se colocam são as relacionadas com a distribuição espacial das forças que actuam na zona de rebentação, a descrição do processo de rebentação propriamente dito, a descrição das oscilações de longo período, a descrição do processo de espraiamento, das distribuições espaciais e temporais das tensões tangenciais junto ao fundo e da turbulência.

Em alternativa, podem ser utilizados modelos numéricos de *Boussinesq*, que resolvem as equações do escoamento, estimando os campos de elevação da superfície livre e de velocidade, descrevendo directamente o movimento do fluido ao invés da variação de parâmetros de onda. A partir do momento em que estes modelos se encontram construídos, "basta" definir as condições de fronteira adequadas para "ver" descritos processos complexos. As principais dificuldades de aplicação destes modelos à zona de rebentação são as relacionadas com a variação drástica da elevação da superfície livre numa curta distância, continuando a fazer-se esforços para atingir avanços na modelação da turbulência. A extensão destes modelos à zona de rebentação será uma importante contribuição para a dinâmica costeira.

O nível de (des)conhecimento em relação ao transporte sedimentar na zona de rebentação é ainda mais limitado. Nesta zona as partículas sedimentares são movidas por acção da sobreposição de correntes (de maré, induzidas pelo vento ou pelas ondas) e ondas. Devido ao nível de conhecimento das acções hidrodinâmicas é comum a separação do transporte sedimentar em duas componentes, transversal e longitudinal à orientação da praia. Os agentes hidrodinâmicos actuam nos sedimentos através do atrito que exercem numa camada-limite junto ao fundo, dando origem ao seu movimento. Esta acção é expressa em termos da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo, bastante difícil de determinar, precisamente por representar a interacção entre um escoamento complexo e um fundo constituído por material não coesivo. O resultado desta interacção é de tal forma complexo, que obriga a múltiplas

simplificações relacionadas com o tipo de escoamento (estacionário, oscilatório, combinado onda-corrente) e com o fundo (liso, com 'ripples').

A complexidade aumenta pelo facto de o transporte sedimentar se fazer através de mecanismos diversos, sendo comum a sua separação em dois modos distintos, por arrastamento e em suspensão. A ideia subjacente é a de que a mobilização das partículas sedimentares do fundo é resultado do atrito exercido pelo escoamento e, possivelmente, pela difusão turbulenta que coloca as partículas em suspensão. Enquanto no transporte por arrastamento as partículas sedimentares rolam, deslizam ou saltam, mantendo contínuo contacto com o fundo, sob acção efectiva da tensão de corte sobre a superfície dos grãos, ou da gravidade, no caso de fundos inclinados. O transporte em suspensão ocorre sem que haja contacto contínuo com o fundo, em resultado da agitação turbulenta do escoamento. Admite-se que o transporte por arrastamento domina no caso em que os escoamentos são lentos ou os sedimentos são grosseiros, enquanto para escoamentos suficientemente rápidos e partículas suficientemente finas (tais que a velocidade de atrito excede a velocidade de queda das partículas) o transporte em suspensão passa a ser dominante.

O transporte por arrastamento é principalmente determinado pelo parâmetro de *Shields*, que descreve o balanço entre as forças mobilizadoras e as forças restauradoras dos sedimentos, sendo diversas as fórmulas desenvolvidas para a sua estimativa, baseadas na diferença entre o parâmetro de *Shields* e o seu valor crítico. O transporte em suspensão é determinado com base na distribuição vertical dos sedimentos em suspensão, obtida a partir das condições na camada-limite junto ao fundo e nas condições de turbulência. A descrição hidrodinâmica da turbulência é um importante aspecto do transporte sedimentar na zona de rebentação. Na ausência de rebentação, se não existir uma corrente, a turbulência encontra-se limitada a uma camada-limite fina junto ao fundo, mas na presença de uma corrente sobreposta ao escoamento oscilatório estende-se a toda a coluna de água.

Numa costa onde não existem correntes externas, os sedimentos são transportados pela corrente de deriva litoral. Os sedimentos são mobilizados do fundo pelo movimento orbital devido às ondas de superfície, habitualmente bastante mais forte do que as velocidades da corrente de deriva litoral junto ao fundo. Existe um elevado número de fórmulas semi-empíricas práticas para a estimativa do transporte sedimentar em escoamentos oscilatórios que é devido à multiplicidade de simplificações necessárias ao seu desenvolvimento. As diferentes simplificações acontecem essencialmente ao nível da descrição do escoamento na camada-limite junto ao fundo e da concentração dos sedimentos em suspensão. São inúmeras as parametrizações baseadas em resultados experimentais e cuja aplicação requer, não só um profundo conhecimento dos mecanismos subjacentes à sua derivação, mas também às condições em que esses mecanismos foram observados. Assim, apesar de estas fórmulas serem relativamente fáceis de implementar e eficientes em termos computacionais, a sua aplicação deve restringir-se às mesmas condições em que foram derivadas, calibradas e validadas, comummente através de resultados obtidos em modelos físicos. Já existem alguns conjuntos de dados de campo que permitem a sua validação e comparação.

No entanto, os modelos detalhados de transporte longitudinal de sedimentos são extremamente complexos integrando obviamente as limitações inerentes ao nível de conhecimento. Estes modelos incluem a descrição hidrodinâmica relacionada com o comportamento de grande escala das ondas (refracção, empolamento, rebentação e distribuição transversal da corrente de deriva litoral) em combinação com um modelo de transporte sedimentar para ondas e correntes. O módulo de transporte sedimentar inclui a definição do escoamento combinado onda-corrente ao longo da coluna de água, para descrição da distribuição vertical dos sedimentos em suspensão e da resistência junto ao fundo. Esta definição é extremamente complicada pela turbulência na zona de rebentação. Os processos de transporte sedimentar estão ainda longe de serem claramente compreendidos, sendo uma área de

investigação em plena actividade. Um dos aspectos menos explorados do transporte longitudinal de sedimentos é o transporte que ocorre na zona de espraiamento, apesar de existirem evidências de que este pode representar uma importante fracção do transporte longitudinal de sedimentos, especialmente nos períodos de calma.

A evolução de praias é o resultado de diversos processos morfodinâmicos que ocorrem a diferentes escalas espaciais e temporais, verificando-se um ajustamento topo-hidrográfico em resposta aos movimentos sedimentares induzidos sobre o fundo por ondas e correntes. Por sua vez, as modificações do fundo interagem com ondas e correntes, que afectarão o transporte sedimentar e eventualmente a morfologia do fundo.

A descrição da evolução da morfologia costeira só é conseguida através da sua simplificação, fazendo-se uma escolha dos processos que se pretendem analisar, nomeadamente em termos de escalas temporais e espaciais. A descrição detalhada da evolução da morfologia costeira está restringida a simplificações de áreas limitadas (centenas de metros) e escalas de tempo muito curtas (alguns dias). Para a descrição da evolução da topo-hidrografia de uma praia por acção de um temporal, é dada atenção aos processos que ocorrem segundo a direcção transversal à praia, admitindo-se que existe uniformidade longitudinal. Em contraste, na descrição da evolução de grandes extensões de praia a médio e longo prazo, onde eventualmente existem estruturas de defesa transversais, considera-se que esta é principalmente influenciada pelos gradientes de transporte sólido longitudinal e que os gradientes de transporte sólido transversal são em média nulos.

No contexto da evolução de praias a médio e longo e prazo é habitual a aplicação de conceitos de equilíbrio do perfil transversal de praia, que juntamente com a equação da continuidade formam a base dos designados modelo de "uma linha" de evolução de linha de costa. Estes modelos consideram que a evolução da linha de costa a médio e longo prazo pode ser descrita, assumindo que o perfil transversal de praia se mantém em equilíbrio e que a variação da posição da linha de costa se deve a um deslocamento do perfil de equilíbrio em torno da profundidade de fecho, em resultado do balanço de volumes imposto pelos gradientes longitudinais das taxas de transporte sólido longitudinal.

No âmbito da presente dissertação pretendia investigar-se a possibilidade de aperfeiçoamento de um modelo numérico de evolução de praias a médio e longo prazo, baseado num modelo clássico de "uma linha", mas em que o pressuposto de equilíbrio do perfil transversal é levantado, sendo efectuada uma actualização de cotas. Exploraram-se alguns dos conceitos intervenientes na formulação do modelo, resultantes da descrição hidrodinâmica e do transporte longitudinal de sedimentos na zona de rebentação. Nomeadamente, os conceitos de taxa de transporte longitudinal de sedimentos, perfil transversal de equilíbrio e profundidade de fecho. O acesso a uma base de dados de agitação marítima adquirida ao largo da costa Noroeste Portuguesa, permitiu a obtenção de um valor de referência para a profundidade de fecho, através de uma análise de extremos desses dados e da aplicação da teoria desenvolvida por *Hallermeier*. Foram também estimadas as alturas de onda significativas com um período de retorno de 10, 50 e 100 anos.

4

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE PARÂMETROS ASSOCIADOS A MODELOS DE EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA

"Data play an important role in various phases of long-term modeling. Firstly, we need observations to trigger us to the phenomena and the mechanics of interest, and to help us formulate working hypotheses and model concepts. After these have been elaborated to a prototype of the model, data are needed for validation. Once we have a validated model system, we need data for calibration and verification in every new application. Finally we can update operational models by assimilating new data" de Vriend et al., 1993a.

4.1. INTRODUÇÃO

Dada a importância económica e social das zonas costeiras torna-se cada vez mais necessário dotar as entidades decisoras de ferramentas que lhes permitam, mediante determinados cenários, avaliar a evolução dos sistemas costeiros e o impacto das medidas. As alterações climáticas, que integram a subida generalizada do nível médio da água do mar, e a previsível alteração nas frequências de rumos, períodos e alturas de onda, e do regime de temporais, resultam num risco acrescido de erosão e inundação nesta zona de interface terra – mar. A gestão sustentada da zona costeira passa pela capacidade de previsão da sua evolução morfológica a médio e longo prazo. Esta previsão é ainda bastante limitada e quase sempre acompanhada de uma grande incerteza, devida ao elevado número e complexidade dos processos envolvidos, à sua interacção, e à escassez de dados de campo que os caracterizem. Neste contexto, a modelação numérica assume um papel preponderante, tendo sido já desenvolvidos diversos modelos com diferentes capacidades/limitações e requisitos de dados de base, embora, em geral, todos eles de difícil calibração e validação.

As diferentes abordagens ao problema da simulação da evolução da morfologia costeira servem-se de simplificações distintas da física dos processos, que resultam necessariamente em modelos numéricos distintos, mas todos eles recorrem a formulações empíricas ou semi-empíricas. Para que haja um aumento da confiança na sua aplicação é fundamental que sejam definidos intervalos de valores com significado físico para os parâmetros intervenientes nessas formulações, os quais são habitualmente utilizados como parâmetros de calibração.

Neste capítulo, começa por fazer-se uma breve introdução à modelação numérica da evolução da linha de costa, baseada na teoria clássica de "uma linha". Seguidamente, apresenta-se o modelo numérico de simulação da avaliação da evolução costeira a médio prazo, LTC ('Long Term Configuration') desenvolvido por Coelho, 2005. O princípio de funcionamento deste modelo é aqui descrito, bem como a sua estrutura computacional e as opções de utilização. Através de uma série de testes genéricos demonstram-se as suas potencialidades e limitações, bem como a sensibilidade do seu desempenho à variação dos muitos parâmetros intervenientes na sua formulação. A análise dos resultados destes testes permitiu uma optimização do desempenho do modelo, através de modificações pontuais do código. São também apresentadas sugestões de desenvolvimento do modelo que não foram ainda implementadas.

A aplicação do modelo a situações reais foi fortemente condicionada pela disponibilidade (ou indisponibilidade) de dados de base. A sua adequada aplicação a um sector costeiro requer um conjunto coerente (em termos espaciais e temporais) de dados de topo-hidrografia e de agitação marítima, bem como de taxas de transporte longitudinal junto às fronteiras desse sector. A sua validação e a sua calibração pressupõem a existência de pelo menos dois conjuntos de dados deste tipo, espaçados no tempo, e o conhecimento dos valores dos parâmetros morfodinâmicos intervenientes na sua formulação. A compilação e manipulação de alguns dados disponíveis para os sectores a Sul de Aveiro e a Sul do cabo Mondego permitiram a aplicação do modelo, não sendo, no entanto, possível a sua calibração e validação. Para o sector costeiro a Sul de Aveiro foram também avaliados os efeitos potenciais das alterações climáticas na configuração da linha de costa, mediante o estabelecimento de cenários para o clima de ondas e para a taxa de subida do nível médio da água do mar. Tentou-se avaliar a eficiência e adequação do modelo numérico, com vista a estabelecer linhas de orientação para a sua aplicação em problemas de engenharia.

4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA

4.2.1. INTRODUÇÃO

A evolução da morfologia costeira é o resultado da interacção de processos físicos complexos que, na maior parte dos casos, não podem ser numericamente representados de forma exacta. As formulações numéricas são deterministas, baseadas em leis físicas conhecidas, ou semi-empíricas, obtidas a partir de medições de campo ou em laboratório (capítulo 3). As abordagens numéricas para a simulação da evolução da morfologia costeira e em particular de praias são diversas, com diferentes graus de complexidade, desde modelos simples a uma dimensão até sofisticados modelos tridimensionais (capítulo 2, secção 2.2.2.1). No entanto, os modelos 3D (2DH) apenas podem ser utilizados em aplicações de curto prazo, os modelos de perfil para a simulação da evolução de praias em períodos de temporal, enquanto os modelos de evolução da linha de costa podem ser utilizados para a evolução a longo prazo. A técnica de "uma linha" para simulação da evolução da linha de costa é uma ferramenta poderosa para a maioria das aplicações práticas.

Os modelos analíticos da evolução da linha de costa são soluções fechadas da equação diferencial da continuidade, simplificada para o transporte de sedimentos sob condições de agitação marítima constantes no espaço e no tempo. O primeiro modelo deste tipo foi introduzido pela teoria de "uma linha" de Pelnard-Considère, 1956. O principal pressuposto desta teoria é que o perfil de praia, limitado 'offshore' por uma profundidade de fecho para além da qual não existe movimento significativo do fundo, se move paralelamente a si próprio. Uma vez que o perfil de praia se mantém ao longo do tempo, a evolução da linha de costa é inteiramente atribuída à variação do transporte longitudinal, admitindo-se que os movimentos transversais dos sedimentos a longo prazo são, em média, nulos. Um outro pressuposto nesta teoria é a consideração de pequenos ângulos de incidência das ondas e pequenas variações da linha de costa. Uma revisão da história da teoria de "uma linha" é discutida em Le Méhauté e Soldate, 1977.

Os modelos numéricos de evolução da linha de costa são uma generalização dos modelos analíticos, simulando a evolução da linha de costa para diferentes configurações de praia, podendo incluir diversos tipos de estruturas costeiras e condições de fronteira, sob a acção da agitação marítima variável no espaço e no tempo. Exemplos deste tipo de modelo são o GENESIS (Hanson e Kraus, 1989) e o ONELINE (Dabees e Kamphuis, 1997, 1998). Foram já efectuados diversos esforços para o refinamento da modelação numérica da evolução da linha de costa, nomeadamente para a inclusão da descrição do perfil transversal de praia, introduzindo mais do que uma linha de cálculo "n linhas" (Bakker, 1968; Johnson e Kamphuis, 1988; Perlin e Dean, 1978; Dabees, 2000; Dabees e Kamphuis, 2000). Esta generalização consiste na esquematização do perfil de praia como uma sucessão de degraus, para cada um dos quais são executadas simulações baseadas na teoria de "uma linha", considerando a taxa de transporte longitudinal resultante da integração da distribuição transversal do transporte longitudinal sobre o degrau. Para cada degrau e em cada passo de tempo computacional é resolvida a equação de continuidade, obtendo-se o avanço ou o recuo de cada uma das linhas e desta forma a evolução do perfil transversal. Adicionalmente são determinadas as taxas de transporte transversal. Estes modelos não tiveram muito sucesso por ser difícil a obtenção de valores realistas para o transporte transversal e para a distribuição transversal do transporte longitudinal e por os requisitos de dados de calibração serem bastante superiores aos dos modelos de "uma linha".

4.2.2. FORMULAÇÃO DE "UMA LINHA" DA EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA

No pressuposto de que a taxa de transporte transversal de sedimentos é em média nula a médio e longo prazo (capítulo 3, secção 3.5) a variação da topo-hidrografia no tempo admite-se unicamente devida

aos gradientes longitudinais do transporte longitudinal. O balanço dos volumes de sedimentos em transporte numa secção elementar do sector costeiro (Figura 4.1) é traduzido pela equação de continuidade:

$$\frac{\partial V}{\partial y} = \left(\frac{\partial Q}{\partial y} - q_x\right) dt, \tag{4.1}$$

em que y representa a coordenada longitudinal à praia, V o volume, t o tempo, Q a taxa de transporte longitudinal de sedimentos, e q_x eventuais fornecimentos exteriores de sedimentos (e.g. fornecimentos de rios) por unidade de largura de praia:

$$q_x = q_s + q_o, \tag{4.2}$$

em que q_s representa os fornecimentos provenientes de terra e q_o os provenientes de mar, por unidade de largura da praia.

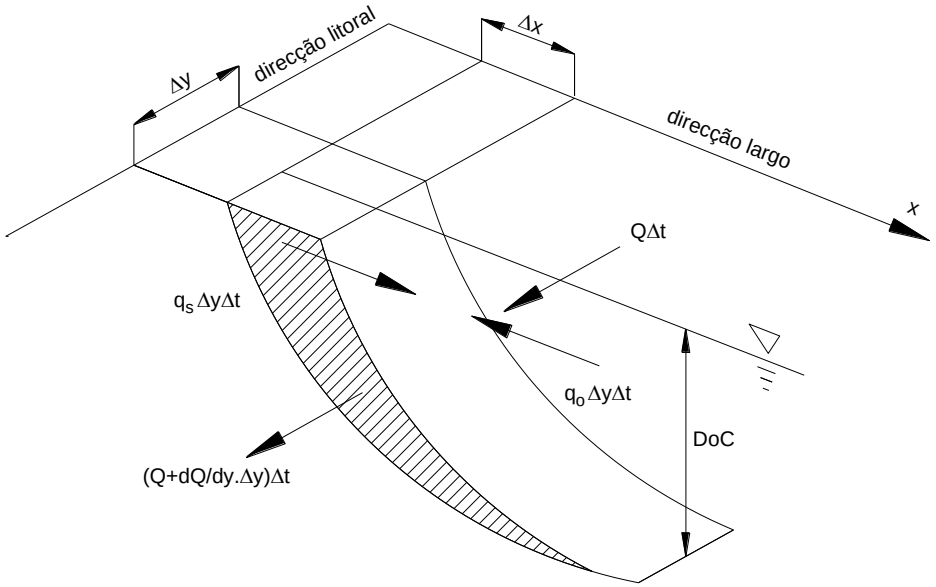


Figura 4.1. Esquema de definição de um modelo de 1-linha (adaptado de Horikawa e Isobe, 2005).

O principal pressuposto da teoria de uma linha é a de que o perfil activo de praia é limitado no sentido do mar por uma profundidade de fecho, para lá da qual não existe movimento significativo do fundo, e que este se move paralelamente a si próprio. Não havendo alteração do perfil de praia, a evolução da posição da linha de costa é apenas atribuída à variação do transporte longitudinal. Partindo destes pressupostos é possível desenvolver um modelo matemático que consiste na resolução de uma equação de conservação de massa e de uma equação para o transporte de sedimentos ao longo de uma praia arenosa. A conservação de massa ao longo de um comprimento infinitesimal da linha de costa expressa através da equação de continuidade, equação (4.1), no pressuposto de que o perfil de praia se move paralelamente a si próprio, Figura 4.1, pode ser expressa através da equação:

$$\frac{\partial x}{\partial t} = -\frac{1}{\left(DoC + Ru^{11}\right)} \left(\frac{\partial Q}{\partial y} - q_x\right), \tag{4.3}$$

[11] Na formulação original o parâmetro considerado é a altura da berma da praia, mas por uma questão de consistência com a nomenclatura adoptada, utiliza-se o limite de espraiamento máximo da onda, tratando-se de duas grandezas com valores idênticos.

em que x representa a coordenada transversal à praia, DoC a profundidade de fecho, e Ru o limite de espraiamento máximo da onda.

A taxa de transporte longitudinal pode ser representada por uma das formulações existentes, para o desenvolvimento das quais se admitiu que o transporte longitudinal é principalmente devido à acção das ondas incidentes, na sua aproximação oblíqua em relação à linha de costa. Exemplos de formulações utilizadas para a estimativa das taxas de transporte longitudinal são a expressão de CERC, 1984, e a de Kamphuis, 2002 (capítulo 3, secção 3.5.1). A disponibilidade de sedimentos numa secção de praia não é infinita, por esse motivo, a taxa efectiva de transporte longitudinal é apenas uma fracção da taxa potencial, o que pode ser representado através da seguinte expressão:

$$Q_e = C_Q Q_p, \tag{4.4}$$

em que Q_e representa a taxa efectiva de transporte longitudinal de sedimentos, Q_p a taxa potencial de transporte longitudinal de sedimentos e C_Q um parâmetro de calibração ($0 < C_Q < 1$).

4.2.3. Cálculo Analítico da Evolução da Linha de Costa

4.2.3.1. Simplificações e Hipóteses

Adoptando algumas simplificações e hipóteses, a equação da continuidade (4.3) pode ser resolvida para condições de fronteira simples, obtendo-se soluções analíticas para o problema da evolução da linha de costa sujeito a condições de fronteira (Pelnard-Considère, 1956). Estas soluções simples são indicativas da evolução da linha de costa, sendo muitas vezes utilizadas para a padronização dos modelos numéricos (Kamphuis, 2000).

Admitindo que a posição da linha de costa sofre pequenas variações no tempo, num determinado instante a orientação local da linha de costa em relação a uma linha de referência, θ_{lc} ($tan\,\theta_{lc} \simeq \theta_{lc}$), é aproximadamente igual a dx/dy e o ângulo efectivo de incidência da onda na rebentação θ_e é dado pela expressão:

$$\theta_e = \theta_b - \frac{dx}{dy}. \tag{4.5}$$

em que θ_b representa o ângulo de incidência da onda na rebentação, medido em relação a uma linha de referência (Figura 4.2).

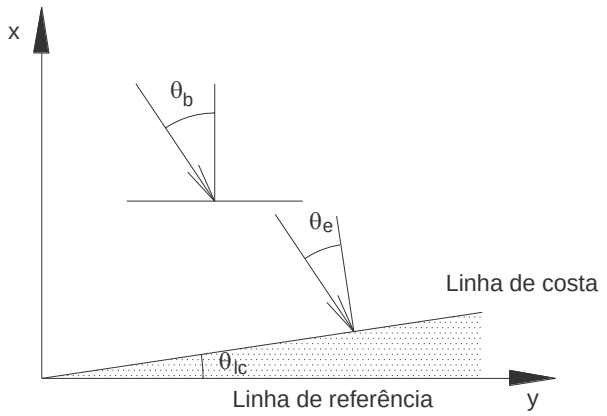


Figura 4.2. Esquema de definição do problema de cálculo analítico da morfologia costeira (adaptado de Dabees, 2000).

A taxa de transporte longitudinal pode ser estimada por uma expressão do tipo (capítulo 3, secção 3.5.1):

$$Q = q\ sen\ 2\theta_e, \tag{4.6}$$

em que q representa uma série de termos independentes de y.

Para resolver analiticamente o problema morfológico, admite-se que θ_e é pequeno ($sin\ 2\theta_e \simeq 2\theta_e$), e nesta hipótese a equação (4.6) transforma-se na seguinte:

$$Q = 2q\theta_e = 2q\left(\theta_b - \frac{dx}{dy}\right). \tag{4.7}$$

Diferenciando em ordem a y:

$$\frac{dQ}{dy} = -2q\frac{d^2x}{dy^2}. \tag{4.8}$$

Substituindo na equação (4.3) e assumindo $q_x = 0$, sem perda de generalidade, chega-se à equação de difusão:

$$\frac{dx}{dt} - D\frac{d^2x}{dy^2} = 0, \tag{4.9}$$

em que:

$$D = \frac{2q}{(DoC + Ru)} = \frac{Q}{(DoC + Ru)\theta_b}. \tag{4.10}$$

4.2.3.2. Solução para a Barreira Completa

A equação de difusão tem solução para uma barreira localizada em $y = 0$, representada pela condição de fronteira $Q_0 = 0$. Junto à fronteira a equação (4.5) pode escrever-se:

$$\left.\frac{dx}{dy}\right|_{y=0} = \theta_b \simeq tan\theta_b \tag{4.11}$$

A solução geral da equação da difusão, equação (4.9), deve ser da forma $x\ (y, t)$.

Define-se:

$$u = \frac{y}{\sqrt{4Dt}}. \tag{4.12}$$

E considera-se a solução para a equação da difusão:

$$x = x_0 F(u), \tag{4.13}$$

em que:

$$F(u) = e^{-u^2} - erfc(u), \tag{4.14}$$

em que $erfc(u)$ é a função complementar da função de erro de u (Abramowitz e Stegun, 1964).

Utilizando a condição de fronteira, equação (4.11), e considerando que sobre a barreira se tem $y = 0$ e $u = 0$, chega-se à solução para o problema morfológico junto a uma barreira completa:

$$x_0 = \sqrt{\frac{4Dt}{\pi}}tan\theta_b = 2\sqrt{\frac{Qt}{\pi(DoC + Ru)}tan\theta_b}. \tag{4.15}$$

4.2.3.3. Solução para a Barreira de Transmissão

A menos que a estrutura seja infinitamente longa, a condição de fronteira anteriormente considerada, mais cedo ou mais tarde deixa de ser válida, começando a haver passagem de sedimentos através da barreira. O tempo necessário para preencher a região a barlamar da barreira pode ser calculado estabelecendo a condição inicial, $x_0 = Se$, em que Se representa o comprimento efectivo da estrutura. Parte-se do princípio que a barreira é suficientemente longa para que $Se > 0$. Usando a equação (4.15) na aproximação de ângulos pequenos ($tan\,\theta_b \rightarrow \theta_b$) pode estimar-se o tempo de enchimento da estrutura:

$$T_f = \frac{\pi Se^2}{4D(tan\theta_b)^2} = \frac{\pi(DoC + Ru)Se^2}{4Qtan\theta_b}. \tag{4.16}$$

Decorrido este tempo a solução geral para a equação de difusão passa a ser:

$$x = Se \times erfc(u). \tag{4.17}$$

Note-se que o comprimento efectivo da estrutura corresponde à distância entre a posição, para a qual o perfil de praia intersecta a profundidade de fecho, e a extremidade da estrutura. Assim, a taxa a que os sedimentos atravessam a barreira é:

$$Q_{by} = 2q\theta_b\left(1 - \sqrt{T_f/t}\right) = Q\left(1 - \sqrt{T_f/t}\right). \tag{4.18}$$

A título ilustrativo, considere-se um sector costeiro com uma linha de costa ao longo do eixo coordenado y e um esporão localizado em $y = 0$, sob acção de uma onda com um ângulo de incidência na zona de rebentação em relação à linha de costa, θ_b (Figura 4.2). Na Figura 4.3 representam-se as soluções analíticas, correspondentes a uma taxa de transporte longitudinal de 1 milhão m^3/ano, uma altura da praia, $DoC + Ru = 15\,m$, um ângulo de incidência da onda na rebentação, $\theta_b = 3°$ e um esporão com um comprimento efectivo, $Se = 400\,m$.

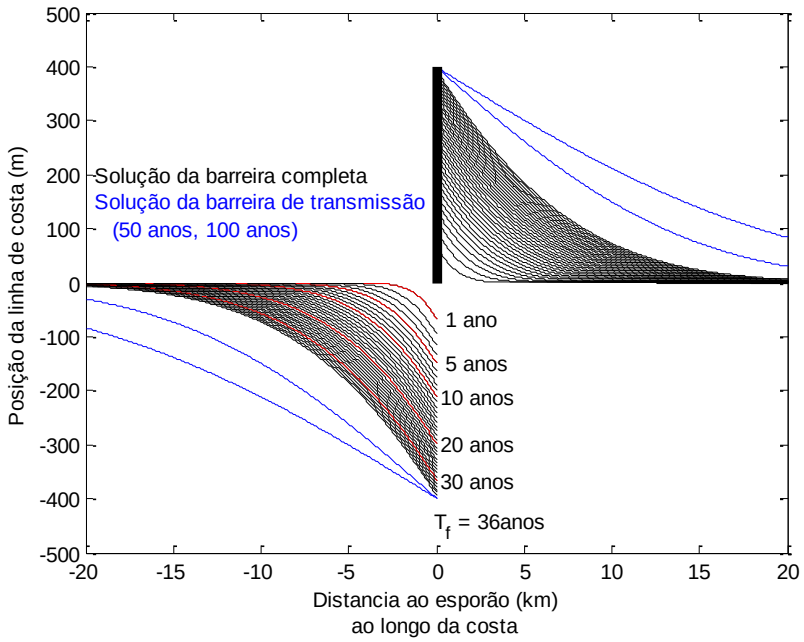


Figura 4.3. Solução analítica de evolução da linha de costa (anual entre 1 e 36 anos, com destaque a vermelho para 1 ano, 5, 10, 20 e 30 anos, e a 50 anos e 100 anos) na presença de uma barreira ($Q = 1\ milhão\ m^3/ano\,;\ DoC + Ru = 15\,m;\ \theta_b = 3°;\ Se = 400\,m$).

Nestas condições, o tempo de enchimento da estrutura, de acordo com a abordagem analítica apresentada é $T_f = 36\ anos$.

4.2.3.4. Pressupostos e Limitações

Outras soluções analíticas para a teoria de "uma linha" foram obtidas considerando diferentes simplificações do problema (e.g. Bakker, 1968; Larson *et al.*, 1987; LeMéhauté e Soldate, 1977). Todas elas são obtidas resolvendo o problema colocado pela equação da difusão, equação (4.9), juntamente com condições de fronteira simples. Para a sua obtenção foram considerados outros pressupostos, para além da invariabilidade temporal do perfil de praia. No Quadro 4.1 apresentam-se os pressupostos subjacentes ao desenvolvimento analítico acima apresentado e as limitações inerentes à aplicação das soluções obtidas.

Quadro 4.1. Pressupostos e limitações do cálculo analítico da evolução da linha de costa.

	Pressuposto	Limitação
1.	A forma do perfil de praia mantém-se invariável no tempo.	Não são descritas alterações espaciais e temporais da forma do perfil.
2.	Não existe transporte transversal de sedimentos.	Não é considerado o efeito de erosão da praia que ocorre em situação de temporal, nem variações sazonais da forma do perfil de praia.
3.	Os ângulos na rebentação são pequenos ($sin\ 2\theta_b \simeq \theta_b$).	Só são válidas para ângulos pequenos na rebentação.
4.	As variações da linha de costa são pequenas ($\frac{dx}{dy} = \theta_{lc};\ tan\ \theta_{lc} \simeq \theta_{lc}$).	Só são válidas para linhas de costa uniformes.
5.	As condições de agitação marítima admitem-se iguais ao longo do sector costeiro em análise.	Não se consideram variações da altura de onda e do ângulo de incidência ao longo do sector costeiro em análise, devidas à refracção ou difracção, o que é inadequado para linhas de costa curvilíneas.
6.	As condições de agitação marítima admitem-se invariáveis no tempo.	Considera-se que uma onda é representativa das condições de agitação marítima características do sector costeiro em análise, não sendo permitidas simulações dependentes do clima de ondas.
7.	As condições de fronteira são simples.	As soluções apenas são válidas para situações em que o transporte longitudinal é especificado junto à fronteira. Não é possível a representação de estruturas costeiras.

4.2.4. MODELOS NUMÉRICOS DE "UMA LINHA"

4.2.4.1. Fundamentos

Para a avaliação da evolução da linha de costa em situações reais, as equações, as condições de agitação marítima e as condições de fronteira não podem ser simplificadas de forma a serem encontradas soluções analíticas para o problema. A resolução numérica da equação (4.3) e de uma expressão do tipo (4.6) elimina a necessidade de alguns dos pressupostos necessários à determinação de soluções analíticas. Modelos conhecidos de evolução da linha de costa são o modelo GENESIS (Hanson e Kraus, 1989) e o modelo ONELINE (Dabees e Kamphuis, 1998).

Na discussão a seguir apresentada considera-se que as condições de agitação marítima ao largo são representadas por um conjunto de parâmetros caracterizadores, nomeadamente pela altura de onda, pelo período de onda e pela direcção de incidência da onda ($H_0, T\ e\ \theta_0$, respectivamente). No entanto,

em simulações normais deste tipo de modelos numéricos, estas condições podem ser consideradas variáveis no tempo, ou correspondentes a um estado de agitação marítima.

A resolução das equações (4.3) e (4.6) pode ser efectuada através de um esquema explícito de diferenças finitas, em que os valores de Q e x no instante $t + \Delta t$ são calculados a partir dos valores respectivos no instante anterior, t. Contudo, este esquema torna-se rapidamente instável (com erros a crescerem para infinito), podendo ser imposta uma condição para a estabilidade, que apenas permite a utilização de passos de tempo da ordem das horas. Apesar de o esquema explícito ser mais fácil de programar que o implícito, o primeiro torna-se ineficiente quando se pretendem implementar casos reais, por causa da instabilidade numérica. Tanto o modelo GENESIS como o modelo ONELINE utilizam um esquema implícito baseado num método desenvolvido por Perlin e Dean, 1978.

4.2.4.2. Esquema Implícito de Diferenças Finitas

Neste esquema os valores de Q e x são calculados simultaneamente em secções elementares ao longo de toda a linha de costa (Figura 4.4). Como todo o esquema implícito, este baseia-se em álgebra linear e as equações a resolver devem ser expressas como equações de primeira ordem em x e em Q. A equação (4.3), válida em cada uma das secções elementares da linha de costa, pode ser escrita como uma equação de diferenças finitas (Crank, 1975):

$$\frac{x_i' - x_i}{\Delta t} = -\frac{1}{(DoC + h_B)_i}\left[\frac{1}{2}\left(\frac{Q_{i-1}' - Q_i'}{\Delta y} + \frac{Q_{i-1} - Q_i}{\Delta y}\right) - q_{xi}\right], i = 1, \dots, N. \tag{4.19}$$

em que a pelica denota o novo passo de tempo computacional e N é o número de secções elementares da malha computacional.

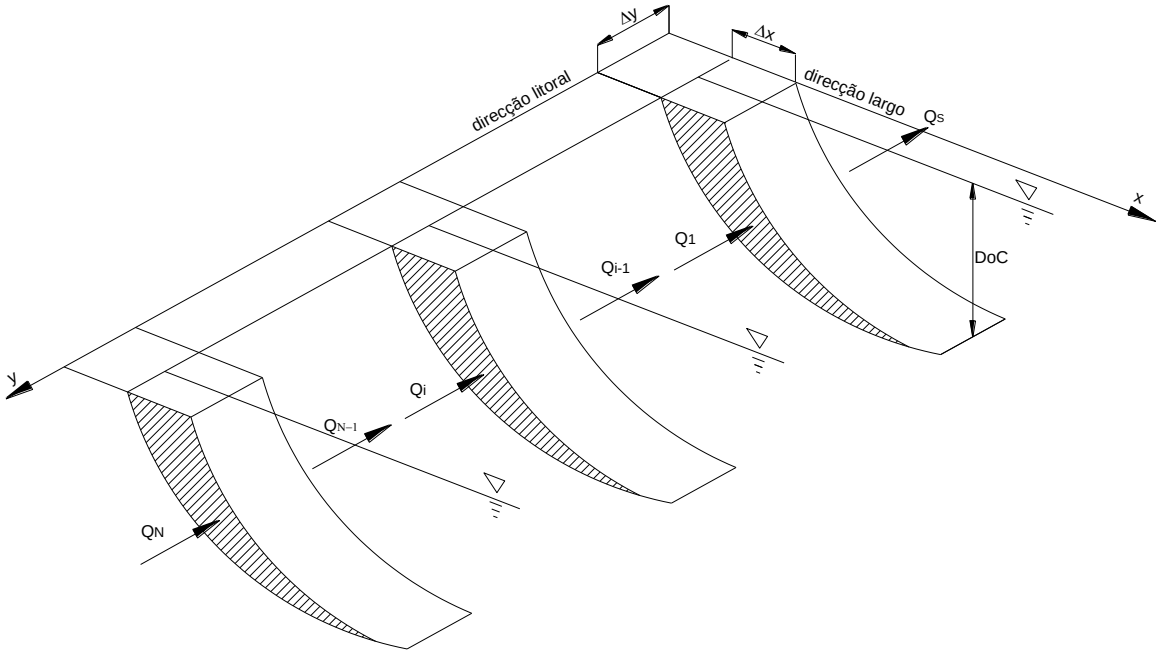


Figura 4.4. Esquema representativo da malha computacional num modelo numérico de uma linha, constituída por N secções elementares de linha de costa.

Para o cálculo da taxa potencial de transporte longitudinal, o pressuposto de ângulos pequenos para a passagem da equação (4.6) para a equação (4.7), deixa de ser necessário, desde que se utilize uma expansão do termo $sin\ 2\theta_e$ (Perlin e Dean, 1978) dada por:

$$sin\ 2\theta_e = sin\ 2(\theta_b - \theta_{lc}) = sin\ 2\theta_b\ cos\ 2\theta_{lc} - cos\ 2\theta_b cos\ \theta_{lc}(2\ sin\ \theta_{lc}), \tag{4.20}$$

em que:

$$sin\ \theta_{lc} = \frac{dx}{ds}, \tag{4.21}$$

e

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2}. \tag{4.22}$$

A equação (4.20) sob a forma de diferenças finitas é:

$$sin\ 2\theta_e = sin\ 2\theta_b\ cos\ 2\theta_{lc} - cos\ 2\theta_b 2cos\ \theta_{lc}\left[\frac{\Phi({x_i}' - {x_{i-1}}') + (1-\Phi)(x_i - x_{i-1})}{\sqrt{(x_i - x_{i-1})^2 + \Delta y^2}}\right]. \tag{4.23}$$

Para $\Phi = 0$ o esquema é completamente explícito, para $\Phi = 1$ completamente implícito e para $\Phi = 0.5$ é um esquema semi-implícito. Utilizando esta expansão para o esquema semi-implícito, a única restrição que deve ser imposta é a de que θ_{lc} seja pequeno, o que pode ser garantido se a linha de costa for a linha de referência para o cálculo do ângulo de incidência na rebentação.

Introduzindo (4.23) em (4.6) e após alguma manipulação algébrica obtém-se o sistema de equações ligadas (Kamphuis, 2000):

$$-B_i {x'}_{i-1} + {Q'}_i + B_i {x'}_i = R_i, \qquad i = 1, \dots, N \tag{4.24}$$

em que:

$$\begin{aligned} B_i &= q_i \frac{cos\ 2\theta_b cos\ \theta_{lc}}{\sqrt{(x_i - x_{i-1})^2 + \Delta y^2}}, \qquad i = 1, \dots, N \\ R_i &= q_i \frac{sin\ 2\theta_b\ cos\ 2\theta_{lc} - cos\ 2\theta_b sin\ 2\theta_{lc}}{\sqrt{(x_i - x_{i-1})^2 + \Delta y^2}}, \qquad i = 1, \dots, N \end{aligned} \tag{4.25}$$

Juntamente com a equação (4.19), reescrita sob a forma:

$$-A_i {Q'}_i + {x'}_i + A_i {Q'}_{i-1} = S_i, i = 1, \dots, N \tag{4.26}$$

em que:

$$\begin{aligned} A_i &= \frac{\Delta t}{2\Delta y(DoC + Ru)_i}, \qquad i = 1, \dots, N \\ S_i &= x_i - \frac{\Delta t}{2\Delta y(DoC + Ru)_i}(Q_{i-1} - Q_i - 2q_{xi}\Delta y), \qquad i = 1, \dots, N. \end{aligned} \tag{4.27}$$

Definindo as taxas de transporte nas secções extremas do domínio computacional QS (Sul) e QN (Norte), as taxas de transporte e as novas posições da linha de costa podem ser determinadas nas N secções elementares do domínio computacional (Figura 4.4) resolvendo o sistema de equações ligadas de uma forma instantânea.

4.2.4.3. Potencialidades e Limitações

A solução numérica apresentada permite que a evolução da linha de costa seja simulada de uma forma mais realista do que o cálculo analítico. Os pressupostos 1 e 2 (Quadro 4.1) para o desenvolvimento das soluções analíticas mantêm-se mas os restantes cinco tornam-se prescindíveis. O pressuposto de ângulos pequenos na rebentação torna-se desnecessário ao utilizar-se a expansão descrita pela equação (4.23) e o de ângulos pequenos para a orientação da linha de costa pode também ser dispensado, se a linha de costa for tomada como linha de referência para o cálculo do ângulo de incidência na

rebentação. As características de agitação marítima podem ser variáveis no tempo e no espaço. São também permitidas condições de fronteira mais elaboradas, em particular, as representativas de diferentes constrangimentos internos ou de estruturas costeiras. As condições de fronteira laterais continuam restringidas a apenas algumas situações idealizadas.

As principais limitações dos modelos numéricos de "uma linha" são as traduzidas pelos pressupostos 1 e 2 (Quadro 4.1). O facto de se considerar que o transporte transversal de sedimentos é nulo, faz com que as aplicações do modelo estejam limitadas a simulações de médio e longo prazo, não sendo consideradas variações sazonais do perfil de praia. Uma vez que a forma do perfil de praia se mantém invariável ao longo do tempo, não se considera a variação topo-hidrográfica do fundo. Os fornecimentos (extracções) sedimentares traduzidos pelo termo q_{xi}, na equação (4.19), estão também limitados a taxas constantes.

Na secção seguinte apresenta-se o modelo de "uma linha" 'Long Term Configuration' (LTC, Coelho, 2005), em fase de aperfeiçoamento, para o qual o pressuposto de invariabilidade da forma do perfil transversal de praia foi eliminado, sendo efectuada a actualização da topo-hidrografia em cada passo computacional. Apesar de o modelo considerar a variação do perfil transversal de praia ao longo do tempo, admite-se que essa variação é uniforme ao longo de todo o perfil, sendo as condições-limite de variação impostas pelo utilizador.

4.3. MODELO 'LONG TERM CONFIGURATION' – LTC

4.3.1. INTRODUÇÃO

O modelo 'Long Term Configuration' (Coelho, 2005) é um modelo numérico de simulação a médio prazo da evolução da fisiografia costeira para apoio à gestão e ao planeamento das zonas costeiras. Pressupõe o estabelecimento de cenários naturais e antropogénicos, permitindo a sua avaliação a médio prazo, podendo também ser utilizado como ferramenta complementar na análise de situações de risco e vulnerabilidade à acção do mar e na escolha de soluções de engenharia para controlo da erosão.

Este modelo foi concebido para aplicação a praias arenosas, onde o principal processo que controla a evolução da linha de costa é o transporte longitudinal de sedimentos. Este depende das condições de agitação marítima, do nível da água do mar, da existência de fontes/sumidouros de sedimentos, das características sedimentares e morfológicas da praia, das estruturas de defesa costeira existentes e das condições de fronteira. Pode ser entendido como uma combinação de um modelo de evolução de linha de costa clássico de "uma linha" (Hanson e Kraus, 1989) com um modelo de evolução de perfil transversal. O modelo assume que cada onda actua individualmente durante um determinado período de tempo, o passo de tempo computacional, procedendo à sua transformação desde o largo até à rebentação, considerando os fenómenos da refracção, empolamento e difracção junto às estruturas costeiras (Figura 4.5).

Para cada onda é estimado o transporte longitudinal induzido, fazendo-se um balanço sedimentar, em cada secção elementar da praia, através de uma equação de continuidade, e avaliando qual o volume de sedimentos em erosão ou acreção. O volume calculado é distribuído pelo perfil transversal activo, definido entre o limite de espraiamento máximo da onda (Ru) e a profundidade de fecho (DoC). Verifica-se uma subida (acreção) ou descida (erosão) uniforme de todos os pontos do perfil activo, sendo efectuadas correcções a essas variações junto aos limites emerso e submerso. A variação do perfil é controlada pelas inclinações mínimas, definidas pelo utilizador para o perfil submerso e para o perfil emerso, e pela estabilidade dos taludes criados, função do ângulo de repouso dos sedimentos.

Esta técnica permite ao utilizador testar diversos parâmetros de controlo da distribuição sedimentar ao longo do perfil transversal e consequentemente da sua evolução ao longo do tempo.

A aplicação e desenvolvimento deste modelo vieram mostrar que existem ainda muitas barreiras e uma grande incerteza associadas à realização de um modelo numérico que seja prático e robusto, especialmente devido às limitações inerentes ao actual nível do conhecimento no que diz respeito à evolução do perfil transversal de praia. Como potenciais estudos a desenvolver e que resultaram de uma análise crítica do desempenho do modelo numérico, Coelho, 2005, referiu os que a seguir se indicam. Algumas das questões colocadas são discutidas na secção 4.3.5 deste capítulo.



Figura 4.5. Representação esquemática dos principais processos físicos considerados pelo modelo numérico LTC.

O transporte transversal não é simulado pelo modelo LTC, mas sim as suas consequências em termos de alteração dos perfis, havendo necessidade de melhorar a simulação da evolução temporal dos perfis transversais em situação de deficit ou ganho sedimentar (capítulo 3). Num perfil transversal natural que pode ser complexo, a inclinação de referência da praia é um conceito que intervém em muitos aspectos da avaliação do transporte sedimentar. A previsão de inclinações da praia e sua relação com o clima de agitação e granulometria das areias merece algum estudo. Praias com areias de diferente granulometria evoluem para diferentes formas de perfis transversais, com previsíveis consequências na configuração em planta. É importante concluir quais os indicadores para a granulometria das areias que melhor caracterizam o comportamento das praias. A distribuição granulométrica nos perfis transversais e o correspondente comportamento de praias são questões a aprofundar. A distribuição

transversal dos sedimentos em transporte é considerada constante, mas este facto traduz uma simplificação da realidade (capítulo 3, secção 3.4). O tipo de rebentação das ondas influencia a distribuição transversal do transporte, sendo este outro aspecto a analisar (capítulo 3, secção 3.2.2).

Importa estudar a capacidade de transporte sedimentar para diferentes estados de agitação marítima e comparar o comportamento de diferentes expressões de determinação de volumes de transporte, para diferentes rumos de ondulação, diferentes alturas e frequências das ondas incidentes, avaliando qual o significado dessas variações na configuração da costa (capítulo 3, secção 3.5.1).

A profundidade de fecho é caracterizada por um valor único para toda a costa, que por hipótese, se relaciona com o conjunto de ondas cuja altura apenas é excedida 12 horas/ano. Será necessário avaliar se a definição de profundidade de fecho tem validade, quando aplicada individualmente a cada onda. Importa saber qual a profundidade-limite do perfil transversal até à qual se verificam modificações significativas, em resposta à acção da agitação marítima, e se essa profundidade é independente da forma do perfil (capítulo 3, secção 3.5.3).

4.3.2. FORMULAÇÃO

4.3.2.1. Transformação da Onda

As características ao largo de cada uma das ondas consideradas na simulação são conhecidas, procedendo-se à sua transformação até à rebentação, considerando de forma simplificada os fenómenos da refracção, difracção e empolamento. Para tal, admite-se que estas características são idênticas em toda a extensão longitudinal do sector costeiro modelado, e recorre-se à teoria linear da onda (e.g. Dean e Dalrymple, 1994a). O procedimento utilizado consiste na obtenção da profundidade para a qual ocorre a rebentação, h_b, e dos parâmetros caracterizadores das ondas na rebentação, altura de onda (H_b) e direcção de incidência de onda (θ_b), a partir dos parâmetros caracterizadores ao largo, altura de onda (H_0) e direcção de proveniência, ou rumo (θ_0), medido no sentido anti-horário em relação ao eixo Norte-Sul.

No pressuposto inicial de que a altura de onda na rebentação é aproximadamente igual à altura de onda ao largo, começa por calcular-se a profundidade para a qual ocorre a rebentação, h_b, através do critério do índice de profundidade de rebentação:

$$\gamma_b = \frac{H_b}{h_b}. \tag{4.28}$$

Este critério tem sido universalmente utilizado, sendo o seu valor mais comum $\gamma_b = 0.78$ (capítulo 3, secção 3.2.2). A profundidade de rebentação estimada desta forma será idêntica em toda a extensão longitudinal do sector costeiro em estudo, mas a localização da linha de rebentação será variável em planta, em função da topo-hidrografia.

Admitindo que as linhas batimétricas são paralelas à linha de rebentação pode calcular-se o ângulo de incidência da onda na rebentação através da *Lei de Snell*:

$$\frac{\sin\theta_b}{L_b} = \frac{\sin\theta_0}{L_0}, \tag{4.29}$$

em que L_b representa o comprimento de onda na rebentação, L_0 representa o comprimento de onda ao largo, e θ_0[12] o ângulo de incidência da onda ao largo, que resulta da soma do rumo da onda ao largo,

[12] Este ângulo está limitado a ± 42º, quando estes limites são ultrapassados é feita uma correcção à orientação da linha de costa (cf. secção 4.3.5.4).

$\theta_0{}'$, com a orientação da linha de rebentação, θ_{lb}, quando medidos em relação a uma linha de referência comum (eixo Norte-Sul, no sentido anti-horário).

Esta relação traduz-se na expressão seguinte:

$$\theta_0 = \theta_0{}' + \theta_{lb}. \tag{4.30}$$

A orientação da linha de rebentação é estimada através da expressão:

$$\tan\theta_{lb} = \frac{x(h_b{}')_{i+1} - x(h_b{}')_i}{\Delta y}. \tag{4.31}$$

Assumindo uma praia uniforme com uma batimetria paralela, a altura de onda na rebentação pode ser estimada através da expressão (cf. capítulo 3, secção 3.2.1.3):

$$H_b = K_r K_s H_0, \tag{4.32}$$

em que K_r representa o coeficiente de refracção e K_s o coeficiente de empolamento.

O coeficiente de refracção na rebentação depende da direcção de incidência de onda, ao largo e na rebentação, podendo ser estimado através da expressão:

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos\theta_0}{\cos\theta_b}}. \tag{4.33}$$

O coeficiente de empolamento depende da profundidade e do comprimento de onda na rebentação e pode ser estimado através da expressão:

$$K_s = \frac{\cosh\frac{2\pi h_b}{L_b}}{\sqrt{\sinh\frac{2\pi h_b}{L_b}\cosh\frac{2\pi h_b}{L_b} + \frac{2\pi h_b}{L_b}}}, \tag{4.34}$$

em que L_b pode ser calculado através de um método iterativo:

$$L_b = L_0 \tanh\frac{2\pi h_b}{L_b}, \tag{4.35}$$

e L_0 é calculado através da expressão:

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}. \tag{4.36}$$

No modelo LTC o período de onda ao largo é obtido em função da altura de onda ao largo, através da expressão[13]:

$$T = 1.21H_0 + 6.92. \tag{4.37}$$

O método descrito para a transformação da onda desde o largo até à zona de rebentação é bastante simples, resultando numa profundidade de rebentação constante em toda a extensão longitudinal do sector costeiro modelado. Já a altura e a direcção de incidência de onda são longitudinalmente variáveis, em função da orientação da linha de rebentação, cuja variação espacial é imposta pela topo-hidrografia.

[13] Esta expressão surge na sequência do estudo da correlação entre a altura de onda significativa e o período associado à altura de onda significativa, para um conjunto de dados de agitação marítima do Instituto Hidrográfico, adquiridos pela bóia ondógrafo de Leixões entre 1981 e 2003 (Coelho, 2005).

A modelação numérica de propagação de ondas desde o largo até à costa está actualmente bastante avançada, a ponto de se equacionar a possibilidade de utilização de modelos que permitiriam a obtenção de maior rigor para as características de onda na rebentação (e.g. SWAN, Ris, 1997). Contudo, no que diz respeito à descrição da transformação da onda na zona de rebentação, existem ainda grandes limitações. Os modelos que incorporam essa descrição são bastante dispendiosos em termos de tempo computacional e exigem dados de entrada detalhados e frequentemente indisponíveis. Embora fosse possível acoplar um modelo mais complexo para a propagação de ondas ao modelo LTC, a vantagem conseguida, de rigor de cálculo da altura e direcção de incidência de onda na rebentação, não permitiria ultrapassar as principais limitações do modelo, podendo dificultar a sua utilização e consequentemente o seu desenvolvimento. Reconhece-se, no entanto, que podem ser feitos alguns ajustes ao procedimento descrito, nomeadamente em termos de convergência dos valores da altura de onda utilizada na estimativa da profundidade de rebentação e da altura de onda na rebentação (capítulo 3, secção 3.2.2).

Quando na sua propagação em direcção à costa, a onda encontra um obstáculo, como um esporão curvilíneo ou um quebramar, dá-se o fenómeno da difracção, que consiste na transmissão lateral de energia e atenuação da altura de onda segundo a sua direcção de incidência. Surge então um determinado padrão de alturas de onda na zona abrigada pelo obstáculo, que pode ser representado pelo quociente entre a altura de onda em cada ponto, $P(x,y)$, e a altura de onda incidente, e que é habitualmente designado por coeficiente de difracção, K_d, Figura 4.6.

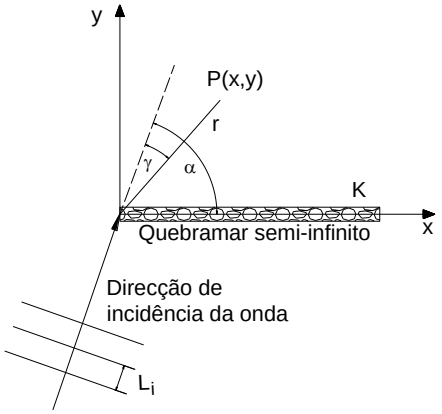


Figura 4.6. Esquema de definição do coeficiente de difracção (K_d) na zona abrigada por um quebramar semi-infinito.

Coelho, 2005, incorporou no modelo LTC (versão inicial) um método para o cálculo do coeficiente de difracção em regiões abrigadas por estruturas costeiras, baseando-se nos resultados do ábaco apresentado por Sorensen *et al.*, 2003, para uma onda com uma direcção de incidência que faz um ângulo de 60º com um quebramar semi-infinito. Após alguma análise o autor generalizou matematicamente o ábaco, para uma onda com um comprimento de onda incidente L_i com uma direcção de incidência definida através do ângulo α, Figura 4.6. Definindo o coeficiente de difracção num ponto $P(x,y)$, que se encontra a uma distância r da extremidade do quebramar semi-infinito, segundo uma direcção que faz um ângulo γ com a direcção de incidência da onda, pela seguinte equação:

$$K_d = C_1 + \left(\frac{e^{-2r/L_i} - 0.01\, r/L_i + 0.2}{1.2}\right) C_2. \tag{4.38}$$

em que $C_1 = (1 - \gamma / \alpha)^2$ e $C_2 = 1 - C_1$.

A expressão (4.32) pode ser modificada de forma a incluir o efeito da difracção na presença de estruturas costeiras (se não existirem estruturas $K_d = 1$), sendo a altura de onda na rebentação dada através de:

$$H_b = K_d K_s K_r H_0. \tag{4.39}$$

4.3.2.2. Transporte Longitudinal de Sedimentos

O transporte longitudinal de sedimentos é um processo costeiro que controla a morfologia da praia determinando em grande parte se esta se encontra em situação de erosão, acreção ou em equilíbrio, uma vez que grandes quantidades de sedimentos são movimentadas ao longo da costa (capítulo 3, secção 3.4). O fenómeno é essencialmente devido a correntes longitudinais induzidas pelas ondas (corrente de deriva litoral, capítulo 3, secção 3.3.1) quando estas se aproximam da praia segundo uma direcção oblíqua.

No modelo LTC foram incluídas duas formulações para a estimativa da taxa de transporte longitudinal de sedimentos (capítulo 3, secção 3.5.1): a fórmula que tem sido mais utilizada universalmente, a fórmula CERC, 1984 e uma fórmula desenvolvida por Kamphuis, 1991a, com base num estudo em modelo físico com fundos móveis. A expressão CERC, 1984, é dada por:

$$Q = K \frac{\rho\sqrt{g/\gamma_b}}{16(\rho_s - \rho)(1-n)} {H_{sb}}^{5/2} sen(2\theta_b), \qquad (m^3/s) \tag{4.40}$$

em que K representa um coeficiente empírico, ρ a massa volúmica da água, ρ_s a massa volúmica da areia, g a aceleração da gravidade, n a porosidade da areia, γ_b (equação (4.28)) o índice de profundidade de rebentação, H_{sb} a altura de onda significativa e θ_b do ângulo de incidência da onda na rebentação. Embora o valor recomendado por CERC, 1984, para a constante K seja de 0.39, em estudos recentes, Schoonees e Theron, 1993, 1996, o valor aconselhado é de 0.2, com base na análise de medições de campo e em laboratório (capítulo 3, secção 3.5.1).

Kamphuis, 1991a, desenvolveu uma outra expressão para determinação da taxa de transporte de massa submersa, relacionando-o com a declividade das ondas, o declive de praia que causa a rebentação, m_b, o diâmetro mediano dos sedimentos, d_{50}, e o ângulo de incidência da onda na rebentação. Schoonees e Theron, 1993, 1996, efectuaram uma validação desta expressão, utilizando a referida base de dados de medição de taxas de transporte longitudinal no campo, tendo-a classificando como a melhor, de entre as analisadas, para estimativa das taxas de transporte longitudinal, tanto no campo como em laboratório (capítulo 3, secção 3.5.1). A expressão desenvolvida é dada por:

$$Q_s = 2.27 {H_{sb}}^2 {T_p}^{1.5} m_b^{0.75} {d_{50}}^{-0.25} sin^{0.6}(2\theta_b), \qquad (kg/s) \tag{4.41}$$

em que T_p representa o período de pico do espectro da agitação marítima ao largo.

O modelo LTC permite ao utilizador a escolha de uma das expressões anteriores, (4.40) ou (4.41), para a partir dos valores encontrados para as características de onda na rebentação, das propriedades da água e dos sedimentos e da topo-hidrografia fazer uma estimativa da taxa potencial de transporte longitudinal, ao longo do sector costeiro modelado. A taxa de transporte sedimentar efectiva é em geral inferior à taxa potencial estimada, sendo limitada pela disponibilidade sedimentar ao longo do sector costeiro.

4.3.2.3. Evolução Morfológica

No pressuposto de que a taxa de transporte transversal de sedimentos é em média nula a médio e longo prazo a variação da topo-hidrografia no tempo admite-se unicamente devida aos gradientes longitudinais do transporte longitudinal. O balanço dos volumes de sedimentos em transporte numa secção elementar do sector costeiro é traduzido pela equação de continuidade, equação (4.1), que pode ser escrita na forma:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \int_{y}^{y+\Delta y} \left(\frac{\partial Q}{\partial y} - q_x\right) dy. \tag{4.42}$$

Admitindo que a topo-hidrografia é invariável segundo a direcção longitudinal à praia no interior da secção elementar, o volume $V(t)$ é dado por:

$$V(t) = \Delta y \int_{x}^{x+\Delta x} z(x,t)\, dx, \tag{4.43}$$

em que Δy representa a largura da secção elementar e Δx a extensão do perfil para a qual há variação morfológica significativa a médio prazo.

Integrando o segundo membro da equação (4.42) e substituindo, no primeiro membro, $V(t)$ pelo resultado apresentado na equação (4.43), obtém-se:

$$\frac{\partial}{\partial t}\int_{x}^{x+\Delta x} z(x,t)\, dx = \frac{\Delta Q - q_x \Delta y}{\Delta y}. \tag{4.44}$$

em que $z(x,t)$ representa a variação transversal da topo-hidrografia ao longo do tempo.

No pressuposto de que a forma do fundo é invariável no passo de tempo, havendo uma subida ou descida uniforme, para acomodar a quantidade de sedimentos, adicionada ou perdida, a equação (4.44) transforma-se na seguinte:

$$\frac{\partial z(x,t)}{\partial t} = \frac{1}{\int_{x}^{x+\Delta x} dx}\left[\frac{\Delta Q}{\Delta y} - q_x\right]. \tag{4.45}$$

Se além disso, se admite que a extensão do perfil para a qual há variação morfológica significativa corresponde à largura do perfil activo de praia, limitado pelas posições em planta correspondentes à profundidade de fecho (DoC) e ao limite de espraiamento máximo da onda (Ru), a equação anterior pode escrever-se:

$$\frac{\partial z(x,t)}{\partial t} = \frac{1}{|x(DoC) - x(Ru)|}\left[\frac{\Delta Q}{\Delta y} - q_x\right]. \tag{4.46}$$

O modelo LTC resolve numericamente (através de um método explícito) a equação (4.46), podendo esta ser escrita sob a forma de uma equação às diferenças finitas:

$$\frac{{z_i}' - z_i}{\Delta t} = \frac{1}{|x(DoC') - x(Ru')|_i}\left[\frac{{Q_{i+1}}' - {Q_i}'}{\Delta y} - {q'}_{xi}\right], \tag{4.47}$$

em que a pelica indica o novo passo de tempo.

As taxas de transporte longitudinal são calculadas recorrendo a uma das expressões (4.40) ou (4.41) conforme descrito na secção anterior, em função da orientação da linha de rebentação, estimada através da expressão (4.31), que pode escrever-se:

$$\theta_{lb} = \tan^{-1}\left(\frac{x({h_b}')_{i+1} - x({h_b}')_i}{\Delta y}\right). \tag{4.48}$$

As localizações em planta da profundidade de fecho, $x(DoC')$, do limite de espraiamento máximo da onda, $x(Ru')$, e da profundidade de rebentação, $x(h_b')$, são obtidas a partir da topo-hidrografia do passo de tempo anterior.

Para o cálculo da profundidade de fecho, o modelo tem disponíveis duas formulações: a de Hallermeier, 1981a, e a de Birkemeier, 1985. Hallermeier, 1981a, define a profundidade-limite até à qual há transporte longitudinal significativo, resultante da actividade das ondas junto ao fundo, relacionada com os processos de rebentação e espraiamento, através da formulação:

$$d_l = 2.28\mathrm{H}_{s,0.137} - 68.5\left(\frac{H_{s,0.137}^2}{g\overline{T_s}^2}\right), \tag{4.49}$$

em que $\mathrm{H}_{s,0.137}$ representa a altura de onda extrema que é excedida 12h num ano (i.e. com uma probabilidade de ocorrência de 0.137%) e $\overline{T_s}$ o período de onda significativo médio, que representa o período associado à onda extrema.

Uma vez que o modelo assume que cada onda, caracterizada pelos parâmetros altura de onda, período de onda, e rumo, actua durante um determinado período de tempo (passo de tempo computacional), a formulação referida é adaptada e aplicada directamente onda a onda para o cálculo da profundidade de fecho:

$$DoC = 2.28\mathrm{H}_0 - 68.5\left(\frac{\mathrm{H}_0{}^2}{g\mathrm{T}^2}\right). \tag{4.50}$$

Em alternativa pode utilizar-se a formulação de Birkemeier, 1985:

$$DoC = 1.75\mathrm{H}_0 - 57.9\left(\frac{\mathrm{H}_0{}^2}{g\mathrm{T}^2}\right). \tag{4.51}$$

O limite de espraiamento da onda (capítulo 3, secção 3.2.5) é calculado a partir da formulação tipicamente utilizada para a sua parametrização (Ruggiero *et al.*, 2001):

$$Ru = 0.27\sqrt{\tan\beta\,\mathrm{H}_0\mathrm{L}_0}. \tag{4.52}$$

Este limite depende do declive da face da praia, $\tan\beta$, e das características das ondas ao largo.

4.3.3. Estrutura Computacional

A estrutura computacional do modelo LTC é representada, de uma forma simplificada, na Figura 4.7. A topo-hidrografia deve ser fornecida no início da execução do modelo, sendo actualizada a cada passo de tempo computacional. É efectuada a propagação das ondas sobre a batimetria real, sendo estimadas as características da onda na rebentação. São calculadas as taxas de transporte longitudinal no domínio computacional e o balanço dos volumes em transporte, após o que é efectuada a actualização das cotas do fundo e calculada a nova topo-hidrografia. O modelo é composto por uma série de subrotinas simples organizadas de acordo com o organigrama apresentado na Figura 4.8 (onde são também indicadas as variáveis numéricas).



Figura 4.7. Estrutura computacional do modelo LTC.

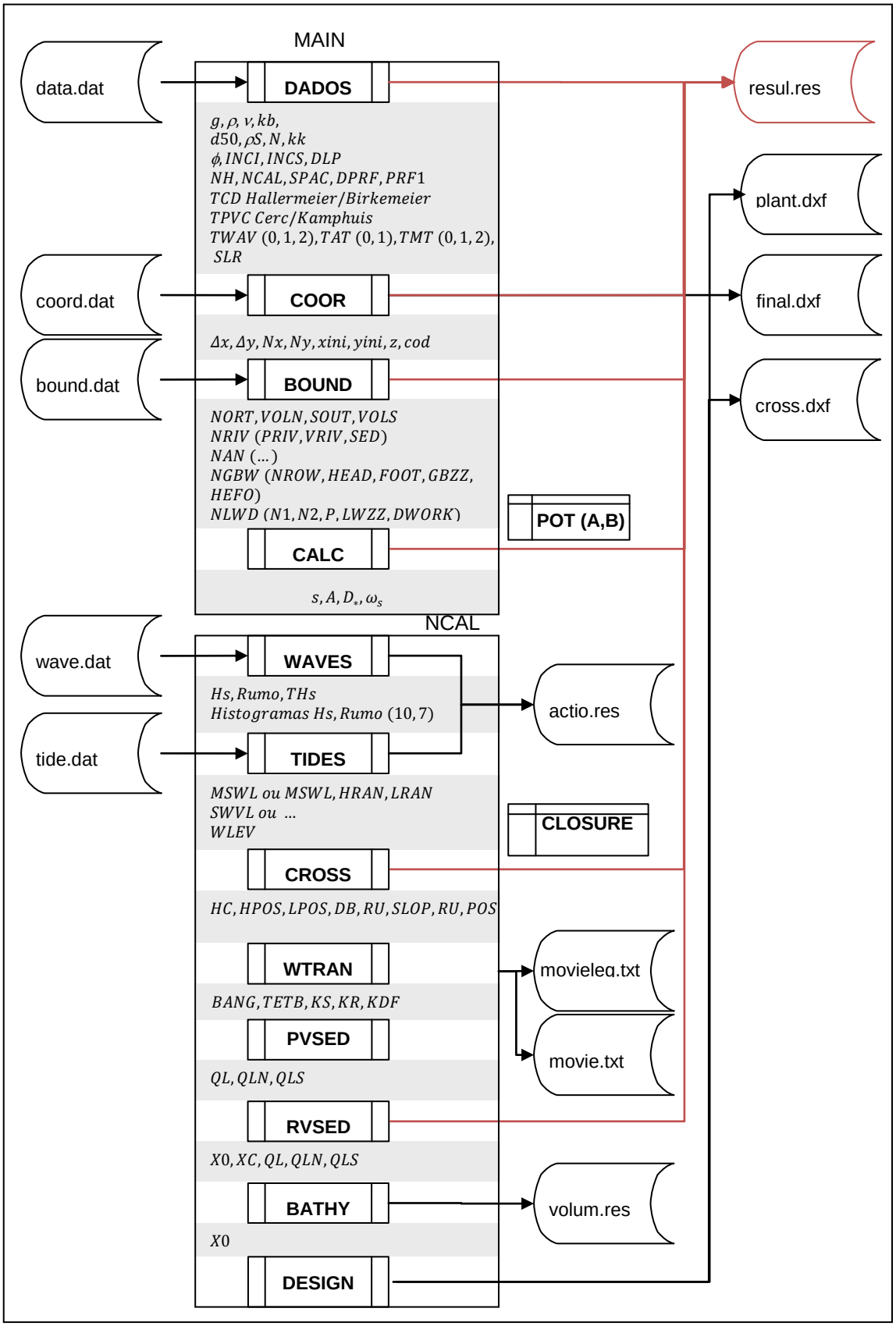


Figura 4.8. Organigrama do procedimento de cálculo do modelo LTC (adaptado de Coelho, 2005).

Seguidamente descreve-se de uma forma sucinta o procedimento de cálculo e o funcionamento de cada uma das subrotinas constituintes, podendo encontrar-se uma descrição mais detalhada em Coelho, 2005. Os ficheiros de entrada de dados nas simulações do modelo são: 'data.dat', 'coor.dat', 'bound.dat', 'wave.dat' e 'tide.dat'. E os de saída: 'resul.res', 'actio.res', 'volum.res', 'plant.dxf', 'cross.dxf', 'final.dxf', 'movie.txt' e 'movieleg.txt'.

O núcleo principal do modelo é a subrotina $MAIN$, onde são efectuadas as operações de abertura e fecho dos ficheiros de dados e de resultados, é também efectuada a chamada das restantes subrotinas, a definição de funções utilizadas na execução do programa (POT para o cálculo de potências e $CLOSURE$ para o cálculo da profundidade de fecho) e a escrita de dois ficheiros para visualização da posição da linha de costa ao longo da execução do modelo ('movie.txt' e 'movieleg.txt'). As quatro primeiras subrotinas são chamadas uma única vez enquanto as restantes se repetem para o número de passos computacionais, $NCAL$.

Na subrotina $DADOS$ é feita a leitura do ficheiro 'data.dat', onde constam os dados de entrada relativos às propriedades dos sedimentos e da água, a definição de parâmetros, e a selecção das opções de utilização disponíveis (secção 4.3.4): opções de configuração do perfil transversal de praia, opções para as formulações de cálculo da profundidade de fecho e da taxa de transporte potencial, opções para o tipo de ondas a considerar, opções para a variação do nível da água do mar e opções de cálculo. Os dados lidos são apresentados no ficheiro 'resul.res'.

Na subrotina $COOR$ é efectuada a leitura do ficheiro 'coord.dat', no qual são indicados os parâmetros que permitem a caracterização da malha computacional (Figura 4.9) e a topo-hidrografia sobre a mesma. A malha computacional é marcada nos ficheiros 'plant.dxf' e 'final.dxf', sendo enviados para o ficheiro 'result.res' os parâmetros que permitem a sua caracterização.

Na subrotina $BOUND$ é efectuada a leitura do ficheiro 'bound.dat', no qual devem ser indicadas as condições de fronteira para o domínio computacional. Neste ficheiro devem constar tanto as condições de fronteira laterais, como as condições representativas de constrangimentos internos (fontes aluvionares, alimentação artificial de areias) e de estruturas costeiras (esporões, estruturas longitudinais). Os dados de definição das condições de fronteira são também enviados para o ficheiro 'resul.res'.

A subrotina $CALC$ é uma subrotina simples que permite a determinação do perfil de equilíbrio de Dean, 1991, a partir das propriedades da água e dos sedimentos. Os resultados são também enviados para o ficheiro 'resul.res'. A seguir a esta subrotina inicia-se o ciclo de execução do modelo propriamente dito, que é efectuado $NCAL$ vezes, de acordo com as instruções de utilização indicadas no ficheiro 'data.dat'.

Na subrotina $WAVES$ é efectuada a entrada dos dados de agitação marítima por leitura do ficheiro 'wave.dat', que devem ser consistentes com a opção de utilização que conste no ficheiro 'data.dat'. Podem ser seleccionadas condições de agitação marítima (definidas pelo utilizador no ficheiro 'wave.dat') constantes, geradas aleatoriamente de forma a reproduzirem um determinado clima de ondas, ou condições limitadas numa classe de alturas e de rumos. Estes dados permitem a caracterização das condições de agitação marítima ao largo, sendo enviados para o ficheiro 'actio.res' no final da execução do modelo.

Na subrotina $TIDES$ é efectuada a leitura de dados relativos ao nível da água do mar, a partir do ficheiro 'tide.dat'. A variação do nível da água do mar inclui a maré astronómica, a maré meteorológica e o nível médio da água do mar, sendo definido a partir das opções seleccionadas pelo

utilizador no ficheiro 'data.dat'. Os parâmetros que permitem a definição do nível da água do mar ao longo da execução do modelo são enviados na primeira iteração do modelo para o ficheiro 'actio.res'.

Na subrotina $CROSS$ são calculados parâmetros importantes de definição do perfil activo de praia em cada uma das secções elementares do domínio computacional (Figura 4.9), nomeadamente, a profundidade de fecho, o declive da face da praia, a profundidade de rebentação e o limite de espraiamento da onda. É também efectuado o posicionamento dos limites do perfil activo da praia sobre a malha computacional, bem como das linhas de rebentação e do nível da água do mar. Eventuais erros que ocorram na execução desta subrotina são enviados para o ficheiro 'resul.res'.

Na subrotina $WTRAN$ procede-se à transformação da onda desde o largo até à linha de rebentação, cuja localização sobre a topo-hidrografia se baseia na estimativa da profundidade de rebentação efectuada na subrotina $CROSS$. A transformação da onda baseia-se na teoria linear da onda, sendo considerado o efeito da difracção junto às estruturas.

Na subrotina $PVSED$ é calculado o transporte longitudinal potencial utilizando a formulação seleccionada pelo utilizador no ficheiro 'data.dat', em função das condições de agitação marítima estimadas na subrotina $WTRAN$. Nesta subrotina são também quantificados os volumes em transporte nas fronteiras laterais do domínio computacional seguindo as indicações de utilização que constem do ficheiro 'bound.dat'.

Na subrotina $RVSED$ é quantificado o volume de sedimentos disponível em cada uma das secções elementares da malha computacional, havendo constrangimentos à variação do perfil transversal de praia, que são impostos pelo utilizador no ficheiro 'data.dat', através dos declives mínimos para a praia emersa e submersa, bem como do valor máximo para o deslocamento do ponto do perfil activo que se encontra a maior profundidade. Estes parâmetros, juntamente com a largura do perfil activo, irão determinar qual o volume de sedimentos efectivamente disponível para ser transportado, em cada secção do domínio computacional. Junto às estruturas existem constrangimentos acrescidos. Eventuais erros que ocorram na execução desta subrotina são enviados para o ficheiro 'resul.res'.

Na subrotina $BATHY$ começa por ser efectuado o balanço dos volumes de sedimentos efectivamente transportados em cada secção do domínio computacional, sendo o resultado do seu balanço, o volume de sedimentos a adicionar ou a subtrair à secção transversal. É então efectuada uma actualização das cotas do perfil activo, distribuindo uniformemente este volume, com correcções junto aos limites do mesmo. Nesta subrotina é também efectuada a quantificação dos valores acumulados dos volumes em transporte ao longo da execução do modelo nas secções indicadas pelo utilizador no ficheiro 'data.dat' e nas fronteiras laterais da malha computacional. Estes valores são enviados para o ficheiro 'volum.res'. A execução da última subrotina do modelo, $DESIGN$, resulta na escrita dos resultados nos ficheiros 'plant.dxf' (linha de costa ao longo da execução do modelo), 'cross.dxf' (perfil transversal ao longo da execução do modelo para as secções transversais seleccionadas) e 'final.dxf' (topo-hidrografia final do modelo).

O modelo utiliza uma malha computacional horizontal, com $N_x \times N_y$ pontos e uma resolução $dx \times dy$ (Figura 4.9, em cima). A topo-hidrografia do sector costeiro é definida nos pontos da malha. Em cada secção elementar são encontrados na topo-hidrografia os valores das cotas (medidas em relação ao nível da água do mar, cujo valor medido em relação ao ZH é conhecido) correspondentes à profundidade de fecho, à profundidade de rebentação e ao limite de espraiamento da onda, permitindo a sua localização em planta. Os pontos da malha correspondentes à profundidade de fecho e à profundidade de rebentação são os mais próximos de terra, cuja cota não seja superior ao valor respectivo calculado. Os pontos correspondentes ao nível médio da água do mar (linha de costa) e ao limite de espraiamento da onda são aqueles cuja cota não seja inferior ao respectivo valor calculado

(Figura 4.9, em baixo). A orientação da linha de rebentação na secção transversal i é estimada a partir da localização do ponto de rebentação dessa secção e do ponto de rebentação da secção $i+1$. O declive da face da praia é obtido com base nos pontos imediatamente anterior e posterior à posição do nível da água do mar. As taxas de transporte longitudinal são definidas para cada secção i de Sul para Norte. No final da execução do modelo a linha de costa é interpolada da topo-hidrografia.

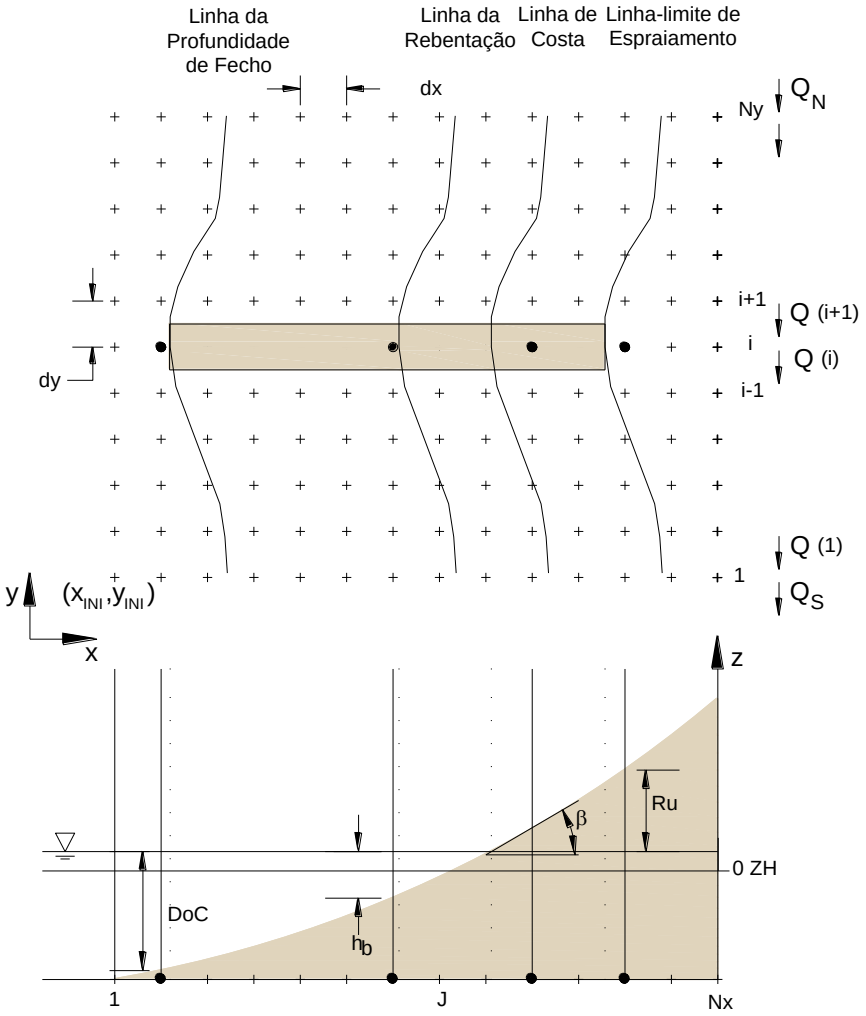


Figura 4.9. Esquema da malha computacional do modelo LTC: vista em planta (em cima) e perfil transversal (em baixo).

4.3.4. Opções de Utilização

No modelo LTC são diversas as opções de utilização relacionadas com os dados de entrada, os processos físicos representados, as condições de fronteira, a execução do modelo e os dados de saída, Quadro 4.2.

4.3.4.1. Dados de Entrada

Nível da Água do Mar

O modelo LTC permite que sejam incorporadas variações do nível da água do mar nas simulações, resultantes da eventual sobreposição de três efeitos: o efeito da maré; os efeitos devidos às condições

meteorológicas e o efeito da variação do nível médio da água do mar. O utilizador pode optar por incluir ou não cada um destes efeitos.

Quadro 4.2. Opções de utilização do modelo LTC.

Dados de entrada	Nível da água do mar	Devido à maré astronómica (Fixo / Variação semi-diurna); Devido a efeitos meteorológicos (Fixo / Variação aleatória num intervalo / Variação aleatória definida em classes de alturas de onda e de rumos); Nível médio da água do mar (Constante / Variável a uma taxa anual);
	Agitação marítima	Onda constante; Clima de ondas anual (gerado aleatoriamente de acordo com distribuições em frequência por classes de altura de onda e de rumo); Ondas pertencentes a classes de altura de onda e de rumo (geradas aleatoriamente);
Processos	Transformação da onda	Critério de rebentação (Valor do índice de profundidade de rebentação);
	Transporte longitudinal de sedimentos	Taxa potencial de transporte longitudinal: CERC, 1984 (valor da constante) / Kamphuis, 2002;
	Evolução morfológica	Profundidade de fecho: Hallermeier, 1978 / Birkemeier, 1985; Valor do ângulo de repouso dos sedimentos; Valor do declive mínimo da praia submersa (se for negativo o perfil transversal considerado é igual ao perfil de equilíbrio de Dean, 1991); Valor do declive mínimo da praia emersa; Valor de máximo deslocamento permitido para o ponto do perfil transversal que se encontra a maior profundidade;
Condições de fronteira	Fronteiras laterais (Norte e Sul)	Taxa de transporte imposta (taxa imposta (m^3/hora)); Taxa de transporte igual à da secção adjacente, adicionada da taxa de transporte imposta (taxa imposta (m^3/hora)); Extrapolação das condições nas secções adjacentes, adicionadas da taxa de transporte imposta (taxa imposta (m^3/hora));
	Fontes aluvionares	Perfil transversal que contém a fonte aluvionar; Taxa de débito aluvionar (m^3/hora).
	Alimentações artificiais	Volume total de sedimentos para alimentação artificial (m^3); Instantes, inicial e final, da alimentação (horas); Localização dos pontos SW e NE da área de alimentação na malha computacional;
	Esporões/quebramares	Perfil transversal que contém a estrutura; Pontos do perfil transversal correspondentes à cabeça e ao enraizamento da estrutura; Cota da estrutura (m ZH);
	Estruturas de defesa aderentes	Perfis que contêm os limites Sul e Norte da estrutura; Ponto do perfil transversal onde a estrutura se localiza; Cota da estrutura (m ZH);
Execução	Passo de tempo computacional (horas); Número de iterações do modelo;	
Dados de saída	Distância entre perfis transversais; Ponto da malha computacional correspondente ao primeiro perfil transversal; Número de iterações entre saída de resultados.	

O efeito da maré é incorporado através de uma função co-seno com uma variação semi-diurna, cuja amplitude varia linearmente entre um valor mínimo e um valor máximo com uma periodicidade de 28 dias, à qual é adicionado um nível médio. Na Figura 4.10 apresenta-se a simulação da variação do nível da água do mar por um período de 28 dias para um nível médio da água do mar (NM) de +2 m ZH, uma amplitude máxima de marés vivas de 3.6 m e uma amplitude mínima de marés mortas de 2 m. A função utilizada é uma simplificação da variação no tempo da altura da água devida à maré astronómica (referida ao ZH), que pretende incluir a sua variação semi-diurna e a variação observada entre períodos de marés vivas e marés mortas. Se o utilizador optar por incluir nas simulações a variação do nível da água do mar devido à maré astronómica, deve indicar a amplitude máxima em correspondência com a amplitude máxima em período de marés vivas e a amplitude mínima em correspondência com a amplitude mínima em período de marés mortas. O utilizador deve também indicar o nível médio da água do mar.

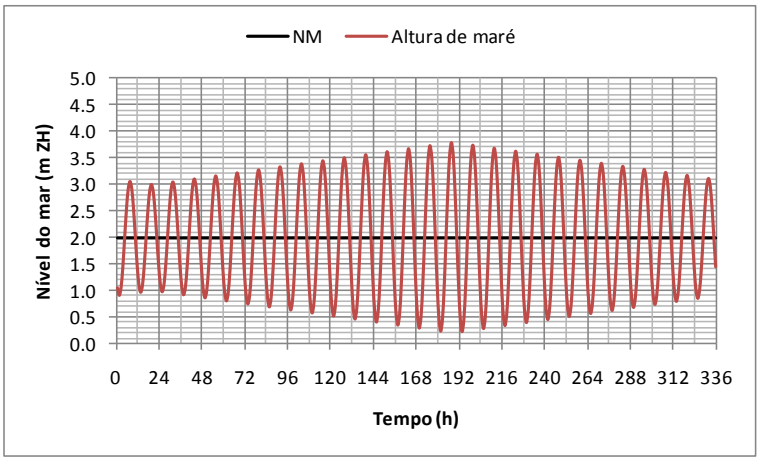


Figura 4.10. Simulação da variação do nível da água do mar devido à maré astronómica (NM = +2 m ZH, amplitude máxima: 3.6 m e amplitude mínima: 2 m).

A simulação da variação no tempo do nível da água do mar devida à maré astronómica poderia ser melhorada através da utilização de uma subrotina de previsão de alturas horárias com base no conhecimento de constantes harmónicas (Foreman, 1977).

As variações do nível da água do mar devidas a efeitos meteorológicos são também reproduzidas no modelo através da geração aleatória de valores em intervalos limitados. Em alternativa, podem estabelecer-se os limites da variação, ou definir os limites de variação em função de classes de alturas de onda, até um máximo de 4 classes, e neste caso, a variação do nível da água do mar devido a efeitos meteorológicos é função das alturas de onda geradas. Esta abordagem tenta relacionar de uma forma simplificada o que pode ocorrer em situações meteorológicas de baixas pressões localizadas junto à costa, em que se verifica a ocorrência simultânea de valores extremos de alturas de onda e de sobre-elevações do nível da água do mar (Taborda e Dias, 1992). Na Figura 4.11 representa-se uma simulação da variação do nível da água do mar para um período de 28 dias, considerando efeitos meteorológicos, para um nível médio da água do mar (NM) de +2 m ZH. Na parte esquerda da figura as variações devidas a efeitos meteorológicos estão limitadas ao intervalo ±20 cm, enquanto na parte direita estes efeitos são definidos em função das alturas de onda geradas. Neste último caso, quando num dado passo de tempo computacional é gerada uma onda com uma altura de onda inferior a 1 m, o nível da água do mar será igual ao nível médio da água do mar (+2 m ZH), se a altura de onda estiver compreendida entre 1 m e 3 m o nível da água do mar tomará um valor compreendido entre o valor do

nível médio +20 cm e o valor do nível médio -10 cm, se a altura de onda se situar entre 3 m e 6 m, o nível da água do mar tomará um valor entre +50 cm e -20 cm em torno do nível médio, e se a altura de onda for superior a 6m o nível irá variar entre+80 cm e -30 cm relativamente ao nível médio.

Na Figura 4.12 representa-se a simulação da variação do nível da água do mar quando se consideram os efeitos conjugados da maré astronómica e das variações causadas pela situação meteorológica, para os exemplos representados na Figura 4.10 e na Figura 4.11 (direita), respectivamente.

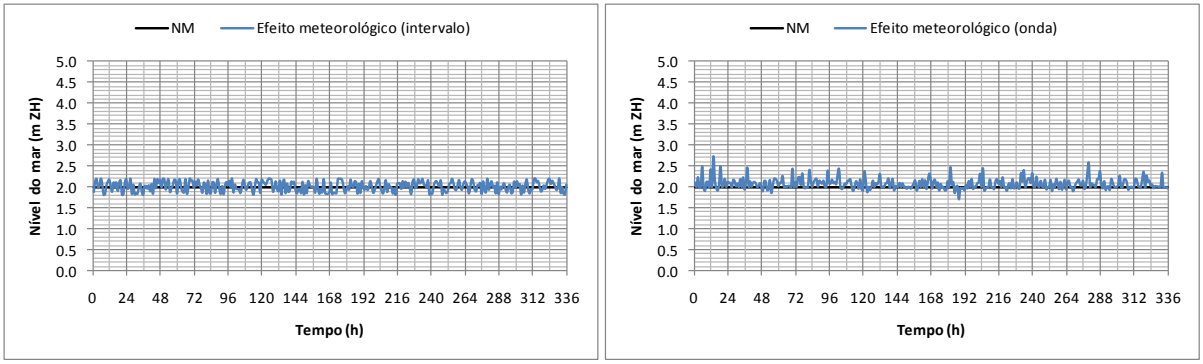


Figura 4.11. Simulação da variação do nível da água do mar devido a efeitos meteorológicos em torno do NM = +2 m ZH: no intervalo ± 20 cm (esquerda); em função da altura de onda (direita).

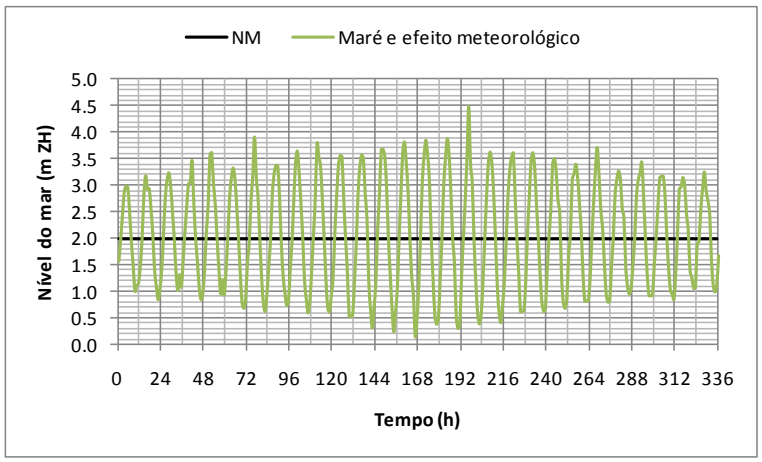


Figura 4.12. Simulação da variação do nível da água do mar em torno do NM = +2 m ZH, conjugando os efeitos da maré astronómica e causados pela situação meteorológica em função da altura de onda.

Se nenhum dos dois efeitos for considerado, o nível da água do mar será o nível médio da água do mar, que deverá ser definido pelo utilizador. O modelo permite ainda que o utilizador defina uma taxa anual de variação do nível médio da água do mar, podendo ser incluído desta forma o efeito da subida generalizada do nível da água do mar, resultante das alterações climáticas.

Agitação Marítima

Os dados de entrada para a caracterização da agitação marítima ao largo são comuns a todo o domínio computacional. Com base nestes dados são criadas séries temporais de alturas, rumos e períodos, que podem ser de três tipos: onda regular durante todo o tempo de simulação; ondas de características variáveis representativas de um clima anual típico; e ondas de características variáveis, geradas aleatoriamente dentro de intervalos limitados, para as alturas de onda e rumos, definidos pelo

utilizador. Na opção de uma onda regular durante todo o tempo de simulação, a altura de onda e o rumo são os indicados pelo utilizador, enquanto o período é função da altura de onda, calculado recorrendo à expressão (4.37).

No caso de ondas de características variáveis representativas de um clima anual típico, as séries temporais são obtidas por geração aleatória, definida de forma a reproduzir as funções de distribuição por classes de altura e rumo fornecidas pelo utilizador. O período de onda é obtido em função da altura de onda utilizando também a expressão (4.37), sendo-lhe adicionado um valor também gerado aleatoriamente entre ±2 s. Para ilustrar o modo de funcionamento do modelo quando esta opção é seleccionada, realizou-se uma simulação de 10 anos com saída anual de resultados. Na Figura 4.13 representam-se as distribuições por classes de altura de onda, fornecida pelo utilizador (representativo de um clima de ondas típico para a costa Noroeste Portuguesa) e representativas do conjunto de ondas geradas pelo modelo em simulações de 1 ano, 5 anos e 10 anos (esquerda). Representam-se também os desvios observados entre as distribuições acumuladas resultantes da geração e a distribuição acumulada fornecida pelo utilizador (direita). Na Figura 4.14 representam-se as distribuições por classes de rumo, fornecida pelo utilizador e representativas do conjunto de ondas geradas pelo modelo após uma execução de 1 ano, 5 anos e 10 anos (esquerda). Representam-se também para o rumo se representam os desvios observados entre as distribuições acumuladas resultantes da geração e a distribuição acumulada fornecida pelo utilizador (direita).

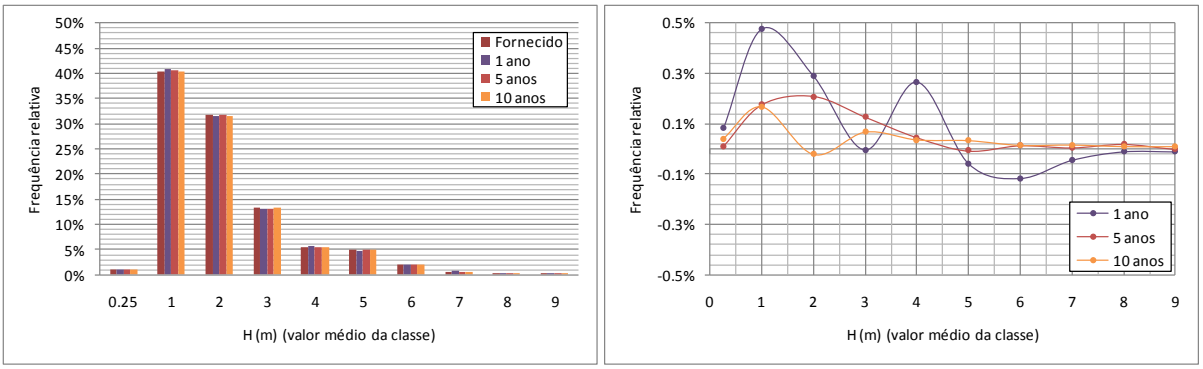


Figura 4.13. Distribuição em frequência por classes de altura de onda significativa: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo modelo em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos (esquerda); e desvios nas distribuições (direita).

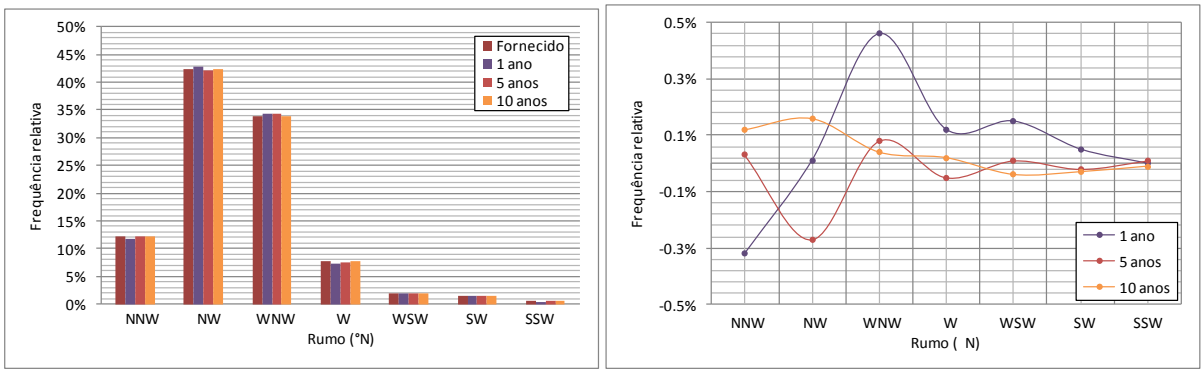


Figura 4.14. Distribuição em frequência por classes de rumo de onda: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo modelo em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos (esquerda); e desvios nas distribuições (direita).

Da análise das figuras destaca-se que os desvios entre as distribuições requeridas pelo utilizador e as resultantes da análise das ondas geradas ao fim de 1 ano de simulação são inferiores a 0.5%, havendo uma tendência para a sua redução à medida que o tempo de simulação decorre (ao fim de 10 anos são inferiores a 0.2%). Na Figura 4.15 representa-se a evolução temporal da distribuição em frequência, por classes de períodos de onda, resultante da análise do conjunto de ondas geradas durante a simulação numérica.

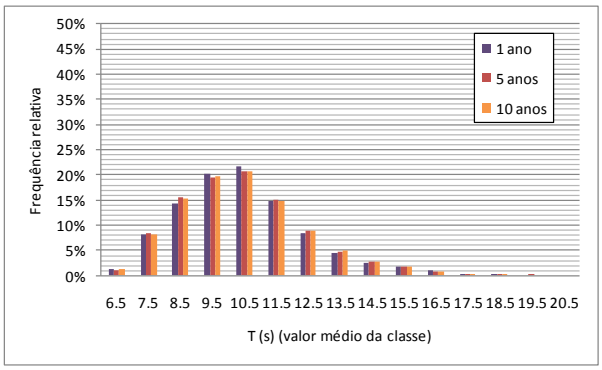


Figura 4.15. Distribuição em frequência por classes de período de onda representativa do conjunto de ondas geradas pelo modelo em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos.

Na opção de ondas de características variáveis, geradas aleatoriamente dentro de intervalos limitados de alturas de onda e rumos, as ondas geradas distribuem-se uniformemente em termos de altura e rumo, nos intervalos considerados. A título ilustrativo pode ver-se na Figura 4.16 a distribuição em frequência pelas classes de altura de onda consideradas pelo modelo quando a opção do clima de ondas é utilizada, do conjunto de ondas geradas pelo modelo no intervalo de alturas de onda $[0; 9.5]\ m$, durante uma simulação de 10 anos. As ondas distribuem-se uniformemente pelas classes consideradas com uma frequência que corresponde à dimensão relativa da classe no intervalo considerado para a geração.

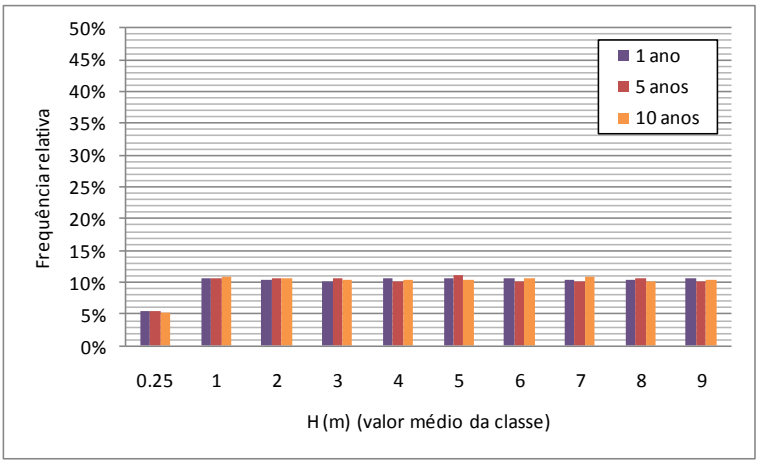


Figura 4.16. Distribuição em frequência por classes de altura de onda, representativa do conjunto de ondas geradas aleatoriamente pelo modelo no intervalo $[0; 9.5]\ m$, em simulações de 1 ano, 5 e 10 anos.

Da análise desta figura verifica-se que em cada classe com 1 m de dimensão se observam cerca de 10% das alturas de onda geradas no intervalo com 9.5 m de dimensão, enquanto na primeira classe com 0.5 m de dimensão se observam apenas 5% das alturas de onda.

Como possível melhoria à forma de entrada de dados de agitação marítima no modelo é de referir que, uma vez que o modelo aceita como dados de entrada para a caracterização de um clima de ondas as distribuições de probabilidade de alturas de onda e rumos, também os períodos de onda deveriam ser dados através da sua distribuição em frequência por classes. Com efeito, não se considera adequada a descrição dos períodos de onda através de uma relação semi-empírica obtida com base num conjunto de dados característicos de um determinado local, na aplicação do modelo a outros locais que não esse. Deveriam ser equacionadas outras possibilidades de síntese de dados de agitação marítima para a entrada nas simulações do modelo, como por exemplo a utilização de funções de distribuição de probabilidade conjuntas.

4.3.4.2. Processos Físicos

No procedimento de transformação da onda desde o largo até à zona de rebentação (secção 4.3.2.1) a única opção de utilização existente é a de definição do valor a adoptar para o índice de profundidade de rebentação, na expressão (4.28). Em relação ao transporte longitudinal de sedimentos o utilizador pode seleccionar entre as duas formulações disponíveis para o cálculo das taxas potenciais de transporte longitudinal: a fórmula CERC, 1984, expressão (4.40), para a qual deve indicar o valor da constante interveniente, e das propriedades da água e dos sedimentos (massa volúmica e porosidade) e a formulação de Kamphuis, 2002, expressão (4.41), em que o diâmetro mediano dos sedimentos deve também ser definido pelo utilizador.

A evolução morfológica é condicionada de sobremaneira pelas opções de utilização do modelo relacionadas com o cálculo da profundidade de fecho e com a definição dos parâmetros de controlo da actualização de cotas do perfil transversal de praia. O valor da profundidade de fecho influencia a evolução da topo-hidrografia, uma vez que para o mesmo volume de sedimentos em transporte numa dada secção transversal elementar, a uma maior profundidade de fecho corresponde uma maior largura do perfil activo, e portanto a distribuição do volume de sedimentos pelo perfil activo resultará numa menor variação das cotas do fundo. Em relação ao cálculo da profundidade de fecho, estão disponíveis duas expressões: a expressão adaptada da desenvolvida por Hallermeier, 1981a, expressão (4.50), e da desenvolvida por Birkemeier, 1985, expressão (4.51). Estas expressões são aplicadas onda a onda, sendo determinada uma profundidade de fecho para cada onda simulada. Como no modelo o período de onda apenas depende da altura de onda, expressão (4.37), estas expressões podem ser representadas em função da altura de onda, Figura 4.17.

As duas expressões são idênticas entre si e aproximadamente lineares, uma vez que o termo de segunda ordem, para alturas de onda entre 0 e 10 m, é no máximo 10% do termo de primeira ordem. Por outro lado o termo de primeira ordem para a formulação de Hallermeier, 1981a é cerca de 30% superior ao da formulação de Birkemeier, 1985, pelo que as profundidades de fecho estimadas através da expressão (4.50) são cerca de 30% superiores às estimadas pela expressão (4.51), independentemente da altura de onda. Estas expressões foram estabelecidas com base em observações de longo prazo de perfis de praia, sendo a altura de onda e o período intervenientes, parâmetros caracterizadores de condições extremas de agitação marítima (em particular a altura de onda que é excedida 12 horas/ano e o período correspondente). No entanto, são aplicadas pelo modelo a cada conjunto de parâmetros caracterizadores de cada onda individual gerada pelo modelo. Esta questão será discutida em detalhe na secção 4.3.5.8.

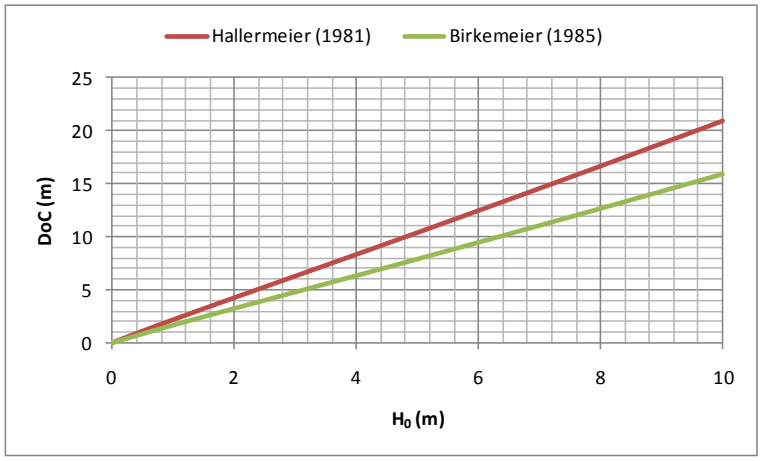


Figura 4.17. Profundidade de fecho em função da altura de onda calculada através das expressões de Hallermeier, 1981a, e de Birkemeier, 1985.

Outros parâmetros que condicionam a actualização de cotas ao longo do perfil transversal são: o valor do ângulo de repouso dos sedimentos, os declives mínimos da praia emersa e submersa, e o deslocamento máximo do ponto do perfil transversal junto à profundidade de fecho. O procedimento é geometricamente complexo e será discutido com algum detalhe na secção seguinte.

4.3.4.3. Procedimento de Actualização de Cotas

Em cada iteração do modelo e para cada secção transversal da malha computacional é contabilizado o volume real de sedimentos em transporte, através do balanço entre os volumes que entram e saem da secção. O resultado deste balanço determina se o perfil se encontra em situação de erosão ou de acreção, o que se traduzirá, respectivamente, numa redução ou elevação de cotas, que se fará de forma uniforme ao longo do perfil transversal activo (variação constante dos pontos do perfil activo). Junto aos seus limites são efectuadas correcções, havendo a preocupação de tentar manter o balanço sedimentar. A largura do perfil activo é definida através da distância compreendida entre a localização em planta dos valores interpolados[14] para a localização em planta da profundidade de fecho (DoC) e do limite de espraiamento máximo das ondas (Ru).

Cabe ao utilizador impor restrições às variações das cotas, através da indicação das inclinações mínimas do perfil submerso e do perfil emerso. A estabilidade dos taludes é assegurada através do ângulo de repouso dos sedimentos também indicado pelo utilizador, que irá definir a inclinação máxima do perfil junto aos seus limites (Figura 4.18).

Em situação de acreção a actualização de cotas inicia-se junto ao limite de espraiamento máximo das ondas, que é elevado de um valor proporcional à distância ao valor de localização em planta desse limite[15], um pouco diferente do valor constante de elevação de cotas ao longo do resto do perfil. Imediatamente é verificado se a inclinação mínima do perfil emerso é respeitada. Caso tal não aconteça a elevação é transferida os pontos adjacentes, no sentido de terra, até que a condição de declive emerso mínimo seja cumprida. Este procedimento é efectuado em todos os pontos do perfil, no

[14] Os valores de cota para os parâmetros estimados podem não coincidir com pontos da malha, sendo efectuada uma interpolação da sua localização em planta. A largura do perfil activo é definida em função dos valores interpolados, pelo que a actualização das cotas nos pontos da malha deve incorporar esta pequena diferença.

[15] Se o limite de espraiamento coincidir com a cota de coroamento de uma estrutura, não há elevação de cotas, uma vez que o modelo admite que este valor se mantém inalterado durante as simulações, distribuindo-se a elevação correspondente a este ponto pelo resto do perfil.

sentido do mar, até ao limite submerso. Junto a este limite verifica-se uma elevação de cota proporcional à distância ao valor da sua localização em planta, efectuando-se uma verificação da estabilidade do talude criado. Caso o limite máximo imposto pelo ângulo de repouso dos sedimentos seja ultrapassado, o modelo distribui a elevação para cotas mais profundas. Na Figura 4.18 pode ver-se o efeito do procedimento de actualização de cotas para uma secção transversal em situação persistente de acreção (a barlamar de um esporão, longo para uma clara ilustração), durante uma simulação de 2.85 anos, para uma inclinação mínima da praia emersa nula e um ângulo de repouso dos sedimentos de 15º. Uma maior inclinação mínima da praia emersa resultaria na possibilidade de acomodação de maiores volumes na parte alta da praia e consequentemente num avanço mais lento da linha de água. A influência do ângulo de repouso dos sedimentos é essencialmente a relacionada com o declive da frente de acreção, havendo maior deslizamento para maiores profundidades no caso de um menor ângulo de repouso.

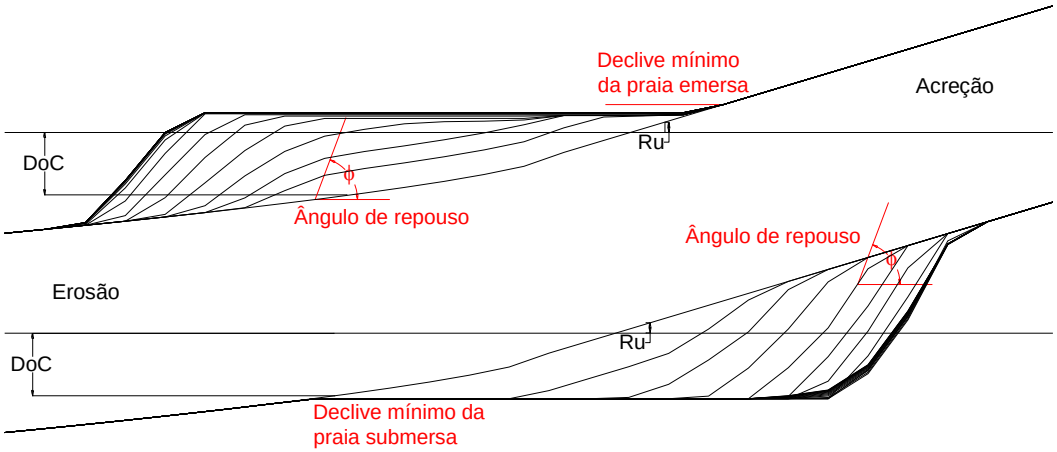


Figura 4.18. Esquema de definição de actualização de cotas do perfil transversal activo (exagero vertical).

Em situação de erosão, o procedimento de redução de cotas inicia-se junto ao limite submerso do perfil activo. Junto a este limite a redução é proporcional à distância ao valor da sua localização em planta. No caso de a redução de cota neste ponto causar uma inclinação inferior à mínima imposta pelo utilizador, o valor de cota admite-se tal, que a condição para a inclinação mínima seja cumprida, tentando compensar-se a diferença para a redução que o balanço de volumes determinaria, junto ao limite de espraiamento da onda, desde que este não coincida com um ponto defendido por uma estrutura aderente ou esporão. O utilizador poderá definir uma variável (DLP) que permitirá a redução de cotas para valores inferiores à correspondente à DoC. O procedimento é repetido em todos os pontos do perfil, no sentido de terra, até ao limite emerso. Junto a este limite verifica-se uma redução de cota proporcional à distância ao valor da sua localização em planta, efectuando-se uma verificação da estabilidade do declive criado, desde que este ponto não coincida com um ponto defendido por uma estrutura aderente ou esporão, caso em que se admite que essa estabilidade existe. Se o declive for superior à inclinação imposta pelo ângulo de repouso dos sedimentos, há uma transferência da redução para os pontos adjacentes, no sentido de terra[16]. Na Figura 4.18 pode ver-se o efeito do procedimento de actualização de cotas para uma secção transversal em situação persistente de erosão (a sotamar de um esporão, longo para uma clara ilustração), durante uma simulação de 2.85 anos, para uma

[16] Reconhece-se que devesse ocorrer um deslizamento no sentido do mar.

inclinação mínima da praia submersa nula e um ângulo de repouso dos sedimentos de 15º. Uma maior inclinação mínima da praia submersa resultaria num forte condicionamento da disponibilidade sedimentar do perfil. A influência do ângulo de repouso dos sedimentos é essencialmente a relacionada com o declive do declive de erosão da praia emersa.

4.3.4.4. Condições de Fronteira

Dada a importância das condições de fronteira nas simulações numéricas, existem várias opções para as fronteiras laterais do domínio computacional: taxa de transporte constante imposta pelo utilizador; taxa de transporte igual à da secção adjacente à fronteira, podendo ser adicionado um volume de sedimentos a uma taxa constante imposta pelo utilizador; taxa de transporte igual à taxa média das secções adjacentes à fronteira, podendo ser adicionado um volume de sedimentos a uma taxa constante imposta pelo utilizador. Na secção 4.3.5.2 será avaliado com maior detalhe o efeito de cada uma das opções no comportamento do modelo.

Além das fronteiras laterais o modelo permite que se considerem outras singularidades que possam existir no sector costeiro em estudo, incluindo estruturas de defesa costeira (esporões, quebramares ou estruturas aderentes) e alimentação artificial de praias, ou fontes/sumidouros pontuais de sedimentos, como sejam os rios ou os canhões submarinos. Para ilustrar o comportamento do modelo quando estas singularidades são consideradas pelo utilizador, foram efectuadas algumas simulações para um trecho costeiro genérico, caracterizado por uma praia uniforme e rectilínea sob acção de uma onda constante proveniente de uma direcção de 80ºN, caracterizada por uma altura de onda $H_0 = 2\,m$ e um período $T = 9.34\,s$. O tempo das simulações era de 10 anos com um passo temporal de 1 hora (8760 iterações). A topo-hidrografia inicial era regular com dimensões 8 km x 20 km e uma resolução 20 m x 100 m, com batimetria uniforme correspondente ao perfil de equilíbrio de Dean, 1991, para $d_{50} = 0.3\,mm$, $m = 2/3$, e $SPA = 0.125\,m^{1/3}$; e a um perfil com uma inclinação de 3% acima do ZH. O nível da água do mar foi mantido constante durante as simulações, igual a +2m ZH. Os declives mínimos, da praia submersa e da praia emersa foram considerados nulos, sem rebaixamento de cotas para além da profundidade de fecho. O ângulo de repouso adoptado para os sedimentos era de 15º. A capacidade potencial de transporte longitudinal foi calculada através da fórmula de CERC, 1984 ($K = 0.39$), e a profundidade de fecho determinada pela formulação de Hallermeier, 1981a. Junto às fronteiras Norte e Sul do domínio de cálculo, não foram permitidas trocas sedimentares. Na Figura 4.19 representa-se a configuração da linha de costa sobre a topo-hidrografia no final das simulações.

Na Figura 4.19a) representa-se o resultado da simulação da evolução natural do trecho genérico considerado. Esta é a situação de referência, para a qual, uma vez que não foram permitidas trocas sedimentares com o exterior, se verifica erosão a Norte e acreção a Sul, com a linha de costa a rodar de forma a orientar-se tendencialmente segundo a perpendicular à direcção de incidência da onda.

O modelo permite que se inclua o efeito de fornecimentos sedimentares pontuais a uma taxa constante, que pretendem simular o débito sedimentar por parte de um rio, cabendo ao utilizador indicar a sua localização e a taxa de débito. O resultado da activação desta opção ilustra-se na Figura 4.19b). Na simulação foi considerada uma fonte sedimentar pontual localizada a cerca de 1 km da fronteira Norte, com uma taxa de débito dupla da capacidade de transporte da onda considerada na simulação, para a configuração costeira inicial. Comparando com a situação de referência, verifica-se acreção em todo o sector, acompanhada de um avanço significativo da linha de costa nas imediações do rio, denotando-se uma redução da sua influência na configuração costeira para zonas mais afastadas, em particular junto à fronteira Sul.

A alimentação artificial de praias está a tornar-se uma prática mais frequente na defesa costeira, muitas vezes como medida complementar à construção de estruturas de defesa. O modelo permite que seja efectuada uma análise da evolução da configuração da linha de costa após uma operação de alimentação artificial com areia ter sido levada a cabo, devendo o utilizador indicar o volume total de sedimentos utilizado, o período de tempo em que a operação ocorreu (instantes inicial e final) e a localização e extensão da área de alimentação (pontos SW e NE da malha computacional). Na Figura 4.19c) apresentam-se os resultados da simulação de uma alimentação artificial com 20 milhões m^3 de areia, durante 1000 horas (cerca de 40 dias) desde o início da simulação. Admite-se que o volume sedimentar é depositado na área indicada na figura (300 m x 2000 m). Ao fim de 10 anos de simulação a comparação com a situação de referência mostra o efeito da intervenção. Verifica-se um recuo inferior da linha de costa junto à fronteira Norte e na parte central do sector costeiro, e um maior avanço a Sul.

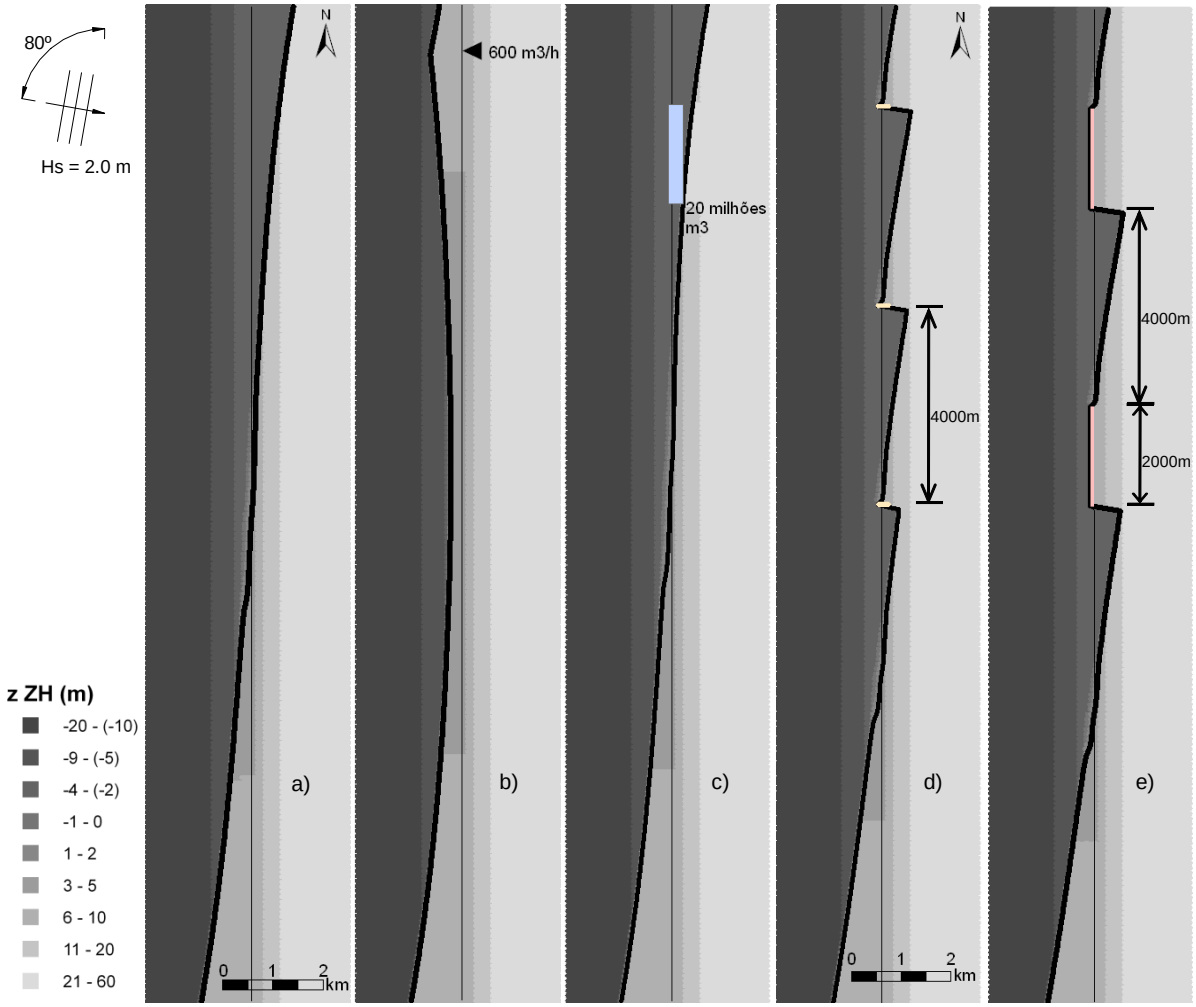


Figura 4.19. Simulações do modelo LTC para um trecho costeiro genérico com diferentes constrangimentos: a) situação de referência; b) fonte aluvionar (600 m^3/hora); c) alimentação artificial (20 milhões m^3/ 1000 horas); d) campo de esporões (200 m); e) estruturas aderentes (2000 m) (linha de costa: — inicial, ▬ final).

O modelo também permite a simulação do efeito da construção de estruturas de defesa costeira designadas 'pesadas', devido ao acentuado impacto que têm junto à sua zona de implantação, como esporões, quebramares destacados e estruturas aderentes. No entanto, existem algumas limitações no

que diz respeito à configuração das estruturas, apenas podendo ser representadas estruturas com um alinhamento linear longitudinal ou transversal, não sendo possível a representação de configurações curvas (ou oblíquas relativamente à malha computacional). Na Figura 4.19d) apresenta-se a configuração do trecho genérico em estudo, 10 anos após a construção de três esporões com um comprimento de 200 m, distanciados 4000 m entre si. Na preparação da simulação, o utilizador deve indicar a cota de cada estrutura (referida ao ZH), a localização da secção transversal que contém a estrutura e as posições da sua cabeça e enraizamento na malha computacional. Comparando os resultados da simulação com os da situação de referência são evidentes os benefícios da construção das estruturas em termos de redução da erosão a barlamar da sua zona de implantação. Apesar dos impactos negativos que se estendem em cerca de 2000 m para sotamar de cada estrutura, de uma forma geral, o sector costeiro parece beneficiar com a intervenção. As estruturas aderentes são representadas no modelo assumindo que para o interior das mesmas não se verificam alterações topográficas. O utilizador deve indicar a cota do coroamento da estrutura (referida ao ZH), a localização longitudinal dos limites Norte e Sul e a sua posição transversal na malha computacional. Comparando os resultados da simulação do efeito de duas estruturas aderentes com uma extensão de 2000 m, distanciadas de 4000 m entre si (Figura 4.19e)), com os resultados da simulação do efeito do campo de esporões (Figura 4.19d)), destaca-se o aumento do efeito erosivo observado a sotamar das estruturas.

4.3.4.5. Execução e Dados de Saída

Na definição das simulações o utilizador do modelo LTC deve seleccionar qual o passo de tempo computacional ($NH\ (horas)$) e qual o número de iterações do modelo, ficando estabelecida, desta forma, a duração da simulação. A saída de resultados acontece na primeira iteração do modelo e subsequentemente após um intervalo de tempo fixo ($= NH\ x\ SPAC$) definido pelo utilizador, através da indicação do número de iterações entre a saída de resultados sucessivos ($SPAC$). Para esses passos de tempo são enviadas as posições da linha de costa, para o ficheiro ´plant.dxf", as cotas de perfis transversais pré-seleccionados, para o ficheiro 'cross.dxf" e os volumes em transporte junto aos mesmos perfis, para o ficheiro 'volum.res'. A pré-selecção dos perfis cabe também ao utilizador, que deverá indicar a posição do primeiro perfil na malha computacional e a distância longitudinal que separa dois perfis, para os quais serão devolvidos os resultados.

4.3.5. Testes Genéricos e Desenvolvimento

4.3.5.1. Difracção Junto a um Quebramar Semi-infinito

De maneira a avaliar-se a forma como o modelo simula o efeito da difracção em torno de uma estrutura costeira (e.g. um esporão ou um quebramar portuário), foi realizada uma série de simulações de 25000 horas (2.85 anos) com um passo temporal de 1 hora. O suporte batimétrico consiste numa praia rectilínea, no centro da qual existe uma grande estrutura de defesa transversal (com cerca de 1200 m de comprimento para uma melhor ilustração). A malha computacional considerada era regular com dimensões 4.8 km x 6 km e uma resolução de 40 m x 50 m, com batimetria correspondente ao perfil de equilíbrio de Dean, 1991, para $d_{50} = 0.3\ mm$, $m = 2/3$ e $SPA = 0.125\ m^{1/3}$; e um perfil com uma inclinação de 3% acima do ZH. O nível da água do mar foi mantido constante e igual a +2 m ZH, ao longo da execução do modelo, não sendo consideradas variações de maré. As condições nas fronteiras laterais foram extrapoladas das secções adjacentes. Os declives mínimos da praia, submersa e emersa, foram considerados nulos, sem rebaixamento de cotas para além da profundidade de fecho; o ângulo de repouso dos sedimentos considerado foi de 15º. A capacidade potencial de transporte sedimentar foi calculado pela fórmula de CERC, 1984; e a profundidade de fecho determinada pela

formulação de Hallermeier, 1981a. O sector modelado foi submetido à acção de duas ondas regulares com diferentes características, uma com uma altura de onda de 1 m e outra com uma altura de onda de 3 m, ambas provenientes de um rumo ao largo de 50°N. Os testes realizados são descritos no Quadro 4.3, e os resultados apresentados na Figura 4.20 a Figura 4.23.

Quadro 4.3. Quadro resumo dos testes numéricos realizados para avaliar a forma de cálculo da difracção em torno de um esporão.

Teste	$H_0\ (m)$	Rumo (°)	Difracção	Correcção ao passo espacial	Correcção à condição de difracção	K_d mínimo
1	1	50	Sem			
2	3	50	Sem			
3	1	50	Coelho, 2005			0.1
4	3	50	Coelho, 2005			0.1
5	1	50	Coelho, 2005	√	√	0.1
6	3	50	Coelho, 2005	√	√	0.1
7	1	50	Coelho, 2005	√	√	0.01
8	3	50	Coelho, 2005	√	√	0.01

Na Figura 4.20 mostram-se os resultados dos Testes 1 e 2, para cada uma das ondas, sem que a difracção tenha sido simulada. Na Figura 4.21 pode ver-se o efeito do cálculo da difracção usando o modelo LTC (cf. secção 4.3.2.1) na configuração costeira junto ao esporão. Uma inspecção ao código numérico suscitou a necessidade de pequenas correcções, relacionadas com o passo espacial e com a condição de difracção. Na Figura 4.22 apresenta-se o efeito das correcções introduzidas. Na região afectada pela difracção destaca-se uma suavização do declive da praia a sotamar do esporão, e uma suavização na configuração da linha de costa, quando a condição de difracção é modificada. No caso da onda de 3 m os efeitos são mais evidentes.

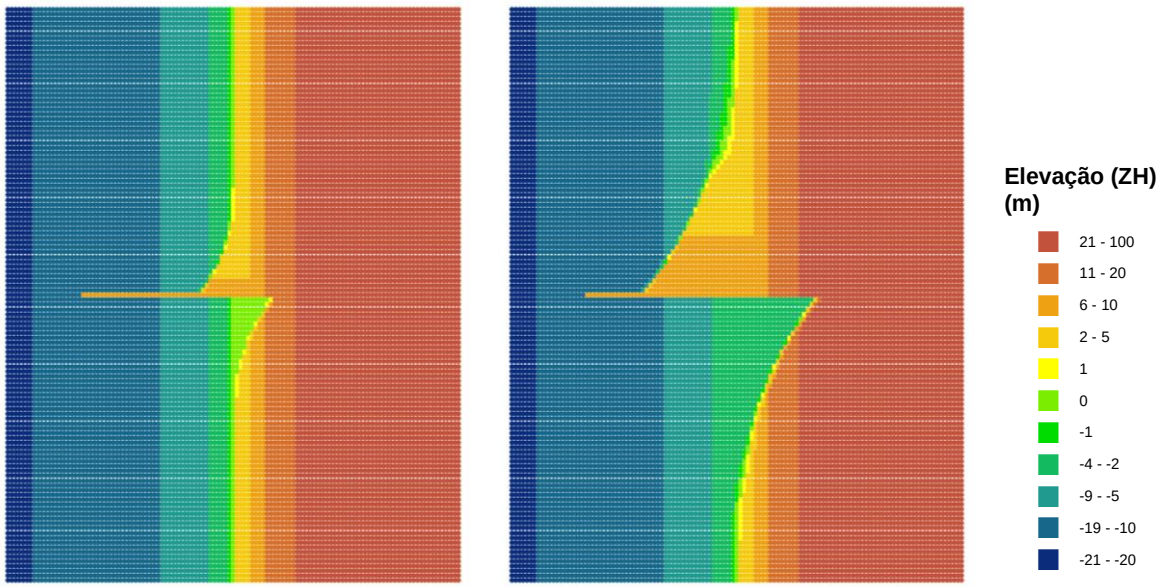


Figura 4.20. Teste 1 ($H_0 = 1\ m$, esquerda) e Teste 2 ($H_0 = 3\ m$, direita) sem considerar o fenómeno de difracção.

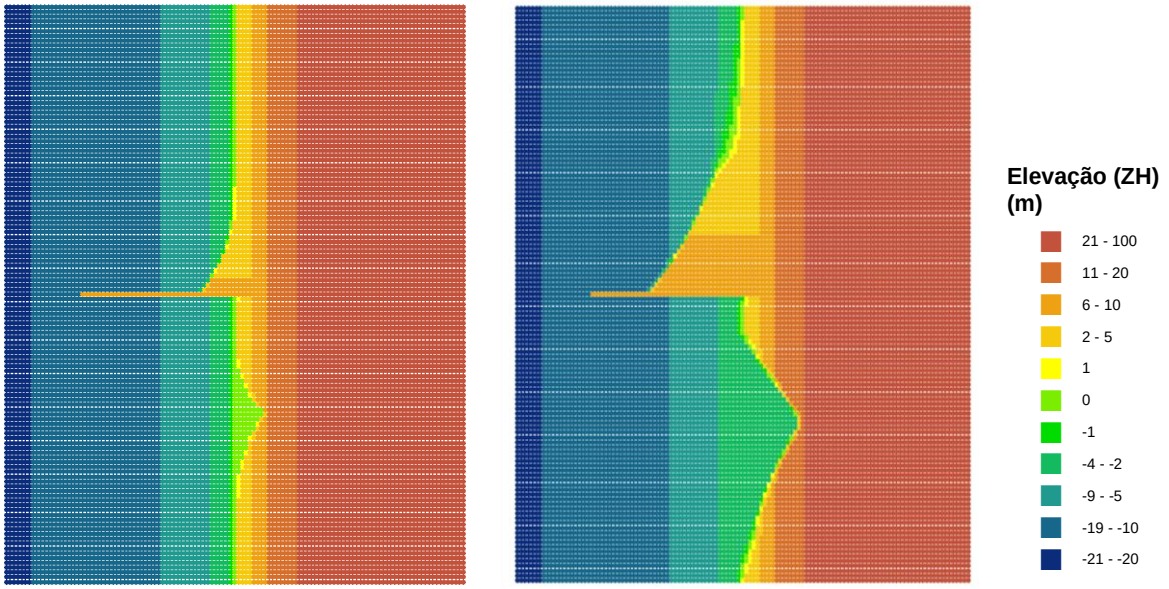


Figura 4.21. Teste 3 ($H_0 = 1\ m$, esquerda) e Teste 4 ($H_0 = 3\ m$, direita) com a difracção modelada de acordo com Coelho, 2005.

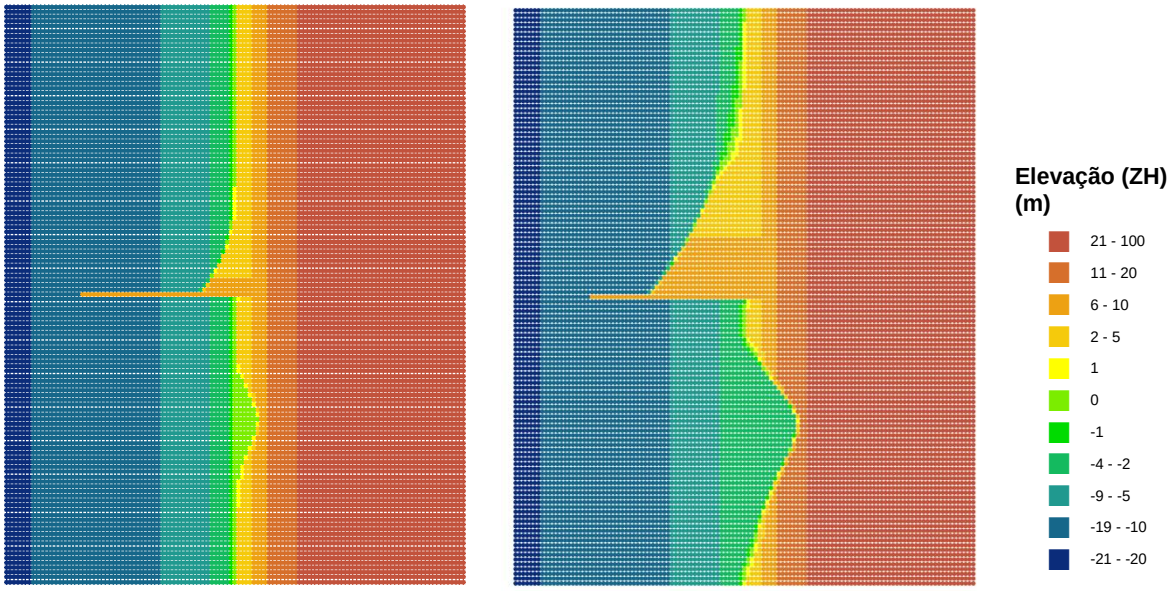


Figura 4.22. Teste 5 ($H_0 = 1\ m$, esquerda) e Teste 6 ($H_0 = 3\ m$, direita) com a difracção modelada de acordo com Coelho, 2005, e com correcções ao passo espacial e à condição de difracção.

Os testes 7 e 8, cujos resultados são apresentados na Figura 4.23, servem também para analisar o efeito de considerar um valor mínimo para o coeficiente de difracção. Atente-se nas figuras anteriores para notar que para um valor mínimo de 0.1 existe uma certa erosão na zona de enraizamento da estrutura, que não se encontra no caso de um valor mínimo de 0.01. Uma redução deste mínimo para 0.001 parece não ter já qualquer efeito sobre a linha de costa para a resolução da malha computacional considerada.

Pretendia-se avaliar o desempenho do modelo no cálculo da difracção, o efeito do valor mínimo permitido para o coeficiente de difracção, bem como o efeito de pequenas correcções ao passo espacial e à condição de difracção.

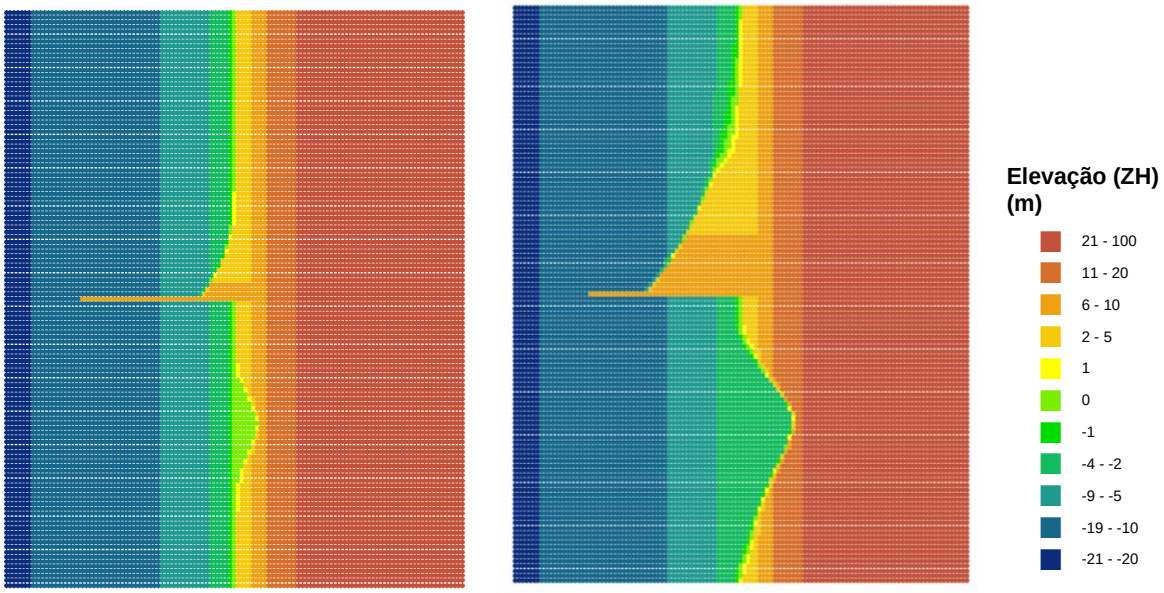


Figura 4.23. Teste 7 ($H_0 = 1\ m$, esquerda) e Teste 8 ($H_0 = 3\ m$, direita), com a difracção modelada de acordo com Coelho, 2005, com correcções ao passo espacial e à condição de difracção, e com $K_{d,min} = 0.01$.

Com base nestes resultados, foram efectuados alguns ajustes ao procedimento de cálculo da difracção no modelo LTC. Além desses, no caso de o limite de espraiamento da onda ultrapassar a frente da estrutura de defesa, admite-se que a rebentação se faz sobre a frente da estrutura e considera-se que também existe difracção em torno da estrutura.

Uma vez que o método de cálculo da difracção (Coelho, 2005) se baseava num ábaco apresentado por Sorensen *et al.*, 2003, para uma onda com uma direcção de incidência que faz um ângulo de 60º com um quebramar semi-infinito, tentou-se encontrar-se uma abordagem alternativa à forma expedita como este cálculo era efectuado.

Após alguma pesquisa bibliográfica, verificou-se um claro destaque para o trabalho de Goda *et al.*, 1978, e Goda, 2000. Kraus, 1984, baseado no trabalho de Goda *et al.*, 1978, e Goda, 2000, e fazendo algumas aproximações desenvolveu um procedimento relativamente simples para o cálculo de coeficientes de difracção junto a quebramares semi-infinitos, sobre profundidades uniformes. O método consiste na determinação do parâmetro adimensional de dispersão máxima, $Smax$, em águas pouco profundas, recorrendo à Figura 4.24, a partir do conhecimento do seu valor em águas profundas. Os valores recomendados para este parâmetro em águas profundas são apresentados no Quadro 4.4.

Em águas pouco profundas, onde as estruturas de protecção costeira são construídas, as ondas sentem o efeito da refracção tornando-se mais longas e menos dispersas em termos de direcção. Em regiões cuja batimetria é representada por linhas batimétricas paralelas, a dispersão direccional pode ser representada por um aumento aparente do parâmetro de dispersão, de acordo com a Figura 4.24. O conhecimento deste parâmetro permite a determinação do coeficiente de difracção ao longo de uma linha que forma um ângulo γ com a direcção de propagação da onda junto à cabeça do quebramar, Figura 4.6, através da equação:

$$K_d = \sqrt{0.5\left[tanh\frac{Smax\,(-\gamma\,\pi/180)}{W} + 1\right]}, \tag{4.53}$$

em que γ se expressa em graus e W é dado por:

$$W = -0.000103\,Smax^2 + 0.270\,Smax + 5.31. \tag{4.54}$$

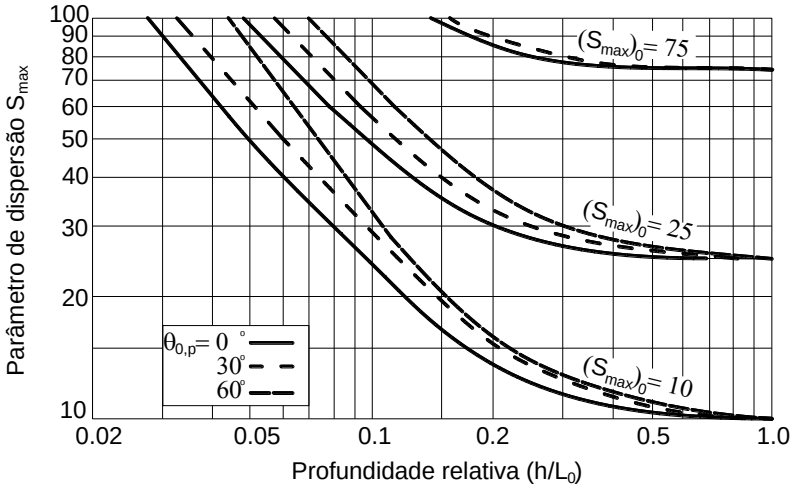


Figura 4.24. Parâmetro de dispersão em águas pouco profundas ($\theta_{0,p}$ representa o ângulo de incidência predominante da onda ao largo e h a profundidade da água. Goda, 2000).

Quadro 4.4. Parâmetro de dispersão em águas profundas (Goda, 2000).

Tipo de ondas	$Smax$
Agitação Marítima	10
Ondulação Curta (grande declividade)	25
Ondulação Longa (pequena declividade)	75

Também Kamphuis, 2000, baseado no trabalho de *Goda* e recorrendo a técnicas de análise por regressão linear, apresenta a seguinte forma empírica de cálculo do coeficiente de difracção na zona abrigada do quebramar em função do ângulo γ:

$$\begin{aligned} K_d &= 0.69 + 0.008\,\gamma \quad , -90° \le \gamma \le 0° \\ K_d &= 0.71 + 0.370\,\sin\gamma\,, 0° < \gamma \le 40° \\ K_d &= 0.69 + 0.008\,\sin\gamma\,, 40° \le \gamma \le 90° \end{aligned} \quad . \tag{4.55}$$

Penny e Price, 1952, utilizaram a solução para as equações de Sommerfeld, 1986 que representam o problema da difracção da luz numa tela semi-infinita totalmente reflectora, para a luz polarizada segundo o plano paralelo à tela, para determinar o coeficiente de difracção junto a um quebramar rígido, a partir de uma função correspondente à parte espacial do potencial de velocidade que descreve o movimento da superfície da água, $F_{xy}(x,y)$, e é dada por:

$$F_{xy}(x,y) = \frac{1+i}{2}\left[e^{-iky}\int_{-\infty}^{\sigma} e^{-i\frac{\pi}{2}u^2}du + e^{iky}\int_{-\infty}^{\sigma'} e^{-i\frac{\pi}{2}u^2}du\right], \tag{4.56}$$

em que *k* representa o número de onda, dado em função do comprimento de onda, L:

$$k = \frac{2\pi}{L} \tag{4.57}$$

e os limites dos integrais são dados por:

$$\sigma = \pm 2\sqrt{\frac{r-y}{L_i}} \qquad \text{e} \qquad \sigma' = \pm 2\sqrt{\frac{r+y}{L_i}}. \tag{4.58}$$

Admitindo que a profundidade é uniforme junto ao quebramar, o coeficiente de difracção é estimado através da equação:

$$k_d = \left|F_{xy}(x,y)\right| = \sqrt{{F_{xy,r}}^2 + {F_{xy,i}}^2}. \tag{4.59}$$

A determinação da função espacial $F_{xy}(x,y)$ obriga à avaliação dos integrais de *Fresnel*:

$$C(\sigma) = \int_0^\sigma cos\frac{\pi}{2}u^2 du \qquad \text{e} \qquad S(\sigma) = \int_0^\sigma sen\frac{\pi}{2}u^2 du. \tag{4.60}$$

Para um quebramar alinhado com o eixo do x, entre 0 e $+\infty$, de acordo com o esquema apresentado na Figura 4.6, Penny e Price, 1952, indicam os sinais positivos e negativos dos limites dos integrais em função do quadrante onde a função está a ser avaliada, conforme se apresenta no Quadro 4.5.

Quadro 4.5. Sinais de σ e de σ' em função do quadrante (Penny e Price, 1952).

Quadrantes	Sinal de σ	Sinal de σ'
$x < 0$	+	−
$x \geq 0, \quad y < 0$	+	+
$x \geq 0, \quad y \geq 0$	−	−

A equação (4.56) pode ser escrita da seguinte forma, separando $F_{xy}(x,y)$ em parte real e parte imaginária:

$$\begin{aligned} F_{xy,r} = \frac{1}{2}[2 + C(\sigma) + C(\sigma') + S(\sigma) + S(\sigma')]\ \cos ky \\ + [C(\sigma) - C(\sigma') - S(\sigma) + S(\sigma')]\ \text{sen}\, ky \end{aligned} \tag{4.61}$$

$$\begin{aligned} F_{xy,i} = \frac{1}{2}[2 + C(\sigma) + C(\sigma') - S(\sigma) - S(\sigma')]\ \cos ky \\ - [C(\sigma) - C(\sigma') + S(\sigma) - S(\sigma')]\ \text{sen}\, ky \end{aligned} \tag{4.62}$$

Utilizando uma rotina desenvolvida em MATLAB (Klopman, 2005) para a determinação da solução de Penny e Price, 1952, através cálculo numérico dos integrais de *Fresnel* (Zhang e Jin, 1986), determinou-se o campo da elevação da superfície e do coeficiente de difracção para uma onda a incidir perpendicularmente a um quebramar rígido semi-infinito, totalmente reflector, Figura 4.25.

Note-se que na região abrigada pelo quebramar o coeficiente de difracção tende para zero para grandes valores positivos de x, o que está de acordo com o facto de o quebramar se tornar mais efectivo para regiões mais afastadas da extremidade aberta. Por trás da extremidade do quebramar ($y > 0,\ x = 0$) o coeficiente de difracção tende para 0.5, indicando que a altura de onda tende para metade do seu valor em mar aberto. Na região que precede o quebramar ($y < 0,\ x > 0$) as ondas reflectidas na estrutura combinam-se com as ondas incidentes e formam ondas estacionárias, pelo que as alturas de onda tendem para um valor duplo das alturas de onda em mar aberto (Figura 4.25, direita).

Fazendo aproximações polinomiais aos integrais de *Fresnel* (Abramowitz e Stegun, 1964) consegue-se um método eficiente, do ponto de vista computacional, de cálculo dos coeficientes de difracção em torno de um quebramar rígido semi-infinito, totalmente reflector. McCormick e Kraemer, 2002, aproximam os integrais de *Fresnel* pelas expressões (4.63) e (4.64), válidas para valores não negativos de σ, indicando um erro de aproximação inferior a 0.002. As condições-limite para os integrais de *Fresnel* são $C(0) = S(0) = 0$ e $C(\infty) = S(\infty) = \frac{1}{2}$.

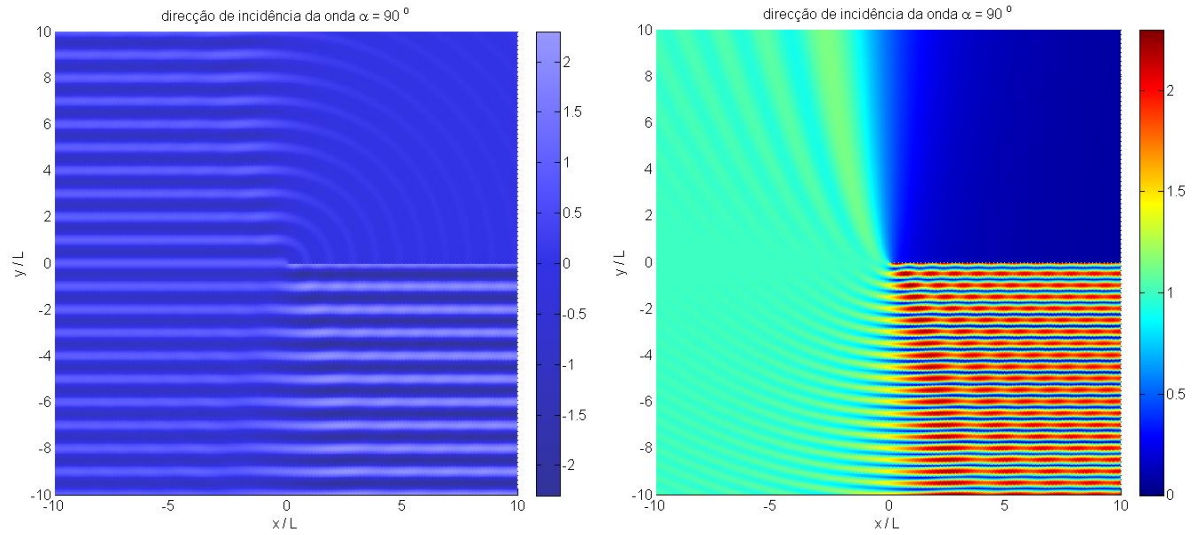


Figura 4.25. Campo da elevação da superfície (esquerda) e distribuição espacial do coeficiente de difracção (direita) para uma onda incidindo perpendicularmente a um quebramar rígido semi-infinito totalmente reflector (cálculo numérico dos integrais de *Fresnel*).

$$C(\sigma) = -C(-\sigma) \simeq \frac{1}{2} + \frac{(1 + 0.926\,\sigma) sen\left(\frac{\pi}{2}\sigma^2\right)}{2 + 1.792\,\sigma + 3.104\,\sigma^2} - \frac{cos\left(\frac{\pi}{2}\sigma^2\right)}{2 + 4.142\,\sigma + 3.492\,\sigma^2 + 6.670\,\sigma^3} + \varepsilon(\sigma) \tag{4.63}$$

$$S(\sigma) = -S(-\sigma) \simeq \frac{1}{2} - \frac{(1 + 0.926\,\sigma) cos\left(\frac{\pi}{2}\sigma^2\right)}{2 + 1.792\,\sigma + 3.104\,\sigma^2} - \frac{sen\left(\frac{\pi}{2}\sigma^2\right)}{2 + 4.142\,\sigma + 3.492\,\sigma^2 + 6.670\,\sigma^3} + \varepsilon(\sigma) \tag{4.64}$$

Segundo McCormick e Kraemer, 2002, as aproximações polinomiais aos integrais de *Fresnel* produzem resultados para o coeficiente de difracção, que são essencialmente iguais aos obtidos por computação numérica dos integrais. A referida rotina MATLAB foi adaptada, tendo-se incorporado estas aproximações para a estimativa dos integrais de *Fresnel*. Os resultados obtidos são praticamente iguais aos apresentados na Figura 4.25, com um desvio médio inferior a 0.5% para o campo de elevação da superfície e inferior a 0.05% no caso do campo do coeficiente de difracção. Conseguiu-se uma redução do tempo de computação de 82%.

Quando as ondas incidem segundo uma direcção que faz um ângulo α com o quebramar, é necessária a generalização da solução anterior, que é mais efectiva se a função espacial for escrita em coordenadas polares ($r,\ 0 < \theta_{xy} < 2\pi$) e não cartesianas (Penny e Price, 1952):

$$F_{xy}(\theta_{xy}, r) = \frac{1+i}{2}\left[e^{-ikr\cos(\theta_{xy}-\alpha)} \int_{-\infty}^{\sigma} e^{-i\frac{\pi}{2}u^2} du + e^{-ikr\cos(\theta_{xy}+\alpha)} \int_{-\infty}^{\sigma'} e^{-i\frac{\pi}{2}u^2} du\right], \tag{4.65}$$

em que os limites dos integrais são dados por:

$$\sigma = \pm 2\sqrt{\frac{2r}{L_i}\sin\frac{1}{2}(\theta_{xy} - \alpha)} \qquad \text{e} \qquad \sigma' = \pm 2\sqrt{\frac{2r}{L_i}\sin\frac{1}{2}(\theta_{xy} + \alpha)}. \tag{4.66}$$

No Quadro 4.6 apresentam-se os sinais de σ e de σ' em função das regiões definidas pelo ângulo de incidência da onda junto ao quebramar. A região I encontra-se abrigada pelo quebramar; a região II é pouco afectada pela presença do quebramar; na região III encontram-se ondas reflectidas pelo quebramar.

Quadro 4.6. Sinais de σ e de σ' em função da região (Penny e Price, 1952).

Região		Sinal de σ	Sinal de σ'
I.	$\alpha < \theta_{xy} < 2\pi - \alpha$	$+$	$-$
II.	$2\pi - \alpha < \theta_{xy} < 2\pi$	$+$	$+$
III.	$0 < \theta_{xy} < \alpha$	$-$	$-$

Na Figura 4.26 e na Figura 4.27, apresentam-se os campos do coeficiente de difracção, para uma onda a incidir num quebramar rígido semi-infinito, segundo as direcções $\alpha = 15°, 30°, 45°, 60°$ e $\alpha = 75°, 105°, 120°, 135°, 150°\ e\ 165°$, respectivamente. Para uma incidência da onda segundo a direcção perpendicular ao quebramar os resultados são idênticos aos representados na Figura 4.25 (direita).

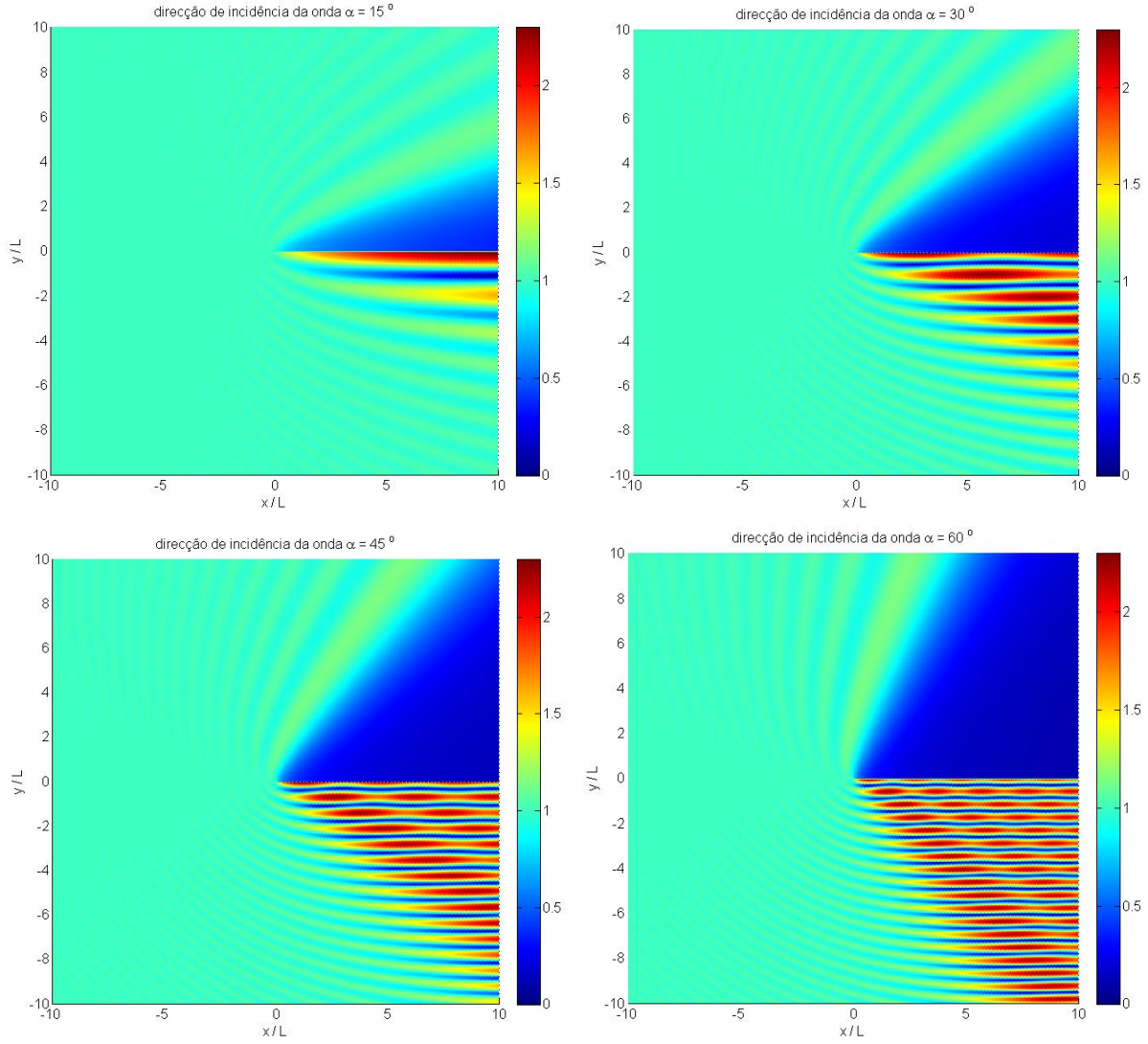


Figura 4.26. Distribuição espacial do coeficiente de difracção para ondas incidentes no quebramar semi-infinito segundo as direcções $\alpha = 15°, 30°, 45°\ e\ 60°$ (cálculo aproximado dos integrais de *Fresnel*).

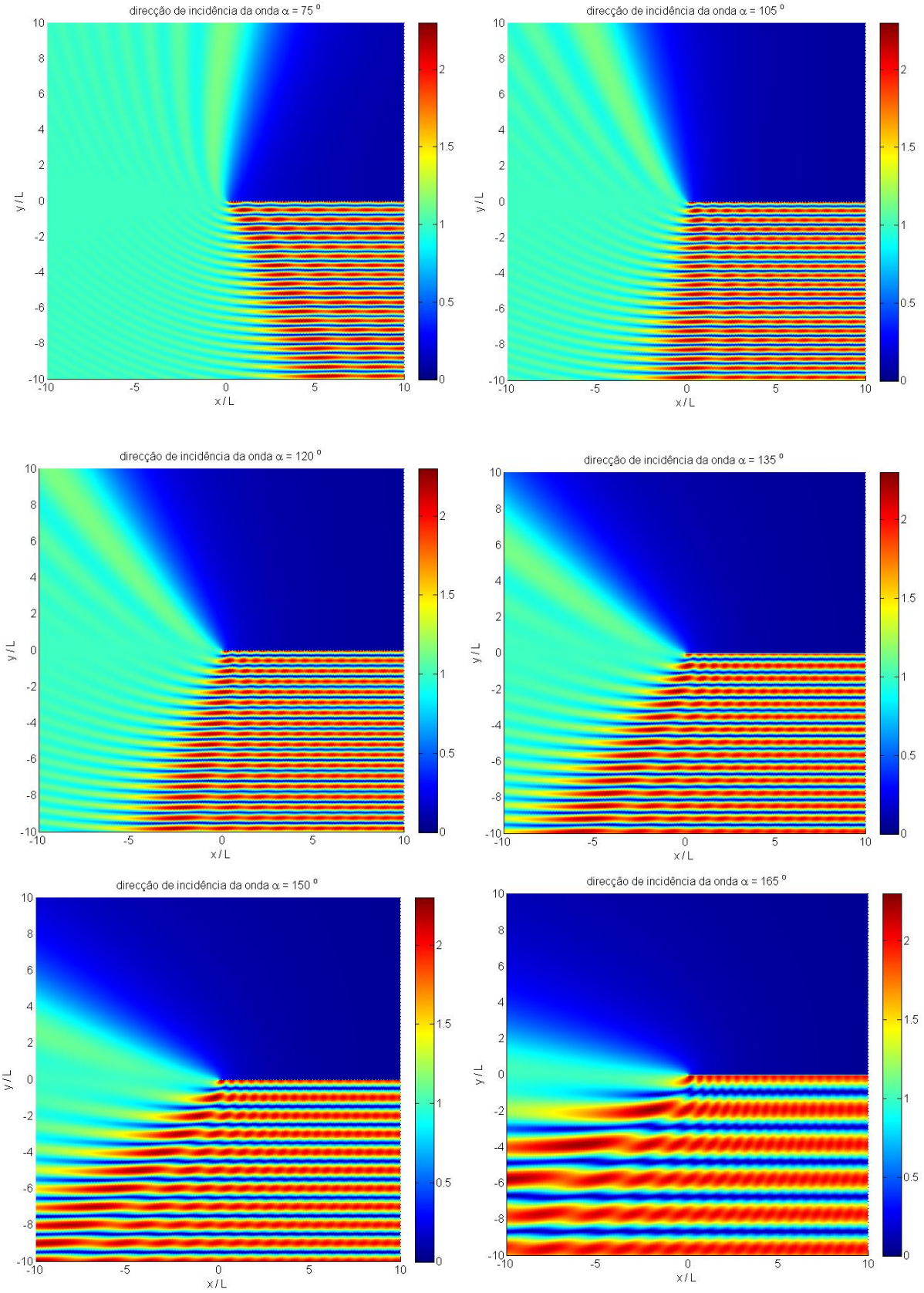


Figura 4.27. Distribuição espacial do coeficiente de difracção para ondas incidentes no quebramar semi-infinito segundo as direcções $\alpha = 75°, 105°, 120°, 135°, 150°$ *e* $165°$ (cálculo aproximado dos integrais de *Fresnel*).

Os métodos mais expeditos descritos foram testados para uma onda com um comprimento de onda ao largo, $L_0 = 225\,m$, e uma direcção ao largo, $\alpha_0 = 30\,°$, a incidir perpendicularmente ao quebramar (localizado entre $x = 0$ e $+\infty$), $\alpha = 90\,°$, e admitindo uma profundidade uniforme em torno do quebramar, $h = 9\,m$. Considerou-se uma malha em x/L entre -10 e 10 e em y/L entre 0 e 10, com espaçamento de 0.05. Estes métodos são válidos para a obtenção dos coeficientes de difracção em domínios distintos, na região que se encontra para lá do quebramar semi-infinito ($y/L > 0$; $-10 < x/L < 10$).

Na Figura 4.28 representa-se a distribuição espacial do coeficiente de difracção obtida na região para lá do quebramar semi-infinito, quando se utiliza o método de Kraus, 1984. Na Figura 4.29 apresentam-se os resultados, obtidos através do método de Kamphuis, 2000, e através do método de Coelho, 2005, na Figura 4.30. Para efeito comparativo representam-se também na Figura 4.31 os resultados obtidos pelo método de Penny e Price, 1952 para a região correspondente (representação parcial da Figura 4.25, direita).

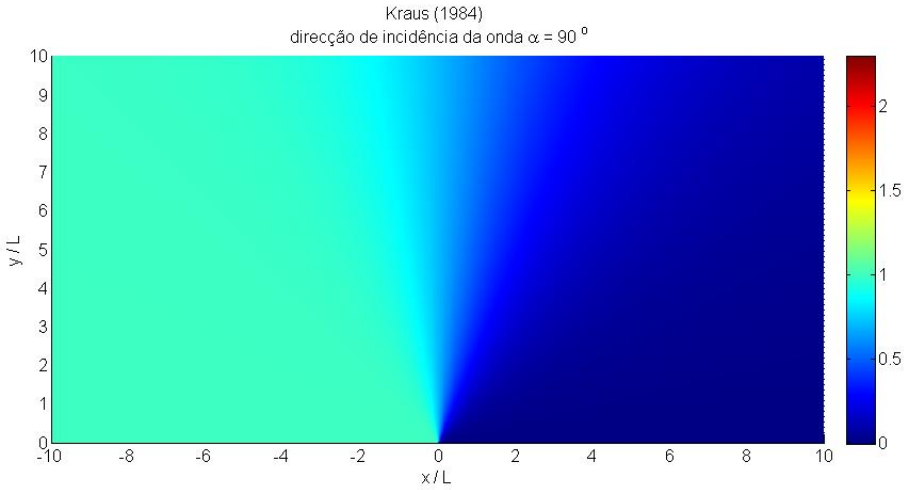


Figura 4.28. Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular a um quebramar semi-infinto (Kraus, 1984).

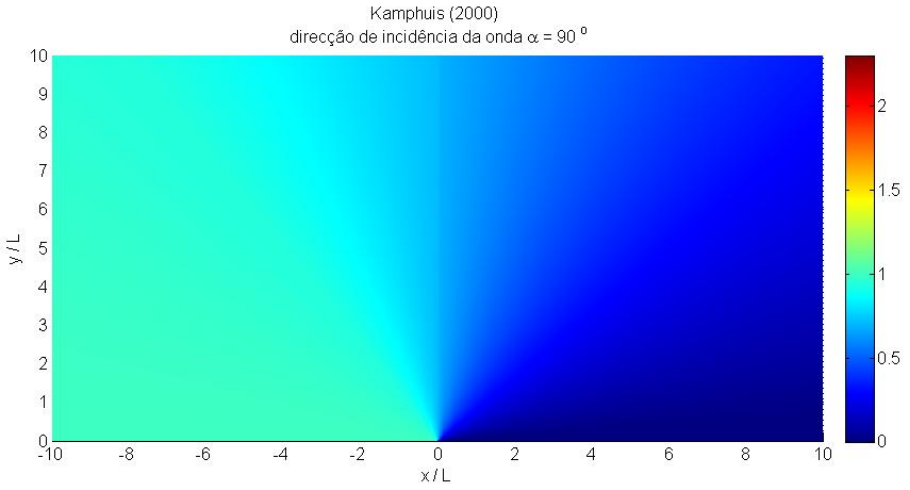


Figura 4.29. Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular ao quebramar (Kamphuis, 2000).

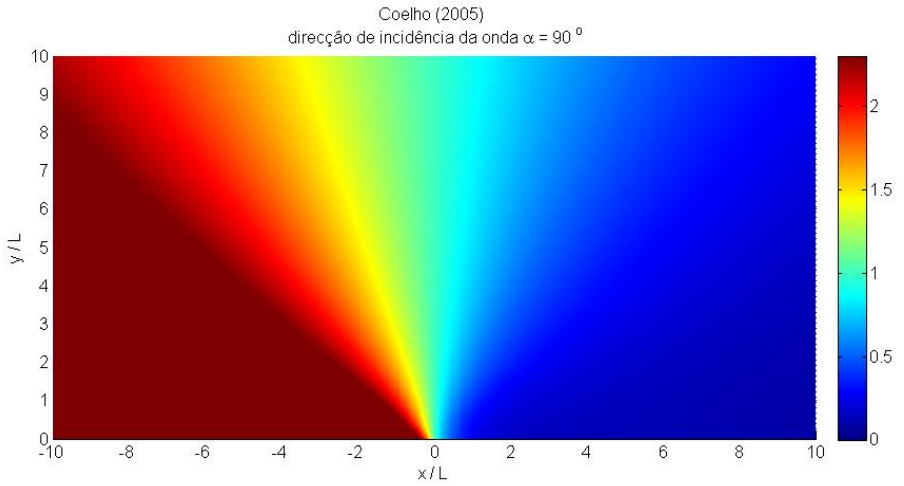


Figura 4.30. Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular ao quebramar (Coelho, 2005).

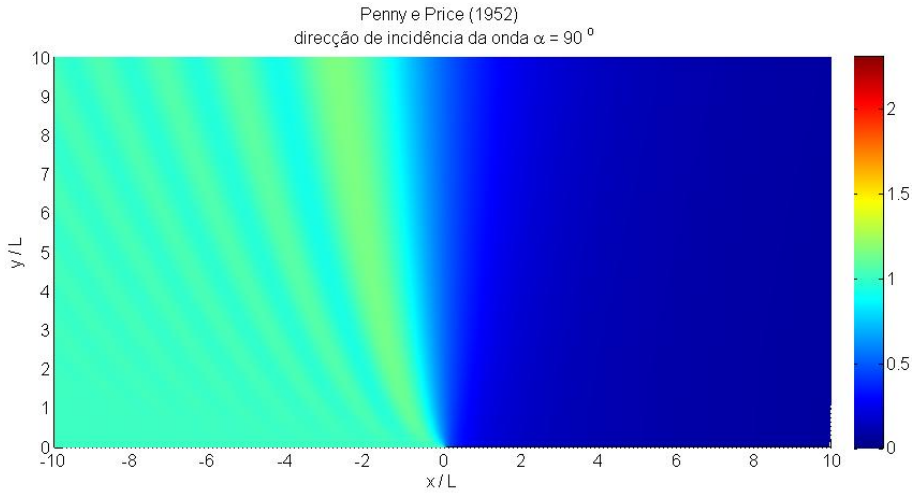


Figura 4.31. Distribuição espacial do coeficiente de difracção para uma onda incidente perpendicular ao quebramar (Penny e Price, 1952).

A análise das figuras mostra que existem diferenças importantes entre os resultados obtidos pelos diferentes métodos. Os métodos de Coelho, 2005, e de Kamphuis, 2000, resultam em padrões de distribuição bastante semelhantes entre si na zona abrigada pelo quebramar, mas bastante diferentes em frente à extremidade do quebramar e na região de mar aberto. O método de Kraus, 1984, parece ser o que permite a distribuição espacial mais aproximada do método de Penny e Price, 1952.

Admitindo que os resultados mais fiáveis são os obtidos através da solução de Penny e Price, 1952, para as equações de Sommerfeld, 1986, efectuou-se uma comparação entre os coeficientes de difracção calculados através deste método e através dos restantes, para diferentes direcções de incidência da onda junto ao quebramar. Uma vez que os diferentes métodos apresentam domínios de validade distintos, esta comparação apenas foi efectuada num domínio restrito, aquele para o qual o método de Coelho, 2005, se encontra incorporado no modelo LTC, limitado pela direcção de incidência da onda na região abrigada pelo quebramar (primeiro quadrante). A comparação foi

efectuada com base num parâmetro que contabiliza os desvios quadráticos médios dos coeficientes de difracção, definido pela expressão:

$$\delta K_d = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{J}\left(k_{d1,j} - k_{dP\&P,j}\right)^2}{J}}. \tag{4.67}$$

em que J representa o número de pontos da malha englobados nessa região.

No Quadro 4.7 apresentam-se os resultados obtidos para este parâmetro em função da direcção de incidência da onda junto ao quebramar, no domínio referido.

Quadro 4.7. Desvio quadrático médio entre os coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, em função do ângulo de incidência da onda junto à extremidade do quebramar.

α(º)	Kraus, 1984	Kamphuis, 2000	Coelho, 2005
30	0.0197	0.0605	0.0443
60	0.0209	0.0749	0.0842
90	0.0106	0.0499	0.0841
120	0.0041	0.0212	0.0449
150	0.0050	0.0046	0.0245

Na Figura 4.32 a Figura 4.35 apresenta-se a distribuição espacial dos coeficientes de difracção para uma onda a incidir num quebramar semi-infinito, segundo as direcções $\alpha = 30°, 60°, 120°\ e\ 150°$, respectivamente, quando se utilizam os diferentes métodos para a sua estimativa.

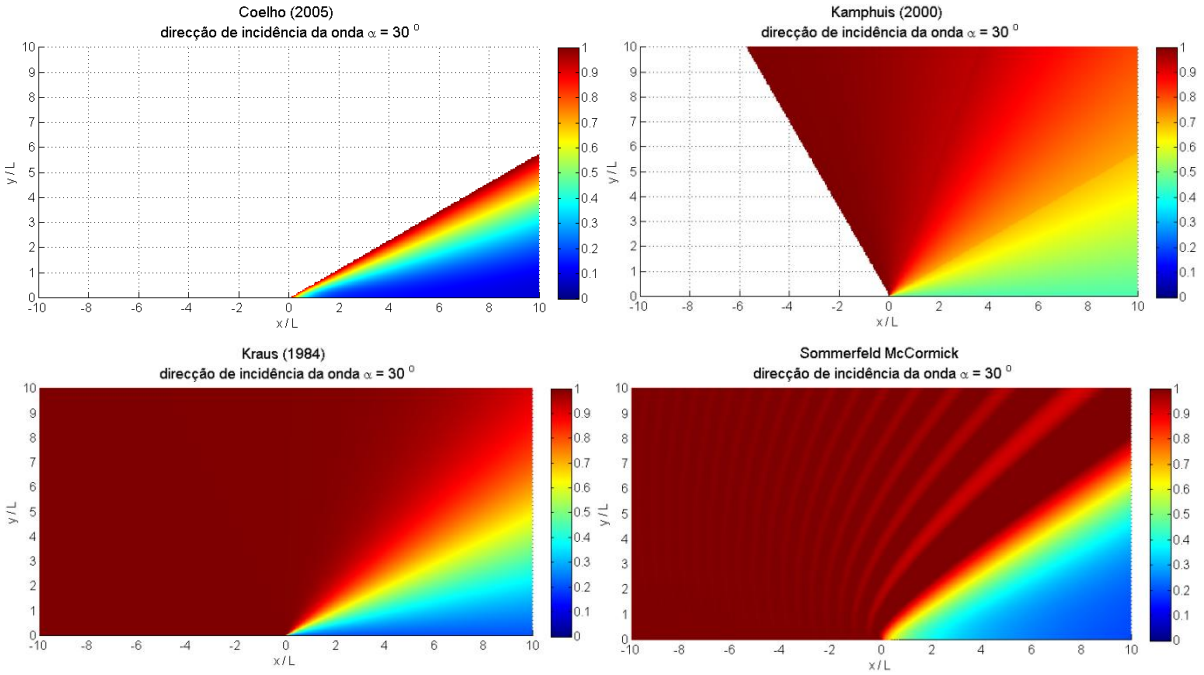


Figura 4.32. Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 30º com o quebramar.

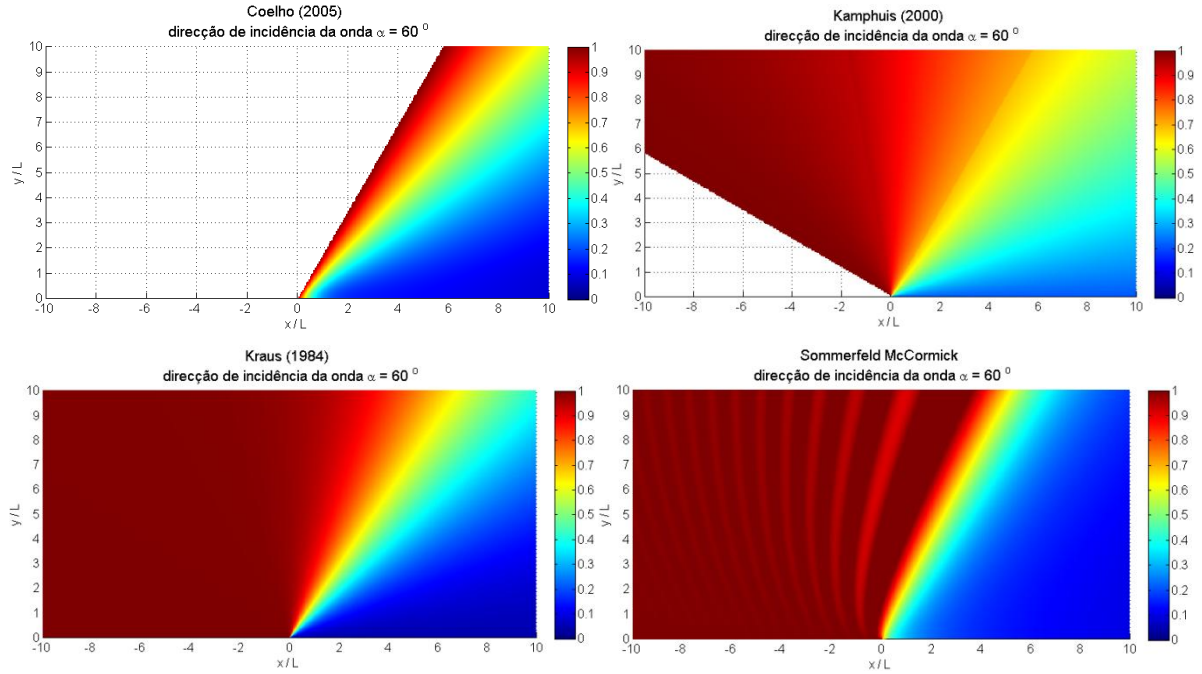


Figura 4.33. Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 60º com o quebramar.

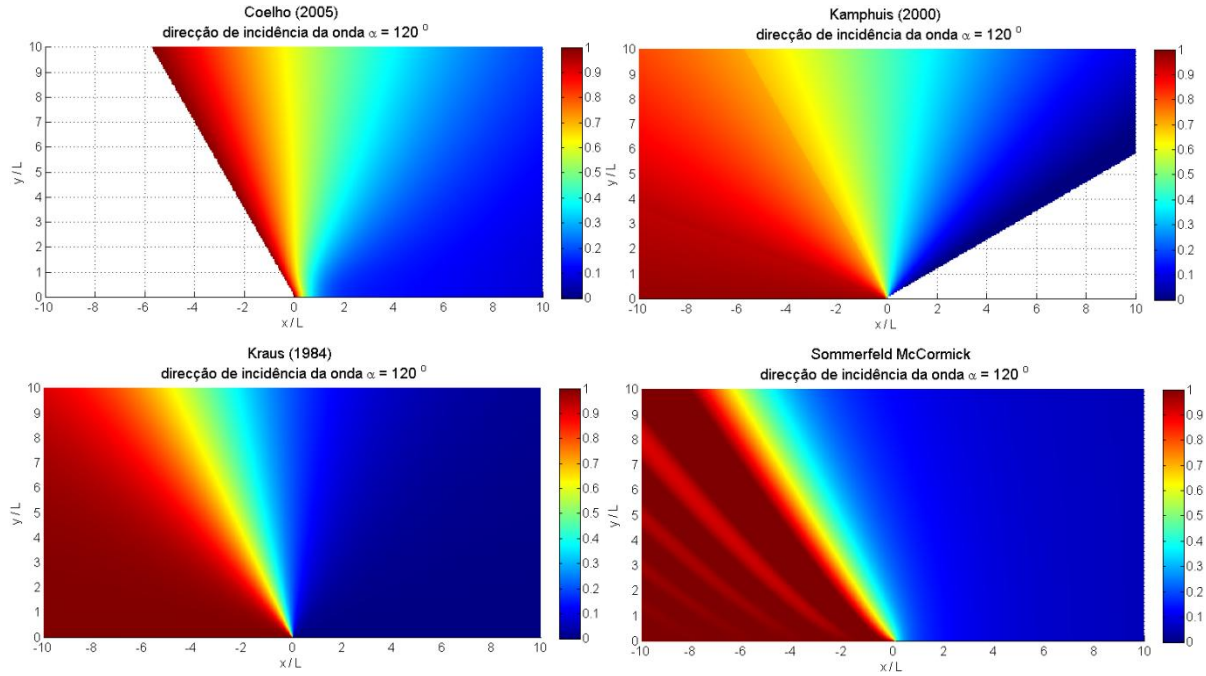


Figura 4.34. Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 120º com o quebramar.

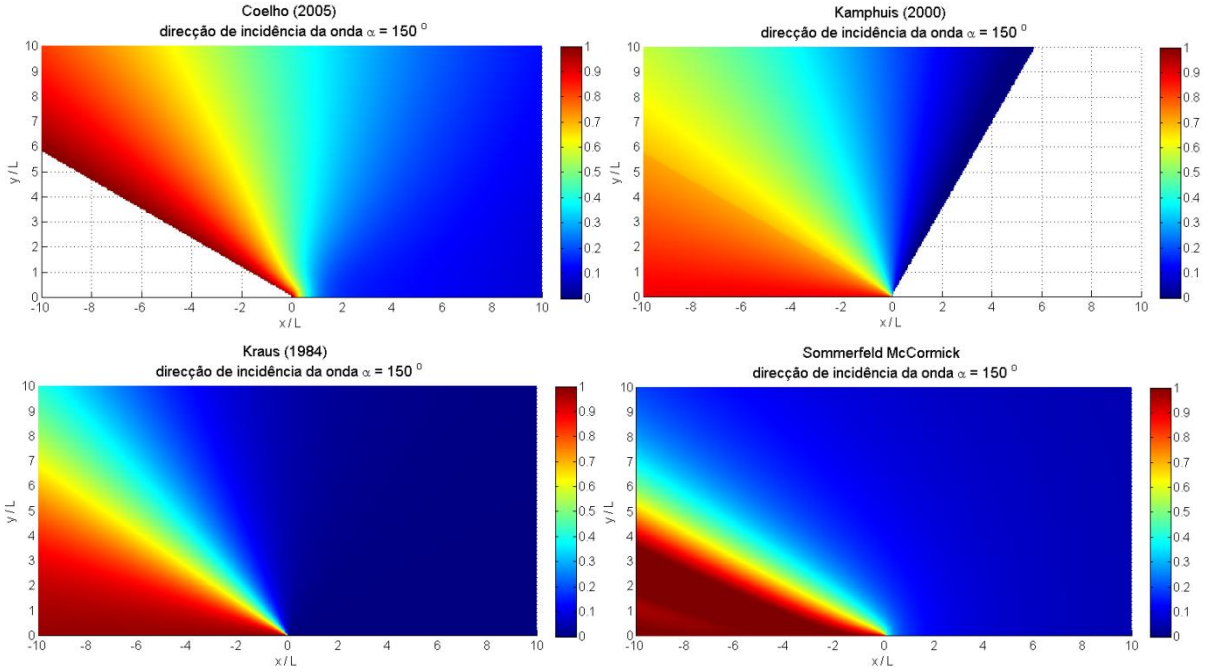


Figura 4.35. Coeficientes de difracção estimados pelos diferentes métodos, para uma onda incidente fazendo 150º com o quebramar.

Da análise do Quadro 4.7 e da Figura 4.32 a Figura 4.35, destaca-se que, de uma forma geral, o método utilizado no modelo LTC (Coelho, 2005) é aquele que mais se afasta dos resultados obtidos através da formulação de Penny e Price, 1952, enquanto o método de Kraus, 1984, é o que demonstra melhor aproximação. O método de Kamphuis, 2000, permite a obtenção de padrões de distribuição próximos dos resultantes da aplicação do método proposto por Coelho, 2005, mas com valores, de uma forma geral, mais próximos dos obtidos através dos restantes métodos.

O método de Kraus, 1984, é sem dúvida o que permite a obtenção de padrões mais consistentes com os resultantes da formulação de Penny e Price, 1952, independentemente da direcção de incidência da onda junto ao quebramar semi-infinito, para toda a região para lá do quebramar. Dada a facilidade de implementação deste método (Kraus, 1984), para a estimativa dos coeficientes de difracção junto a um quebramar semi-infinito, ele foi incorporado no modelo LTC como alternativa ao já proposto por Coelho, 2005, para o mesmo domínio de aplicação. Ou seja, limitado pela direcção de incidência da onda na zona abrigada pelo quebramar. A extensão da aplicação deste método a um domínio mais abrangente, como o que é representado nas figuras anteriores, para lá do quebramar, segundo a direcção de incidência da onda, será um avanço na simulação da propagação da agitação marítima junto a estruturas, no LTC.

O modelo LTC passa assim a dispor de um método adicional para o cálculo da difracção (Kraus, 1984), devendo a selecção do método a utilizar ser efectuada pelo utilizador no ficheiro de entrada de dados 'data.dat' (Figura 4.8), através de um parâmetro suplementar, DM. O método de Coelho, 2005, corresponde ao valor DM = 1, enquanto o método de Kraus, 1984, corresponde ao valor DM = 2.

Após a implementação deste método (para o que se admitiu $Smax = 75$) foram repetidas, para as mesmas condições, as simulações inicialmente apresentadas para exemplificação do método de Coelho, 2005, após algumas correcções ao procedimento de cálculo deste efeito, cf. Figura 4.23. Os resultados das simulações são representados através da topo-hidrografia no final das simulações na Figura 4.36.

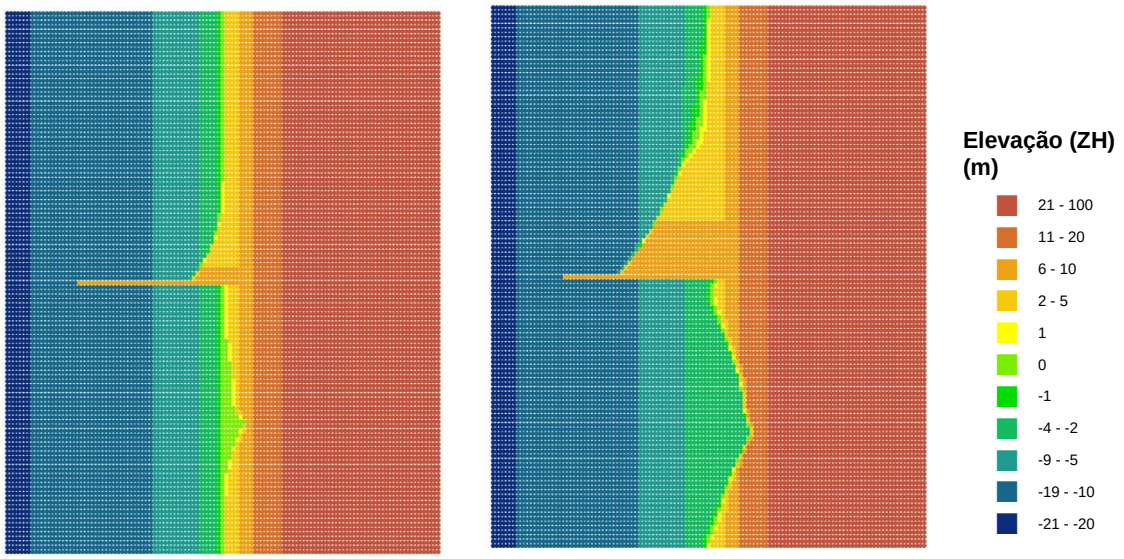


Figura 4.36. Simulação do modelo LTC para uma altura de onda $H = 1\ m$ (esquerda) e $H = 3\ m$ (direita) e um rumo de 50ºN, em que a difracção é modelada através do método de Kraus, 1984.

A comparação entre a Figura 4.36 e a Figura 4.23 mostra que a utilização do método de Kraus, 1984, dá origem a uma linha de costa aparentemente mais realista, ainda que menos arredondada, uma vez que a distribuição dos coeficientes de difracção em torno da estrutura transversal não é tão radial, e que é afectada de uma forma mais suave pelo efeito da difracção. Assim, nas simulações do modelo LTC, o utilizador passa a dispor de dois métodos distintos para o cálculo do efeito da difracção junto às estruturas de defesa.

4.3.5.2. Testes de Comportamento

No intuito de demonstrar as potencialidades e limitações do modelo desenvolvido, Coelho, 2005, realizou uma série de testes genéricos, através dos quais pretendia analisar o efeito que pequenas variações na caracterização das grandezas intervenientes teriam nos resultados, ou seja, analisar a sensibilidade do modelo a cada uma dessas grandezas. Apresenta-se aqui uma extensão desses testes e a sua análise. Em geral, os testes consistiram em simulações para uma praia uniforme e rectilínea sob acção de uma onda constante proveniente de uma direcção de 80ºN, caracterizada por uma altura $H = 2\ m$ e um período $T = 9.34\ s$. O tempo das simulações foi de 10 anos e o passo temporal de 1 hora (8760 iterações). Utilizou-se uma malha topo-hidrográfica regular com dimensões 8 km x 20 km e uma resolução 20 m x 100 m, com batimetria uniforme correspondente ao perfil de equilíbrio de Dean, 1991, para $d_{50} = 0.3\ mm$, $m = 2/3$, e $SPA = 0.125\ m^{1/3}$, e acima do ZH uma topo-hidrografia também uniforme com uma inclinação de 3%. O nível da água do mar foi mantido constante ao longo das simulações, igual a +2 m ZH. Os declives mínimos, da praia submersa e da praia emersa foram considerados nulos, sem que fosse efectuado qualquer rebaixamento de cotas para além da profundidade de fecho; o ângulo de repouso dos sedimentos considerado foi de 15º. A capacidade potencial de transporte sólido longitudinal foi calculada através da fórmula de CERC, 1984; e a profundidade de fecho foi determinada através da formulação de Hallermeier, 1981a. Junto às fronteiras Norte e Sul do domínio de cálculo, foram impedidas as trocas sedimentares. Nestas condições, esperava-se que durante as simulações houvesse transporte longitudinal de Norte para Sul, erosão na zona Norte do sector modelado e acreção na parte mais a Sul, com a linha de costa a rodar de forma a orientar-se segundo a perpendicular à direcção de incidência das ondas na rebentação.

Importância da Resolução da Malha Computacional

Para avaliação da importância no desempenho do modelo da resolução da malha computacional utilizada, foram efectuadas simulações nas condições previamente descritas, apenas fazendo variar essa resolução (Coelho, 2005). No Quadro 4.8 são apresentados os volumes de sedimentos em transporte por unidade de largura da malha e a posição da linha de costa no final das simulações, nas secções extremas do domínio computacional (fronteiras Norte e Sul). Na Figura 4.37 a Figura 4.39, representa-se a topo-hidrografia final.

Quadro 4.8. Resultados nas secções extremas do domínio computacional para diferentes resoluções da malha computacional (adaptada de Coelho, 2005).

Δx (m)	Δy (m)	$V_{(extremo\ Sul)}$ (m^3/m)	$V_{(extremo\ Norte)}$ (m^3/m)	$X_{0(extremo\ Sul)}$ (m)	$X_{0(extremo\ Norte)}$ (m)
20	50	8177	-9324	1010	-837
20	100	8132	-9255	1006	-834
50	100	7325	-8741	1082	-887
100	50	7161	-7930	1113	-939
100	100	7108	-7906	1110	-938
200	200	6779	-7324	1121	-945
500	500	6410	-6862	1079	-952

Coelho, 2005, analisa os resultados apresentados no Quadro 4.8, destacando que as diferenças observadas quando a malha computacional tem uma resolução de 20m x 50m e quando essa resolução é de 20 m x 100 m são inferiores a 1%. O autor chama também a atenção para o facto de se observar uma diminuição dos volumes em transporte quando a resolução da malha diminui, por exemplo, comparando as duas situações correspondentes às resoluções mais afastadas entre si, resolução de 500 m x 500 m e resolução de 20 m x 50 m, verifica-se que essa redução é de cerca de 22%. As diferenças encontradas para a posição da linha de costa entre simulações são inferiores a 15%, não se identificando qualquer padrão de variação. As diferenças encontradas podem ser atribuídas à sobreposição de dois efeitos: o aumento da largura da malha em y, que resulta numa redução do volume de sedimentos em transporte por unidade de largura da secção; e o aumento da largura da malha em x, que se traduz num perfil activo mais largo, uma vez que este é limitado pelos pontos da malha exteriores aos valores da profundidade de fecho e do limite de espraiamento máximo. Como a posição da linha de costa resulta de uma interpolação entre pontos da malha, a sua variação não é influenciada de forma directa pela resolução da malha computacional.

Realizou-se uma simulação adicional para uma resolução de 50 m x 100 m, através da qual se pretendia avaliar o efeito relativo de um aumento da largura da malha em x e do mesmo aumento em y. Comparando os resultados, para as malhas com resoluções 50m x 100m, 100m x 50m e 100m x 100m, observa-se uma diminuição dos volumes em transporte de 0.7% quando a largura da malha em y aumenta de 50m para 100m, enquanto o valor correspondente quando se analisam os resultados para o mesmo aumento da largura da malha em x é de 3%. Assim, o efeito mais significativo para as diferenças observadas nos volumes em transporte parece ser o aumento da largura da malha em x, e consequentemente da largura do perfil activo. Da análise da Figura 4.38 destaca-se ainda que uma melhor resolução para a linha de costa pode ser conseguida como é evidente através de uma melhor resolução da malha, mas especialmente segundo a direcção transversal à costa.

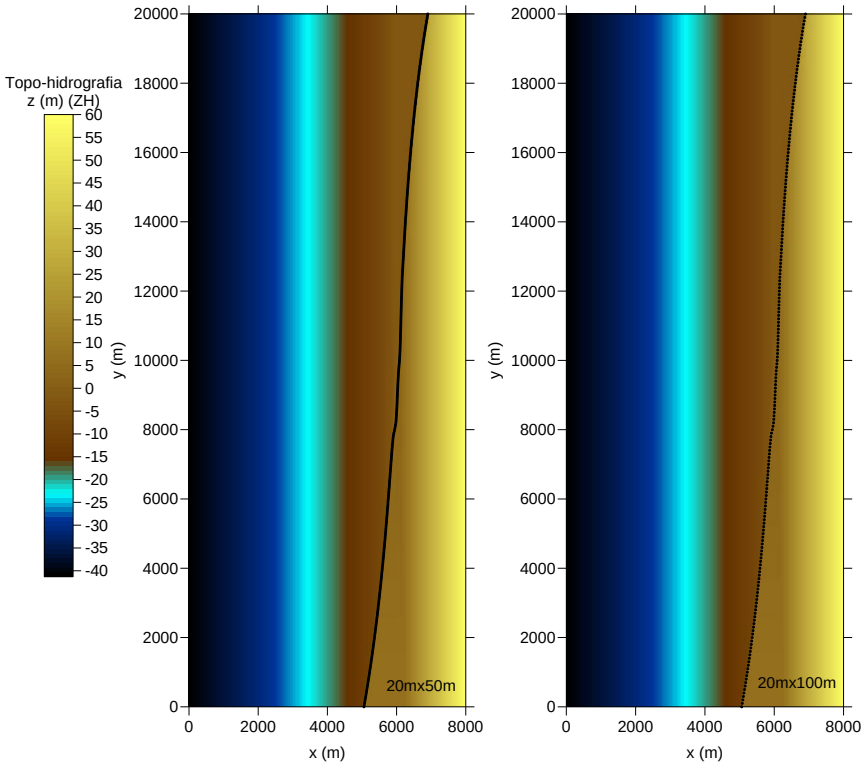


Figura 4.37. Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos, quando se utiliza uma malha computacional com uma resolução de 20 m x 50m (esquerda) e 20 m x 100 m (direita).

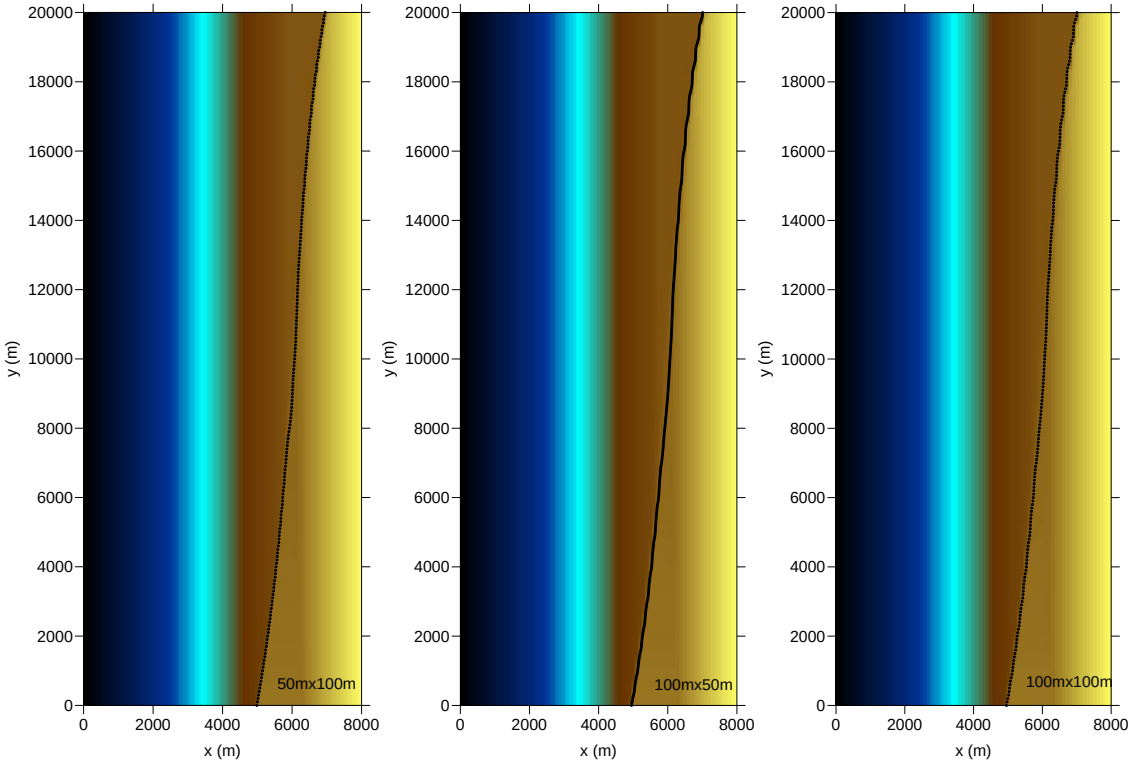


Figura 4.38. Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos, quando se utiliza uma malha computacional com uma resolução de 50 m x 100 m (esquerda), 100 m x 50 m (centro) e 100 m x 100 m (direita).

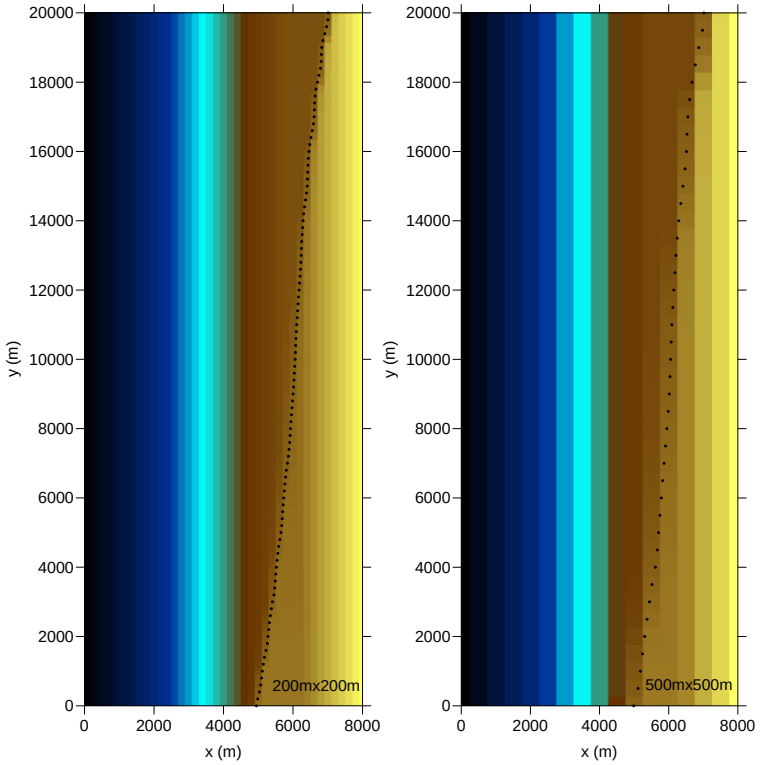


Figura 4.39. Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos, quando se utiliza uma malha computacional com uma resolução de 200 m x 200 m (esquerda) e de 500 m x 500 m (direita).

Note-se ainda que os volumes em transporte no extremo Norte são superiores aos volumes em transporte junto ao extremo Sul (cf. Quadro 4.8), verificando-se uma redução desta diferença com o aumento da largura da malha, em que é menor o número de secções transversais percorridas. Destaca-se também a ocorrência de uma variação abrupta da posição da linha de costa, na região que marca a transição entre o seu recuo e o seu avanço (Figura 4.37 para y igual a cerca de 8000 m), que deixa de ser tão evidente para maiores larguras da malha computacional (Figura 4.38 e Figura 4.39). Estas questões serão discutidas mais à frente nesta secção.

Importância do Tempo de Simulação

Para averiguar qual a importância da duração da simulação no comportamento do modelo, Coelho, 2005, realizou um teste genérico nas condições de simulação descritas no início desta secção, para um tempo de simulação longo de 500 anos. Por análise da variação das cotas nos pontos da malha computacional o autor verificou que após 200 anos de simulação as variações observadas seriam residuais, em relação às observadas no final da simulação. O autor destaca que no final do primeiro ano de simulação teria já ocorrido 20% da variação de posição que a linha de costa viria a sofrer até que se atingisse o equilíbrio, ao fim de 10 anos mais de 50% dessa variação, ao fim de 100 anos ultrapassar-se-ia já 95% da variação e ao fim de 200 anos já teria ocorrido mais de 99% da variação.

O tempo de simulação foi estendido até 1000 anos admitindo-se que findo este tempo se atingiu o equilíbrio. A situação de equilíbrio pressupõe que o sector costeiro se terá ajustado às condições de agitação marítima actuantes, deixando de se verificar variações topo-hidrográficas.

Na Figura 4.40 apresenta-se a percentagem de variação da posição da linha de costa, em relação à variação que viria a ocorrer até ao final da simulação, junto às secções extremas do domínio computacional (fronteiras Norte e Sul). Na Figura 4.41 é representada a percentagem de variação dos volumes em transporte, por unidade de largura da malha segundo a direcção longitudinal,

correspondente. Da análise das figuras assinala-se a mais lenta variação dos volumes em transporte do que da posição da linha de costa. Só após 20 anos de simulação a variação dos volumes em transporte ultrapassa 50% da variação final, mas ao fim de 100 anos terá também ocorrido mais de 95% da variação final e mais de 99% ao fim de 200 anos. Assinala-se também que entre os 200 anos e os 1000 anos de simulação há um pequeno decréscimo dos volumes em transporte (inferior a 0.1%).

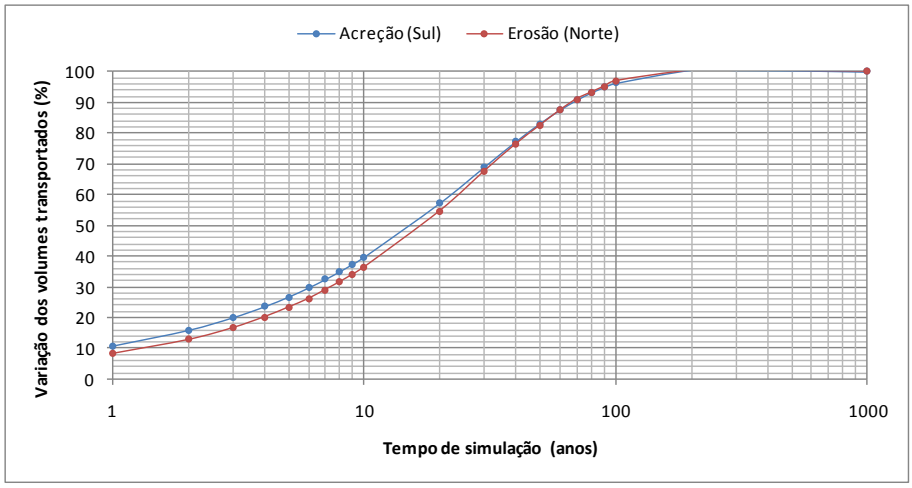


Figura 4.40. Percentagem de variação da posição da linha de costa junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação, em relação à variação que viria a ocorrer até ao final.

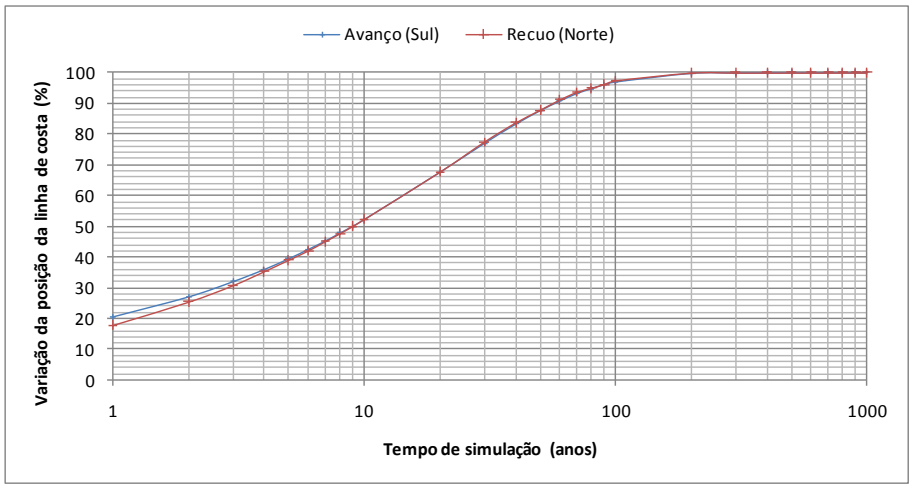


Figura 4.41. Percentagem de variação do volume de sedimentos transportados junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação em relação à variação que viria a ocorrer até ao final.

Na Figura 4.42 e na Figura 4.43 apresentam-se os valores, junto à fronteira Norte e junto à fronteira Sul, da posição da linha de costa e dos volumes de sedimentos em transporte, respectivamente. Da análise da Figura 4.42 salienta-se que a linha de costa avança mais a Sul do que recua a Norte e a uma taxa superior. No início da simulação o avanço da linha de costa a Sul era cerca de 40% superior ao recuo que se verificou a Norte, mas a partir de 7 anos de simulação essa diferença vai oscilando entre 20% e 21%, valor que apresenta a partir de 200 anos de simulação.

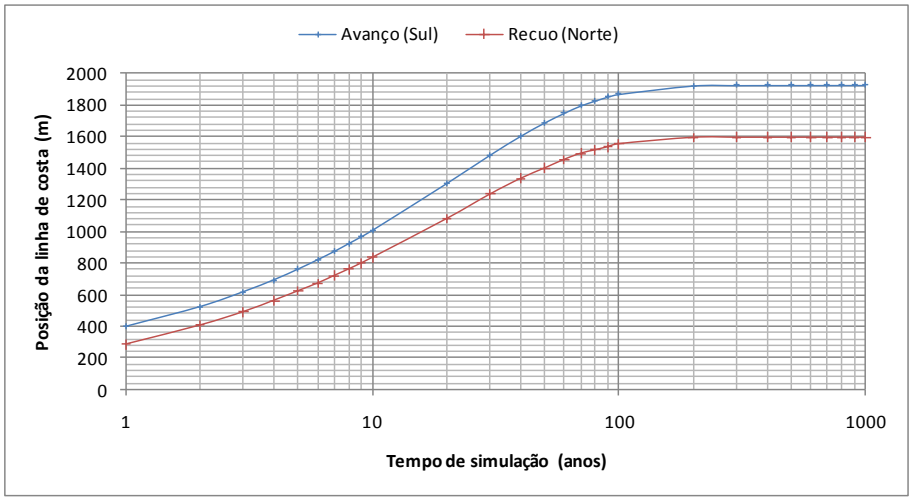


Figura 4.42. Posição da linha de costa junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação.

O volume de sedimentos transportados (Figura 4.43) começou por ser ligeiramente superior a Sul, mas passados 3 anos de simulação a situação inverte-se, verificando-se uma tendência de aumento desta diferença até que se atinja o equilíbrio, altura em que o volume de sedimentos em transporte junto à secção Sul é cerca de 19% inferior ao volume de sedimentos em transporte junto à secção Norte. Estas diferenças tinham sido já observadas nos resultados do conjunto de simulações para avaliação da importância da resolução da malha computacional e serão novamente discutidas mais à frente nesta secção.

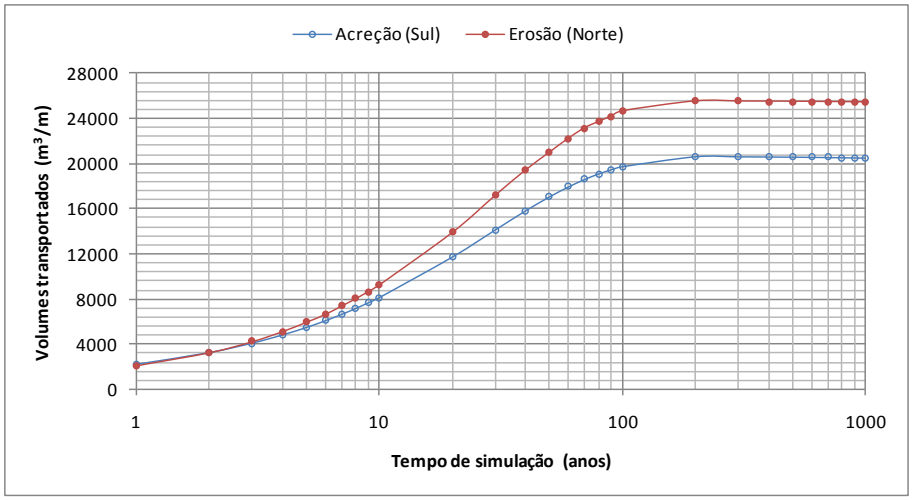


Figura 4.43. Volume de sedimentos transportados junto à fronteira Norte (em erosão) e junto à fronteira Sul (em acreção) ao longo da simulação.

Na Figura 4.44 representa-se a evolução temporal do ângulo médio de incidência da onda, i.e., o ângulo entre a direcção de propagação da onda ao largo e a linha que passa pela posição da linha de costa nas secções Norte e Sul do sector. Verifica-se que este ângulo se aproxima de zero à medida que o sector se aproxima do equilíbrio.

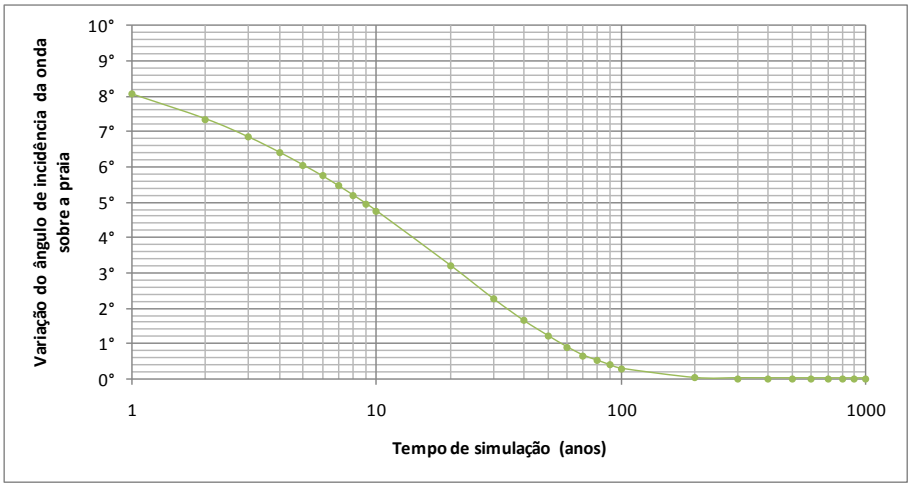


Figura 4.44. Ângulo médio de incidência da onda no sector.

Na Figura 4.45 e na Figura 4.46, representa-se a topo-hidrografia ao fim de 1 ano, 10 anos, 100 anos e 1000 anos de simulação. Nestas figuras é possível observar a rotação da linha de costa ao longo do tempo de simulação, sendo também de notar que a alteração da topo-hidrografia começa por ocorrer junto às fronteiras laterais, Norte e Sul, sendo aí que inicialmente existem gradientes no transporte longitudinal. Ao fim de 100 anos a linha de costa adquire uma configuração praticamente linear, segundo a perpendicular à direcção de incidência da onda, mantendo-se quase inalterada até à situação de equilíbrio. Mais uma vez se destaca a existência de uma transição um pouco abrupta junto à linha de costa, entre as zonas em erosão e em acreção (zona central da área modelada, no final da simulação).

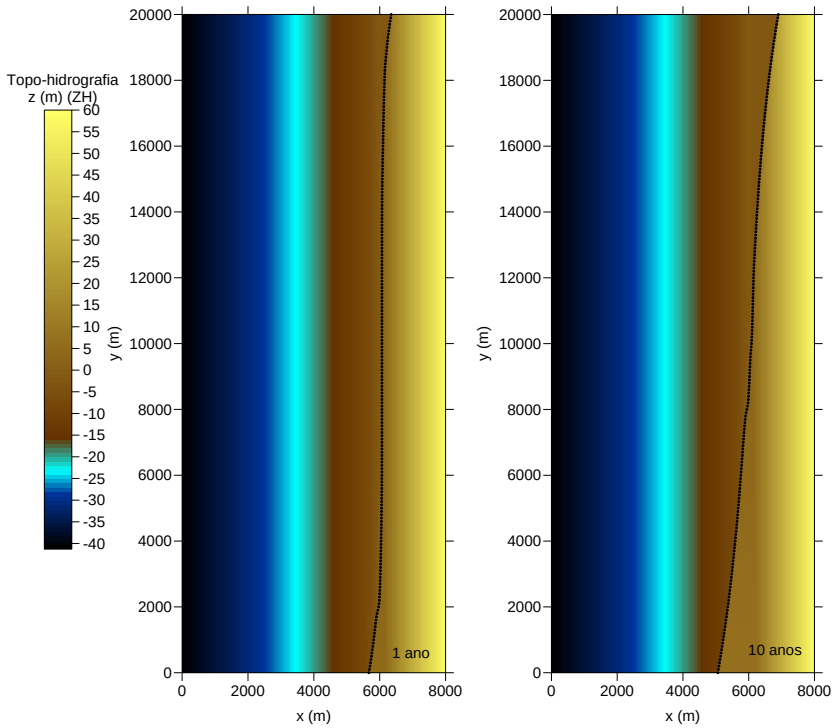


Figura 4.45. Topo-hidrografia ao fim de 1 ano (esquerda) e de 10 anos (direita) de simulação.

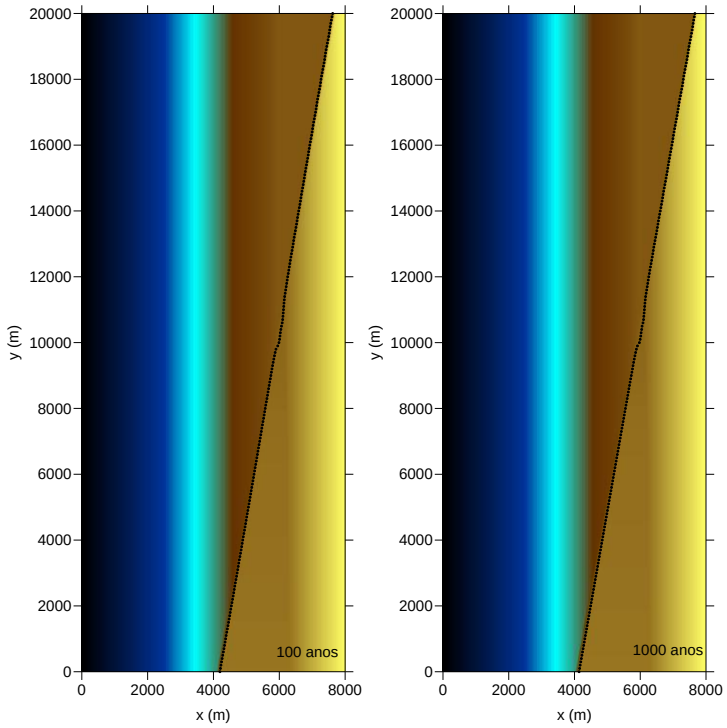


Figura 4.46. Topo-hidrografia ao fim de 100 anos (esquerda) e de 1000 anos (direita) de simulação.

Importância das Condições de Fronteira Laterais

O modelo dispõe de três opções de base para condições de fronteira laterais simples, que podem ser activadas de forma independente em cada uma das fronteiras laterais do domínio computacional, cf. secção 4.3.4.4. O utilizador pode optar por impor uma taxa de transporte constante, obrigar a que a taxa de transporte na fronteira seja igual à taxa de transporte na secção imediatamente adjacente, podendo ser adicionado um volume de sedimentos a uma taxa constante imposta, ou forçar uma taxa de transporte igual à taxa média das três secções adjacentes à fronteira, podendo ser também adicionado um volume de sedimentos a uma taxa constante. O efeito da escolha de cada uma das opções disponíveis é aqui discutido através de duas séries de simulações em que são activadas as diferentes opções, que se encontram listadas no Quadro 4.9 e no Quadro 4.10.

Quadro 4.9. Primeira série de simulações realizadas para avaliação da importância das condições de fronteira laterais.

Simulação	Fronteira Norte	Fronteira Sul
1. Sem trocas	Taxa constante de 0 m^3/hora	
2. Equilíbrio	Taxa constante de 367 m^3/hora	
3. Ponto vizinho N	Secção adjacente + 0 m^3/hora	Taxa constante de 0 m^3/hora
4. Ponto vizinho S	Taxa constante de 0 m^3/hora	Secção adjacente + 0 m^3/hora
5. Ponto vizinho NS	Secção adjacente + 0 m^3/hora	
6. Secções vizinhas N	Secções adjacentes + 0 m^3/hora	Taxa constante 0 m^3/hora
7. Secções vizinhas S	Taxa constante de 0 m^3/hora	Secções adjacentes + 0 m^3/hora
8. Secções vizinhas NS	Secções adjacentes + 0 m^3/hora	

As simulações efectuadas com uma duração de 10 anos, foram realizadas para a configuração que tem vindo a ser utilizada como referência nesta secção, sob acção de uma onda com uma altura de onda de 2 m e um rumo ao largo de 80ºN. A taxa de transporte potencial foi calculada através da expressão CERC, 1984, para um valor da constante $K = 0.39$.

Quando o utilizador opta por impor uma taxa de transporte fixa junto às fronteiras, por exemplo nula, em que não existem trocas sedimentares com o exterior, como foi o caso nas simulações para avaliação da importância da resolução da malha computacional e do tempo de simulação, a linha de costa tem tendência a rodar no sentido de se alinhar com a normal à direcção de incidência da onda, ocorrendo recuo da mesma a Norte e avanço a Sul (Figura 4.47, esquerda, sem trocas).

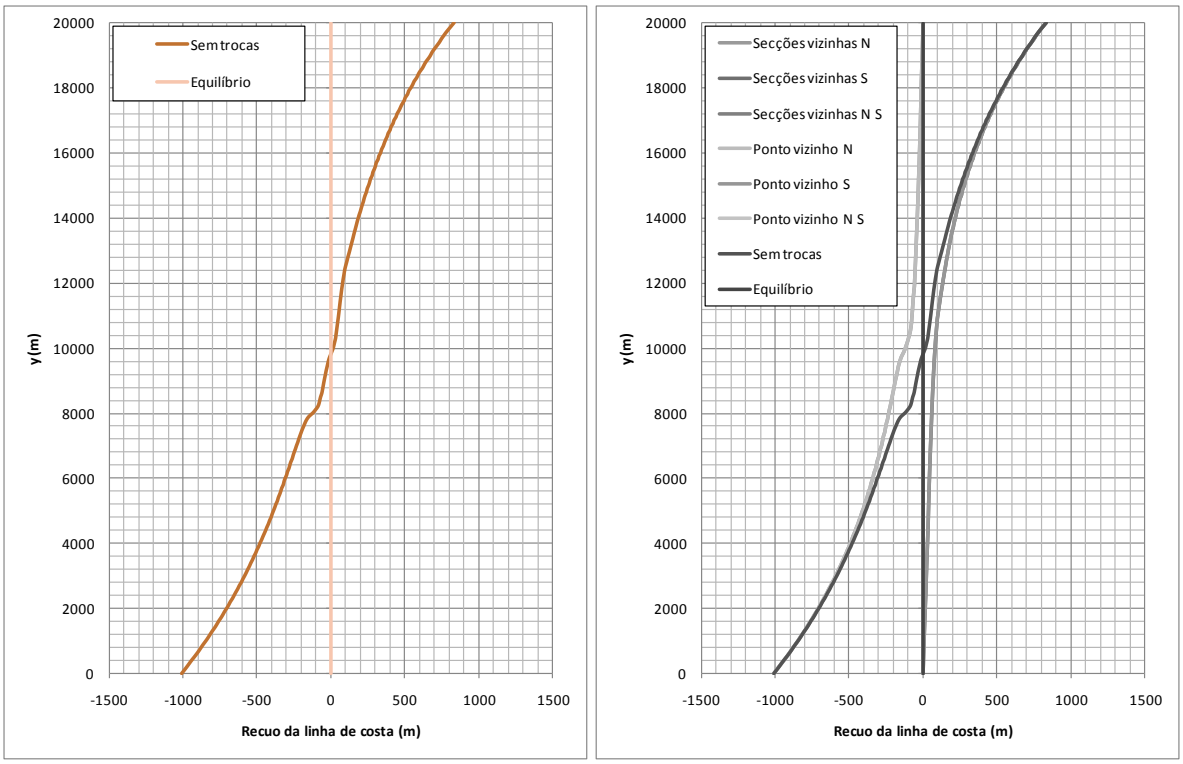


Figura 4.47. Variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação em relação à posição inicial (simulações 1 e 2, esquerda, todas as simulações, direita).

Isto acontece porque existe um gradiente elevado entre a taxa de transporte potencial junto às fronteiras e a taxa de transporte ao longo do sector, que se vai reduzindo no decurso da simulação, à medida que a linha de costa vai rodando, reduzindo-se o ângulo de incidência da onda na rebentação. Se este gradiente inicial for compensando por uma taxa constante junto às fronteiras, que iguale a capacidade de transporte da onda incidente, a posição da linha de costa mantém-se inalterada ao longo da simulação (Figura 4.47, esquerda, equilíbrio). A taxa constante necessária para que tal ocorra pode ser calculada através da expressão CERC, 1984 ($K = 0.39$), numa primeira aproximação, tomando o ângulo de incidência da onda na rebentação igual ao ângulo de incidência ao largo, obtendo-se o valor de 608 m^3/hora. No entanto, na sua propagação desde o largo, a onda é transformada por influência dos fenómenos de refracção e empolamento, pelo que a altura de onda na rebentação passa a ser 2.51 m e o ângulo de incidência 3.36º, o que corresponde a uma taxa de transporte potencial de 367 m^3/hora.

Na Figura 4.47 (esquerda) representa-se a variação da posição da linha de costa em relação à posição inicial para as duas simulações em que nas duas fronteiras laterais as condições são iguais a uma taxa constante e iguais entre si. Na primeira simulação (1. Sem trocas, Quadro 4.9) optou-se por uma taxa de transporte nula e na segunda (2. Equilíbrio, Quadro 4.9) optou-se por uma taxa de transporte constante e igual à capacidade de transporte da onda considerada (367 m^3/hora). Pode verificar-se nesta figura o comportamento descrito, onde mais uma vez se identifica uma singularidade na parte central do domínio (Figura 4.47, esquerda, sem trocas).

O utilizador pode também optar por impor uma taxa de transporte na fronteira que seja extrapolada das condições nas secções adjacentes, ou igual à da secção imediatamente adjacente (3. 4. e 5. Ponto vizinho, Quadro 4.9) ou igual à média das taxas nas três secções adjacentes (6. 7. e 8. Secções vizinhas, Quadro 4.9). A estas taxas de transporte calculadas pelo modelo, o utilizador pode ainda adicionar uma taxa de transporte constante. Na Figura 4.48 apresenta-se a variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação, para as situações em que as condições de fronteira são extrapoladas das secções adjacentes, taxa igual à da secção imediatamente adjacente (esquerda) e taxa igual à média das três secções adjacentes (direita), não sendo imposta qualquer taxa adicional. Estas opções foram activadas alternadamente para a fronteira Norte, para a fronteira Sul e para ambas (cf. Quadro 4.9).

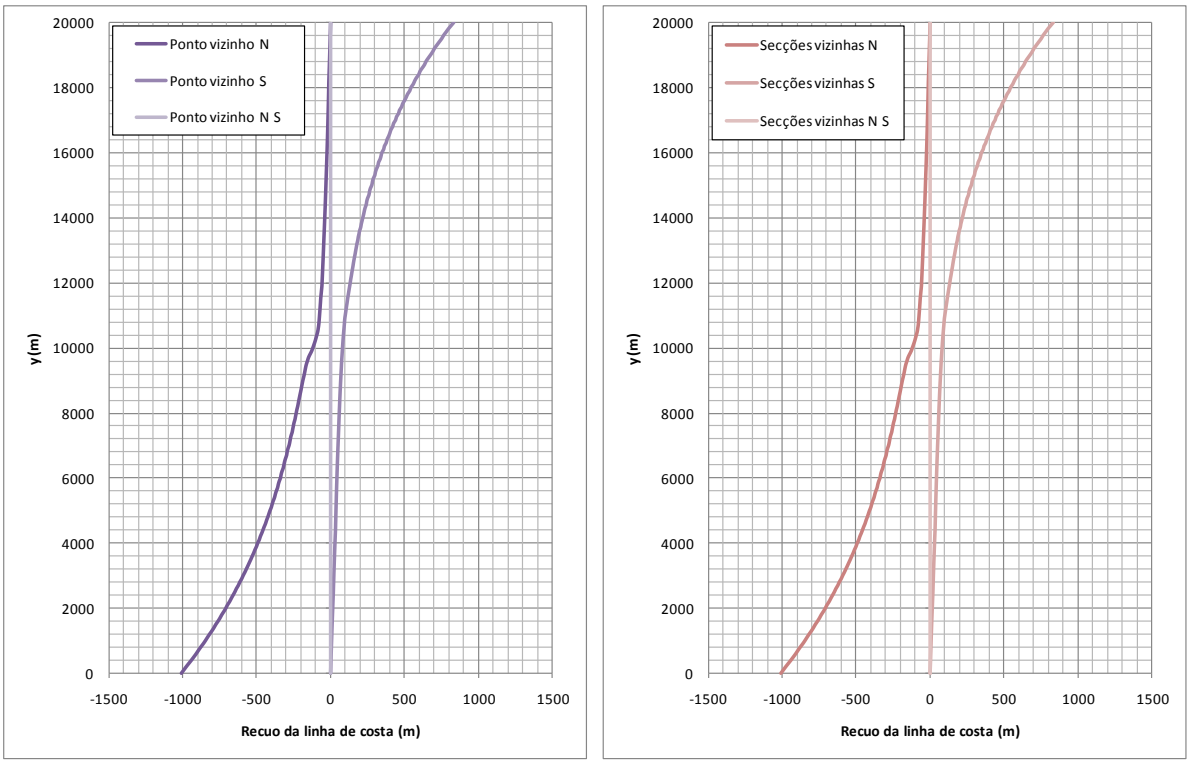


Figura 4.48. Variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação em relação à posição inicial (simulações 3, 4, 5, esquerda, e simulações 6, 7 e 8, direita).

A análise desta figura mostra que, neste caso, as duas opções de extrapolação conduzem à mesma configuração final da linha de costa. Quando as taxas de transporte em ambas as fronteiras são extrapoladas das secções adjacentes, o modelo força uma entrada (a Norte) e uma saída (a Sul) de um volume de sedimentos a uma taxa igual à capacidade de transporte da onda incidente para a configuração inicial da linha de costa (367 m^3/hora), e a linha de costa mantém a sua configuração de

equilíbrio. Assim, os resultados das simulações 1, 5 e 8 são praticamente iguais (cf. Figura 4.47, esquerda). Se numa das fronteiras não existem trocas sedimentares, a linha de costa roda sempre da mesma forma tendendo para a mesma posição, mesmo que junto à fronteira oposta mantenha a sua posição de equilíbrio (cf. Figura 4.47, direita).

Na segunda série de simulações realizadas, listadas no Quadro 4.10, é activada cada uma das três opções disponíveis, tanto na fronteira Norte como na fronteira Sul. Para cada uma das opções são consideradas duas situações opostas. Numa tenta-se simular um sector costeiro em situação de acreção, em que, partindo das condições que conduzem ao equilíbrio, é forçada a entrada adicional de sedimentos no domínio computacional a uma taxa de 25 m^3/hora, e na outra o mesmo sector costeiro em situação de erosão, sendo neste caso retirados sedimentos do domínio computacional à mesma taxa -25 m^3/hora. Para a opção da taxa de transporte constante, à taxa de equilíbrio (367 m^3/hora) foram adicionadas, no caso do sector em acreção, uma taxa de entrada a Norte (+25 m^3/hora) e uma taxa de entrada a Sul (-25 m^3/hora) e, no caso do sector em erosão, uma taxa de saída a Norte (-25 m^3/hora) e uma taxa de saída a Sul (+25 m^3/hora). Os resultados desta série de simulações encontram-se representados na Figura 4.49 através da variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação, medida em relação à posição inicial, e no Quadro 4.11 através dos volumes transportados ao fim de 10 anos de simulação junto às fronteiras.

Quadro 4.10. Segunda série de simulações realizadas para avaliação da importância das condições de fronteira.

Simulação	Fronteira Norte	Fronteira Sul
9. Ponto vizinho NS	Secção adjacente + 25 m^3/hora	
10. Secções vizinhas NS	Secções adjacentes + 25 m^3/hora	
11. Acreção	(367+25) m^3/hora	(367-25) m^3/hora
12. Ponto vizinho NS	Secção adjacente – 25 m^3/hora	
13. Secções vizinhas NS	Secções adjacentes – 25 m^3/hora	
14. Erosão	(367-25) m^3/hora	(367+25) m^3/hora

A análise da Figura 4.49 e do Quadro 4.11 evidencia que, independentemente da opção utilizada no estabelecimento das condições de fronteira, a variação da posição da linha de costa é superior em situação de avanço (acreção) do que de recuo (erosão), apesar dos volumes em transporte junto às fronteiras serem idênticos, com diferenças inferiores a 10%. Quando as taxas de transporte junto às fronteiras são extrapoladas, verifica-se uma variação da posição da linha de costa muito diferente da obtida, na situação em que se impõe uma taxa de transporte constante. Isto acontece porque a taxa de entrada (ou saída) de sedimentos cresce continuamente ao longo da simulação. No início da simulação, a entrada de um excedente de sedimentos relativamente à capacidade de transporte da onda cria um gradiente no transporte longitudinal junto à fronteira, havendo acreção nessa secção transversal e rotação da linha de costa. Na iteração seguinte, ao valor de transporte extrapolado, que manteria a linha de costa na posição da iteração anterior, é novamente adicionado um excedente sedimentar, conduzindo a nova rotação da linha de costa, e assim sucessivamente. Na opção de entrada (ou saída) de sedimentos a uma taxa constante, o seu valor mantém-se inalterado ao longo de toda a simulação. A taxa de variação da posição da linha de costa é diferente entre as duas situações em que a taxa de transporte junto às fronteiras é extrapolada. Quando a taxa imposta pelo modelo corresponde à média das taxas nas 3 secções adjacentes, a variação da posição da linha de costa é mais lenta, uma vez que a secção adjacente à fronteira roda mais rapidamente do que as duas seguintes.

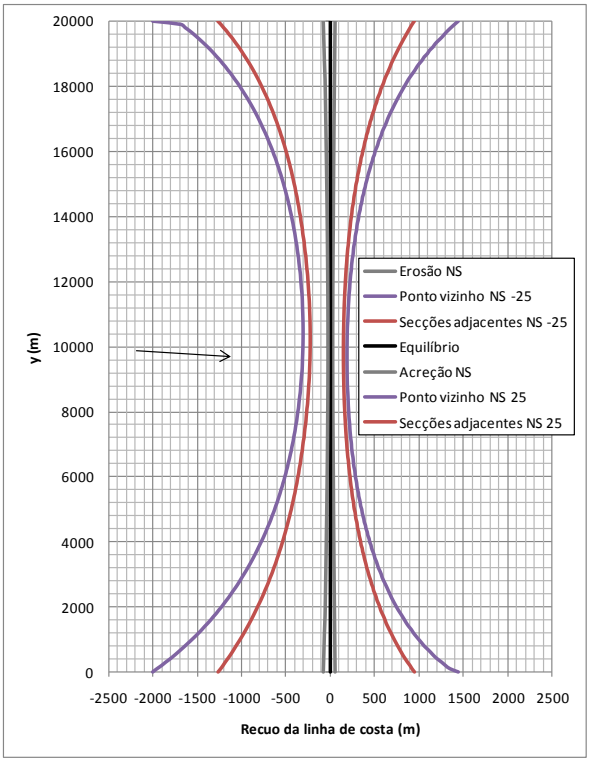


Figura 4.49. Variação da posição da linha de costa ao fim de 10 anos de simulação em relação à posição inicial (simulações 9 a 14).

Quadro 4.11. Volumes em transporte, por largura da secção nas secções extremas, para a 2ª série de simulações.

Simulação	$V_{(extremo\ Sul)}$ (m^3/m)	$V_{(extremo\ Norte)}$ (m^3/m)
9. Ponto vizinho NS	21440	21898
10. Secções vizinhas NS	11251	11180
11. Acreção	199	214
12. Ponto vizinho NS	-21898	-21700
13. Secções vizinhas NS	-11238	-11303
14. Erosão	-221	-206

Com as simulações realizadas pensa ter-se ilustrado o funcionamento das várias opções disponíveis para as condições de fronteira laterais do domínio computacional e a determinante importância que têm no comportamento do modelo.

Simulação de Intervenções de Defesa Costeira

Como foi já referido na secção 4.3.4.4, além das fronteiras laterais o modelo permite que se considerem outras singularidades que possam existir no sector costeiro em estudo, incluindo estruturas de defesa costeira (esporões, quebramares ou estruturas aderentes) e alimentação artificial de praias, ou fontes/sumidouros pontuais de sedimentos, como sejam os rios ou os canhões submarinos. Isto permite que o efeito de diferentes soluções de intervenção de defesa costeira seja simulado, através de

aplicações genéricas do modelo, mediante o estabelecimento de cenários, como se pretende evidenciar através de uma série de simulações efectuadas para a situação de referência que tem vindo a ser utilizada nesta secção (Coelho *et al.*, 2006b).

Fontes pontuais de sedimentos

O modelo LTC permite que sejam adicionados sedimentos a uma taxa de débito constante, podendo representar o efeito de alimentação sedimentar por parte de um rio. Na Figura 4.50 representam-se os resultados da simulação de quatro cenários de fontes pontuais de sedimentos, e da situação de referência, na qual não foram consideradas fontes aluvionares.

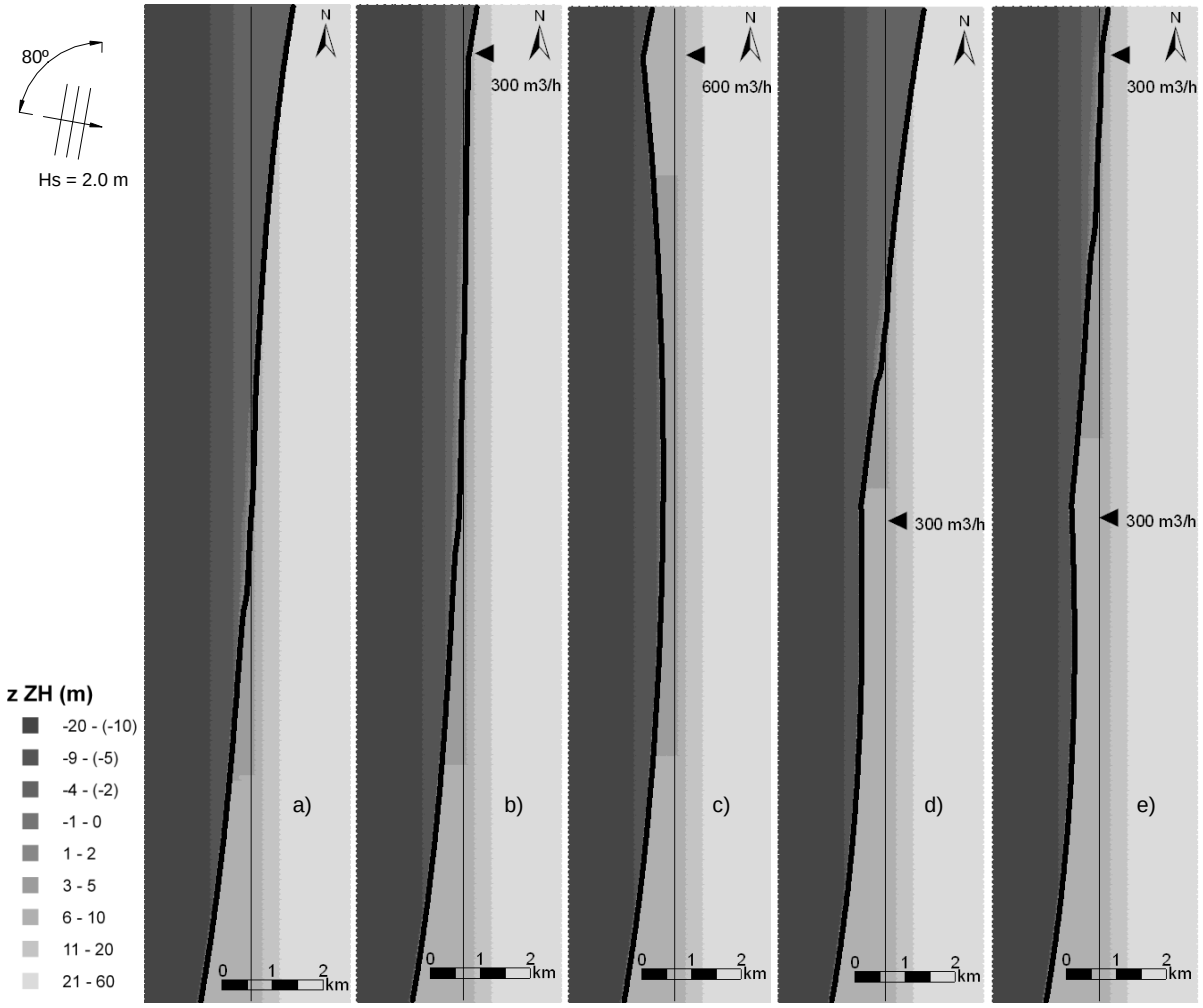


Figura 4.50. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação, para a situação de referência e para quatro cenários de fontes pontuais de sedimentos.

Uma vez que não foram permitidas trocas sedimentares com o exterior junto às fronteiras laterais, na situação de referência esperava-se erosão na parte Norte do sector e acreção a Sul (Figura 4.50a). No primeiro cenário considerou-se uma fonte sedimentar localizada a 1000 m da fronteira Norte, com uma taxa de débito de 300 m^3/hora, próxima da capacidade de transporte longitudinal da onda considerada para a configuração inicial do sector costeiro (367 m^3/hora). Ao fim de 10 anos de simulação verifica-se uma redução da erosão junto à fronteira Norte (Figura 4.50b). O aumento da taxa de débito sedimentar para 600 m^3/hora tem como efeito a acreção em todo o sector, mas

particularmente evidente junto à localização da fonte sedimentar (Figura 4.50c). Se a fonte sedimentar se localiza na zona central do domínio, verifica-se um avanço da linha de costa junto à sua localização, e um aumento da acreção na zona a Sul. Mais a Norte da sua localização não se observam grandes benefícios em termos de compensação da erosão (Figura 4.50d). A erosão verificada junto à fronteira Norte apenas pode ser compensada se for incluída uma fonte sedimentar adicional, que debite a uma taxa, no mínimo, próxima da capacidade de transporte sólido da onda considerada para a configuração inicial do sector.

Enchimento artificial com areia

Como foi já referido, a alimentação artificial de praias está a tornar-se mais utilizada em engenharia costeira, muitas vezes como medida complementar à construção de estruturas de defesa. Em Portugal esta medida foi já adoptada em algumas situações, exemplo das quais é o enchimento com areia das praias da Caparica e de S. João da Caparica (Veloso-Gomes *et al.*, 2009).

O modelo LTC permite que, em termos genéricos, seja avaliado o efeito deste tipo de intervenção costeira na evolução da configuração do sector modelado. Para ilustrar o desempenho do modelo foram realizadas cinco simulações de 10 anos, nas quais foi efectuada alimentação artificial do sector costeiro genérico de referência, com 20 milhões m^3 de areia. As simulações representam diferentes cenários de enchimento, dois relativos à sua duração e frequência, e três referentes à sua localização e área. Os resultados encontram-se representados na Figura 4.51 através da topo-hidrografia no final da simulação, podendo ser comparados com os resultados obtidos para a situação de referência, representados na Figura 4.50a). A comparação entre as diferentes figuras não permite a observação de diferenças significativas, pelo que deve ser complementada com a análise do Quadro 4.12, em que se representam os volumes sólidos em transporte junto às fronteiras laterais do sector modelado, por unidade de largura longitudinal da malha.

Quando o enchimento é realizado durante 500 horas em dois estágios, um no início da simulação e outro 5 anos depois (Figura 4.51b, Cenário b), o recuo da linha de costa no final da simulação é, a Norte, ligeiramente inferior ao observado na situação em que o enchimento é efectuado continuamente durante 1000 horas desde o início da simulação (Figura 4.51a, Cenário a).

No Quadro 4.12 pode verificar-se que os volumes em transporte junto à fronteira Norte são menores para o Cenário b. Em termos de variação da área do enchimento foram consideradas as áreas de enchimento de 200 m x 2 km (Cenário a), de 300 m x 2 km estendida para maiores profundidades (Cenários c) e de 200m x 4km estendida longitudinalmente (Cenários d). Foi também considerado um último cenário (Cenário e) em que a área de enchimento de 200 m x 2 km (igual à do Cenário a) foi subdividida em duas áreas de 200 m x 1 km que se localizavam imediatamente a Norte e a Sul da secção de enchimento no Cenário a), distanciadas de 2 km. A solução que aparenta ser mais efectiva na contenção da erosão é aquela em que o enchimento é efectuado numa maior extensão transversal, a maiores profundidades (Figura 4.51c, Cenário c). O maior benefício junto à fronteira Norte parece advir do cenário em que a área de enchimento se estende até uma localização mais próxima desta (Figura 4.51d, Cenário d).

Campos de Esporões

A construção de esporões tem repercussões, em particular através do padrão de erosão no sector costeiro a barlamar da sua zona de implantação. Para avaliar o desempenho do modelo LTC na simulação do efeito de construção deste tipo de estrutura costeira realizaram-se 4 simulações de 10 anos, para a situação de referência que tem vindo a ser utilizada nesta secção. Os resultados das simulações são representados na Figura 4.52, através da topo-hidrografia final.



Figura 4.51. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para cinco cenários de alimentação artificial de areias.

Quadro 4.12. Volumes em transporte nas secções extremas do domínio computacional para diferentes cenários de alimentação artificial com areia.

Cenário	$V_{(extremo\ Sul)}$ (m^3/m)	$V_{(extremo\ Norte)}$ (m^3/m)
a	8171	-7482
b	8165	-6804
c	8186	-7433
d	8177	-7309
e	8175	-7428

A primeira simulação reproduz o efeito da construção de um esporão com um comprimento de 200 m a 2 km da fronteira Norte do sector costeiro (Figura 4.52b), particularmente evidente num raio de cerca de 1 km em torno da sua zona de implantação. Por comparação entre a Figura 4.52b e a Figura 4.52a (situação de referência) pode observar-se a eficácia da estrutura na contenção da erosão a barlamar da zona de implantação da estrutura e o seu agravamento a sotamar. O aumento do comprimento do esporão resulta num aumento do seu impacto (Figura 4.52c).

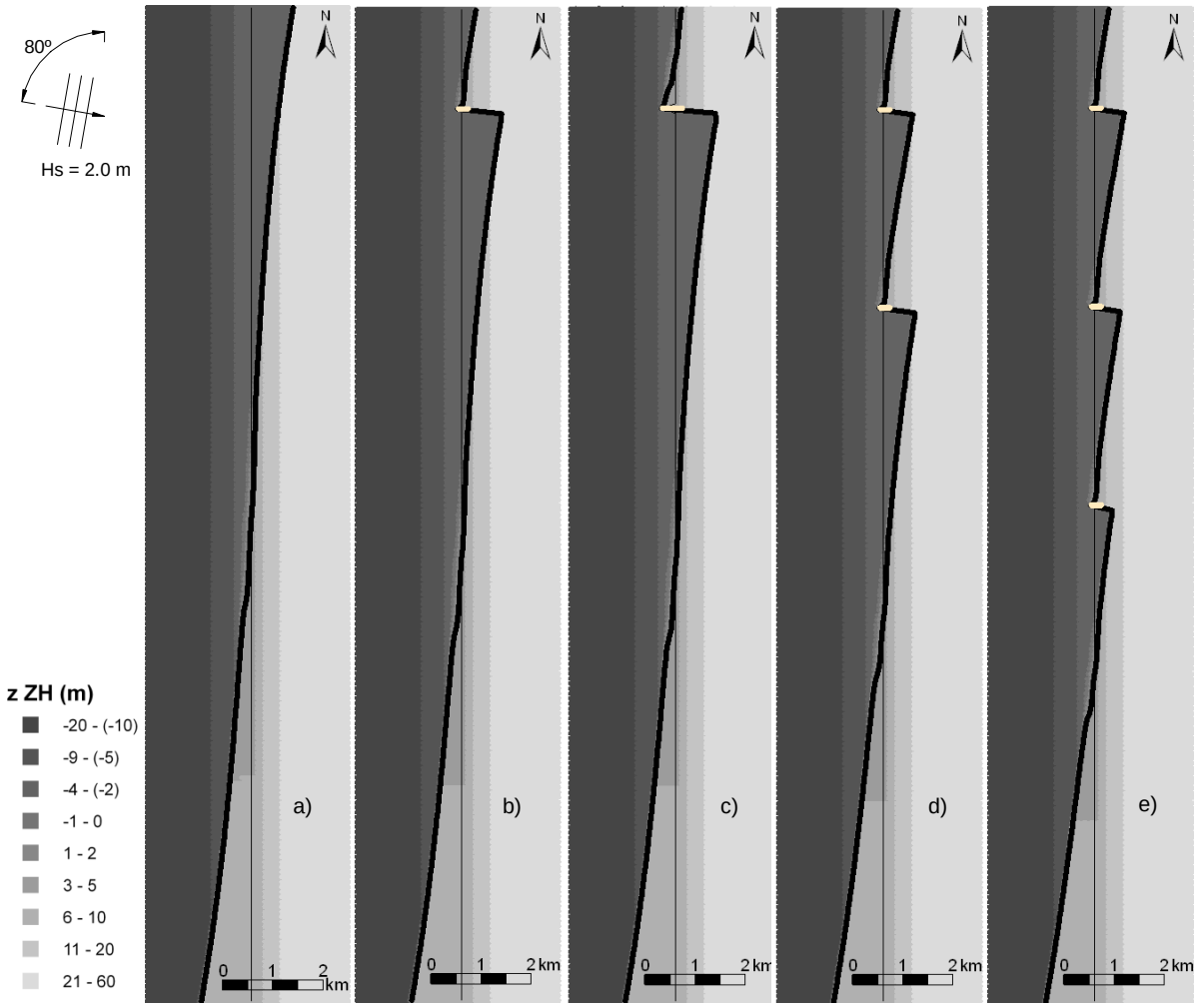


Figura 4.52. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para diferentes cenários de construção de esporões.

O aumento do número de estruturas construídas ao longo do sector tem o efeito de aumentar a extensão da erosão, mas não a sua intensidade, ao longo do sector (Figura 4.52d, e), para além da referida alteração à configuração da linha de costa em torno da sua zona de implantação. O modelo não considera os danos causados pela acção da agitação marítima sobre as estruturas, admitindo-se que sua configuração não é alterada ao longo das simulações (secção 4.3.5.5). O efeito da difracção é considerado junto à cabeça do esporão (cf. secção 4.3.2.1). No caso de a estrutura chegar ao limite da sua capacidade de retenção sedimentar, dando-se o seu enchimento, o modelo simula a transposição sedimentar de barlamar para sotamar (secção 4.3.5.7). Note-se ainda que a existência de afloramentos rochosos transversais à linha de costa pode ser aproximadamente representada no modelo da mesma forma que os esporões.

Estruturas aderentes

O efeito das estruturas aderentes também pode ser simulado pelo modelo, admitindo-se, na reprodução numérica do efeito destas intervenções de defesa costeira, que os perfis interiores à sua implantação (no sentido de terra) não são susceptíveis de sofrer alterações por acção da agitação marítima, mantendo-se inalterados ao longo das simulações. Para mostrar o desempenho do modelo na reprodução do efeito de estruturas aderentes foi realizada uma série de simulações, em que se consideraram dois cenários distintos para o comprimento de uma estrutura aderente incluída no sector

costeiro de referência (4 km e 8 km), e outros dois que consideravam duas estruturas aderentes no sector, com um comprimento de 2 km, distanciadas de 4 km, diferentes entre si por a estrutura mais a Norte se encontrar recuada em relação à linha de costa inicial. Os resultados das simulações representam-se na Figura 4.53 através da topo-hidrografia no final das simulações de 10 anos.

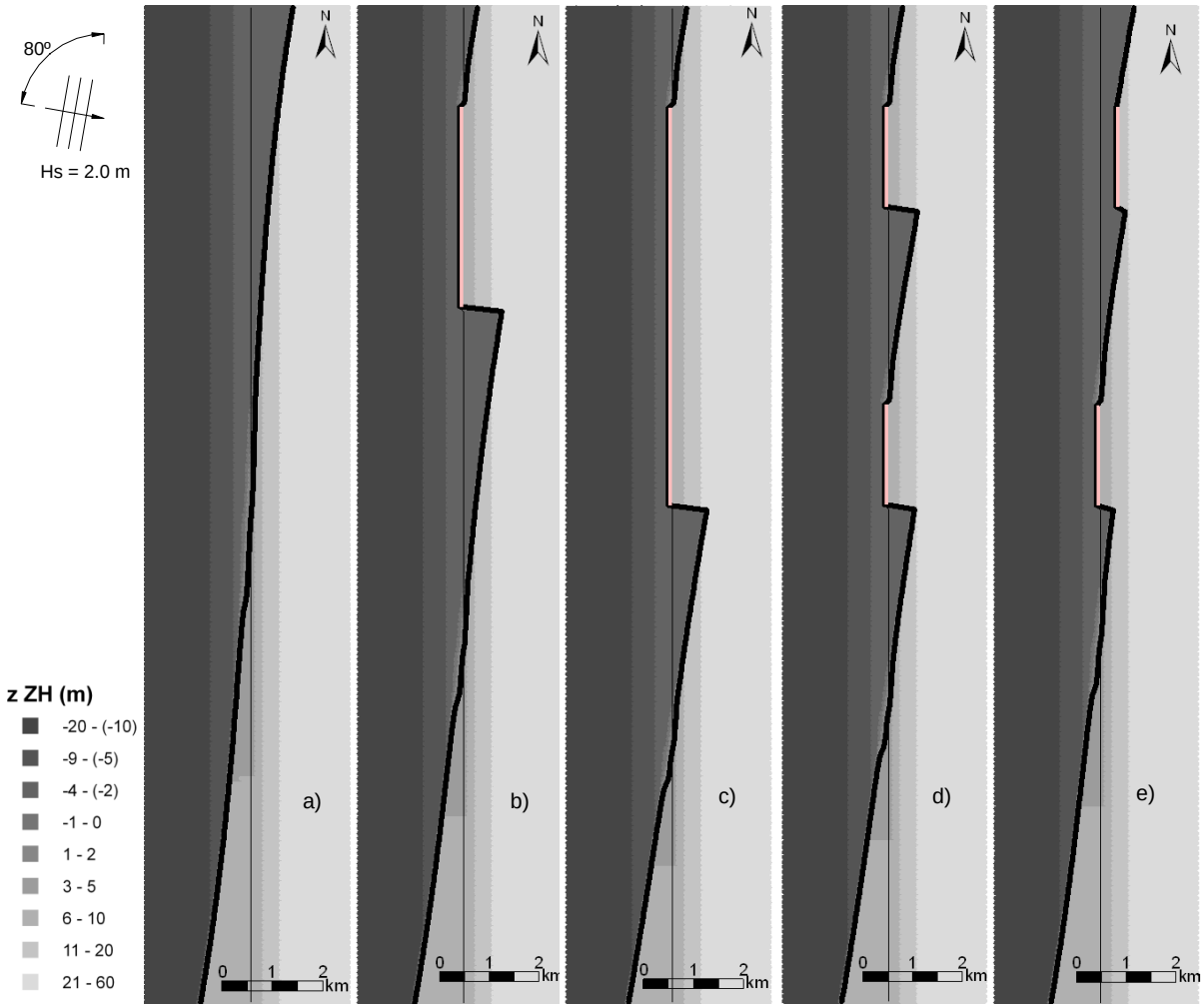


Figura 4.53. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para diferentes cenários de construção de estruturas aderentes.

A utilização de estruturas aderentes tem como efeito a "fixação" da linha de costa, havendo acreção a barlamar da sua zona de implantação e erosão a sotamar (Figura 4.53b). Os efeitos de barlamar e sotamar da estrutura são idênticos aos que se fariam sentir se existissem esporões localizados nas extremidades da estrutura aderente. O aumento do comprimento da estrutura aderente não parece aumentar o efeito benéfico de barlamar nem agravar o efeito erosivo a sotamar (Figura 4.53c). A utilização da estrutura repartida em dois trechos, apesar de não fixar a linha de costa entre eles, reduz o efeito erosivo de sotamar (Figura 4.53d e Figura 4.53e). Também neste caso, o modelo admite que as estruturas não são susceptíveis de sofrer danos por acção da agitação marítima, mantendo-se intactas ao longo das simulações. Esta opção do modelo pode também ser utilizada para reproduzir, de forma aproximada, afloramentos rochosos que sejam paralelos à linha de costa.

Intervenção combinada: Alimentação Artificial de Areia e Esporão

O modelo LTC permite que todos os tipos de estruturas sejam incorporados na mesma simulação, por exemplo para reprodução de uma intervenção de defesa que combine um esporão com uma alimentação artificial de areias. Na Figura 4.54 representa-se a topo-hidrografia ao fim de uma simulação de 10 anos sobre o efeito de uma intervenção deste tipo. Na Figura 4.54a) apresenta-se a situação sem intervenção, na Figura 4.54b) a situação de construção do esporão e na Figura 4.54c) a situação de alimentação artificial. A intervenção combinada é considerada de duas formas distintas, uma em que a alimentação é efectuada a barlamar da estrutura (Figura 4.54d) e uma outra em que é efectuada a sotamar (Figura 4.54e). Em qualquer uma das situações de intervenção combinada observa-se o benefício da alimentação artificial na redução do efeito erosivo de construção do esporão (Figura 4.54b), parecendo no entanto ligeiramente mais eficiente para a situação em que a alimentação é efectuada a sotamar da estrutura. O desempenho do modelo na simulação do efeito das diferentes estruturas de defesa costeira parece consistente com o que se observa na realidade. Porém, a validação das simulações apenas poderia ser conseguida através da comparação dos resultados com dados obtidos através de programas de monitorização costeira. Ainda assim, a realização de simulações genéricas com o modelo LTC pode permitir o teste de soluções extremas, entre as alternativas consideradas em projectos de intervenção costeira, e a avaliação do seu efeito relativo.

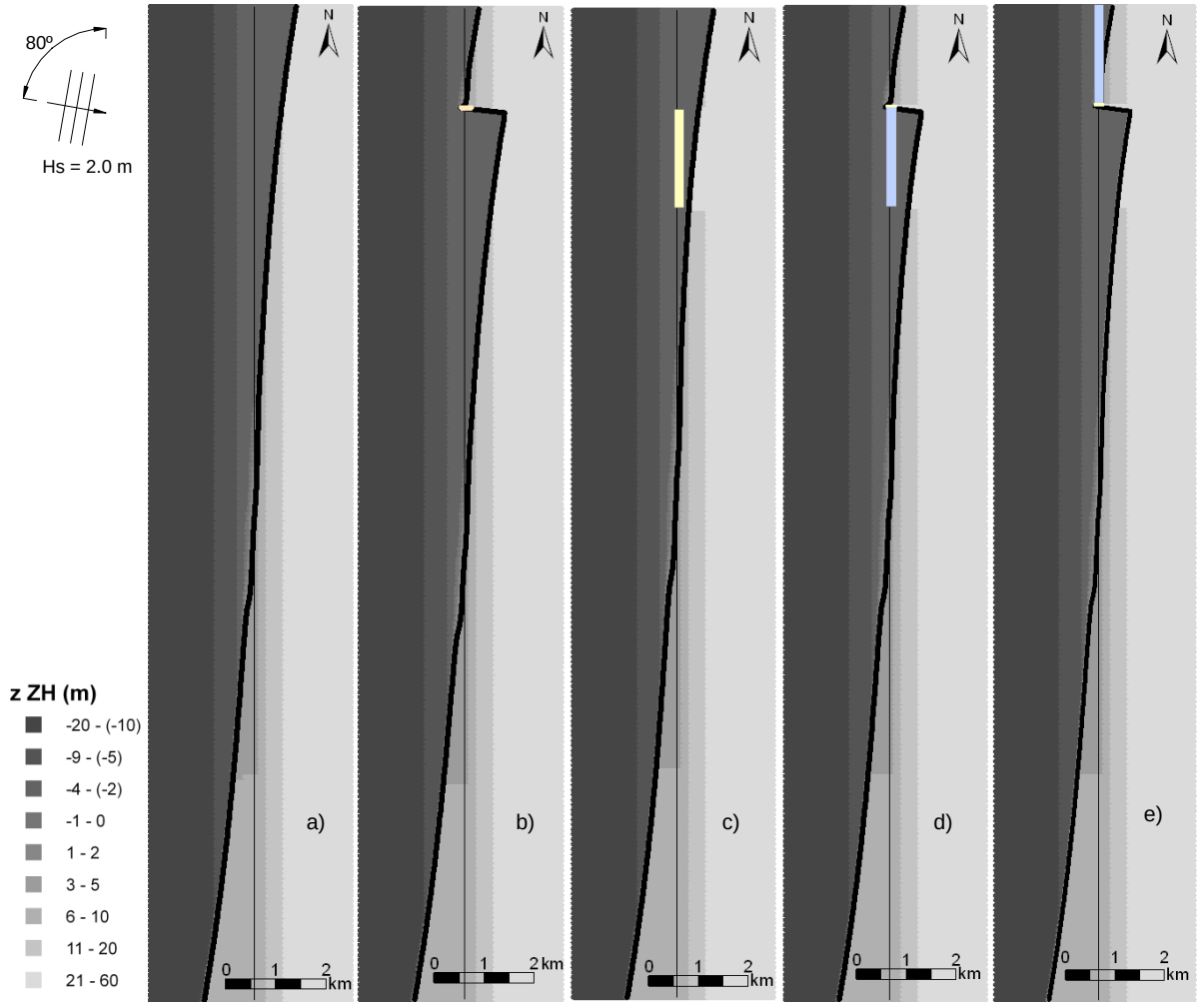


Figura 4.54. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação com o modelo LTC, para uma intervenção de defesa costeira que combina a construção de um esporão com alimentação artificial de areias.

Importância da Configuração Topo-hidrográfica

Coelho, 2005, avaliou a importância da configuração topo-hidrográfica, considerando a simulação de referência utilizada nos pontos anteriores, e duas outras, para o mesmo trecho costeiro, mas com uma topo-hidrografia distinta. Numa delas considera uma maior inclinação da praia emersa (6%), e na outra uma maior inclinação da praia submersa (perfil de equilíbrio de Dean, 1991, para $d_{50} = 0.3\,mm$, $m = 2/3$, e $SPA = 0.173\,m^{1/3}$, capítulo 3, secção 3.5.1). Da análise dos resultados, no que diz respeito à evolução do perfil transversal de praia, o autor concluiu que o declive da praia emersa influencia de forma mais significativa a evolução dos perfis em erosão, enquanto os perfis em situação de acreção são mais influenciados pelo declive da praia submersa. Isto acontece porque em situação de erosão grande parte dos volumes de sedimentos é preferencialmente retirada da praia emersa, enquanto a sua deposição, em situação de acreção, ocorre preferencialmente sobre a praia submersa. Maiores inclinações da praia emersa resultam em menores recuos da linha de costa uma vez que é maior a disponibilidade sedimentar da praia emersa, junto ao limite de espraiamento. Da mesma forma, maiores inclinações da praia submersa resultam em menores avanços da linha de água, por ser possível acomodar maiores volumes de sedimentos sobre a praia submersa, junto à localização da linha de água.

Importância da Escolha das Expressões para o Cálculo do Transporte Sólido Longitudinal

Na estimativa do potencial de transporte sólido longitudinal a fórmula CERC, 1984, resulta em volumes superiores aos estimados através da fórmula de Kamphuis, 1991a. Segundo Coelho, 2005, para simulações considerando a situação de referência indicada, as diferenças entre as expressões para a estimativa do potencial de transporte traduzem cerca de 10% das diferenças na variação final da posição da linha de costa, enquanto as expressões para o cálculo da profundidade de fecho traduzem pouco mais de 5%. Comparando os volumes finais o autor encontrou diferenças na utilização das fórmulas de CERC, 1984 e Kamphuis, 1991a, que podem ser superiores a 15%.

4.3.5.3. Validação (Formulação Analítica de Pelnard-Considère)

A simulação numérica da evolução da morfologia costeira a médio prazo é difícil, existindo ainda muitas limitações, devidas à complexidade e à interacção dos processos envolvidos, e à escassez de dados de campo que os caracterizem. Assim, os resultados de simulações deste tipo vêm ainda afectados de uma grande incerteza. Foram já desenvolvidos diversos modelos com diferentes níveis de sofisticação e requisitos de dados de base, mas todos eles, em geral, de difícil validação. O procedimento de validação de um modelo pressupõe a reprodução de soluções analíticas obtidas através de simplificações do problema (*benchmark*), a reprodução de situações reais medidas em protótipo (calibração) e a reprodução de situações reais adicionais também medidas em protótipo (verificação do modelo calibrado). No entanto, as observações de campo são proibitivamente caras, especialmente em zonas costeiras bastante energéticas, como é o caso da costa Noroeste Portuguesa, e por esse motivo, praticamente inexistentes.

Nesta secção, utilizam-se as soluções analíticas de Pelnard-Considère, 1956, para o *benchmark* do modelo LTC na simulação do problema da morfologia costeira. As soluções analíticas são obtidas através de simplificações do problema (secção 4.2.3), que quando introduzidas nas simulações do modelo numérico devem conduzir à obtenção de resultados idênticos.

Foram realizadas simulações com a duração de 10 anos (com saída de resultados anuais) e de 50 anos (com saída de resultados de 10 em 10 anos), para o trecho costeiro com 20 km de extensão, limitado junto à fronteira Norte por uma barreira infinita. As condições de agitação marítima foram consideradas constantes, correspondentes a uma altura de onda ao largo de 2 m e um rumo de 80°N.

Como foi visto na avaliação da importância das condições de fronteira laterais, realizada na secção 4.3.5.2, na sua propagação desde o largo, a onda é transformada por refracção e empolamento, pelo que a altura de onda na rebentação passa a ser 2.51 m e o ângulo de incidência 3.36º, o que resulta numa taxa de transporte potencial de 367 m^3/hora, estimada pela expressão (4.40), em que $K = 0.39$. A profundidade de fecho foi calculada através da expressão (4.50), para a onda considerada, obtendo-se o valor de 4.24 m, e o limite de espraiamento da onda a partir da expressão (4.52), obtendo-se o valor de 0.77 m. Junto à fronteira Sul, a taxa de transporte sólido longitudinal foi mantida constante e igual à capacidade de transporte da onda considerada. Admitindo que o ângulo de incidência da onda na rebentação pode ser considerado pequeno ($\theta_b = 0.059 = tan\theta_b$) e que a taxa de variação da posição da linha de costa também é pequena, também o ângulo efectivo de incidência da onda na rebentação o será. No pressuposto adicional de que o perfil de praia se mantém invariável no tempo, pode obter-se a solução analítica para a barreira completa (secção 4.2.3). Os resultados das simulações numéricas foram confrontados com as soluções analíticas, encontrando-se representados através da evolução da posição da linha de costa na Figura 4.55.

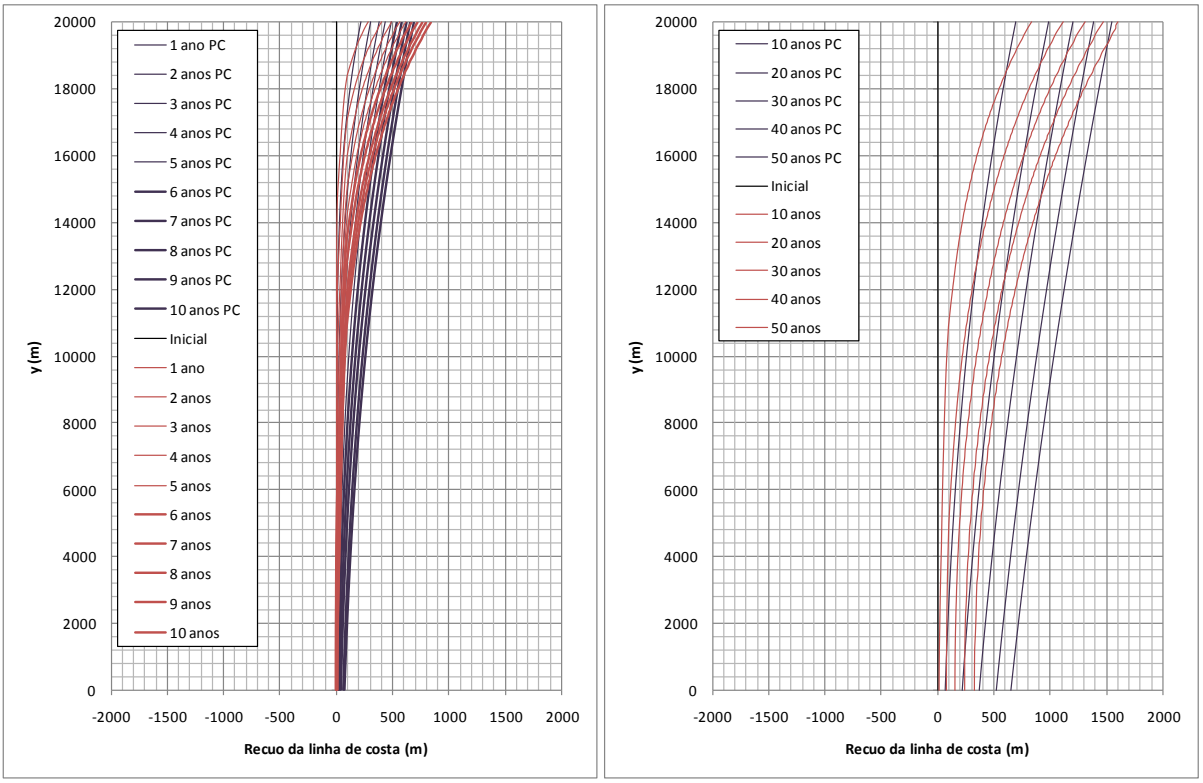


Figura 4.55. Variação da posição da linha de costa dada pela solução analítica para a barreira completa (Pelnard-Considère, 1956) e resultante da simulação do modelo LTC considerando uma barreira infinita junto à fronteira Norte (erosão), para um período de 10 anos (esquerda) e para um período de 50 anos (direita).

Da confrontação dos resultados constata-se que existem diferenças significativas entre a posição da linha de costa simulada pelo modelo e a solução analítica (Figura 4.55). De uma forma geral, a taxa de variação da posição da linha de costa prevista pelo modelo LTC apresenta valores inferiores aos da solução analítica, com excepção para as secções adjacentes à fronteira Norte (a uma distância inferior a cerca de 1 km da barreira infinita), onde esta taxa é superior. Esta tendência mantém-se mesmo para a simulação mais longa. As áreas de erosão são inferiores nas simulações do modelo LTC, aumentando entre 30% e 37%, desde o início da simulação até aos 20 anos, diminuindo de seguida até

34%, ao fim de 50 anos. Para além disso, as simulações numéricas revelam uma certa 'inércia' relativa na propagação da erosão de Norte para Sul. As diferenças observadas devem estar relacionadas com o procedimento de actualização de cotas do perfil transversal utilizado pelo modelo LTC.

Na Figura 4.56 apresenta-se a evolução do perfil transversal junto à fronteira Norte e na Figura 4.57 a variação longitudinal do perfil transversal no final da simulação.

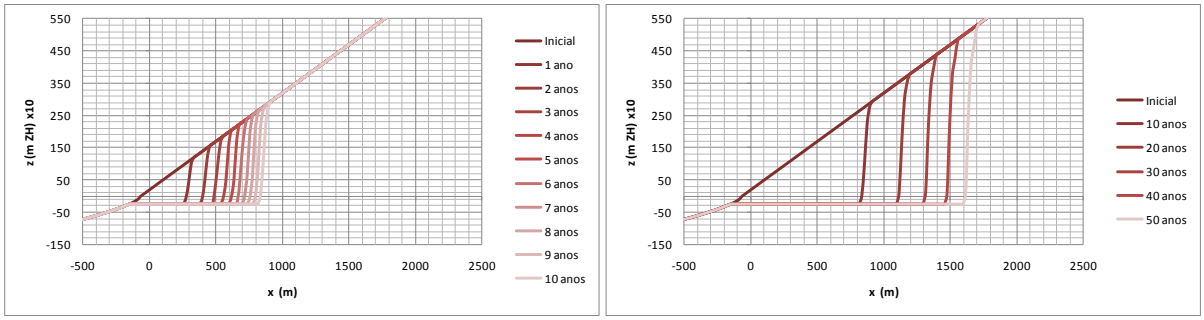


Figura 4.56. Evolução temporal do perfil transversal junto à fronteira Norte (erosão), onde se admite existir uma barreira infinita, simulada pelo modelo LTC, para um período de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita).

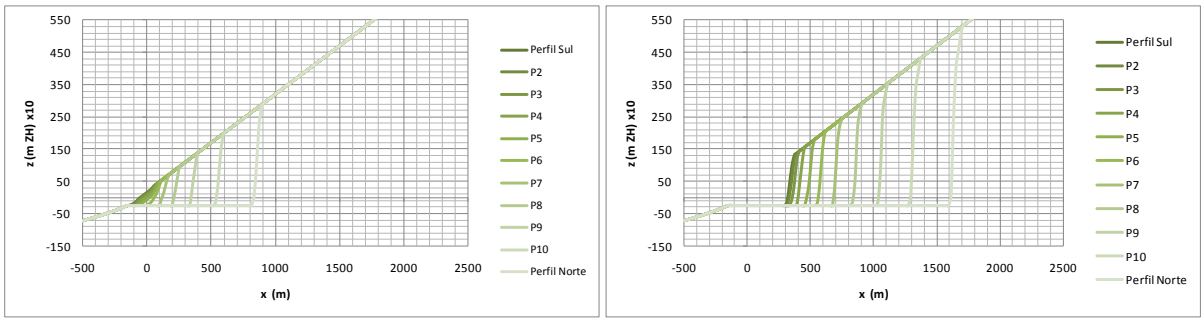


Figura 4.57. Variação longitudinal do perfil transversal numa simulação do modelo LTC ao fim de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita), em que se considerou uma barreira infinita junto à fronteira Norte e um transporte sólido longitudinal a Sul igual à capacidade de transporte da onda para a configuração costeira inicial.

Por uma questão de conservação de massa, para o mesmo volume de sedimentos em transporte, um recuo mais lento da linha de costa é indicativo de que seja possível retirar maiores volumes de sedimentos do perfil no modelo LTC, do que no caso da solução analítica. Por outro lado, o facto de a linha de costa avançar mais rapidamente junto à fronteira pode traduzir um mais rápido alinhamento da linha de rebentação com a normal à direcção de incidência da onda, causando uma também mais rápida atenuação dos gradientes da taxa de transporte e uma redução do volume de sedimentos em transporte. A sobreposição destes dois efeitos parece explicar as diferenças observadas entre cada um dos dois métodos. Nas simulações do modelo LTC os volumes de sedimentos em transporte são retirados preferencialmente da praia emersa junto ao limite de espraiamento das ondas (cf. Figura 4.56), sendo a sua evolução controlada pelo declive da praia submersa. Outros declives foram testados, sendo os melhores resultados os aqui apresentados obtidos para uma inclinação mínima nula.

As simulações anteriores foram repetidas, considerando agora que a barreira infinita se localiza junto à fronteira Sul e que a fronteira Norte é alimentada por uma taxa de transporte sólido longitudinal igual à capacidade de transporte da onda considerada para a configuração inicial da linha de costa. Os resultados destas simulações foram também confrontados com os da solução analítica, encontrando-se

representados através da evolução da posição da linha de costa na Figura 4.58 e da evolução do perfil transversal junto à fronteira Sul (acreção) Figura 4.59. Adicionalmente apresenta-se a variação longitudinal do perfil transversal no final da simulação, representada na Figura 4.60.

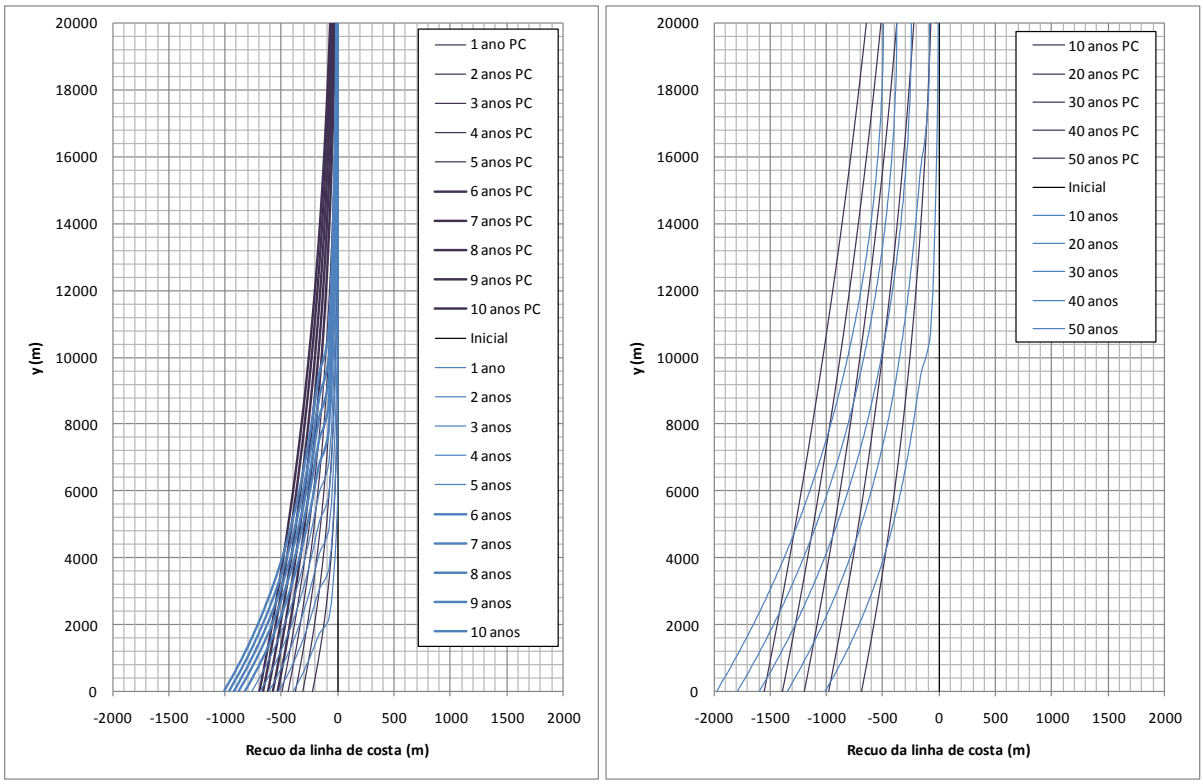


Figura 4.58. Variação da posição da linha de costa dada pela solução analítica para a barreira completa (Pelnard-Considère, 1956) e resultante da simulação do modelo LTC considerando uma barreira infinita junto à fronteira Sul (acreção), para um período de 10 anos (esquerda) e para um período de 50 anos (direita).

Neste caso, as diferenças observadas para a variação da posição da linha de costa apresentam uma configuração espacial idêntica à do caso em que a barreira infinita se localiza a Norte: um avanço mais rápido junto à fronteira e mais lento no resto do domínio. No entanto, uma vez que o procedimento de actualização de cotas para um perfil em situação persistente de acreção é diferente do utilizado quando o perfil se encontra em situação persistente de erosão, as áreas de acreção nas simulações do modelo LTC aproximam-se mais das áreas correspondentes obtidas pelas soluções analíticas, apesar de serem também inferiores. As diferenças aumentam neste caso até 15% ao fim de 10 anos, diminuindo de seguida até 10%, ao fim de 50 anos. A redução destas diferenças deve estar relacionada com o facto de a posição da linha de costa variar mais rapidamente em situação de acreção do que em situação de erosão, como tinha sido já observado na secção 4.3.5.2, quando se avaliou a importância do tempo de simulação no desempenho do modelo, tendo-se verificado que o avanço da linha de costa junto à fronteira se fazia com valores superiores aos de recuo, quando os valores dos volumes sólidos em transporte eram inferiores. Estes resultados denotam que o procedimento de cálculo para a actualização de cotas numa situação de acreção permite que se acomode um volume de sedimentos superior, ao volume de sedimentos susceptível de ser retirado de uma secção transversal, em situação de erosão. O avanço junto à fronteira Sul, em situação de acreção, foi de cerca de 2000 m (Figura 4.59, direita), enquanto junto à fronteira Norte, em situação de erosão o recuo da linha de costa foi de apenas 1500 m.

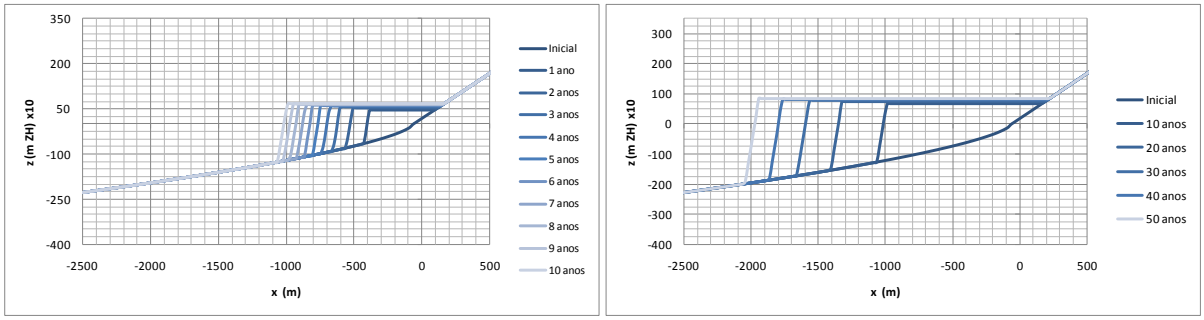


Figura 4.59. Evolução temporal do perfil transversal junto à fronteira Sul (acreção), onde se admite existir uma barreira infinita, simulada pelo modelo LTC, para um período de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita).

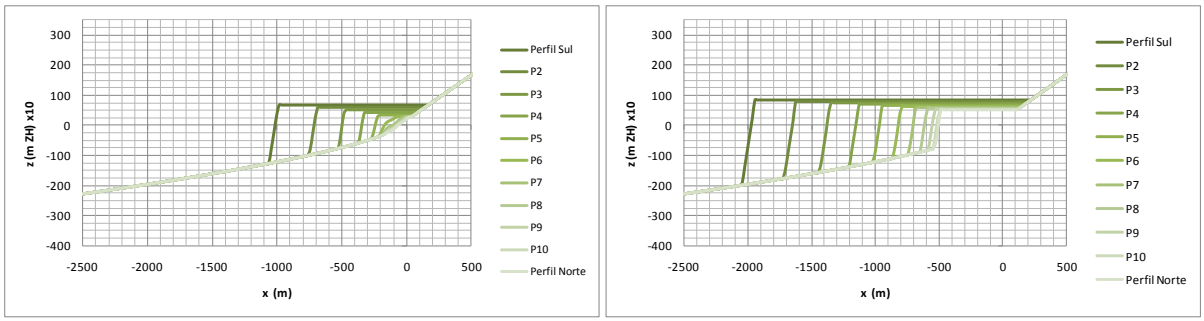


Figura 4.60. Variação longitudinal do perfil transversal numa simulação do modelo LTC ao fim de 10 anos (esquerda) e de 50 anos (direita), em que se considerou uma barreira infinita junto à fronteira Sul e um transporte sólido longitudinal a Norte igual à capacidade de transporte da onda para a configuração costeira inicial.

Em qualquer uma das duas situações, de erosão e acreção, de um trecho costeiro genérico limitado a Norte e a Sul, respectivamente, por uma barreira infinita, verificou-se que o perfil transversal activo não é suficiente para acomodar os volumes em transporte junto às fronteiras, de uma forma suave. As variações topográficas ocorrem a cotas bastante afastadas das cotas do perfil activo, se a profundidade de fecho for determinada a partir da formulação de Hallermeier, 1981a, adaptada a cada onda simulada, não sendo utilizada a formulação original baseada nas características da onda extrema que é excedida 12 horas/ano. Para os volumes de sedimentos em transporte, a profundidade de fecho estimada desta forma pode tornar-se insuficiente para acomodar esses volumes.

Os resultados aqui apresentados mostraram que as soluções analíticas e as simulações do modelo LTC são consistentes, denotando, todavia, diferenças importantes, cujas causas deveriam ser investigadas e corrigidas, para aperfeiçoamento do modelo LTC. De facto, os resultados sugerem a necessidade de melhorar o procedimento numérico de actualização de cotas. Por um lado, este procedimento é distinto para as situações de erosão e de acreção, devendo ser melhorado de forma a ser garantida a continuidade, em situações de transição entre uma secção em erosão e uma secção em acreção e de transição inversa. A análise do procedimento numérico utilizado para a realização dessa actualização mostra que existe a possibilidade de perda de volumes de sedimentos, devendo ser dada particular atenção a esta possibilidade. Pensa-se que um procedimento adequado deve considerar uma variação em relação a uma situação de equilíbrio do perfil e não apenas uma distribuição geométrica dos volumes de sedimentos em transporte. Devendo por isso ser analisadas as diferenças da evolução do perfil em relação à situação assumida como pressuposto para a obtenção de soluções analíticas, de que o perfil transversal, de equilíbrio a médio longo prazo, se desloca paralelamente em torno da profundidade de fecho, mantendo a sua forma de equilíbrio. Um outro aspecto a analisar é a relação

existente entre os gradientes das taxas de transporte junto às fronteiras e o reposicionamento da linha de costa, devendo ser equacionada a possibilidade de integração de soluções analíticas para a obtenção de condições de fronteira. A forma de cálculo da profundidade de fecho deve também ser analisada (secção 4.3.5.8).

4.3.5.4. Agitação Marítima

Como foi referido na secção 4.3.4.1, o modelo dispõe de três opções para estabelecimento das condições de agitação marítima ao longo da simulação: onda regular constante durante a simulação, ondas de características variáveis representativas de um clima anual típico e ondas de características variáveis, geradas aleatoriamente dentro de intervalos limitados, para as alturas de onda e rumos, definidos pelo utilizador. Nesta secção serão apresentados e analisados os resultados de uma série de testes genéricos com vista ao estudo do comportamento do modelo mediante a selecção das diferentes opções de representação da agitação marítima.

Onda Regular Constante com Rumo Variável

Partindo da situação de referência, que tem vindo a ser utilizada nas simulações realizadas (secção 4.3.5.2 e secção 4.3.5.3), apenas modificando a extensão do domínio computacional para 9.8 km segundo a direcção transversal à praia, realizou-se uma série de simulações, em que se fez variar o rumo de uma onda constante com uma altura de onda de 2 m. Consideraram-se os rumos de NNW (22.5ºN), NW (45ºN), WNW (67.5ºN), W (90ºN), WSW (112.5ºN), SW (135ºN) e SSW (157.5ºN). Por questões de cálculo o rumo da onda ao largo está limitado ao intervalo $[11.25;\ 168.75]°N$. Na Figura 4.61, na Figura 4.62 e na Figura 4.63, apresenta-se a topo-hidrografia no final das simulações de 10 anos.

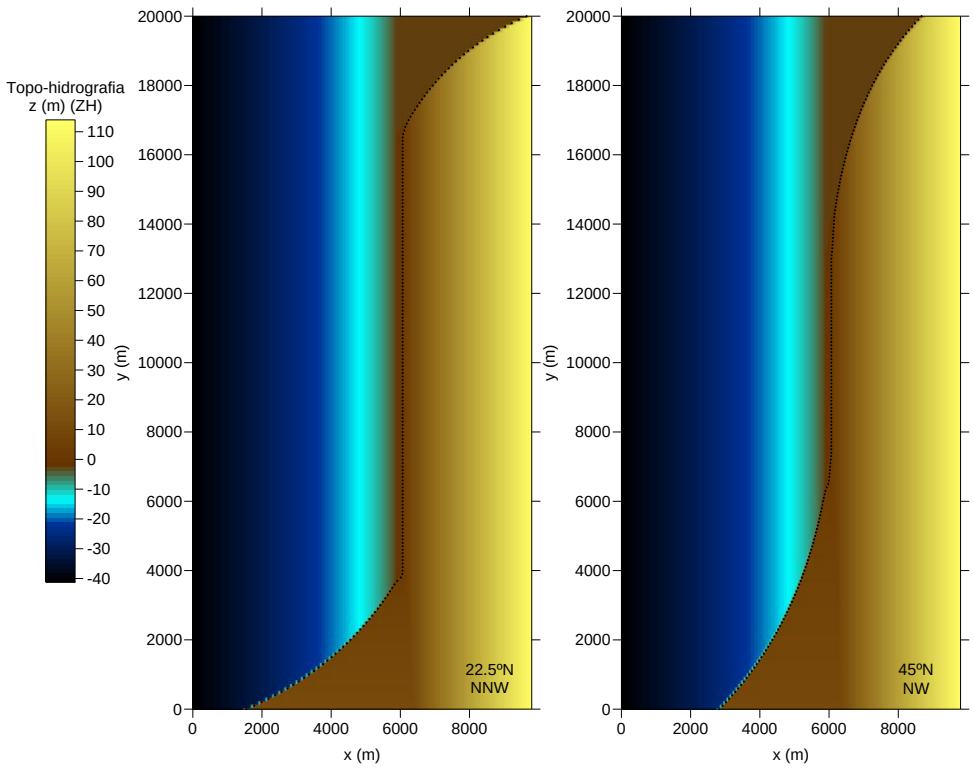


Figura 4.61. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação para uma onda com uma altura constante e igual a 2 m, e uma proveniência de 22.5ºN (esquerda) e 45ºN (direita).

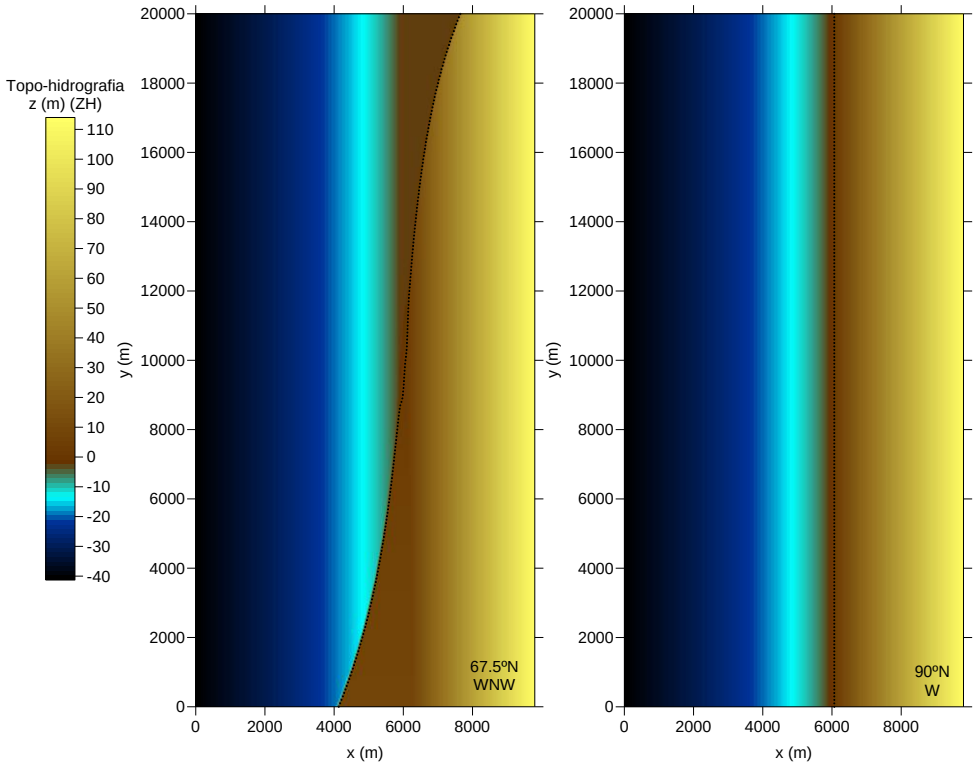


Figura 4.62. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação para uma onda com uma altura constante e igual a 2 m, e uma proveniência de 67.5ºN (esquerda) e 90ºN (direita).

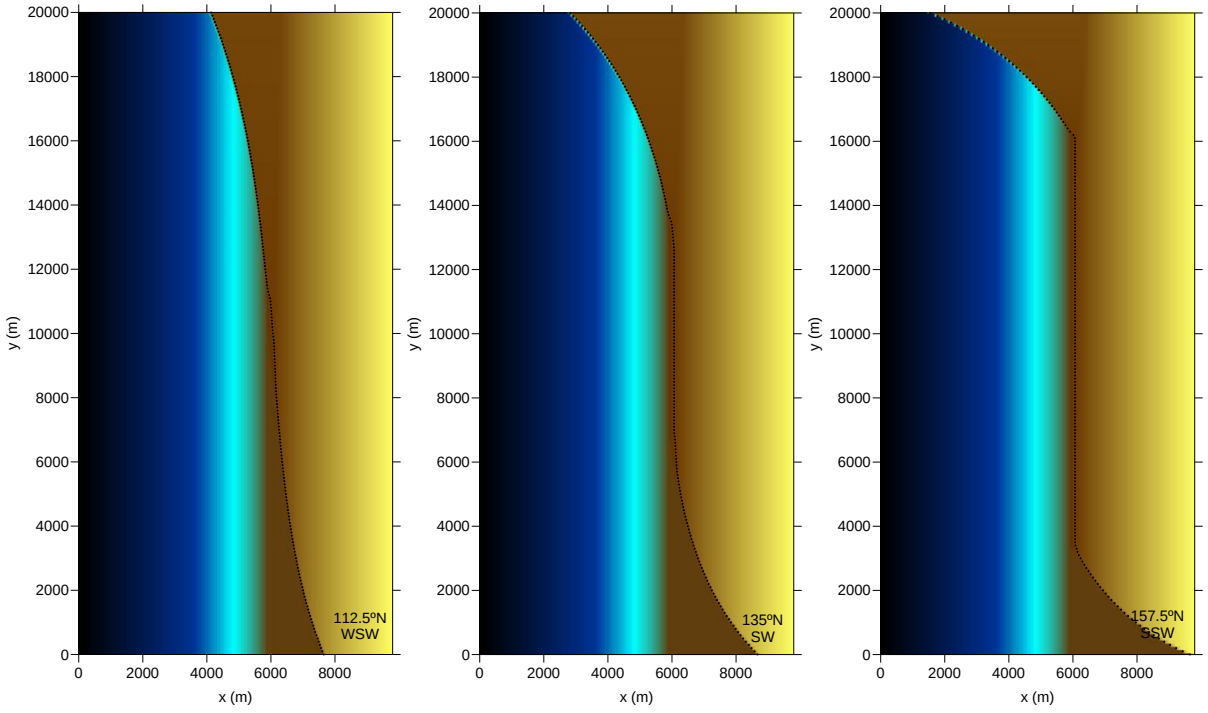


Figura 4.63. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação para uma onda com uma altura constante e igual a 2 m, e uma proveniência de 112.5ºN (esquerda), 135ºN (centro) e 157.5ºN (direita).

Da análise destas figuras verifica-se que para os rumos de NNW, NW, SW e SSW não há variação da posição da linha de costa em grande parte do domínio computacional, verificando-se uma variação a

uma taxa elevada junto às secções extremas, mais rápida do que a taxa de propagação dos gradientes de transporte longitudinal ao longo do domínio computacional. O comportamento referido é devido a uma correcção feita pelo modelo, necessária por questões numéricas, quando existe um ângulo de incidência das ondas ao largo (ângulo entre a direcção de incidência da onda e a perpendicular à linha de rebentação) superior a 42º ou inferior a -42º. A correcção consiste em admitir que a linha de rebentação tem uma orientação mais oblíqua, forçando esse ângulo a 42º, no caso de ser superior a este valor, e -42º, se inferior.

Na Figura 4.64 representa-se a taxa de transporte potencial estimada pelas duas formulações disponíveis no modelo para esse efeito, equações (4.36) e (4.37), em função do ângulo de incidência da onda na rebentação. No topo do gráfico indica-se também o rumo ao largo para a configuração costeira inicial. Para o cálculo utilizou-se $g = 9.81\, m/s$, $\rho = 1000\, kg/m^3$, $\rho_s = 2650\, kg/m^3$, $n = 0.4$; para a formulação CERC, equação (4.36), $K = 0.39$, $\gamma_b = 0.78$ e para a formulação de *Kamphuis*, equação (4.37), $T_p = 9.34\, s$, $m_b = 0.03$, $d_{50} = 0.3\, mm$ (as taxas foram convertidas para taxa horárias). O sinal negativo indica a direcção Norte-Sul.

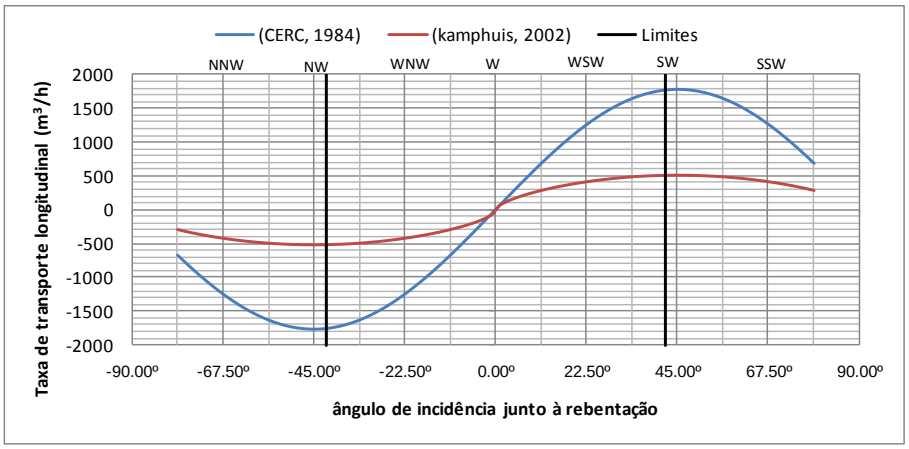


Figura 4.64. Taxa de transporte potencial para uma onda regular constante com uma altura de onda de 2 m em função do ângulo de incidência da onda na rebentação.

Atente-se na Figura 4.64 para notar que, por exemplo para o rumo de NNW a taxa de transporte potencial estimada pela formulação CERC seria de cerca de $-1250\, m^3/hora$. Ao ser feita a correcção ao ângulo, esta taxa passaria a tomar um valor próximo do máximo, cerca de $-1780\, m^3/hora$ (para uma direcção de incidência da onda na rebentação de -45º). Assim, a correcção aos ângulos implica uma sobre-estimativa dos valores da taxa potencial de transporte sólido longitudinal, resultando num gradiente sobre-elevado junto às fronteiras e numa aceleração da variação da topo-hidrografia e da linha de costa, que dificilmente representa o que se passa na realidade. No início das simulações o gradiente no transporte longitudinal junto às fronteiras é bastante elevado e o transporte longitudinal bastante intenso ao longo do sector costeiro. À medida que a linha de costa vai rodando, reduzindo-se a diferença entre o ângulo de incidência e o ângulo de incidência corrigido, o efeito vai-se propagando para o interior do domínio.

A análise dos resultados desta série de simulações permite concluir que o efeito das ondas incidentes segundo um ângulo na rebentação superior a 42º e inferior a -42º, não é adequadamente representado pelo modelo. Na costa Noroeste Portuguesa as ondas provenientes do octante de NW são as mais frequentes (Costa *et al.*, 2001). Apesar do fenómeno da refracção reduzir o ângulo de incidência da onda na rebentação em relação ao seu valor ao largo, quando se considera um clima de ondas deste

tipo, para algumas ocorrências são introduzidos efeitos irrealistas do tipo descrito nas simulações. Esta questão deve ser estudada, tentando encontrar-se uma alternativa, para a adequada representação do efeito do clima de ondas típico na costa Noroeste Portuguesa.

Clima de Ondas Anual

No intuito de avaliar o desempenho do modelo quando as condições de agitação marítima são representadas por um clima de ondas definido pelo utilizador, foi efectuada uma série de testes genéricos com a duração de 10 anos e saída de resultados anuais. A situação de simulação corresponde à situação de referência, mas para uma malha computacional estendida para 9.8 km segundo a direcção transversal à praia. De acordo com o exposto na secção 4.3.4.1, o clima de ondas é definido através das distribuições por classes de altura de onda e de rumo. As distribuições consideradas foram as representadas na Figura 4.13 e na Figura 4.14. Na Figura 4.65 e na Figura 4.66 apresenta-se a topo-hidrografia ao fim de 1 ano, 5 e 10 anos de simulação.

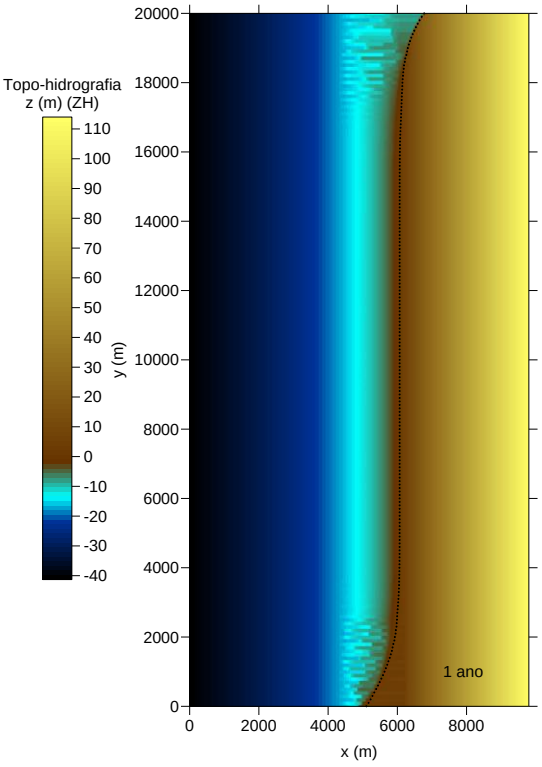


Figura 4.65. Topo-hidrografia ao fim de 1 ano de simulação para um clima de ondas anual, típico da costa Noroeste Portuguesa.

Da análise das figuras é evidente o efeito da correcção ao ângulo de incidência da onda na rebentação, referido no ponto anterior. Outro efeito que vai vendo a sua importância aumentada à medida que o tempo de simulação vai decorrendo é o da elevada irregularidade batimétrica existente entre secções transversais adjacentes. Este efeito será, possivelmente, consequência de variações abruptas das características das ondas entre iterações do modelo, que resultam em perfis activos com larguras marcadamente diferentes e taxas de transporte que também podem variar significativamente. De facto, quando é gerado aleatoriamente um clima de ondas, caracterizado através de funções de distribuição por classes de alturas e rumos (secção 4.3.4.1), a seguir a uma onda com uma altura de onda de, por exemplo, 0.5 m pode ser gerada uma onda com uma altura de onda de 6 m. A largura do perfil activo

será determinada pela distância entre a localização de uma profundidade de fecho de 1.1 m e um limite de espraiamento da onda de cerca de 0.05 m para a primeira onda, e de valores correspondentes de 12.4 m e 0.35 m para a segunda.

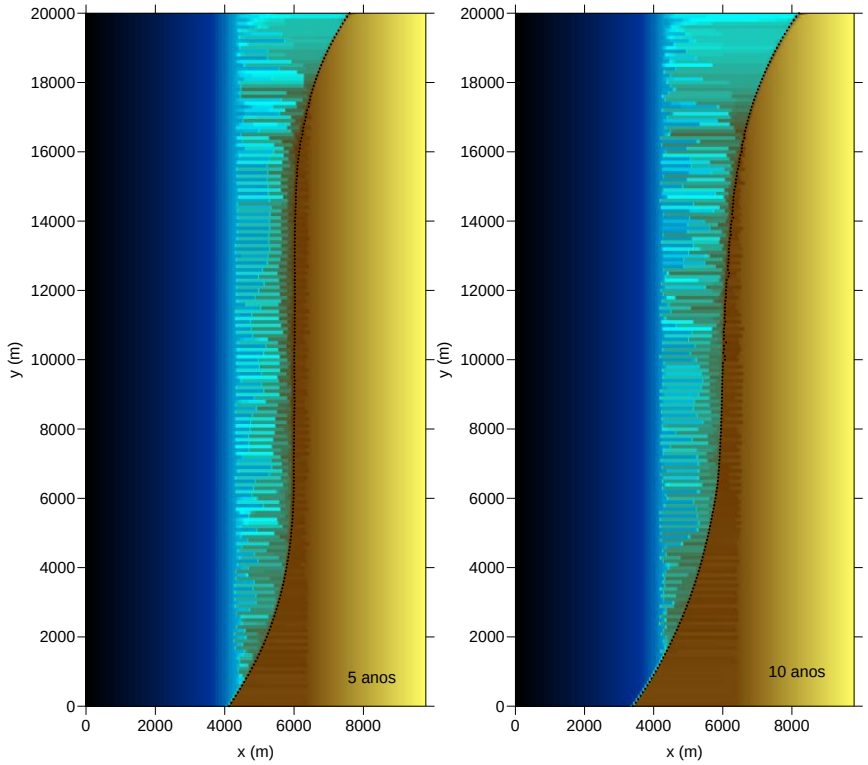


Figura 4.66. Topo-hidrografia ao fim de 5 anos (esquerda) e de 10 anos (direita) de simulação para um clima de ondas anual, típico da costa Noroeste Portuguesa.

Durante os trabalhos desenvolvidos no âmbito da presente dissertação, foi colocada a hipótese de que duas ondas seguidas pudessem estar correlacionadas entre si, e no intuito de tentar garantir maior estabilidade ao modelo, alterou-se ligeiramente o algoritmo de geração das condições de agitação marítima, de forma a duas ondas seguidas pertencerem a classes de altura adjacentes, e consequentemente, as grandezas dependentes não sofressem variações tão bruscas entre iterações do modelo. Foram consideradas duas modificações: 1) '1 classe', em que apenas poderiam ser geradas ondas seguidas pertencentes a classes de alturas de onda adjacentes; 2) '2 classes' em que apenas poderiam ser geradas ondas seguidas pertencentes até duas classes adjacentes.

O novo algoritmo foi testado através de uma simulação de 10 anos para a configuração de referência. Apresentam-se na Figura 4.67 as distribuições por classes de altura de onda, fornecida pelo utilizador e representativas do conjunto de ondas geradas pelo algoritmo original, pelo algoritmo após a modificação '1 classe', e após a modificação '2 classes' (esquerda). Representam-se também os desvios observados entre as distribuições acumuladas resultantes da geração e fornecida pelo utilizador (direita). Naturalmente as modificações ao algoritmo condicionam a distribuição por classes de altura de onda de forma significativa (Figura 4.67). Como seria de esperar, observa-se um aumento da frequência de alturas de onda nas classes mais frequentes (com valor médio em 1 m e 2 m) e uma redução nas classes de menor frequência. Os desvios nas distribuições acumuladas aumentam de valores inferiores a 0.5% quando é utilizado o algoritmo original (Figura 4.13), para valores que

podem chegar quase aos 15% no caso da modificação ‘1 classe’ e a cerca de 8% no caso da modificação ‘2 classes’.

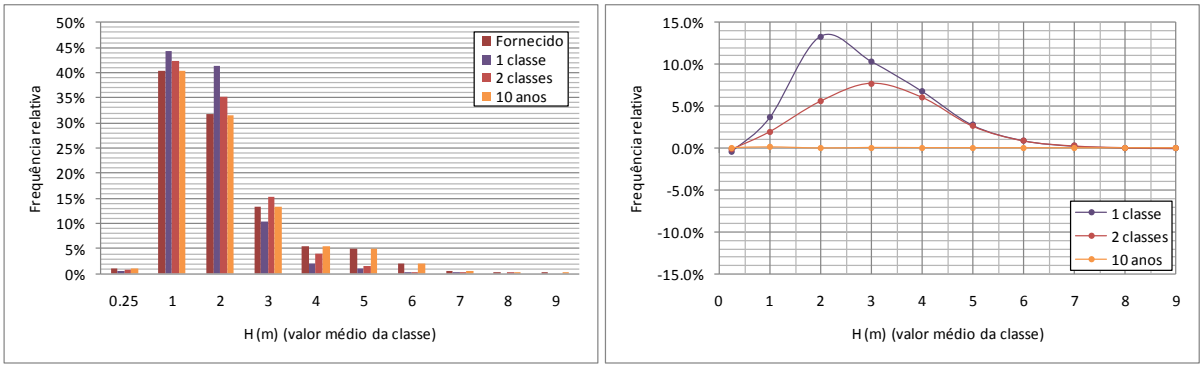


Figura 4.67. Distribuição em frequência por classes de altura de onda significativa: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo algoritmo original, pelo algoritmo após modificação ‘1 classe’ e após modificação ‘2 classes’ (esquerda); e desvios nas distribuições (direita).

Na Figura 4.68 representa-se a topo-hidrografia no final da simulação, quando é inserida a modificação ‘1 classe’ (esquerda) e a modificação ‘2 classes’ (direita). Comparando com os resultados da simulação utilizando o algoritmo original (Figura 4.66, direita), em qualquer dos casos verifica-se uma redução, embora pouco significativa, das irregularidades batimétricas entre secções transversais adjacentes.

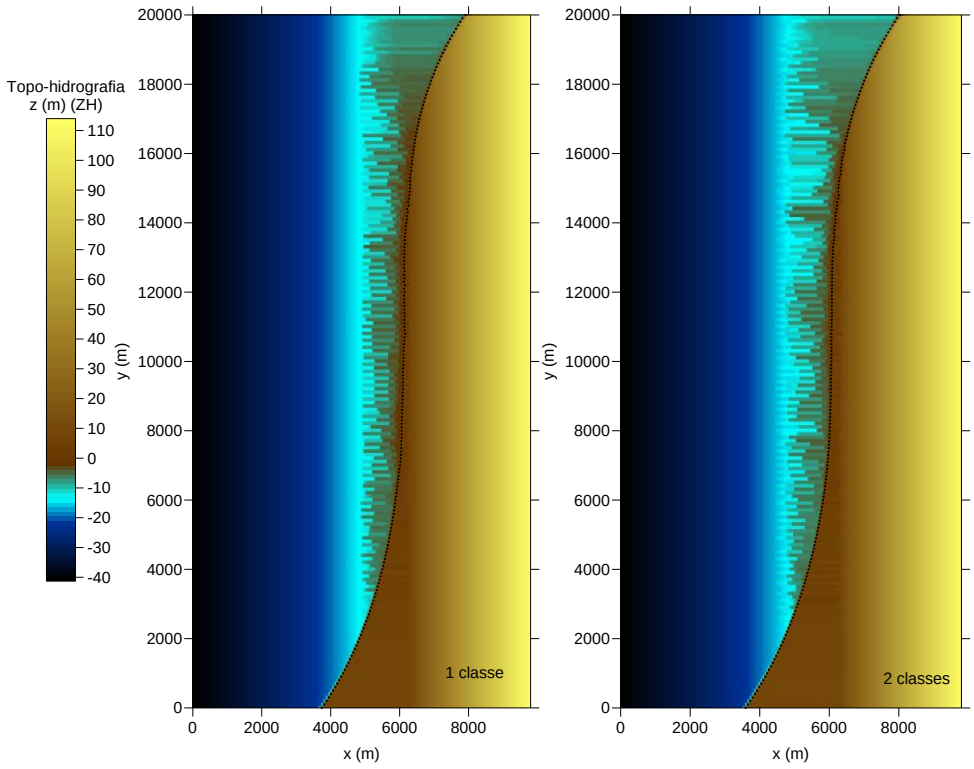


Figura 4.68. Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa, utilizando uma modificação do algoritmo de geração de alturas de onda: ‘1 classe’ (esquerda) e ‘2 classes’ (direita).

Procedeu-se ao mesmo tipo de modificação desta vez no algoritmo de geração de rumos, tendo-se considerado uma variação máxima entre rumos de onda, correspondente a 1 classe de rumos. O novo algoritmo foi também testado através de uma simulação de 10 anos para a configuração de referência. Na Figura 4.69 apresentam-se as distribuições por classes de rumo de onda, fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo algoritmo original e pelo algoritmo modificado (esquerda) e também os desvios observados entre as distribuições acumuladas para os rumos de onda gerados e a distribuição acumulada fornecida pelo utilizador (direita).

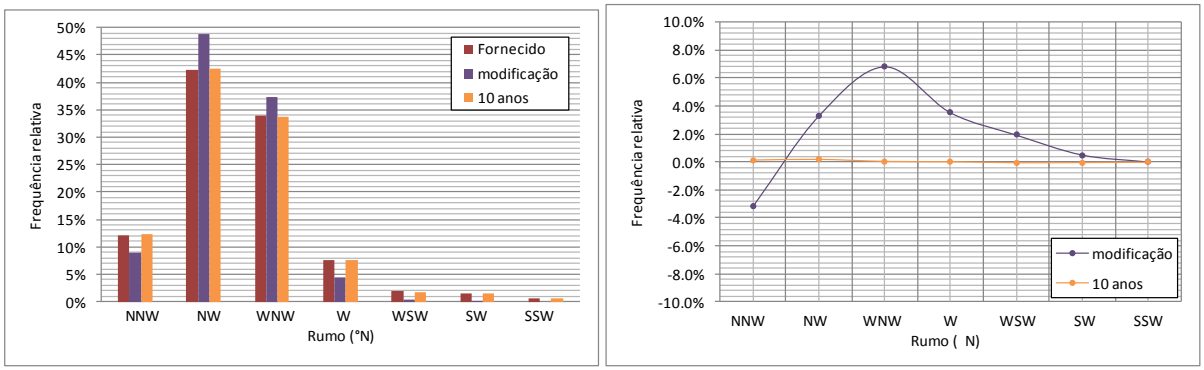


Figura 4.69. Distribuição em frequência por classes de rumo onda: fornecida pelo utilizador e representativa do conjunto de ondas geradas pelo algoritmo original e pelo algoritmo após modificação (esquerda); e desvios da distribuição acumulada em relação à fornecida (direita).

Da análise da Figura 4.69 verifica-se que a distribuição em frequência por classes de rumo das ondas geradas apresenta desvios significativos (da ordem de 8%) em relação à fornecida pelo utilizador, com um aumento das observações para as classes de maior frequência relativa e uma redução acentuada dos rumos do quadrante de SW. Comparando a Figura 4.70, em que é apresentada a topo-hidrografia no final da simulação utilizando o algoritmo modificado, com a Figura 4.66 (direita) resultante da simulação com o algoritmo original, não se verificam grandes melhorias em termos de redução das irregularidades topo-hidrográficas entre secções adjacentes do sector modelado.

A análise global dos resultados apresentados neste ponto mostra a ocorrência de elevada irregularidade batimétrica entre secções transversais adjacentes ao longo do sector modelado, quando a agitação marítima é representada por um clima de ondas anual. Admitindo que se trata de um efeito numérico devido a variações abruptas da largura do perfil activo e da taxa de transporte entre iterações do modelo, foi testada uma modificação ao algoritmo de geração de alturas de onda, que pressupõe a existência de uma certa correlação entre alturas de ondas consecutivas.

O algoritmo modificado introduziu um condicionamento à distribuição em frequência por classes de altura, com desvios em relação à distribuição em frequência a reproduzir, que podem ir até cerca de 15% se as alturas de onda consecutivas pertencem a classes adjacentes e de cerca de 8% quando essas alturas podem pertencer até duas classes adjacentes. Apesar dos desvios observados, a modificação '2 classes' do algoritmo de geração de alturas de onda pode ser vantajosa, uma vez que há uma certa suavização das irregularidades topo-hidrográficas ao longo do sector modelado. Contudo, esta modificação não garante a eliminação dessas irregularidades, cuja causa deve ser investigada com maior detalhe. Por outro lado, a modificação ao algoritmo de geração de rumos não traz grandes melhorias ao desempenho do modelo.

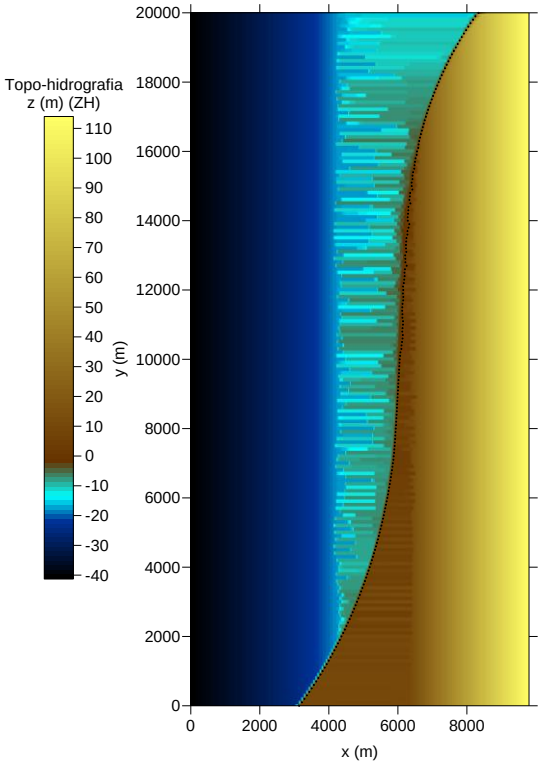


Figura 4.70. Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa, utilizando uma modificação do algoritmo de geração de rumos.

Ondas Aleatórias pertencentes a Classes de Altura e de Rumo

A terceira opção incorporada no modelo para a geração da agitação marítima consiste na geração aleatória de alturas de onda e rumos dentro de intervalos limitados. Como foi visto na secção 4.3.4.1 as ondas geradas distribuem-se uniformemente em termos de altura de onda e rumo, nos intervalos considerados. O efeito da acção de um conjunto de ondas geradas desta forma, no intervalo de alturas de onda $[0; 9.5]\ m$, e no intervalo de rumos $[11.25; 168.25]°N$, sobre a topo-hidrografia ao fim de 1 ano, 5 anos e 10 anos de simulação ilustra-se através da Figura 4.71 e da Figura 4.72 (esquerda). Da análise destas figuras destaca-se a ocorrência de irregularidade batimétrica entre secções adjacentes do domínio computacional, tal como na simulação realizada para um clima de ondas típico, quando as alturas de onda são geradas aleatoriamente (cf. Figura 4.65 e Figura 4.66). É também interessante reparar que a linha de costa se mantém em termos médios alinhada com a sua posição inicial, o que é justificado pelo facto de as ondas apresentarem rumos ao largo uniformemente distribuídos nos quadrantes NW e SW, com um valor médio de aproximadamente 90ºN, que resulta na anulação da taxa média de transporte sólido longitudinal ao longo do sector. No entanto, ocorre claramente erosão da praia emersa com passagem de sedimentos para a zona submersa, verificando-se um aumento deste efeito com o decorrer da simulação. Foi ainda realizada uma outra simulação de 10 anos, tendo-se considerado a geração aleatória de rumos no mesmo intervalo $[11.25; 168.25]°N$, mas uma altura de onda constante calculada de acordo com a expressão:

$$H^{2.5} = \sum_{j=1}^{J} H_j^{2.5} \Big/ J, \tag{4.68}$$

em que J é o número total de alturas de onda geradas numa simulação de 1 ano.

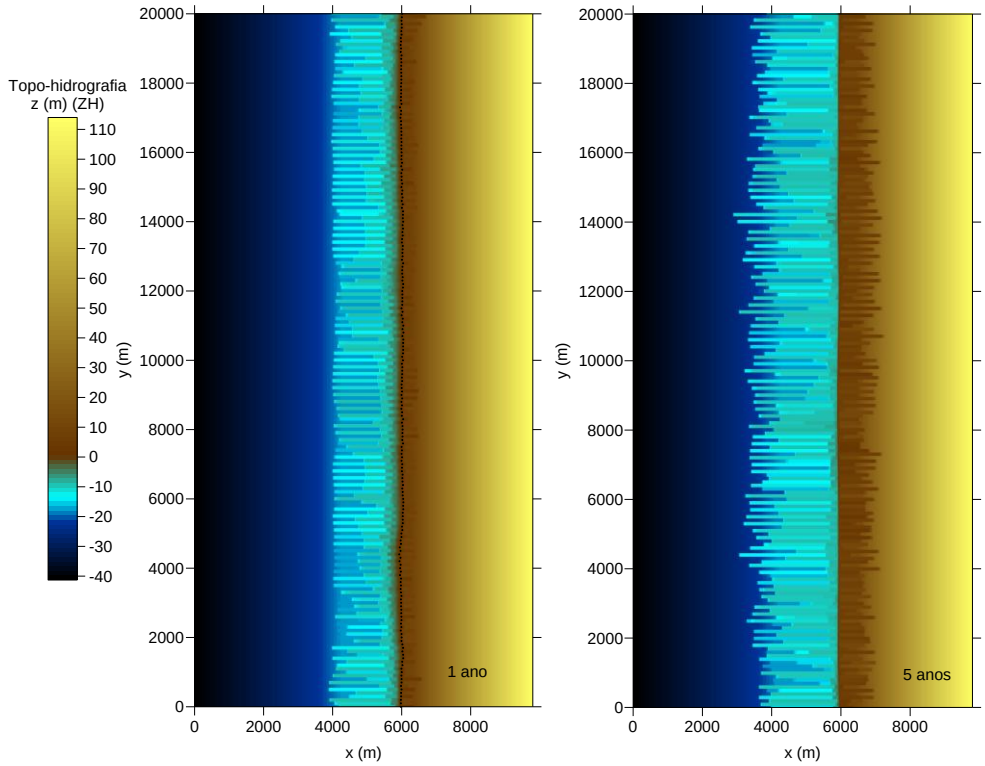


Figura 4.71. Topo-hidrografia ao fim de 1 ano (esquerda) e de 5 anos (direita) de simulação para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente.

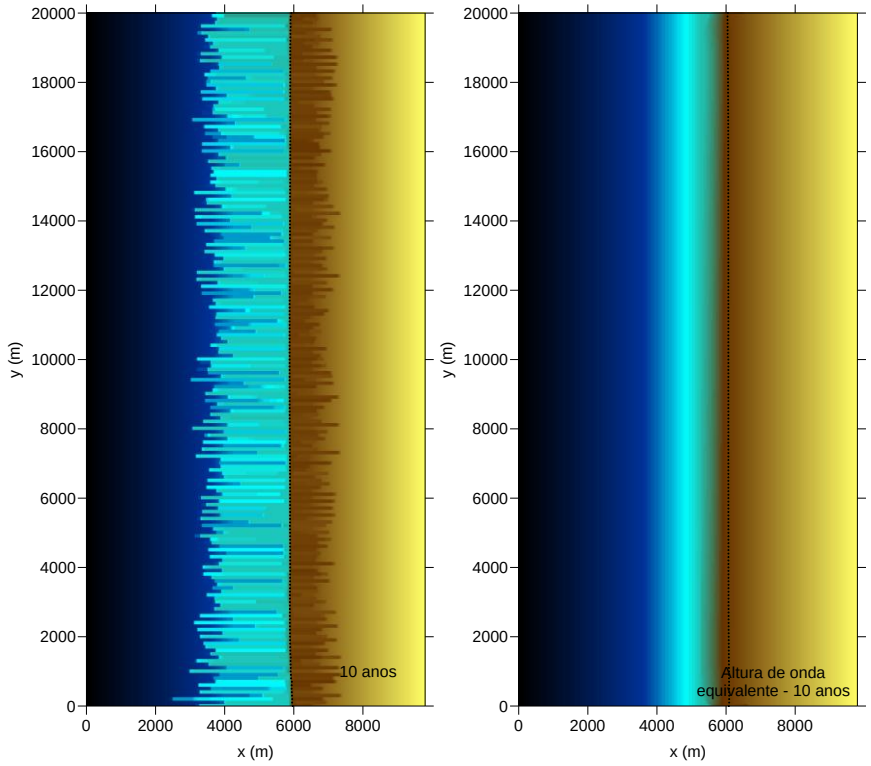


Figura 4.72. Topo-hidrografia ao fim de 10 anos de simulação: sequência de ondas geradas aleatoriamente (esquerda); sequência de ondas com uma altura de onda constante e rumos ao largo gerados aleatoriamente (direita).

O valor de altura de onda dado pela equação (4.68) resultaria numa taxa de transporte sólido potencial ao fim de 1 ano equivalente à soma das contribuições das taxas de transporte induzidas por cada uma das J ondas individuais, se o rumo se mantivesse constante. Na Figura 4.73 apresenta-se a variação da posição da linha de costa medida em relação à posição inicial após 1 ano, 5 anos e 10 anos de simulação. Representa-se também a variação da linha de costa observada ao fim de 10 anos de simulação, para a qual se considerou uma onda regular ('onda equivalente') com uma altura de onda constante, calculada através da expressão (4.68).

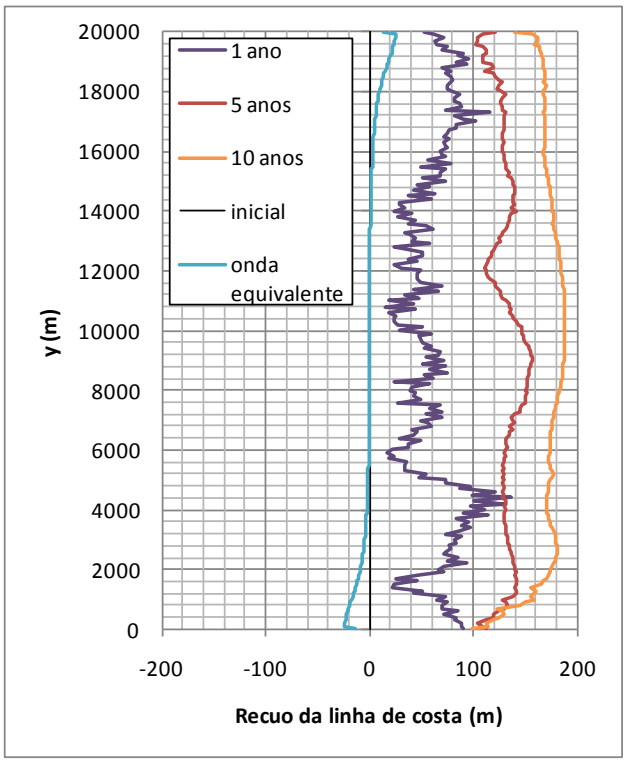


Figura 4.73. Avanço da linha de costa ao fim de 1 ano, 5 e 10 anos de simulação para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente, com alturas de onda no intervalo $[0; 9.5]\ m$ e rumos ao largo no intervalo $[11.25; 168.25]°N$.

Da análise desta figura destaca-se que a linha de costa ao fim de 1 ano de simulação tinha já recuado em média cerca de 60 m, e apresentava uma variabilidade longitudinal de cerca de 100 m. No decorrer da simulação verifica-se um aumento do recuo da linha de costa, mas uma redução da sua variabilidade longitudinal, que ao fim de 10 anos é inferior a 40 m. Para a simulação em que a altura de onda é mantida constante ('onda equivalente') a variabilidade longitudinal é praticamente inexistente, não se verificando variação da posição da linha de costa. Na Figura 4.72 (direita) apresenta-se a topo-hidrografia no final da simulação de 10 anos, sendo possível observar que a irregularidade batimétrica, existente nas simulações em que as alturas de onda eram geradas aleatoriamente, deixa de ocorrer.

Estas simulações mostram um comportamento do modelo difícil de justificar, nomeadamente no que diz respeito à elevada irregularidade batimétrica e ao recuo inicial da linha de costa sem alteração da sua configuração. Estes efeitos parecem relacionados com as variações da altura de onda entre iterações do modelo, uma vez que desaparecem quando se considera uma onda com uma altura de onda constante, mesmo quando o rumo varia. Importa clarificar se este efeito é ou não numérico, o que

se tentará fazer na secção 4.3.5.6, em que se define um critério que garanta a estabilidade do modelo nas suas simulações. Uma forma de contornar este problema na aplicação do modelo a situações reais consiste na síntese de uma onda regular, ou de um número limitado de ondas regulares, que represente convenientemente o efeito de um clima de ondas característico em termos de transporte longitudinal (capítulo 2, secção 2.2.2.1).

4.3.5.5. Controlo de Estruturas de Defesa e Efeito do Passo de Tempo

Para análise do comportamento do modelo quando aplicado a sectores onde existem estruturas de defesa transversais realizou-se um teste que consistiu em considerar uma praia rectilínea, no centro da qual existia uma grande estrutura de defesa transversal (1200 m para uma clara ilustração), a ser actuada por uma onda constante com 6 m de altura, proveniente de um rumo de 80°N. Foi efectuada uma simulação com a duração de 25 000 horas (2.85 anos), para um passo temporal de 1 hora. A malha computacional considerada é regular com dimensões 4.8 km x 6 km e uma resolução de 40 m x 50 m, com batimetria correspondente ao perfil de equilíbrio de Dean, 1991, para $d_{50} = 0.3\,mm$, $m = 2/3$, e $SPA = 0.125\,m^{1/3}$, e um perfil com uma inclinação de 3% acima do ZH, Figura 4.74 (esquerda). O nível da água do mar foi mantido constante e igual a +2 m ZH, ao longo da execução do modelo, não sendo consideradas variações de maré. As condições nas fronteiras laterais foram extrapoladas das secções adjacentes. Os declives mínimos da praia, submersa e emersa, foram considerados nulos, sem rebaixamento de cotas para além da profundidade de fecho. O ângulo de repouso dos sedimentos considerado foi de 15º. A capacidade potencial de transporte sedimentar foi calculada pela fórmula de CERC, 1984, e a profundidade de fecho determinada pela formulação de Hallermeier, 1981a. Os resultados do teste mostram que o modelo não distingue a estrutura de defesa da praia, havendo erosão da mesma, Figura 4.74 (direita).

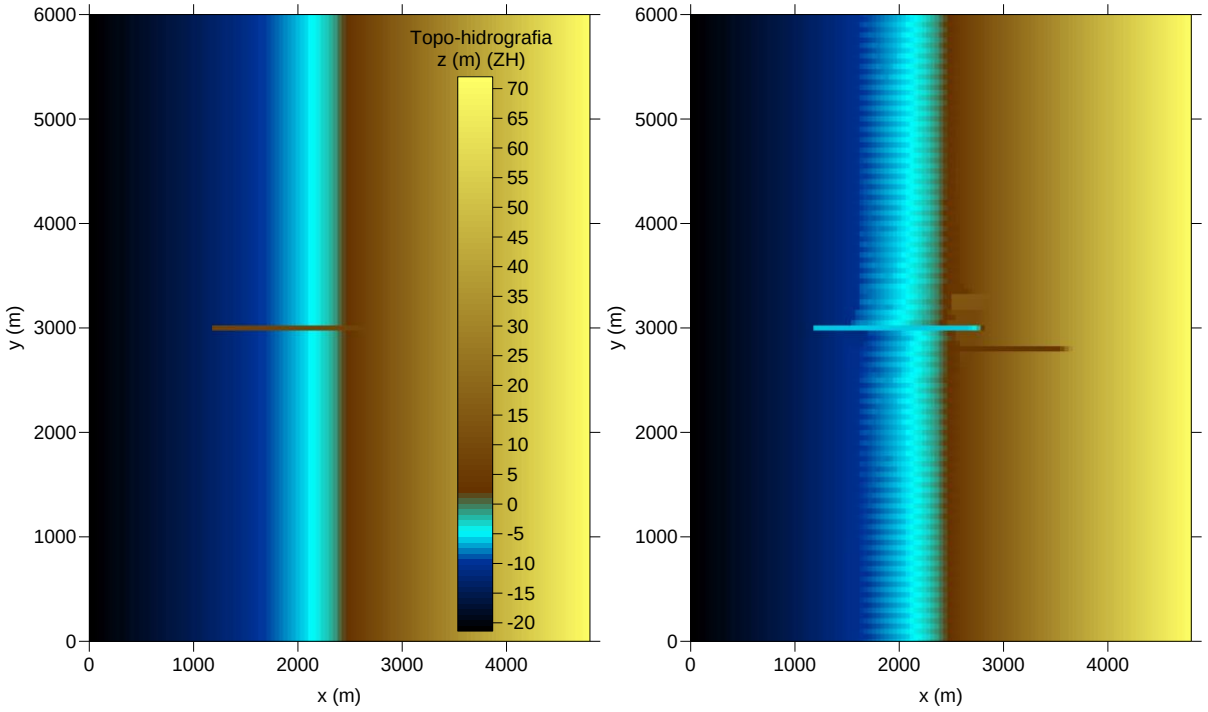


Figura 4.74. Topo-hidrografia inicial (esquerda) e após uma execução de 25 000 horas, sob acção de uma onda regular com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N, com um esporão central à cota de 8 m, para um passo de tempo de 1 hora (direita).

Isto acontece quando o limite de espraiamento de onda ultrapassa a frente da estrutura transversal, situação em que o modelo deixa de reconhecer a sua presença na secção transversal respectiva, admitindo tratar-se de uma secção de praia exposta, sujeita à variação de cotas determinada pelo balanço sedimentar. A condição numérica que identifica a presença da estrutura de defesa foi modificada, tentando manter-se o seu controlo, mesmo na situação em que o limite de espraiamento não se situe na sua cabeça, podendo ver-se o efeito desta modificação na Figura 4.75 (esquerda). A comparação dos resultados obtidos antes (Figura 4.74, direita) e após (Figura 4.75, esquerda) a introdução da modificação à condição de controlo da estrutura mostra que esta é efectiva, deixando de se verificar erosão da estrutura com a sua introdução. No entanto, os resultados apresentados na Figura 4.75 (esquerda) evidenciam outros problemas, por um lado a estrutura não tinha o efeito esperado de acumulação de sedimentos a barlamar, observando-se um padrão longitudinalmente regular de variação topo-hidrográfica, por outro havia uma erosão significativa no perfil imediatamente a sotamar da estrutura.

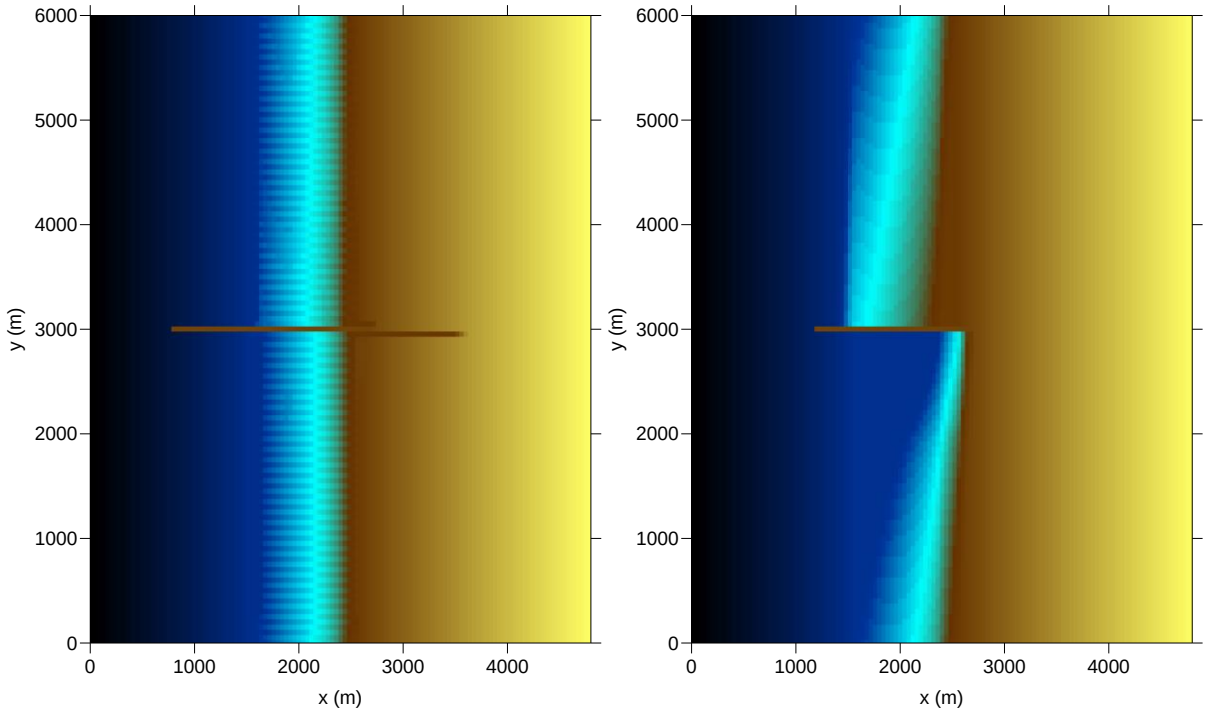


Figura 4.75. Topo-hidrografia após uma execução de 25 000 horas, sob acção de uma onda regular com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N, com um esporão central à cota de 8 m, após modificação da condição de controlo da estrutura para um passo de tempo de 1 hora (esquerda) e para um passo de tempo que resulta num transporte potencial equivalente ao induzido por uma onda regular com uma altura de 1 m a actuar durante 1 hora.

O primeiro problema identificado parecia relacionado com a elevada taxa potencial de transporte longitudinal que podia causar variações abruptas da topo-hidrografia entre perfis adjacentes, ou seja dependente da relação volumes em transporte – passo de tempo, sugerindo a existência de alguma instabilidade numérica. O segundo efeito parecia relacionar-se com a forma como é feita a transposição sedimentar em frente a uma estrutura transversal.

No intuito de analisar o efeito do passo temporal (passos temporais inferiores apresentam volumes de sedimentos em transporte inferiores e variações na configuração da linha de costa mais suaves entre cálculos) realizou-se o seguinte teste: para a mesma situação, em que as condições de agitação

marítima são caracterizadas por uma onda com uma altura de onda de 6 m e um rumo 80ºN, considerou-se um passo de tempo de 0.113 horas que traduziria uma capacidade de transporte equivalente ao de uma onda de 1 m a actuar durante 1 hora, mantendo-se o tempo de simulação e portanto o tempo efectivo de actuação da onda. Na Figura 4.75 (direita) apresenta-se a topo-hidrografia no final da simulação, podendo ver-se que todos os problemas identificados na simulação anterior foram solucionados, concluindo-se acerca do efeito determinante do passo de tempo no comportamento do modelo. Variações mais suaves da capacidade de transporte sedimentar resultam num melhor comportamento do modelo. Previsivelmente, a redução do passo de tempo computacional reflectir-se-ia num aumento do tempo de computação.

4.3.5.6. Estabilidade Numérica

O modelo LTC utiliza um esquema numérico explícito para resolver as equações (4.3) e uma equação do tipo (4.6) em cada uma das secções elementares do domínio computacional, dado pela equação (4.47). No esquema numérico explícito mais simples para a resolução da equação (4.3), os valores de Q e de x num dado instante de tempo $t + \Delta t$ são calculados explicitamente a partir dos valores conhecidos de Q e de x no instante anterior t. No entanto, este esquema numérico rapidamente se torna instável, com erros a crescerem para o infinito. O critério de estabilidade numérica, que resulta normalmente em passos temporais da ordem de horas, é dado pela condição (Kamphuis, 2000):

$$\frac{Q}{(DoC + Ru)\theta_b} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta y^2} < \frac{1}{2} \tag{4.69}$$

Através dos testes realizados com o modelo LTC foi detectada alguma instabilidade no seu desempenho. Uma vez que se recorre a um método explícito para a resolução da equação de difusão, ir-se-á averiguar a adequação deste critério como condição de estabilidade do modelo.

Foram efectuados testes numéricos no intuito de se tentar encontrar um valor de referência para a definição do parâmetro crítico de instabilidade numérica. No Quadro 4.13 apresentam-se os passos de tempo testados bem como o tempo de execução e o número de ciclos de cálculo correspondentes, encontrando-se sobre fundo cinzento aqueles que resultam em instabilidade no modelo. Para efeitos de comparação, todas as restantes condições foram mantidas de acordo com as simulações realizadas no ponto anterior. Como era de esperar, verifica-se através da análise do quadro que uma redução do passo de tempo computacional se reflecte num aumento do número de ciclos de cálculo e do tempo de execução do modelo. Neste caso a situação mais crítica é a duma redução em cerca de 90 % do passo de tempo (de 1 hora para 0.113 horas) que se reflecte num aumento de 290% do tempo de execução. Por questões práticas, se o passo de tempo tiver que ser reduzido de forma a garantir estabilidade numérica, deve tomar um valor o mais próximo possível do seu valor crítico.

Quadro 4.13. Testes numéricos para análise da estabilidade do modelo em função do passo de tempo.

$\Delta t\ (horas)$	0.113	0.278	0.320	0.340	0.361	0.444	0.722	0.861	0.900	0.930	1.000	2.000
$t\ (s)$	97	66	58	57	56	49	34	28	26	26	25	15
$NCAL$	221239	89928	78250	73530	69250	56818	34626	29040	27780	26870	25000	12500

Na Figura 4.76 a Figura 4.81, apresentam-se as configurações finais dos modelos digitais de terreno para cada um dos testes realizados. Nas condições de simulação referidas, ou seja, uma resolução em y de 50 m, uma altura do perfil activo de 15 m e uma altura de onda de 6 m, de acordo com a condição de estabilidade numérica definida na expressão (4.69), o passo de tempo deve ser inferior a 19 minutos. O valor previsto por esta expressão é consistente com os resultados dos testes realizados.

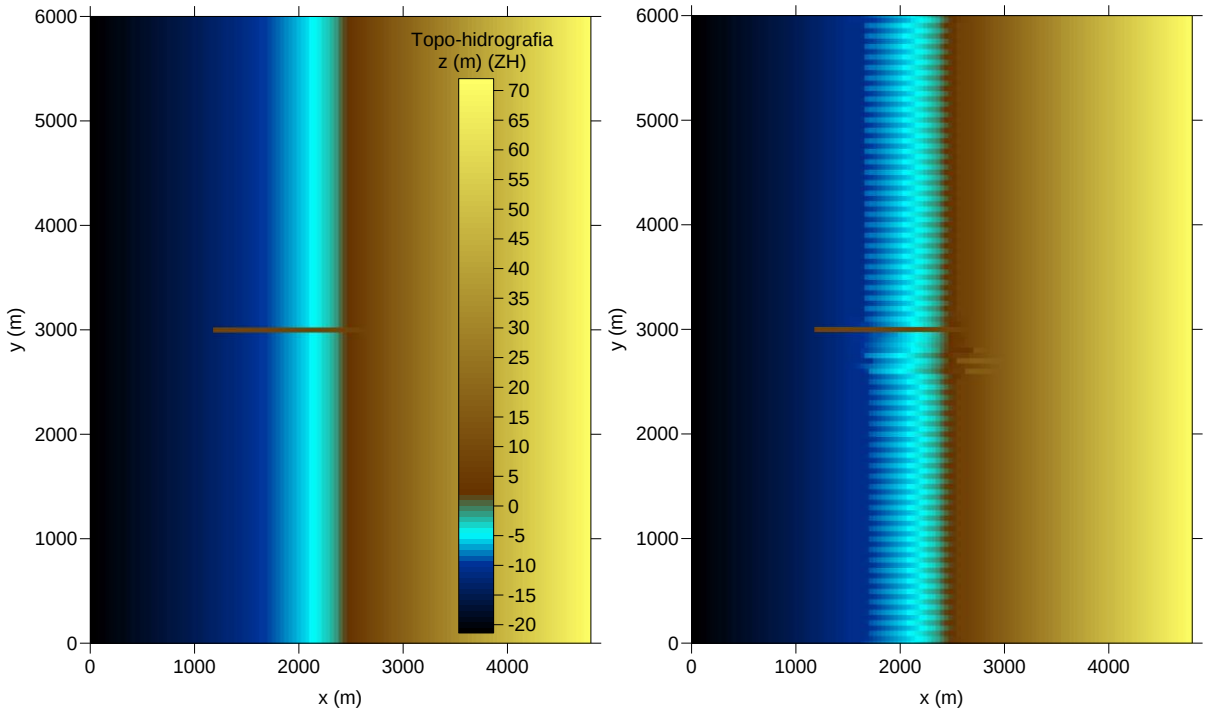


Figura 4.76. Topo-hidrografia inicial (esquerda) e após uma execução de 25 000 horas, no caso de uma onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°, com um esporão central à cota de 8 m, para um passo de tempo Δt = 2 horas (direita).

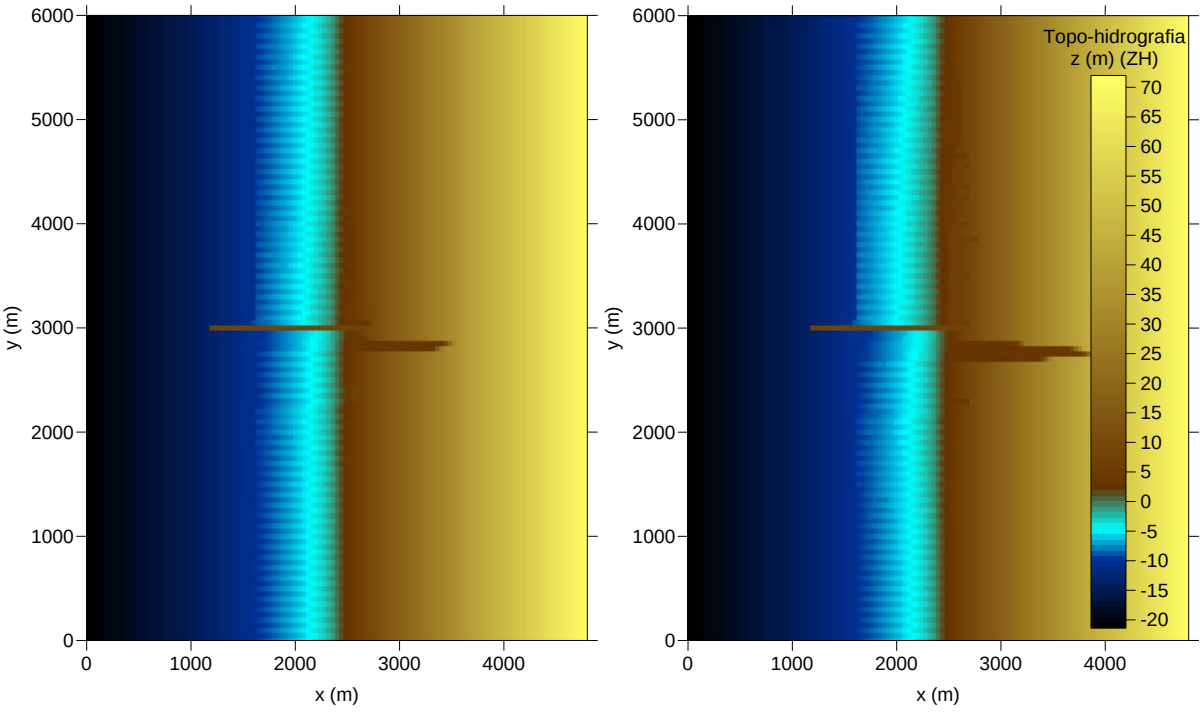


Figura 4.77. Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 1 hora (esquerda) e Δt = 0.93 horas (direita).

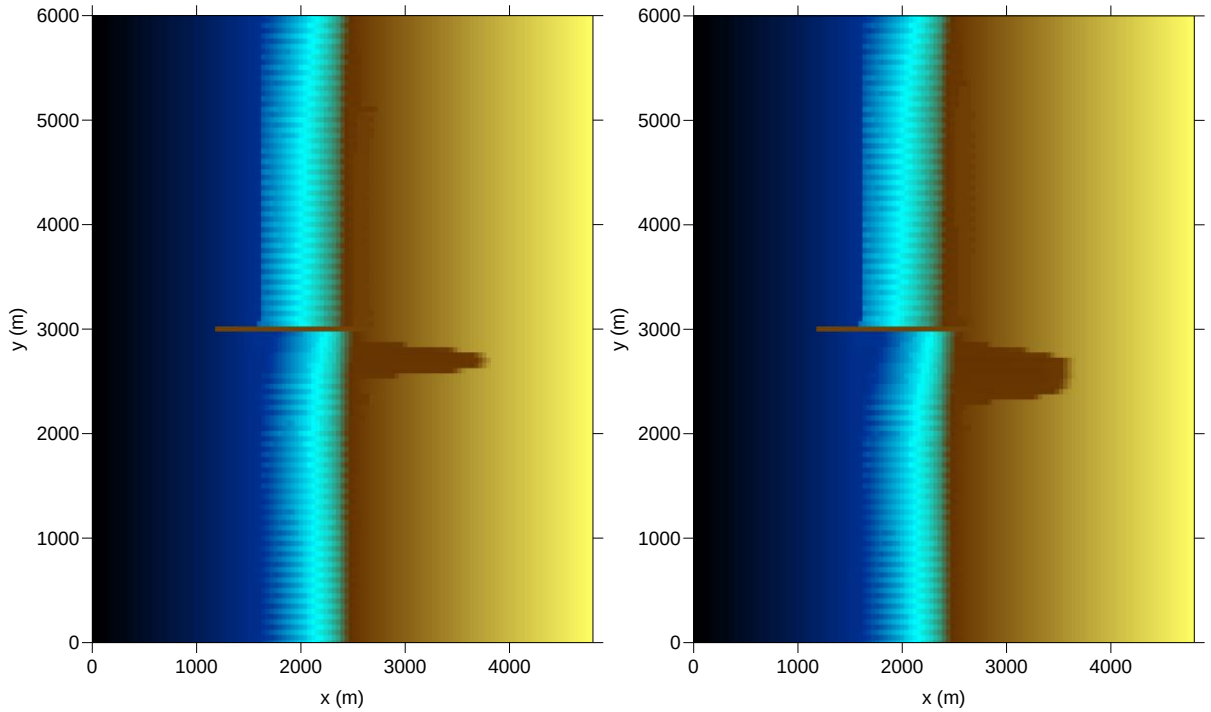


Figura 4.78. Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.9 horas (esquerda) e Δt = 0.861 horas (direita).

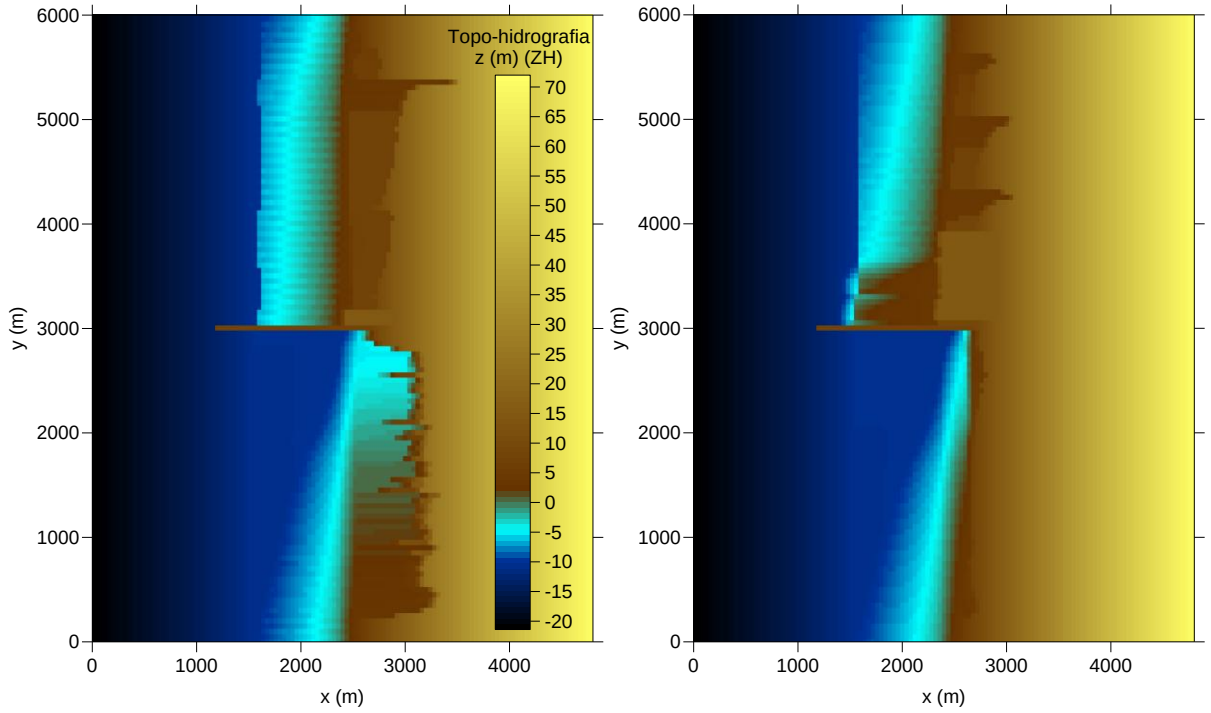


Figura 4.79. Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.722 horas (esquerda) e Δt = 0.444 horas (direita).

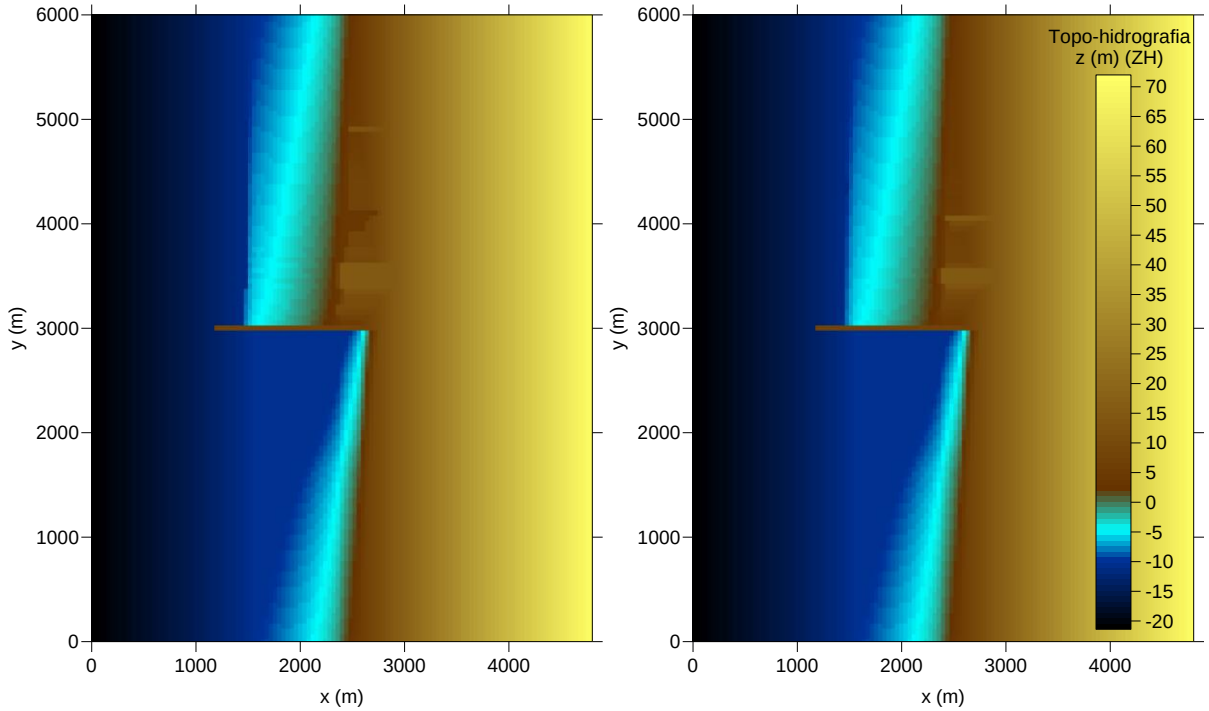


Figura 4.80. Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.361 horas (esquerda) e Δt = 0.34 horas (direita).

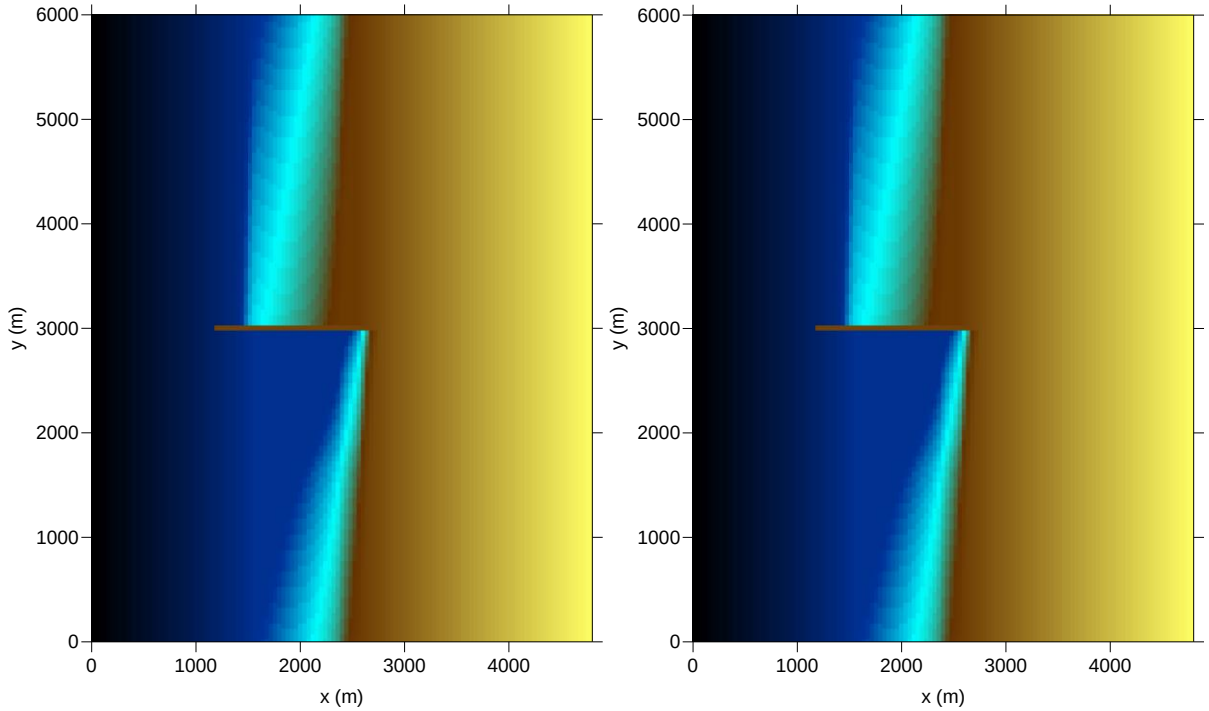


Figura 4.81. Topo-hidrografia no final da simulação para 25 000 horas; onda constante com uma altura de 6 m ao largo e um rumo de 80°N; Δt = 0.32 horas (esquerda) e Δt = 0.278 horas (direita).

Da análise das figuras, para além do comportamento instável para passos de tempo superiores a 19 minutos, destaca-se também a forma oscilatória da topo-hidrografia especialmente evidente para

passos de tempo superiores a 43 minutos (0.722 horas). A transição entre a estabilidade e a instabilidade numérica ocorre, nestas condições, para um passo de tempo entre 19 e 20 minutos (0.32 e 0.34 horas, respectivamente).

O mesmo teste foi realizado para uma onda com 4 m de altura ao largo e um rumo de 80°N, sendo o valor mínimo do passo de tempo previsto pela expressão (4.69) de 0.59 horas (35 minutos). A estabilidade numérica foi encontrada para um passo de tempo de 0.5 horas.

Pelo que foi exposto, implementou-se no modelo LTC uma nova subrotina de cálculo (*TSMIN*), que avalia se o critério de estabilidade, expressão (4.69), é respeitado. No caso de tal não acontecer, é calculado o passo de tempo crítico que garante que o critério seja respeitado. A execução do modelo é então parada, dando-se a conhecer ao utilizador o passo de tempo crítico. Na posse desta informação, o utilizador deve introduzir o passo de tempo de cálculo pretendido para a simulação, que é assim reiniciada.

As simulações referidas na secção 4.3.5.4 para condições de agitação marítima geradas aleatoriamente tinham evidenciado uma elevada irregularidade topo-hidrográfica que poderia estar relacionada com problemas de instabilidade numérica. Repetiram-se as simulações com a duração de 10 anos para o clima de ondas definido pelo utilizador através das distribuições por classes de altura de onda e de rumo representadas na Figura 4.65 e na Figura 4.66, respectivamente, e para um conjunto de ondas geradas aleatoriamente no intervalo de alturas de onda $[0; 9.5]\,m$, e no intervalo de rumos $[11.25; 168.25]°N$, considerando o passo de tempo crítico para a estabilidade do modelo. Na Figura 4.82 apresenta-se a topo-hidrografia no final das simulações e na Figura 4.83 a variação da posição da linha de costa medida em relação à sua posição inicial, ao longo da simulação.

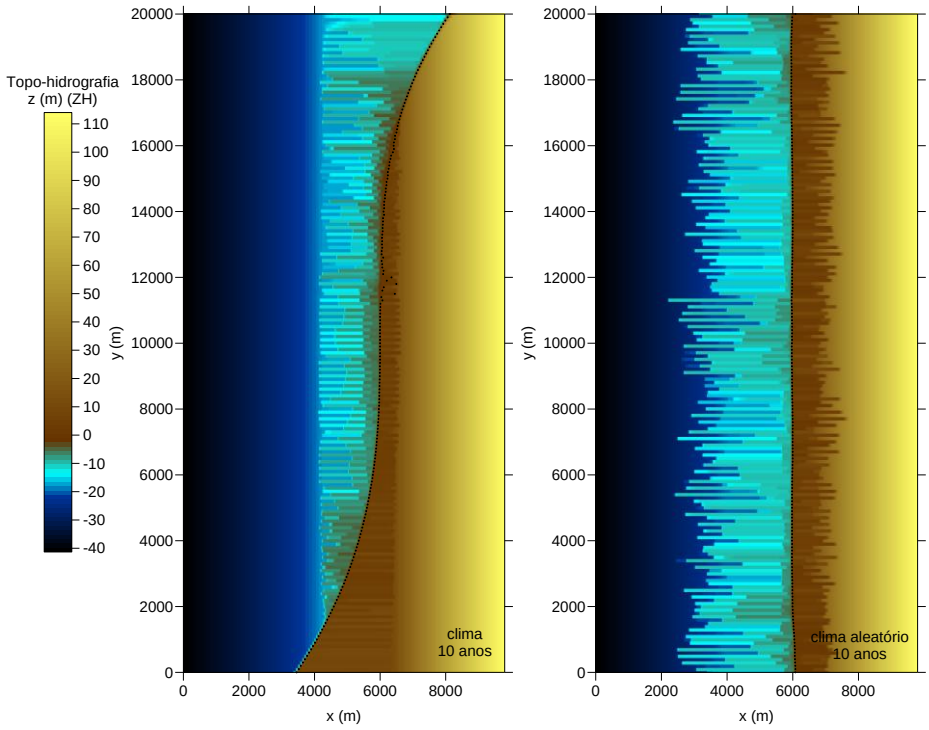


Figura 4.82. Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos com correcção à instabilidade para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa e para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente.

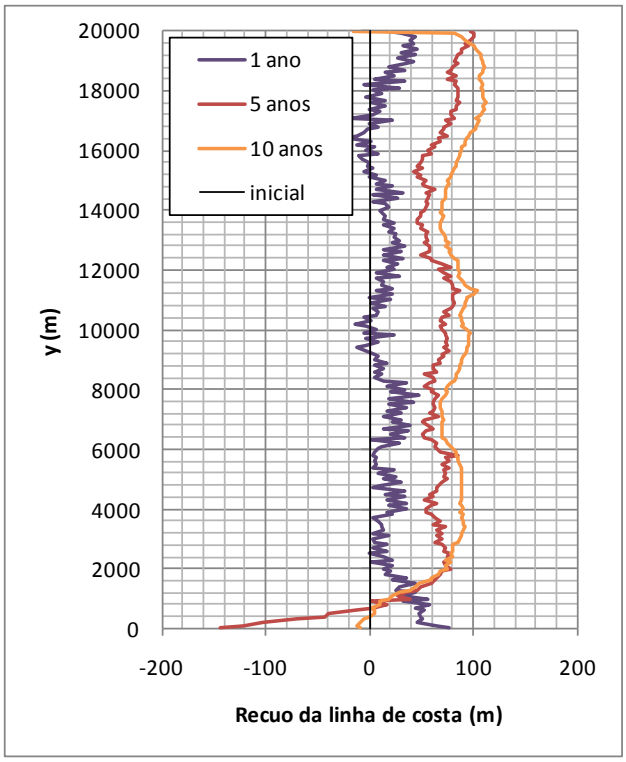


Figura 4.83. Avanço da linha de costa ao fim de 1 ano, 5 e 10 anos de simulação com correcção à instabilidade numérica para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente.

Comparando a Figura 4.82 (esquerda) com a Figura 4.66 e a Figura 4.82 (direita) com a Figura 4.72 não são evidentes diferenças significativas em termos de irregularidade topo-hidrográfica, pelo que o efeito observado não se deve ao efeito de instabilidade numérica identificado, relacionando-se, possivelmente, com o procedimento de cálculo. Comparando os resultados apresentados na Figura 4.83 com os resultados obtidos sem que fosse garantida estabilidade numérica, apresentados na Figura 4.73, verifica-se uma redução da variabilidade longitudinal da posição da linha de costa, que não ultrapassa cerca de 50 m até ao final da simulação. Destaca-se ainda que ao fim de 1 ano de simulação a posição da linha de costa não tinha praticamente variado de posição, tendo ocorrido um recuo de cerca 100 m ao fim de 10 anos de simulação, cerca de metade do recuo que ocorreu quando não foi utilizado o critério de estabilidade numérica.

Esta série de simulações permitiu identificar a existência de instabilidade numérica no desempenho do modelo e estabelecer um critério para a determinação do passo de tempo crítico, equação (4.69), em função das características da agitação marítima na rebentação, da altura do perfil activo e da resolução da malha segundo a direcção longitudinal.

A aplicação da condição para a estabilidade às situações em que as condições de agitação marítima são geradas aleatoriamente num intervalo de alturas de onda e de rumos, mostrou que o comportamento do modelo é modificado. A situação injustificada de recuo da linha de costa continua a observar-se, ainda que bastante atenuada no tempo, e a variabilidade topo-hidrográfica ao longo do sector modelado, entre secções adjacentes não é eliminada. Conclui-se que esta variabilidade não deve estar relacionada com questões numéricas, mas sim com o procedimento de cálculo.

4.3.5.7. Transposição de Estruturas de Defesa Transversais

A construção de estruturas de defesa costeira tem como objectivo reduzir a erosão numa determinada extensão de praia. A análise do impacto das estruturas de defesa costeira deve considerar dois pontos de vista, nomeadamente, em relação à estabilidade da linha de costa e à retenção sedimentar. As estruturas longitudinais aderentes não têm capacidade de retenção enquanto os esporões funcionam como barreira física à passagem dos sedimentos em trânsito ao longo da costa, os quais se vão acumulando a barlamar da sua zona de implantação. Esta acumulação tem como consequência a reorientação da linha de costa, que por sua vez resulta numa redução do ângulo efectivo de incidência da agitação marítima dominante, havendo uma redução da taxa local de transporte litoral, o que causa elevada acumulação sedimentar. A quantidade de areia que atravessa a secção do esporão diminui significativamente, provocando erosão a sotamar da zona de implantação da estrutura, até que o equilíbrio se restabeleça e a taxa de transporte local se aproxime da taxa de transporte global.

Os esporões são as estruturas de estabilização da linha de costa, ligadas a terra, mais antigas e mais utilizadas. Contudo, são também aquelas que têm vindo a ser mais utilizadas inadequadamente, devido às limitações inerentes ao nível de conhecimento do complexo comportamento dinâmico de interacção entre a agitação marítima e a evolução de praias. Basco, 2006, defende que o sucesso do projecto de um esporão deve ser avaliado com base em duas evidências: manter uma largura de praia suficiente para garantir a protecção atrás de uma linha de referência, mesmo em situação de temporal; e minimizar os efeitos erosivos a sotamar.

Actualmente, começa a ser mais frequente em intervenções de defesa costeira combinar o enchimento artificial com areia com a construção de esporões, o que permite que a transposição de areia se faça logo a partir da data de construção da estrutura, reduzindo a erosão transitória a sotamar da zona de implantação. Quando adequadamente projectados e construídos e quando usados em combinação com a alimentação artificial, podem funcionar de uma forma eficiente, em particular, na redução da perda dos sedimentos artificialmente introduzidos. Os esporões estão a ser reavaliados como estruturas de retenção sedimentar (Kraus *et al.*, 1994; Kraus e Bocamazo, 2000), colocando-se a questão: Qual a quantidade de areia que pode passar o esporão e que ainda permite a manutenção de uma largura mínima de praia a barlamar para protecção costeira?

De acordo com Kraus *et al.*, 1994, os principais parâmetros determinantes no funcionamento dos esporões podem estar relacionados com a estrutura, com a praia ou com aspectos hidrodinâmicos. Os parâmetros de estrutura normalmente indicados são: o comprimento, a elevação, a porosidade, a configuração do esporão e a sua orientação em relação à linha de costa. No caso de um campo de esporões deve ainda ser considerado o espaçamento entre eles e a variação gradual do seu comprimento. Os parâmetros sedimentares associados à praia são: a profundidade junto à cabeça do esporão, a profundidade de fecho, a disponibilidade sedimentar e a densidade, variabilidade e diâmetro mediano dos sedimentos. As condições hidrodinâmicas são o nível médio da água do mar (amplitude de maré), o clima de agitação marítima (altura, direcção e período de onda) e as condições do vento (intensidade, persistência e direcção).

Os mesmos autores indicam ainda algumas propriedades funcionais dos esporões:

1. A altura e a direcção da onda na rebentação são parâmetros fundamentais no funcionamento dos esporões. De facto, estes são os parâmetros que determinam a taxa de transporte litoral e, para um dado comprimento do esporão, a quantidade de areia que passa a estrutura. O comprimento do esporão, relativamente à largura do perfil activo é também determinante e, no caso de um campo de esporões, o quociente entre o seu comprimento e o seu espaçamento;

2. Os esporões funcionam como rectificadores do transporte litoral: à medida que o quociente entre o transporte efectivo e o transporte potencial aumenta, a capacidade de retenção do esporão diminui;
3. Os esporões devem ser permeáveis, permitindo que a areia e a água os atravessem, reduzindo, deste modo, a formação de células de circulação e de correntes de retorno;
4. Os sedimentos em trânsito quando interceptados pelos esporões, podem ficar retidos ou passar por cima destes (tratando-se de estruturas submersas), através destes (se forem permeáveis), ou por terra (quando o enraizamento do esporão se encontra a uma cota reduzida). Em situações de temporal, os esporões oferecem pouco ou nenhum grau de protecção contra a acção energética das ondas. A elevação da berma da praia, o nível da água do mar e o local de enraizamento do esporão controlam a passagem de sedimentos por terra; a passagem de sedimentos por cima e através da estrutura são controlados, respectivamente, pela elevação do seu coroamento e pela porosidade do material utilizado na sua construção;
5. Os mesmos autores referem ainda que a linha de costa a barlamar do esporão, apenas por acção de processos de transporte longitudinal, raramente atinge a cabeça da estrutura. Isto deve-se sobretudo à transposição de areia, à permeabilidade do esporão, e às inversões no transporte. Seria necessário que existisse algum tipo de transporte transversal, no sentido da praia, para que a linha de costa atingisse a cabeça do esporão, para que o esporão ficasse enterrado, ou para que o compartimento do esporão enchesse totalmente.
6. No que diz respeito ao caso de campos de esporões, estes devem ser enchidos artificialmente, devem diminuir de tamanho no sentido do transporte litoral, i.e., da zona de linha de costa a estabilizar para a zona em erosão, e devem ser construídos em sentido inverso ao da deriva litoral.

Alguns modelos numéricos de evolução de linha de costa incluem o efeito dos esporões. Este efeito é incorporado neste tipo de modelo através de condições de fronteira, com os seguintes efeitos:

1. Quanto maior for o esporão considerado maior é o impacto erosivo a sotamar e mais longo o intervalo de tempo que decorre até que o equilíbrio seja restabelecido;
2. O modelo deve considerar um parâmetro de permeabilidade que represente a influência da elevação e da porosidade do esporão, bem como da amplitude de maré. Estas três variáveis representam respectivamente a passagem de sedimentos por cima da estrutura, através desta, e por terra.
3. Aumentar a permeabilidade do esporão deve resultar em menores impactos a sotamar; A configuração da praia junto à estrutura depende da permeabilidade (uma permeabilidade de 100% deve resultar numa configuração, cuja evolução deve ser semelhante à que se obteria no caso de a estrutura não existir);
4. A transposição de sedimentos em torno da cabeça do esporão é calculada recorrendo a parâmetros como a profundidade junto à cabeça do esporão, a altura da onda na rebentação e a profundidade de fecho, que pode ser estimada a partir das características das ondas na rebentação (Hallermeier, 1981a). O quociente entre o comprimento do esporão e a largura do perfil activo podem ser utilizados no cálculo de um factor de transposição sedimentar.

No modelo LTC admite-se que os esporões são impermeáveis, sendo uma possível melhoria do procedimento de transposição sedimentar no modelo a incorporação do efeito da permeabilidade. O comprimento efectivo do esporão, Se, corresponde ao comprimento da parte da estrutura que se

encontra a uma profundidade inferior à profundidade de fecho, Figura 4.84 (direita). Se este comprimento for igual à largura do perfil activo, LPA, então não há passagem de sedimentos para sotamar. Caso contrário, há transposição de sedimentos, apenas para profundidades compreendidas entre a da sua cabeça e a profundidade de fecho, Figura 4.84 (esquerda).

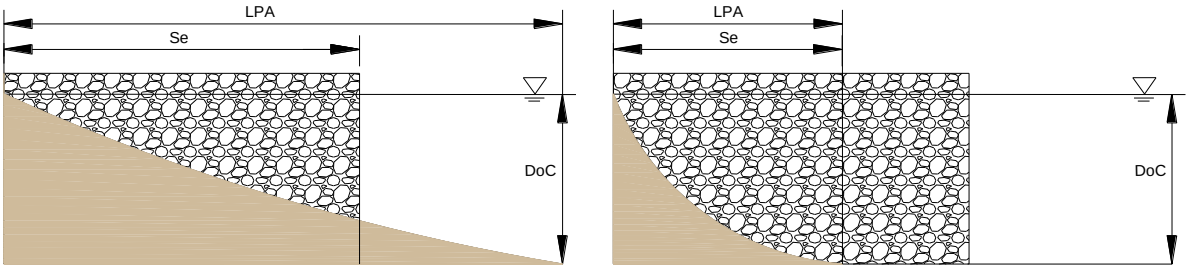


Figura 4.84. Esquema de definição da forma de cálculo do volume de transposição de um esporão, representado ao longo do perfil transversal de praia (adaptado de Kamphuis, 2000).

A quantidade de areia que transpõe o esporão é estimada pela fracção de sedimentos que chega até este e que não é bloqueada. A fracção de sedimentos que é bloqueada corresponde, de uma forma aproximada, ao quociente entre o comprimento efectivo do esporão e a largura do perfil activo adjacente à estrutura a barlamar. Desta forma, nem toda a areia que chega ao esporão o atravessa, havendo uma determinada quantidade que fica retida e é acumulada a barlamar. Esta quantidade é redistribuída de forma uniforme pelo perfil activo de barlamar. A sotamar passa a haver um deficit sedimentar, que resulta em erosão, também redistribuída uniformemente pelo perfil de sotamar. Em frente ao esporão os sedimentos são distribuídos entre a profundidade de fecho e a cabeça do esporão.

O processo de transposição sedimentar de esporões não é ainda compreendido de forma consensual, colocando-se questões como: A partir de que profundidade é que os sedimentos que passam a cabeça do esporão aderem à linha de costa? Quanto tempo demora um esporão a ficar saturado?

Considere-se um sector costeiro com uma taxa potencial de transporte longitudinal, Q_p, numa situação de erosão crónica, como é o caso da costa Noroeste Portuguesa, com uma taxa de transporte efectiva, Q_e, e um deficit sedimentar associado, D_{pe}, onde se constrói um esporão impermeável, Figura 4.85. O volume de sedimentos acumulado na região a barlamar da estrutura, V_a, é, como foi já referido, função das suas dimensões, das condições de agitação marítima e do diâmetro dos sedimentos, sendo indicativo da contenção da erosão conseguida. Quando acapacidade-limite de retenção do esporão é atingida, a passagem dos sedimentos para sotamar deixa de estar bloqueada. A erosão a sotamar, na zona adjacente à sua zona de implantação, começa por ser elevada na fase de construção da estrutura, diminuindo progressivamente ao longo do tempo. Logo após a construção da estrutura (t_c) há transposição sedimentar para sotamar, ainda que em circunstâncias especiais (e.g. situação de baixa-mar, sob condições severas de agitação marítima). O volume de sedimentos que transpõe o esporão vai aumentando até à sua saturação $t_c + T_f$, altura em que a taxa de transposição sedimentar se aproxima da taxa de transporte efectiva, Figura 4.85 (linha a cheio). Numa primeira aproximação pode-se assumir que durante o tempo de enchimento não há transposição de sedimentos, e quando o esporão atinge a saturação, todos os sedimentos que chegam seguem para sotamar, Figura 4.85 (linha a tracejado). Nesta hipótese, o tempo de enchimento é dado pelo quociente entre o volume de sedimentos acumulados e a taxa efectiva de transporte longitudinal. Esta forma aparentemente simples de determinar o tempo de enchimento de um esporão, é de facto extremamente complexa, uma vez que

tanto o volume acumulado como a taxa de transporte longitudinal são difíceis de estimar. Além disso, o tempo de enchimento só poderia ser determinado quando o esporão se encontrasse saturado.

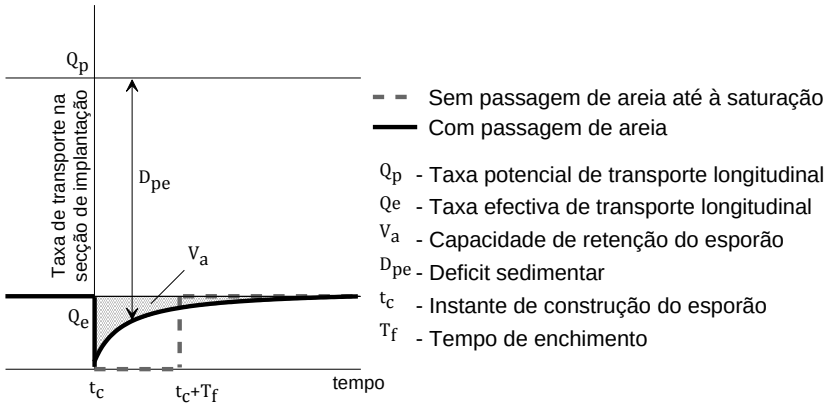


Figura 4.85. Esquema do processo de enchimento de um esporão num sector costeiro em situação persistente de erosão (adaptado de Oliveira, 1997).

Outra questão que frequentemente se coloca, relativamente à construção de esporões, é, se estes causam erosão permanente a sotamar da sua zona de implantação, através da criação de jactos de correntes de retorno, que levem os sedimentos para o largo, perdendo-se irreversivelmente. Este seria, sem dúvida, um impacto muito negativo deste tipo de intervenção costeira. Contudo, as únicas correntes que se pensa serem ocasionadas pela presença dos esporões resultam da inflexão imposta nas correntes litorais (Oliveira, 1997). Estas correntes têm velocidades típicas da ordem das dezenas de cm/s, numa banda estreita, paralela ao esporão, perdendo força imediatamente a seguir à sua cabeça, onde têm tendência a dispersar-se para maiores profundidades. Na costa Portuguesa, a observação mostra que a pluma de sedimentos que às vezes denota a presença destas correntes apenas atinge distâncias curtas no sentido do mar (Oliveira, 1997). Os esporões mais curtos não conseguem projectar material para o largo e os esporões permeáveis reduzem o efeito de criação de correntes de retorno. No entanto, os esporões longos e impermeáveis podem induzir correntes de retorno fortes que projectam os sedimentos para além da largura média da zona do perfil activo (Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 1997). Também Pais-Barbosa, 2007, baseado na análise de conjuntos de fotografias aéreas para a região costeira entre o rio Douro e o cabo Mondego, concluiu que os esporões podem ter um papel importante na formação de correntes de retorno. Na Figura 4.85 (Pais-Barbosa, 2007) apresenta-se uma fotografia aérea da frente urbana de Esmoriz (2002), onde é possível identificar, junto ao esporão, uma pluma de sedimentos que se estende para além da zona média de rebentação. A frente urbana de Esmoriz encontra-se numa situação de risco já há alguns anos, tendo sido protegida por diversas estruturas de defesa, entre as quais, visíveis na figura, um esporão (160 m de comprimento) e duas estruturas de defesa aderente (140 m e 850 m de comprimento, Veloso-Gomes *et al.*, 2004, Veloso-Gomes *et al.*, 2007).

Dizer que os esporões causam erosão é questionável e duvidoso. É isto mesmo que se pretende demonstrar, utilizando o modelo LTC para a realização dos testes numéricos que a seguir se descrevem. Utiliza-se uma situação genérica que poderia ser representativa do que se tem vindo a passar em muitos sectores da costa Noroeste Portuguesa: uma praia arenosa rectilínea e uniforme sob acção de um clima de ondas característico, que induz um transporte longitudinal potencial equivalente à taxa de fornecimento sedimentar de um rio localizado a Norte do sector. Admite-se que se dá uma redução na taxa associada a esse fornecimento e em resposta a linha de costa começa a recuar.



Figura 4.86. Esporão de Esmoriz com um comprimento de 180 m, 2002 (Pais-Barbosa, 2007).

O sector costeiro é representado por uma malha computacional, com uma resolução de 20 m x 100 m e uma extensão de 8 km x 20 km, com uma batimetria correspondente ao perfil de equilíbrio de Dean, 1991, para $d_{50} = 0.3\,mm, m = \frac{2}{3}$ $e\ SPA = \ 0.125\,m^{1/3}$, e uma praia emersa com um declive de 3%. Na simulação não foram consideradas variações de maré e o nível da água do mar foi mantido constante, igual a +2 m ZH. Os declives mínimos da praia, submersa e emersa, foram considerados nulos, sem rebaixamento de cotas para além da profundidade de fecho; o ângulo de repouso dos sedimentos foi de 15º. O clima de agitação marítima foi representado por uma onda ao largo com uma altura constante de 2m, proveniente de NW (80ºN), consistente com a altura de onda significativa média observada na costa Noroeste Portuguesa. Na fronteira Norte não foram permitidas trocas sedimentares e na fronteira Sul a taxa de transporte foi extrapolada a partir das secções vizinhas. Adoptou-se a fórmula CERC, 1984 ($K = 0.22$), para estimar a taxa potencial de transporte longitudinal e a fórmula de Hallermeier, 1981a, para calcular a profundidade de fecho.

A alimentação sedimentar que conduz ao equilíbrio do sistema (Figura 4.87a)) corresponde a uma entrada de sedimentos a Norte a uma taxa de cerca de 206 m^3/hora, o que equivale a um transporte ligeiramente superior a 1.8 milhões m^3/ano, semelhante ao que se estima para o potencial de transporte sedimentar na costa Noroeste Portuguesa. A Figura 4.87b) representa uma simulação de 10 anos, num cenário em que a taxa de débito aluvionar sofreu uma redução de cerca de 50%, pelo que o deficit sedimentar no trecho passa a ser colmatado por erosão costeira, sendo evidente um recuo da linha de costa a Norte. Este recuo cria uma situação de perigo para a frente urbana 1, sendo necessária uma intervenção de protecção. Na Figura 4.87c) compara-se a solução de construção de dois esporões com a hipótese de não realizar intervenções. Decorridos 4 anos, o recuo propaga-se para Sul ao longo do trecho, e decide-se intervir novamente, construindo quatro esporões para protecção da zona urbana 2, mais a Sul. Decorridos mais 10 anos a linha de costa apresenta a configuração representada na Figura 4.87d), em que se faz uma comparação com a configuração esperada no caso de não terem sido

efectuadas as intervenções. Na Figura 4.87d) os impactos da construção das estruturas são evidentes, especialmente num raio de cerca de 1 km centrado em cada esporão. No entanto, as intervenções permitiram que as frentes urbanas fossem protegidas, havendo mesmo uma redução da área total perdida para o mar.

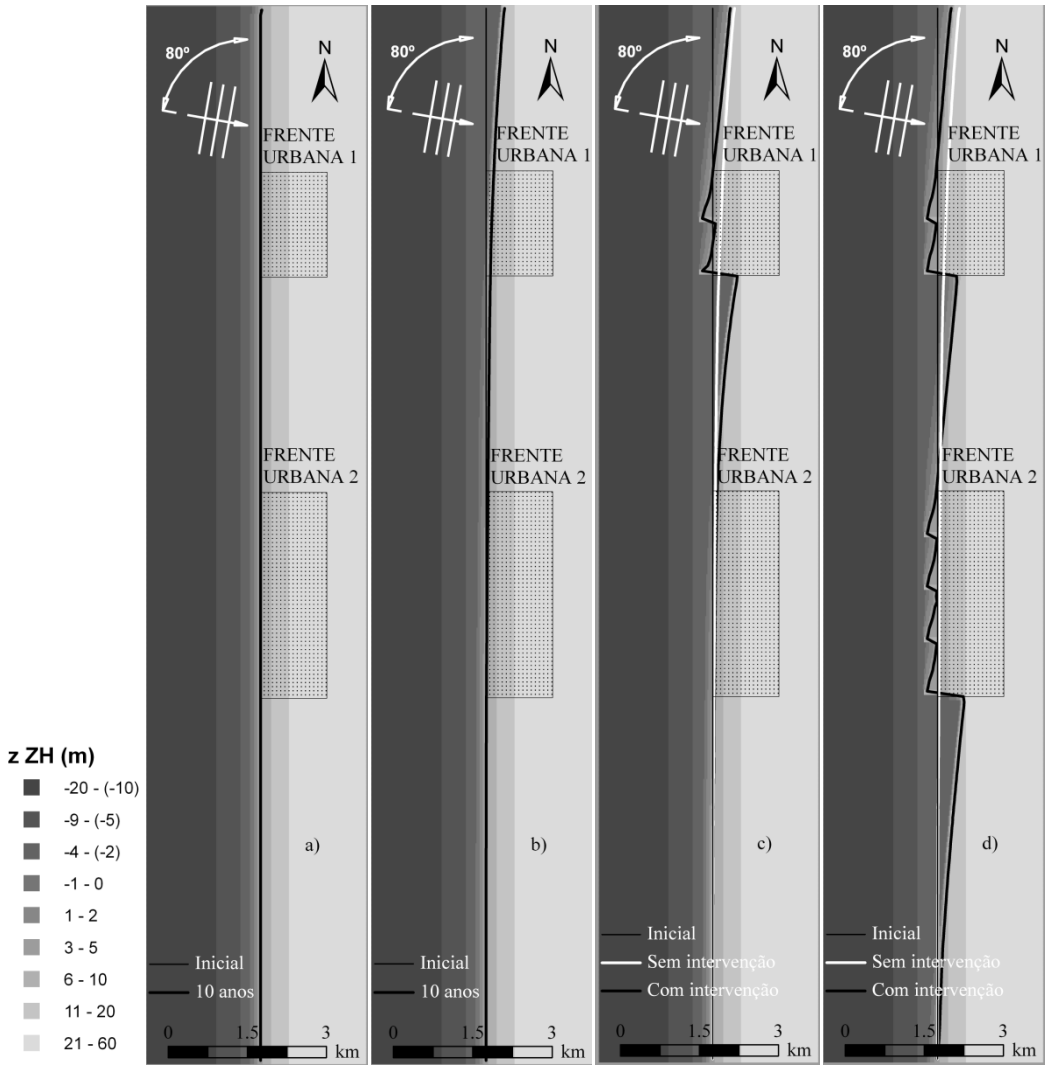


Figura 4.87. Evolução da linha de costa de um sector costeiro: a) após 10 anos de uma situação inicial de equilíbrio; num cenário de redução da taxa de débito aluvionar a Norte em cerca de 50%: b) após 10 anos (situação de referência); c) após 14 anos (4 anos após a construção de 2 esporões para protecção da zona urbana 1); d) após 24 anos (10 anos após a construção de mais 4 esporões para protecção da frente urbana 2).

No Quadro 4.14 apresenta-se uma estimativa da área total perdida acumulada no final de cada simulação, bem como da média anual da área total acumulada, para as situações com ou sem intervenção. Da análise da Figura 4.87 e do Quadro 4.14, podem ser feitos alguns comentários, apesar de outras configurações do perfil transversal de praia (emerso e submerso) conduzirem a taxas de erosão previsivelmente diferentes. As intervenções reduzem a área total erodida no sector em análise. Por exemplo, a área total erodida em 14 anos, 4 anos após a primeira intervenção, é cerca de 1 720 000 m^2 e se a intervenção não tivesse acontecido seria de 1 752 000 m^2. O efeito da redução da taxa de débito aluvionar é atenuado com o tempo, com a linha de costa a aproximar-se de uma nova posição de equilíbrio. Numa situação de evolução natural, 4 anos após a situação de referência a taxa

média anual de área perdida acumulada reduziu-se em 2% e após 14 anos em 8%. Aparentemente, também as estruturas se tornam mais eficientes com o tempo, uma vez que decorridos 14 anos da situação de referência a taxa média anual decresce 33% para a situação em que foram construídas as estruturas costeiras.

Quadro 4.14. Área total perdida no final de cada simulação para um trecho costeiro genérico num cenário de redução da taxa de débito aluvionar a Norte em cerca de 50%.

Equilíbrio	50% de redução da taxa de débito aluvionar				
Cenário	Referência	2 esporões	Sem intervenção	2+4 esporões	Sem intervenção
Tempo decorrido	10 anos	10+4 anos		10+4+10 anos	
Área perdida (m^2)	1 280 000	1 720 000	1 752 000	2 059 000	2 821 000
Taxa anual (m^2/ano)	128 000	123 000	125 000	86 000	118 000
Variação (%)		-4 %	-2 %	-33 %	-8 %

Utilizou-se o modelo LTC para uma simulação da evolução do mesmo sector costeiro com as mesmas opções, para estudar o efeito da construção de um esporão em combinação com alimentação artificial. O clima de agitação marítima foi representado por uma onda ao largo com uma altura constante de 2 m, proveniente de NW (80ºN), consistente com a altura de onda significativa média observada na costa Noroeste Portuguesa. Na fronteira Norte não foram consideradas trocas sedimentares e na fronteira Sul a taxa de transporte foi extrapolada a partir das secções vizinhas. Os resultados são apresentados na Figura 4.88.

O sector costeiro considerado é alimentado a Norte por um fornecimento sedimentar, e.g. um rio, e encontra-se inicialmente em equilíbrio, Figura 4.88a), o que equivale a dizer que a alimentação sedimentar aluvionar iguala em média a capacidade potencial de transporte por acção das ondas e que a linha de costa se mantém estável. Se o fornecimento sedimentar for reduzido, a linha de costa a sotamar da fonte aluvionar terá tendência para recuar e a praia entrará em processo de erosão. Algures a sotamar, o equilíbrio passa a ser mantido não só pelo fornecimento sedimentar do rio, como também pelos sedimentos provenientes da erosão da praia, Figura 4.88b). Se esta situação de deficit sedimentar for prevista com a devida antecedência pode ser feita uma intervenção de defesa, por exemplo, no sentido de preservar uma praia ou de evitar a destruição de uma frente urbana. Considere-se a construção de um esporão numa posição onde o início do processo erosivo é esperado. O impacto erosivo imediatamente a sotamar do esporão é evidente nos resultados da simulação numérica, apresentados na Figura 4.88c). Contudo, se a construção do esporão for complementada com uma alimentação artificial na zona de sombra da estrutura, este efeito pode ser reduzido. Neste caso, foram adicionados 20 milhões m^3 na zona de sombra do esporão, durante as primeiras 1000 horas de uma simulação para 10 anos (uma média de 2 milhões m^3/ano). Na Figura 4.88 d) pode observar-se que a alimentação artificial tem o efeito de reduzir a erosão sentida a sotamar da zona de implantação da estrutura.

Atente-se agora na Figura 4.89, para se verificar com mais detalhe o impacto erosivo da construção do esporão e a redução deste efeito quando a intervenção é complementada com a alimentação artificial. De facto, no primeiro ano após a construção do esporão observa-se um recuo acentuado da linha de costa na zona de sombra do esporão, Figura 4.89 (esquerda). Este recuo é bastante mais acentuado do que o induzido pela redução do débito sedimentar por parte do rio. Quando a construção é complementada com alimentação artificial, este recuo relativo não ocorre, chegando a verificar-se um avanço, devido ao enchimento que foi efectuado, Figura 4.89 (direita).

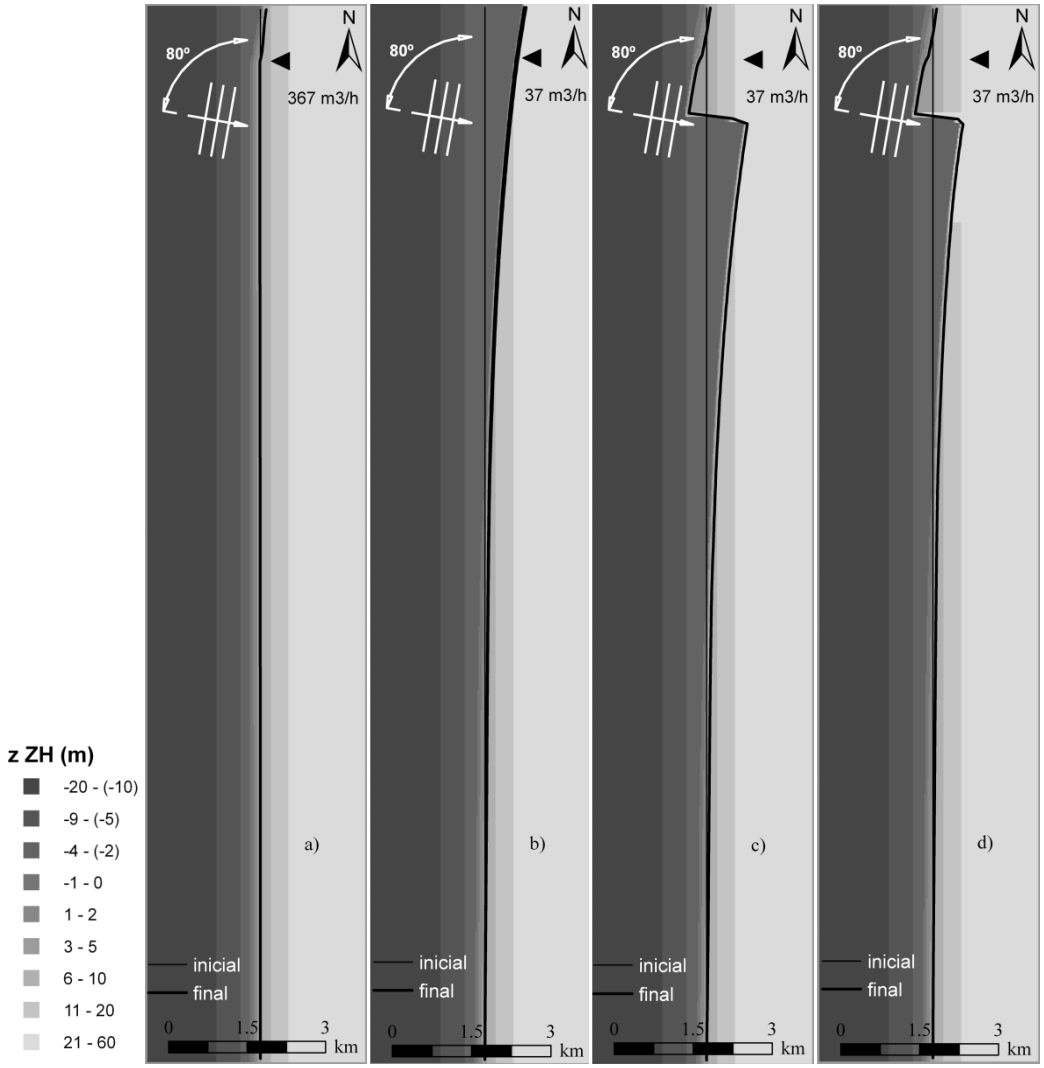


Figura 4.88. Vista em planta da linha de costa inicial e ao fim de 10 anos conforme previsto pelo modelo LTC: (a) praia em equilíbrio com um fornecimento sedimentar constante na parte superior do domínio numérico; (b) redução do fornecimento sedimentar para 10%; (c) construção de esporão; (d) construção de esporão e alimentação artificial a sotamar do esporão.

Ao fim de 5 anos continua a notar-se um efeito erosivo devido ao esporão que parece desacelerar até passar uma dezena de anos, Figura 4.89 (esquerda). Decorridos 5 anos, o efeito da alimentação artificial parece ter-se diluído, mas não se verifica praticamente agravamento erosivo, comparativamente com a situação que adviria naturalmente da redução da taxa do fornecimento sedimentar do rio Figura 4.89 (direita). Assim, após um período de tempo transitório, durante o qual um determinado volume de sedimentos é bloqueado pelo esporão, a linha de costa evolui como se a estrutura lá não estivesse, Figura 4.89 (direita).

Fica assim evidenciado o potencial do modelo para avaliar e testar diferentes cenários de intervenções de defesa costeira (Coelho *et al.*, 2006b), em particular, a combinação da construção de esporões com a alimentação artificial da praia. O modelo LTC pode ser utilizado para testar qual o melhor local para fazer o enchimento artificial, quais os volumes de areia necessários para controlar a posição pretendida da linha de costa e qual a distribuição temporal mais eficiente dos enchimentos, para uma dada configuração costeira. As dimensões e a zona de implantação do esporão podem também ser escolhidas através de testes numéricos usando este modelo.

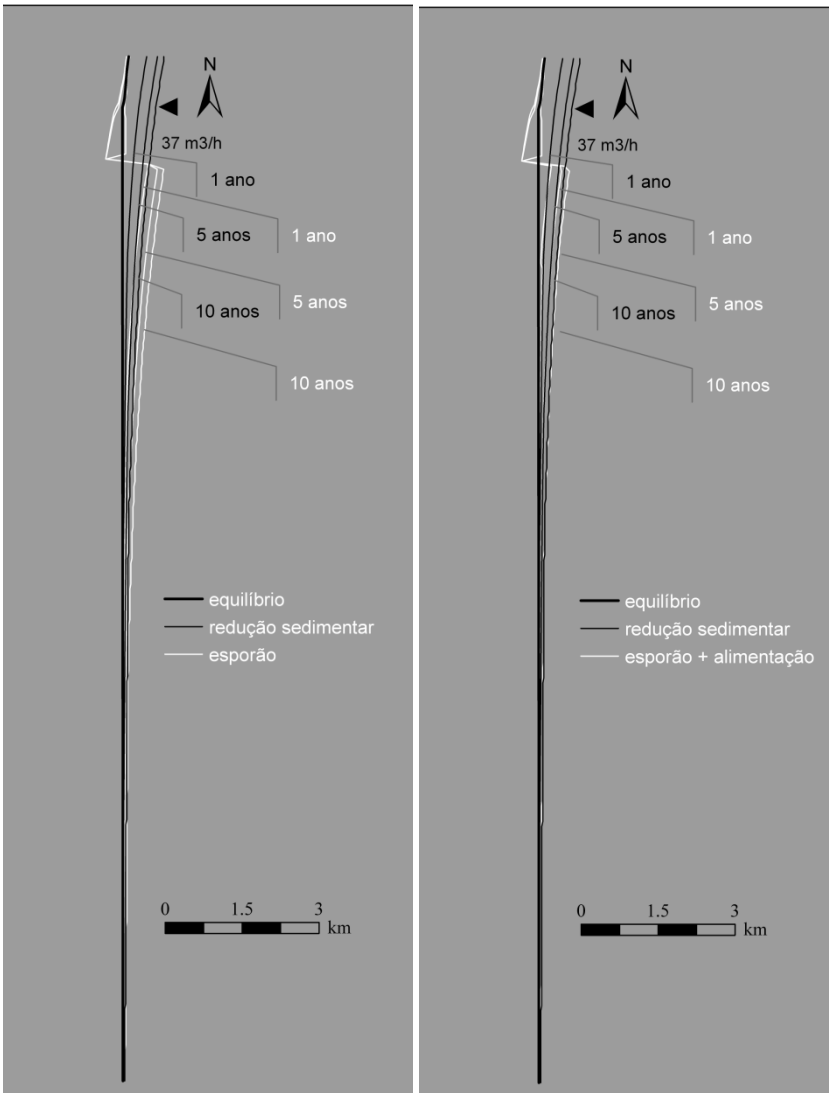


Figura 4.89. Vista em planta da posição da linha de costa após 1, 5 e 10 anos, resultante da aplicação do modelo LTC. O sector sofre uma redução para 10% na alimentação sedimentar natural. Esta evolução é comparada com a situação de construção de um esporão (esquerda) e com a de esta construção ser complementada com alimentação artificial (direita).

4.3.5.8. Profundidade de Fecho

No modelo LTC, a profundidade de fecho é calculada através da expressão desenvolvida por Hallermeier, 1981a, expressão (4.50) ou de uma adaptação da mesma, expressão (4.51). Uma vez que o modelo assume que cada onda, caracterizada pelos parâmetros altura de onda significativa, período associado à altura de onda significativa e rumo, actua durante um determinado intervalo de tempo (passo de tempo computacional), a formulação referida é aplicada directamente onda a onda. Desta forma, se a onda considerada durante a simulação é constante, a profundidade de fecho, DoC, é também constante e o limite de espraiamento, Ru, varia em função do declive da praia junto à linha de água. No caso de um clima de agitação marítima simulado por geração aleatória de ondas, cuja altura de onda significativa e rumo seguem uma determinada função de distribuição de probabilidade (correspondentes às funções de distribuição do clima a representar), para cada onda gerada é estimada uma DoC. Neste caso, a DoC varia a cada passo de tempo computacional, em função da altura de onda

significativa e do período da onda gerada. Este procedimento de cálculo pode provocar alguma instabilidade na morfologia do perfil activo.

O modelo foi executado para um trecho genérico com uma extensão de 4.8 km x 6 km (40 m x 50 m de resolução), por um período de 25 000 horas (2.85 anos), com um passo de tempo computacional de 1 hora. A malha topo-hidrográfica era regular, correspondendo ao perfil de equilíbrio de Dean, 1991 ($d_{50} = 0.3\ mm, m = \frac{2}{3}, SPA = 0.125\ m^{1/3}$) na parte submersa e a um perfil com um declive de 3% na parte emersa. A praia, onde se considerou um esporão central longo (480 m de extensão) com uma cota de coroamento de 8 m, foi solicitada por ondas de altura constante e um rumo de 80ºN. O transporte longitudinal foi calculado de acordo com a formulação de CERC, 1984, e o limite de espraiamento da onda estimado através da formulação de Ruggiero *et al.*, 2001. As condições de fronteira foram extrapoladas a partir das taxas de transporte longitudinal das secções vizinhas.

Efectuaram-se quatro testes com ondas regulares com alturas de onda de 1, 2, 3, e 4 m, com DoC correspondentes de 2.2, 4.2, 6.3 e 8.3 m (para um período parametrizado em função da altura de onda, expressão (4.37)). Na Figura 4.90 (esquerda) representa-se a variação do perfil activo em cada um dos testes referidos, em situação persistente de acreção (a barlamar do esporão). A figura mostra de forma clara que a largura do perfil activo se torna insuficiente para acomodar o volume de sedimentos em transporte, especialmente no caso das maiores ondas, esperando-se uma grande instabilidade na variação da morfologia do perfil, quando actuado por um clima de agitação marítima, em que a uma onda com 2 m de altura se pode seguir uma de 4 m. Foi implementada no modelo a possibilidade de se considerar uma DoC que permanece constante no decurso das simulações, estimada através da formulação original de Hallermeier, 1981a, para valores conhecidos da altura de onda significativa que é excedida 12 horas/ano, $H_{s,0.137}$, e do período de onda significativo médio, expressão (4.49). Na Figura 4.90 (direita) representa-se a variação do perfil activo para uma série de simulações em tudo idênticas às anteriores, mas em que a DoC é calculada em função das características da altura de onda extrema, tendo-se utilizado os valores estimados no capítulo 3, secção 3.5.3 ($H_{s,0.137} = 6.64\ m,\ \overline{T_s} = 9.30\ s$), obtidos a partir de observações de agitação marítima da estação ondógrafo de Leixões.

Verifica-se que a redistribuição dos volumes sedimentares ao longo dos perfis de fundo se faz de uma forma mais suave, perspectivando-se uma redução das instabilidades na linha de costa, consequência das instabilidades morfológicas do perfil activo. Esta ideia encontra-se reforçada na Figura 4.91, onde se apresentam os modelos digitais de terreno no final da execução do modelo para a onda de 4m, usando cada uma das duas formas de estimativa da DoC. De facto, a DoC influencia a evolução da morfologia do fundo, de dois modos distintos. Directamente, determinando a variação do perfil transversal, e de uma forma indirecta, por influenciar o declive do perfil junto à linha de água que, por sua vez, intervém na estimativa do limite de espraiamento e do transporte longitudinal.

Foram também efectuadas três simulações com a duração de 3 anos, de forma a avaliar o desempenho do modelo no caso de o mesmo trecho genérico de praia ser sujeito a um clima de agitação marítima irregular, em cada uma das situações em que a DoC é calculada: individualmente para cada conjunto de condições caracterizadoras da agitação marítima e, portanto, variável no decurso das simulações; em função de um único conjunto de condições de agitação marítima, correspondentes à onda extrema cuja altura é excedida 12 horas/ano; em função de um único conjunto de condições de agitação marítima, correspondentes à onda extrema cuja altura é excedida 12 horas/3anos, mantendo-se constante.

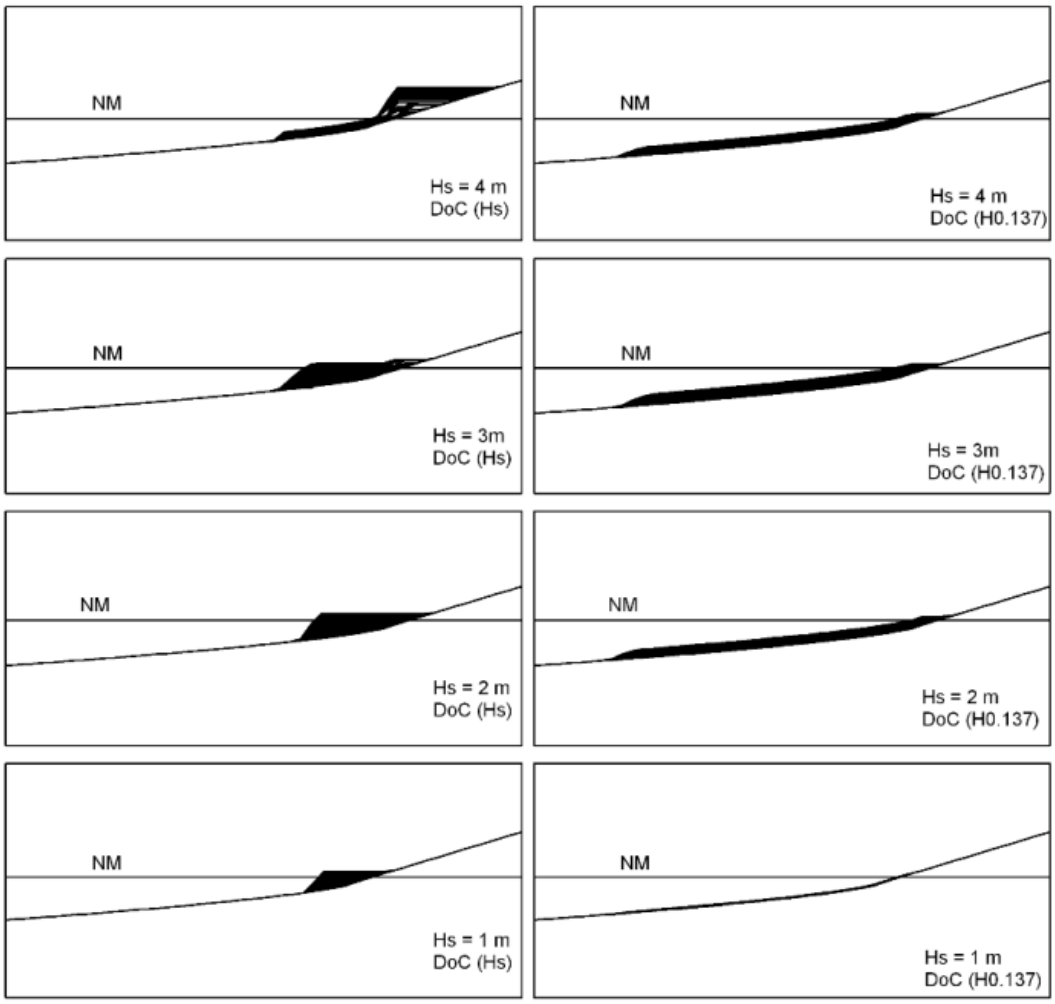


Figura 4.90. Evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de acreção, quando a DoC é estimada a partir da altura de onda significativa ao largo (esquerda) ou da altura de onda significativa excedida 12 horas/ano (direita).

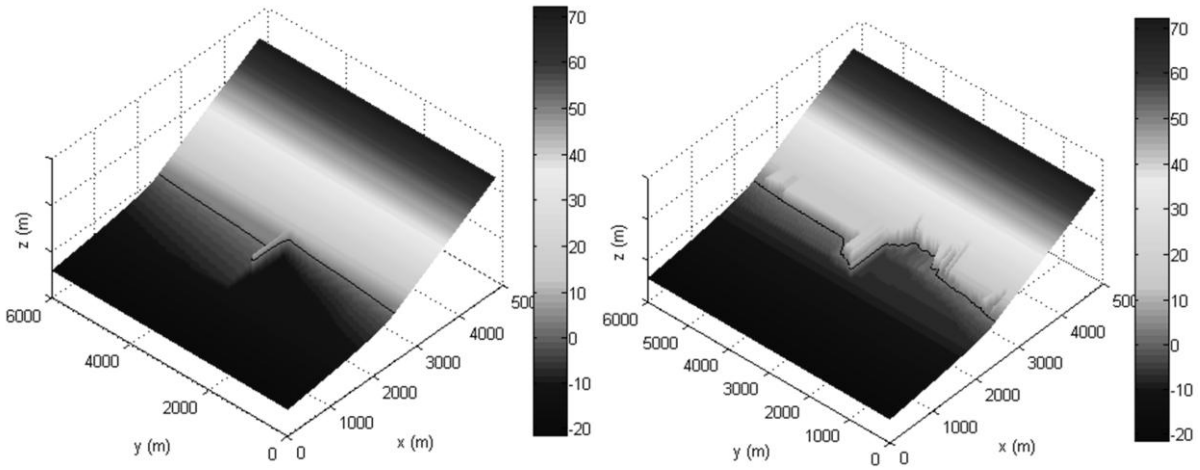


Figura 4.91. Modelo digital do terreno no final da simulação (onda de 4 m de altura), quando a DoC é estimada a partir da altura da onda significativa excedida 12 horas/ano (esquerda) ou da altura da onda ao largo (direita).

Para a caracterização do clima de agitação marítima irregular determinaram-se as distribuições em frequência por classes de altura de onda significativa, H_s, e de rumo ao largo, a partir de um conjunto de dados de agitação marítima registados na bóia ondógrafo de Leixões (do Instituto Hidrográfico – IH), tendo-se excluído os períodos anuais com baixa percentagem de registos válidos no Inverno (menos de 40%; 1993, 1995 e 2001, capítulo 3, secção 3.5.3). As distribuições obtidas encontram-se representadas na Figura 4.92 e na Figura 4.93, respectivamente. O rumo é representado pela direcção média associada ao período de pico, $THTp$, estimada a partir dos espectros cruzados entre as três séries temporais de acelerações (vertical e horizontais) da superfície livre, registadas pela bóia ondógrafo direccional.

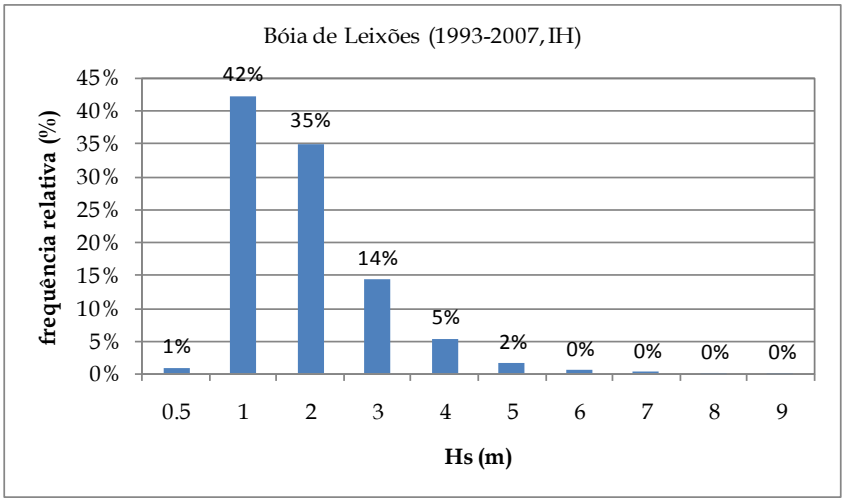


Figura 4.92. Distribuição em frequência da altura de onda significativa para o conjunto de dados recolhidos pela estação ondógrafo de Leixões entre 1993 e 2007.

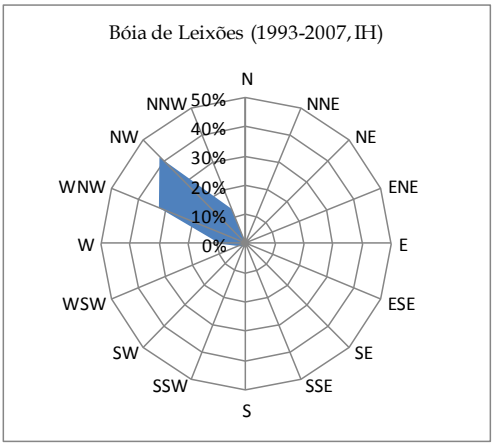


Figura 4.93. Distribuição em frequência do rumo de proveniência das ondas para o conjunto de dados recolhidos pela estação ondógrafo de Leixões entre 1993 e 2007.

Os resultados obtidos para os três testes numéricos realizados são representados através da configuração da linha de costa no final das simulações e apresentados na Figura 4.28. A evolução da linha de costa é claramente diferente para as situações em que a DoC é variável, em função da onda gerada, e em que é constante, em função das ondas extremas. No caso variável, as taxas de

recuo/avanço são maiores e a configuração final da linha de costa parece mais afastada do que se observa na costa Noroeste Portuguesa, havendo uma influência erosiva numa extensão excessiva a sotamar da estrutura. No caso de uma DoC constante, como seria de esperar, a estimativa em função da onda excedida 12 horas/ano, resulta numa evolução um pouco mais rápida da linha de costa, quando comparada com a evolução no caso da onda excedida 12 horas/3 anos, o que fica a dever-se ao facto de o perfil transversal activo ser mais estreito no primeiro caso. Os volumes em transporte são também afectados pela DoC localmente, mas em termos globais, para o trecho considerado, há um consumo sedimentar de apenas cerca de 3% superior no caso em que DoC é constante.

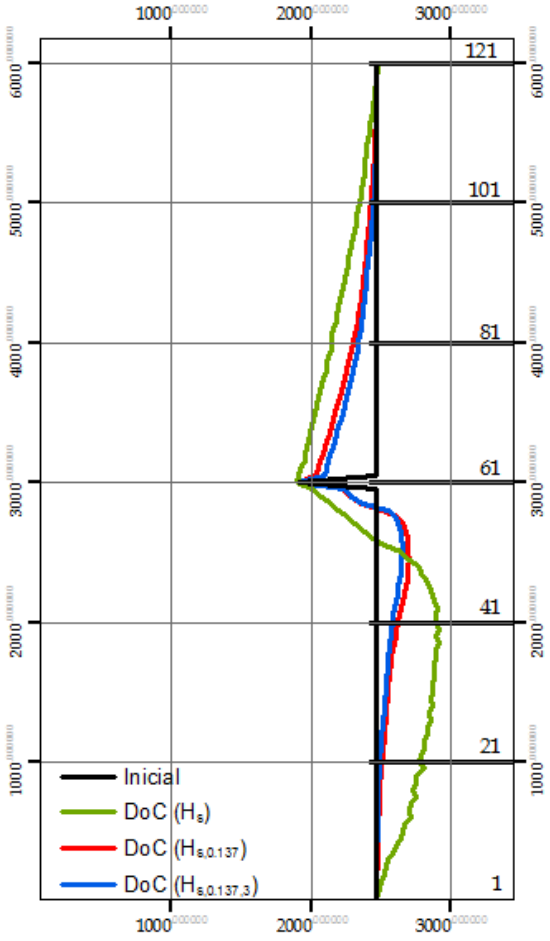


Figura 4.94. Linha de costa no final de uma simulação de 3 anos, quando a DoC é estimada a partir das alturas de onda significativas: ao largo, excedida 12 horas/ano e excedida 12 horas/3 anos.

As simulações referidas na secção 4.3.5.4 para condições de agitação marítima geradas aleatoriamente tinham evidenciado uma elevada irregularidade topo-hidrográfica que poderia estar relacionada com problemas de instabilidade numérica. A repetição destas simulações considerando o critério para a estabilidade numérica definido na secção 4.3.5.6 não evidenciou melhorias significativas em relação à irregularidade observada, admitindo que essa irregularidade pode estar relacionada com a variabilidade da DoC, as simulações foram novamente repetidas, considerando a DoC definida em função da onda excedida 12 horas/ano. Os resultados das simulações de 10 anos estão representados na Figura 4.95.

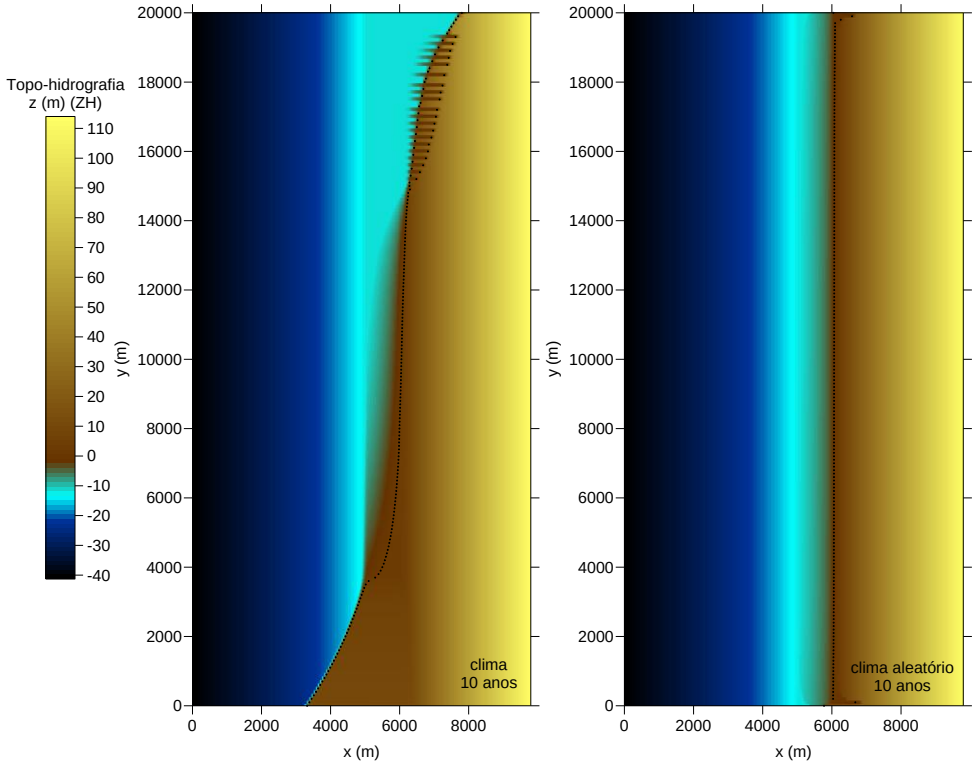


Figura 4.95. Topo-hidrografia no final de uma simulação de 10 anos para uma DoC definida em função da altura de onda significativa excedida 12 horas/ano para um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa (esquerda) e para uma sequência de ondas geradas aleatoriamente (direita).

Comparando estes resultados com os obtidos nas simulações iniciais, apresentados na Figura 4.73, é claro o benefício em termos de suavizamento topo-hidrográfico ao longo do sector modelado. No entanto, no caso do clima típico da costa Noroeste Portuguesa, surgem alguns efeitos vincados de irregularidade, junto à fronteira Norte.

As simulações realizadas com o modelo numérico LTC serviram para demonstrar a importância da adequada definição da profundidade de fecho, avaliando o seu impacto na previsão da evolução de um trecho costeiro genérico. Se a profundidade de fecho é definida em função das condições da agitação marítima ao largo, a largura do perfil activo pode tornar-se insuficiente para acomodar o volume de sedimentos em transporte, esperando-se a ocorrência de instabilidade na variação da morfologia do perfil quando solicitado por um clima de agitação marítima. A utilização de uma definição dependente da onda que é excedida 12 horas/ano permite que a redistribuição dos volumes sedimentares ao longo dos perfis de fundo se faça de uma forma mais suave, reduzindo as instabilidades na linha de costa, como consequência das instabilidades morfológicas do perfil activo. A evolução da linha de costa é também claramente diferente nas duas situações. Nas simulações do modelo, o utilizador passa a poder optar por utilizar uma DoC constante, definida em função da altura de onda excedida 12 horas/ano, devendo, para tal, indicar no ficheiro ‘data.dat’ (Figura 4.8) o valor de um parâmetro adicional, HSC. No caso de o utilizador pretender o cálculo da DoC em função das condições da agitação marítima ao largo esse parâmetro deve ser nulo, caso contrário deve ser igual à altura de onda altura de onda excedida 12 horas/ano.

A variabilidade morfológica existente entre secções adjacentes do domínio computacional, que se reflecte numa grande variabilidade da linha de costa, quando são geradas aleatoriamente ondas sucessivas, é significativamente atenuada quando se considera uma DoC constante, definida em função da altura de onda significativa extrema excedida 12 horas/ano.

4.4. APLICAÇÕES DO MODELO LTC

4.4.1. SECTOR COSTEIRO DE AVEIRO

4.4.1.1. Caracterização da Zona de Estudo

As costas mais dinâmicas, e também mais vulneráveis à acção do mar, são as arenosas com cotas baixas, como as que existem, por exemplo, ao longo de praias e restingas. O sector costeiro de Aveiro é uma planície de topografia uniforme, dominada pelo sistema lagunar de Aveiro, o maior português Figura 4.96.

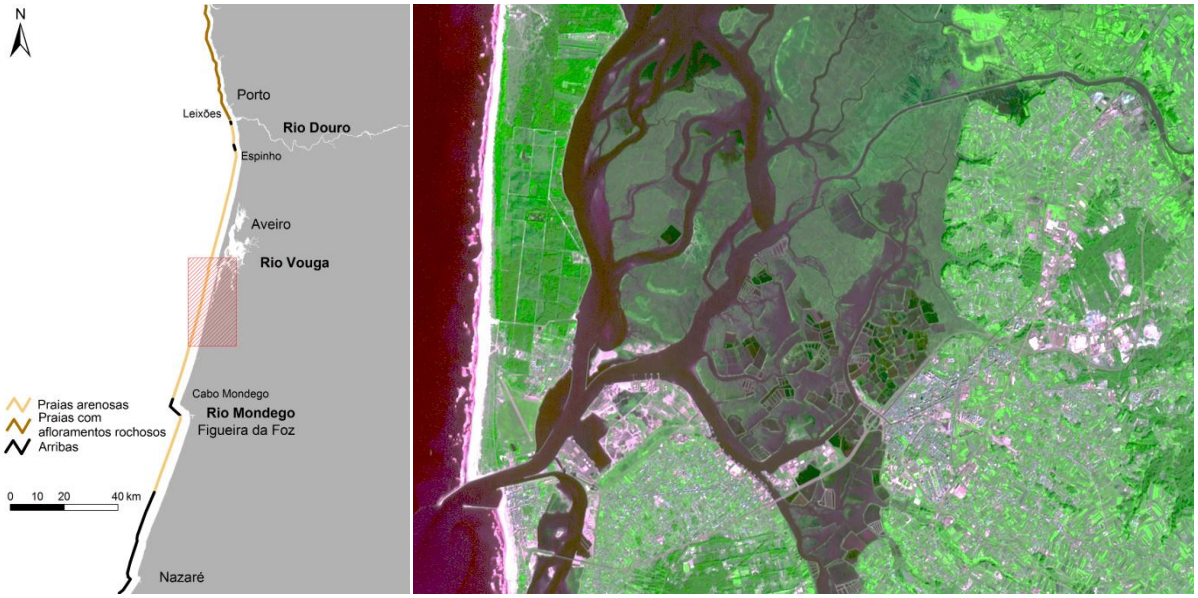


Figura 4.96. Costa Noroeste Portuguesa e sua classificação morfológica (adaptada de Veloso-Gomes *et al.*, 2006) e indicação da região costeira de Aveiro (esquerda). Lagoa de Aveiro vista do espaço (direita).

A formação da laguna deveu-se a um elevado fornecimento de sedimentos continentais provenientes de Norte (em especial do rio Douro) e do rio Vouga, estando o seu processo de transformação relacionado com a evolução do cordão litoral, que dificultava a passagem das águas do rio Vouga para o mar. Ao longo de todo o processo, a barra foi ocupando diferentes posições. Actualmente, o cordão litoral está altamente ocupado, tendo sido a acção humana que, no século XVIII, interrompeu o processo evolutivo, obrigando à fixação definitiva da barra (Figura 4.97). Desde então, o equilíbrio dinâmico tem-se mantido artificialmente, como resultado de constantes intervenções de engenharia. Entre a barra de Aveiro e o cabo Mondego estende-se um troço de praia arenosa e exposta, com cerca de 50 km de comprimento que, de uma forma geral, apresenta uma linha de costa rectilínea, com orientação geral entre N10ºE e N20ºE, e um valor médio de N14ºE.

O sector costeiro de Aveiro constitui uma das situações mais problemáticas da faixa costeira Portuguesa, em relação ao fenómeno de erosão, com nítida tendência de recuo da linha de costa, embora com grande variabilidade espacial e temporal (Veloso-Gomes *et al.*, 2006; Taveira-Pinto *et al.*, 2009). Este facto deve-se principalmente à exposição do sector à acção do mar, aos materiais não consolidados que o formam, à redução do fornecimento sedimentar de Norte e às acções antropogénicas. O aumento progressivo da erosão costeira desde o início do século passado tem causado alterações significativas ao sector, obrigando a diversas intervenções de defesa costeira,

existindo já diversas estruturas de protecção, esporões e estruturas aderentes, que interrompem a continuidade da praia.

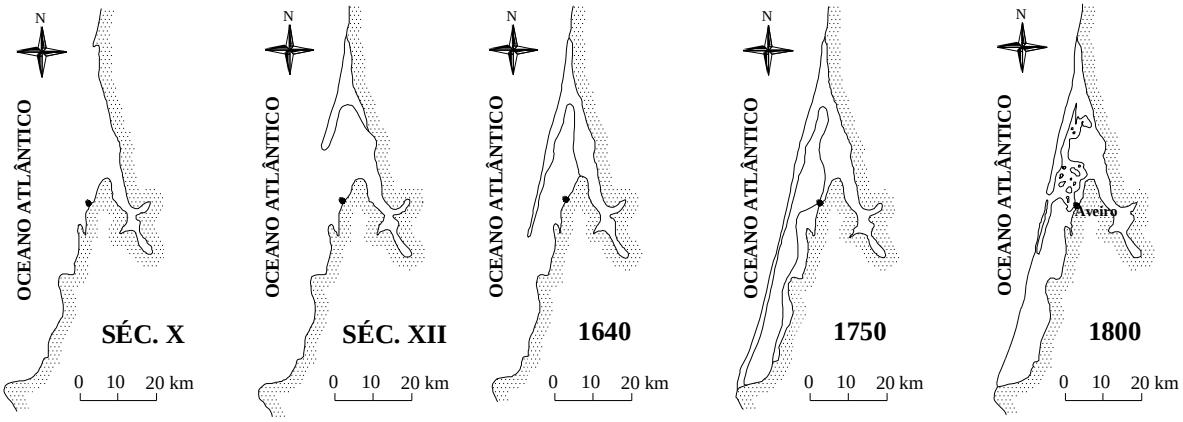


Figura 4.97. Estádios da formação e evolução da laguna de Aveiro desde o século X (FEUP/INAG, 2001).

Se as taxas de recuo se mantiverem ou aumentarem nos próximos anos poderá ocorrer o rompimento completo do cordão dunar em múltiplos pontos, com perigo de inundação de terrenos existentes para o interior. Estes terrenos estão muitas vezes ocupados por aglomerados populacionais, encontrando-se a cotas muito baixas (+5 m a +8 m ZH), por vezes inferiores ao nível médio da água do mar (+2 m ZH). Por exemplo, veja-se a situação em frente à povoação da Vagueira, onde os terrenos interiores se encontram a cotas entre +3 m e +4 m ZH e o sistema dunar desapareceu, dando lugar a uma estrutura aderente e a dois esporões, para a protecção da frente urbana (Figura 4.98).



Figura 4.98. Povoação da Vagueira, localizada a Sul de Aveiro, protegida com enrocamento longilitoral e dois esporões (Fevereiro 2007).

Ao longo do sector em análise, a praia emersa é limitada para o interior pelo sistema dunar frontal, outrora bem desenvolvido, que se estende quase continuamente, apenas sendo interrompido pelas frentes urbanas existentes, com uma orientação genérica paralela à linha de água, Figura 4.99. O contacto duna / praia é feito, quase na totalidade, por um contínuo dique arenoso acondicionado regularmente e nos locais onde ainda existe cordão natural, por arribas talhadas na duna e escarpas de erosão, Figura 4.99, Figura 4.101 e Figura 4.100.



Figura 4.99. Representação da base do cordão dunar sobre orto-fotomapa (SNIG, 1995) a Sul da frente urbana da Vagueira localizada no sector costeiro de Aveiro.

Ainda há não muito tempo, o cordão dunar apresentava uma estrutura alongada e praticamente rectilínea, encontrando-se separado do campo de dunas internas por uma faixa deprimida com cerca de 400-500 m de largura, paralela à linha de água e parcialmente desprovida de formas dunares. O cordão possuía uma largura que variava ente os 100 e os 350 m, sendo interrompido por valas de escoamento ou corredores eólicos inactivos. Actualmente, o cordão dunar está muito afectado pela erosão e em determinadas zonas está completamente destruído, sendo frequentes os corredores eólicos e consequentemente os galgamentos oceânicos (Diogo, 2004). Este tipo de morfologia reflecte o elevado fornecimento sedimentar histórico e a remoblização destes materiais pelo vento, que invadiam os campos de cultivo, pelo que foram plantadas diversas frentes florestais para protecção dos mesmos. A crista do cordão dunar varia entre cerca de +7 m e +18 m ZH.

Devido à sua natureza morfodinâmica e sedimentar, a linha de costa nesta região tem sofrido grandes variações ao longo do tempo. Os dados históricos evidenciam a ocorrência de avanços e recuos (depósitos sedimentares, sistemas dunares), embora, actualmente, este equilíbrio dinâmico seja mantido artificialmente. Com o intuito de melhor compreender a dinâmica deste sector litoral e ter uma ideia da sua evolução futura, aplicou-se o modelo LTC à região a Sul de Aveiro. Na Figura 4.96 (esquerda) a área modelada encontra-se representada pelo rectângulo a vermelho.



Figura 4.100. Barra de Aveiro (esquerda) e Costa Nova (direita) a Sul de Aveiro (Fevereiro 2008).



Figura 4.101. Praia da Vagueira (esquerda) e praia do Areão (direita), a Sul de Aveiro (Fevereiro 2007).

4.4.1.2. Simulação da Evolução da Linha de Costa

O modelo LTC, após diversos testes numéricos de calibração, foi aplicado à região a Sul de Aveiro. A zona modelada apenas inclui o braço Sul da Lagoa (rectângulo vermelho, Figura 4.96) que por vezes se encontra a menos de 200 m do mar (Figura 4.99). A topo-hidrografia da área de estudo foi interpolada para uma malha regular, com uma resolução de 50 m x 100 m e uma extensão de 20 km x 35 km (Figura 4.102). A informação de base utilizada foi uma carta náutica (resultante de uma compilação de levantamentos hidrográficos realizados entre 1978 e 1995, IH, 2000) e de informação topográfica (IGP, 1998).

Neste sector costeiro é evidente a situação de deficit sedimentar e consequente erosão das praias desde há cerca de duas ou três décadas. Por este motivo trata-se de um sector já muito artificializado, protegido por diversos esporões e estruturas aderentes. As estruturas de defesa que actualmente existem no sector foram incluídas na simulação: dois quebramares portuários na barra, cinco esporões e três estruturas aderentes na Costa Nova, um esporão e três estruturas aderentes na Vagueira, um esporão a Sul da Vagueira, um esporão na praia do Areão, um esporão na praia de Poço da Cruz e dois esporões na praia de Mira (cf. Figura 4.102).

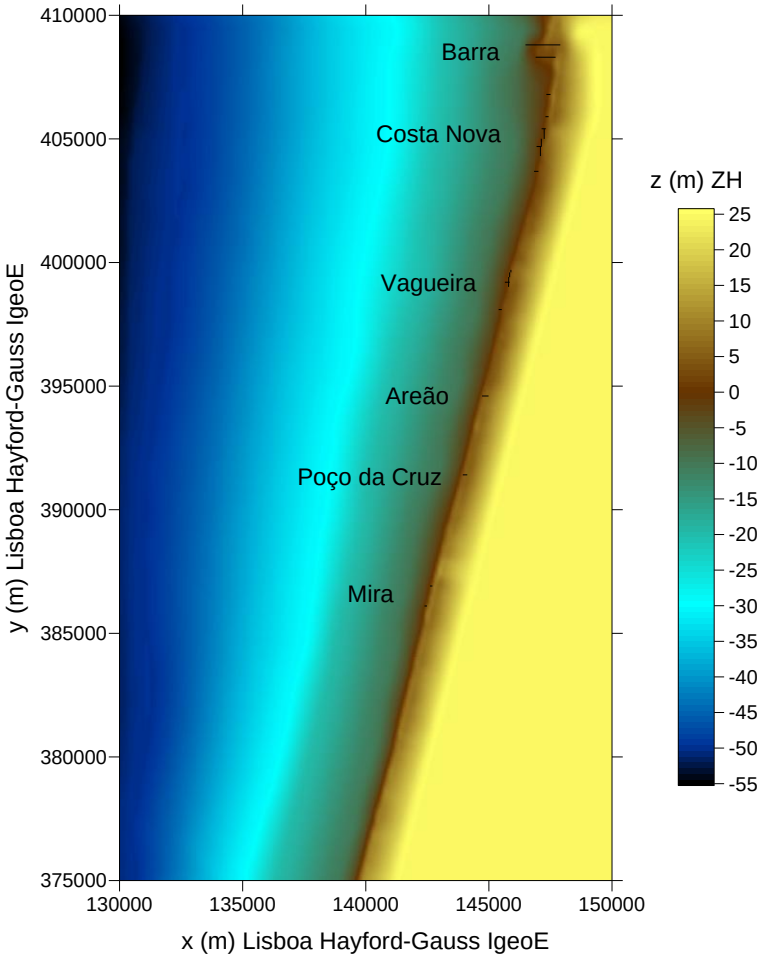


Figura 4.102. Representação da malha topo-hidrográfica utilizada para aplicação do modelo LTC à região costeira a Sul de Aveiro.

Na simulação adoptou-se um clima de ondas típico para a costa Noroeste Portuguesa, representado através das distribuições em frequência por classes da altura de onda significativa e de rumo ao largo, apresentadas na Figura 4.92 e na Figura 4.93, respectivamente. Para a sua determinação foram considerados os dados registados na bóia ondógrafo de Leixões do IH, no período compreendido entre 1993 e 2007 tendo-se excluindo os períodos anuais com baixa percentagem de registos válidos no Inverno (menos de 40%; 1993, 1995 e 2001) (cf. capítulo 3, secção 3.5.3). O rumo corresponde à direcção média associada ao período de pico, $THTp$, estimado a partir dos espectros cruzados entre as três séries temporais de acelerações (vertical e horizontais) da elevação da superfície livre, registadas pela bóia direccional. O nível da água do mar foi considerado variável em torno do seu valor médio +2 m ZH. Considerou-se a variação da maré astronómica, com uma amplitude máxima em período de marés vivas de 3.6 m e em período de marés mortas de 2 m e variações devidas a efeitos meteorológicos, simuladas por geração aleatória da variação do nível da água do mar em função das alturas de onda (Coelho, 2005). Os limites desta oscilação foram estabelecidos em função das alturas de onda significativa: para alturas de onda significativas inferiores a 1 m não foi considerada variação do nível da água do mar devida a efeitos meteorológicos, para ondas com uma altura de onda significativa entre 1 m e 3 m a sobre-elevação máxima (devida à passagem de baixas pressões) permitida foi de 20 cm e a sub-elevação mínima (devida ao efeito das altas pressões) de 10 cm, enquanto para ondas com uma altura de onda significativa entre 3 m e 6 m, estes valores foram de 50 cm e 20 cm, respectivamente, e para ondas com uma altura de onda significativa superior a 6 m, de

80 cm e 30 cm, respectivamente. Para a estimativa da profundidade de fecho utilizou-se a formulação de Hallermeier, 1981a, aplicada onda a onda.

A aplicação consistiu de uma simulação num horizonte de 25 anos[17], cujos resultados se apresentam na Figura 4.103, através da evolução da posição da linha de costa, representada de cinco em cinco anos. Nesta figura, o painel da direita corresponde a uma ampliação da área marcada no painel da esquerda.

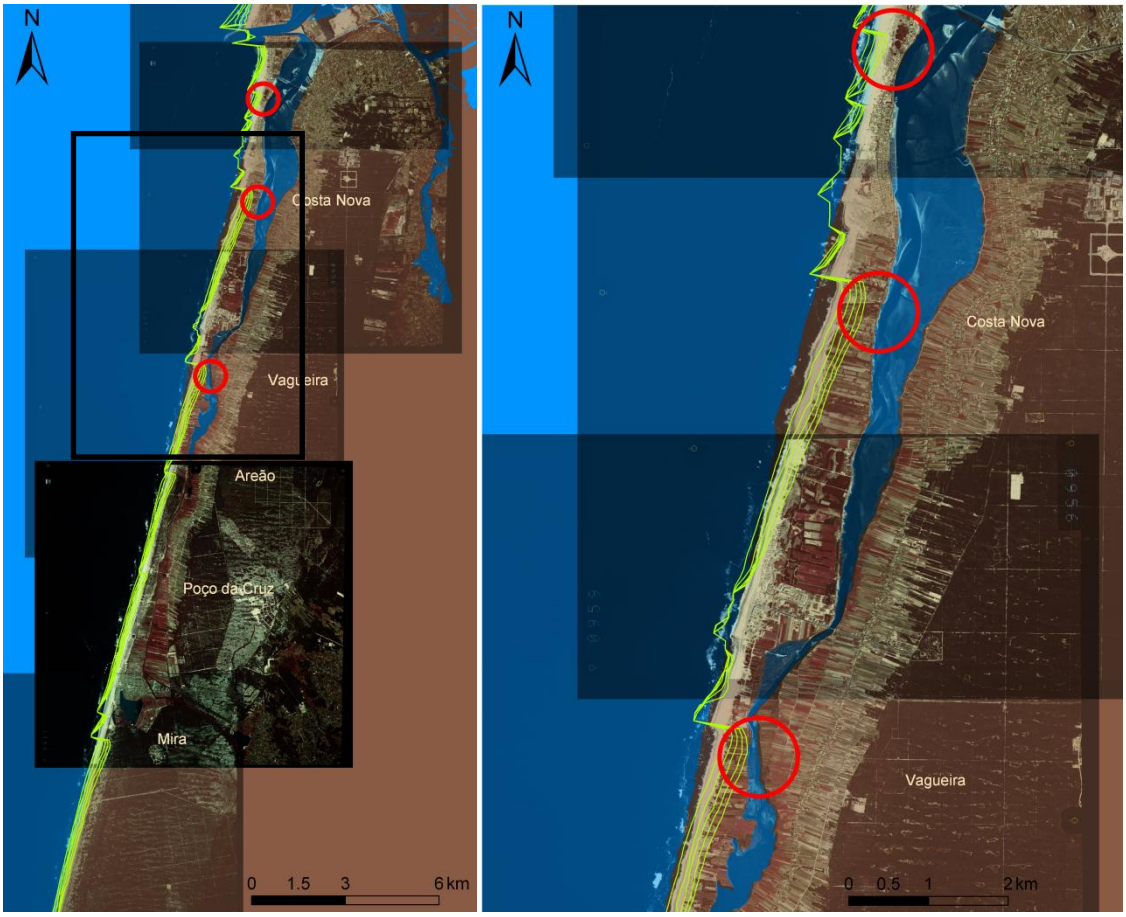


Figura 4.103. Cenário de evolução da linha de costa num sector costeiro a Sul da região de Aveiro, num horizonte de 25 anos, representado sobre orto-fotomapas (SNIG, 1995) (os círculos vermelhos indicam zonas onde são de prever rupturas da restinga).

O procedimento de calibração consistiu na utilização de condições de fronteira laterais (a Norte e a Sul) extrapoladas das secções computacionais adjacentes, reduzindo-se o valor da constante na fórmula de CERC, 1984, utilizada para o cálculo das taxas potenciais de transporte longitudinal, desde o seu valor original $K = 0.39$ até ao valor $K = 0.05$ que resultava numa taxa de transporte longitudinal a Norte do porto de Aveiro de cerca de 1 milhão m^3/ano (capítulo 2, secção 2.2).

A representação da Figura 4.103 permite a identificação das áreas mais vulneráveis e das zonas onde são de prever rupturas da restinga. Uma das situações críticas ocorre na Costa Nova, a Sul do esporão Norte e a Sul da defesa frontal aderente e do esporão Sul da Costa Nova. Pode ver-se que a região a

[17] Durante o processo de calibração, o quebramar Norte da barra "desaparecia" no decurso das simulações tendo-se assim detectado o problema de controlo das estruturas de defesa (secção 4.3.5.5).

Norte da Vagueira, protegida por um esporão e por estruturas longitudinais aderentes, é já um pequeno cabo mantido artificialmente. A Sul desta região outros problemas são esperados nos próximos 20 anos. A tendência erosiva, com recuo da linha de costa a Sul do porto de Aveiro, é evidente em todo o sector modelado. Estas zonas tinham sido já identificadas como situações de risco por Coelho, 2005. Os resultados devem ser encarados com a devida cautela, devendo ser considerados como indicativos da evolução esperada para a linha de costa, num cenário em que se admite não haver alteração ao clima de ondas actual. O processo de calibração e verificação do modelo foi fortemente condicionado pela dificuldade em aceder a dados históricos de morfologia ou mesmo de posicionamento de linhas de costa. As taxas de recuo da linha de costa encontram-se sobrestimadas em alguns locais, quando comparadas com alguns valores de campo (Veloso-Gomes *et al.*, 2006). A recente disponibilização de uma base de dados de posicionamento da linha de costa para esta região (Taveira-Pinto *et al.*, 2009) e os dados de campo apresentados na presente dissertação (capítulo 2, secção 2.3.2.2) poderão permitir o aumento da significância dos resultados das simulações, através da sua verificação e de uma calibração mais adequada.

A validação das simulações do modelo LTC só pode ser conseguida a partir de um conjunto de dados coerentes de agitação marítima e de levantamentos topo-hidrográficos. Com efeito, a validação e o desenvolvimento deste ou de outros modelos de simulação da evolução morfológica de praias e sua interacção com estruturas de defesa, apenas serão possíveis quando conjugados com o acesso a observações de programas de monitorização, que permitam a análise de situações reais.

4.4.1.3. Impactos Potenciais das Alterações Climáticas

Para avaliar os potenciais impactos das alterações climáticas no sector costeiro a Sul de Aveiro estabeleceram-se cenários de acordo com o que se apresenta de seguida. O conjunto de acções que podem conduzir a impactos potenciais das alterações climáticas nas zonas costeiras, encontram-se sumariados no Quadro 4.15 (Nicholls *et al.*, 2007).

Todas estas acções estão sujeitas a variações regionais e, na maioria das situações, os seus impactos são o resultado da interacção com outras acções. A subida dos níveis extremos da água do mar combinados com alterações aos regimes de temporal são uma preocupação global. Existe uma grande incerteza associada à previsão de alterações ao clima de ondas. Admite-se no entanto que as alturas de onda extremas tenderão a aumentar, com o aumento da intensidade dos temporais Meehl *et al.*, 2007. Andrade *et al.*, 2007, apresentaram uma projecção de alterações ao clima de ondas que afectarão a costa Oeste Portuguesa no final do século XXI. Os autores sugerem que em termos médios as alturas de onda serão invariáveis, mas indicam uma rotação no sentido dos ponteiros do relógio de aproximadamente 6º para a direcção de proveniência de onda média, mas não explicitam as distribuições em frequência por classe de direcção. Embora com uma grande incerteza é provável a ocorrência de alterações ao regime de cheias resultantes de modificações no ciclo hidrológico. Os cenários considerados para a simulação numérica usando o modelo LTC relacionavam-se com as alterações do nível da água do mar, da intensidade dos temporais (em termos de altura das ondas) e do clima de ondas (em termos de rumo de proveniência das ondas).

No Quadro 4.16 apresentam-se projecções da subida generalizada do nível médio da água do mar para cenários SRES (‘Special Report on Emission Scenarios’, Nakicenovic *et al.*, 2000), baseadas na expansão térmica dos oceanos e no degelo dos glaciares. Estas projecções não incluem instabilidades do manto de gelo, sendo, por esse motivo inferiores às de Church *et al.*, 2001. Se as taxas de descarga de gelo que foram observadas recentemente provenientes dos mantos de gelo da Gronelândia e da Antárctica aumentassem linearmente com o aumento da temperatura média global, isto iria adicionar entre 0.05 m e 0.11 m à subida do nível médio da água do mar prevista no cenário A1FI até ao final do

século XXI (Meehl *et al.*, 2007). A nível local é a variação relativa do nível da água do mar que causa preocupação, uma vez que os valores da sua tendência se afastam das tendências globais (Quadro 4.16) devido às variações regionais do nível oceânico e da elevação/subsidência geológicas.

Quadro 4.15. Principais acções climáticas nas zonas costeiras, sua tendência devida às alterações climáticas e principais efeitos físicos (Tendência: ↑ subida; ? incerta) (adaptada de Nicholls *et al.*, 2007).

Acção climática (tendência)	**Principais efeitos físicos nos sistemas costeiros**
Temperatura da superfície do mar (↑)	Aumento da estratificação e alteração da circulação oceânica; redução de gelo a latitudes elevadas;
Nível médio da água do mar (↑)	Inundação e danos causados por eventos extremos; erosão; intrusão salina; subida dos níveis freáticos e impedimentos de drenagem; alteração e perda de zonas húmidas;
Intensidade dos temporais (↑)	Aumento dos valores extremos dos níveis da água do mar e das alturas de onda; aumento de episódios de erosão, danos causados por temporais, risco de inundação e falha das estruturas de defesa;
Frequência dos temporais (?) Trajectória dos temporais (?)	Alteração da sobre-elevação do nível da água do mar e das alturas de onda de temporal e consequentemente do risco de inundação e danos causados por temporais;
Clima de ondas (?)	Alteração às condições de agitação marítima, incluindo ondulação; alteração aos padrões de erosão e acreção; reorientação de linhas de costa;
Regime de cheias (?)	Alteração ao risco de cheias em zonas de cotas baixas; alteração à qualidade/salinidade da água; alteração ao débito sedimentar por parte dos rios; alteração ao regime de circulação e ao fornecimento de nutrientes.

Quadro 4.16. Projecção da subida generalizada do nível médio da água do mar no final do século XXI para os seis cenários SRES indicados (adaptado de Meehl *et al.*, 2007 em Nicholls *et al.*, 2007).

Subida do nível médio da água do mar (relativa a 1980-1999)							
Cenários SRES		B1	B2	A1B	A1T	A2	A1FI
Melhor estimativa (m)		0.28	0.32	0.35	0.33	0.37	0.43
Intervalo (m)	5%	0.19	0.21	0.23	0.22	0.25	0.28
	95%	0.37	0.42	0.47	0.44	0.5	0.58

Dias e Taborda, 1988, realizaram um estudo de análise do nível médio da água do mar a partir de um conjunto de séries temporais horárias dos níveis registados por marégrafos localizados na costa Portuguesa (Leixões, Cascais, Lisboa, Lagos e Angra do Heroísmo). Os autores verificaram uma tendência de subida em todos os locais analisados. Contudo, apenas as estações maregráficas de Cascais (105 anos) e Lagos (79 anos) ofereciam séries temporais suficientemente longas para uma análise deste tipo. Nestas estações foram encontrados valores para a subida do nível médio da água do mar de 1.3 ± 0.1 mm/ano e 1.5 ± 0.2 mm/ano, respectivamente. Utilizando a série temporal registada na estação maregráfica de Cascais, os autores projectaram uma subida do nível médio da água do mar entre 0.14 m e 0.57 m no final do século XXI, tratando-se de valores consistentes com as projecções generalizadas apresentadas no Quadro 4.16.

O modelo LTC foi novamente aplicado ao sector costeiro a Sul da barra de Aveiro, já referido na secção anterior, assumindo que existe um deficit sedimentar, resultante da ocorrência de uma redução na taxa de débito sedimentar por parte do rio Douro (cf. capítulo 2, secção 2.2), para cada um dos seis cenários indicados no Quadro 4.17.

Quadro 4.17. Cenários de alterações climáticas considerados para aplicação do modelo LTC ao sector costeiro a Sul de Aveiro

Cenário	Clima de ondas ao largo	Subida do NM
1	Típico	0 mm/ano
2	Típico	1 mm/ano
3	Típico	5 mm/ano
4	Aumento das alturas de onda extremas	0 mm/ano
5	Rotação no sentido dos ponteiros do relógio	0 mm/ano
6	Rotação no sentido contrário ao sentido dos ponteiros do relógio	0 mm/ano

Os cenários de subida do nível médio da água do mar foram adoptados considerando as projecções de Dias e Taborda, 1988. Os cenários de alteração do clima de ondas foram criados hipoteticamente, admitindo ligeiras alterações às distribuições por classes de alturas de onda e rumo obtidas com base numa série temporal de registos da bóia ondógrafo de Leixões (IH), para o período compreendido entre 1981 e 2003, Figura 4.104 e Figura 4.105.

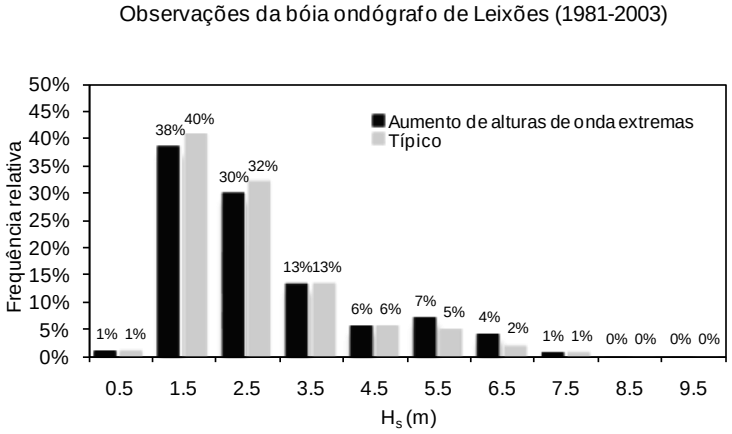


Figura 4.104. Distribuição em frequência por classes de altura de onda significativa para um clima de ondas anual típico da costa Noroeste Portuguesa (Coelho, 2005) e cenário de aumento de observações de alturas de onda extremas.

Na Figura 4.106 apresentam-se os resultados da aplicação do modelo LTC ao sector costeiro a Sul do porto de Aveiro para avaliação de seis cenários diferentes relacionados com as alterações climáticas (Quadro 4.17). Os resultados representam-se através da posição da linha de costa após 25 anos de simulação, sobre ortofoto-mapas (SNIG, 1995). Na Figura 4.106a) está representada a linha de costa no final de 25 anos de simulação quando é utilizado o cenário 1. Esta simulação foi já analisada e discutida na secção anterior, sendo aqui novamente apresentada por servir de referência para a discussão dos resultados obtidos para os restantes cenários.

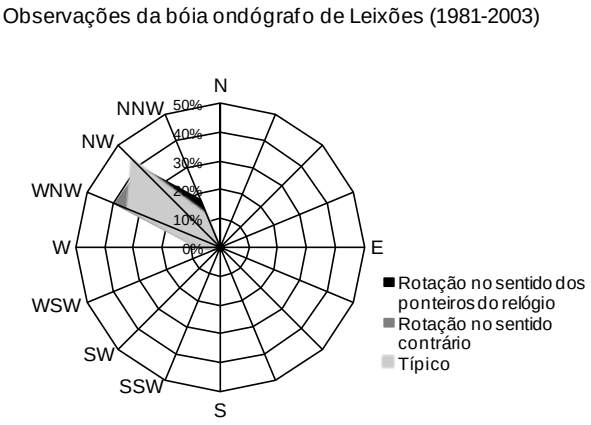


Figura 4.105. Distribuição em frequência por classes de direcção média associada ao período de pico para um clima de ondas anual típico da costa Noroeste Portuguesa (Coelho, 2005) e cenários de rotação.

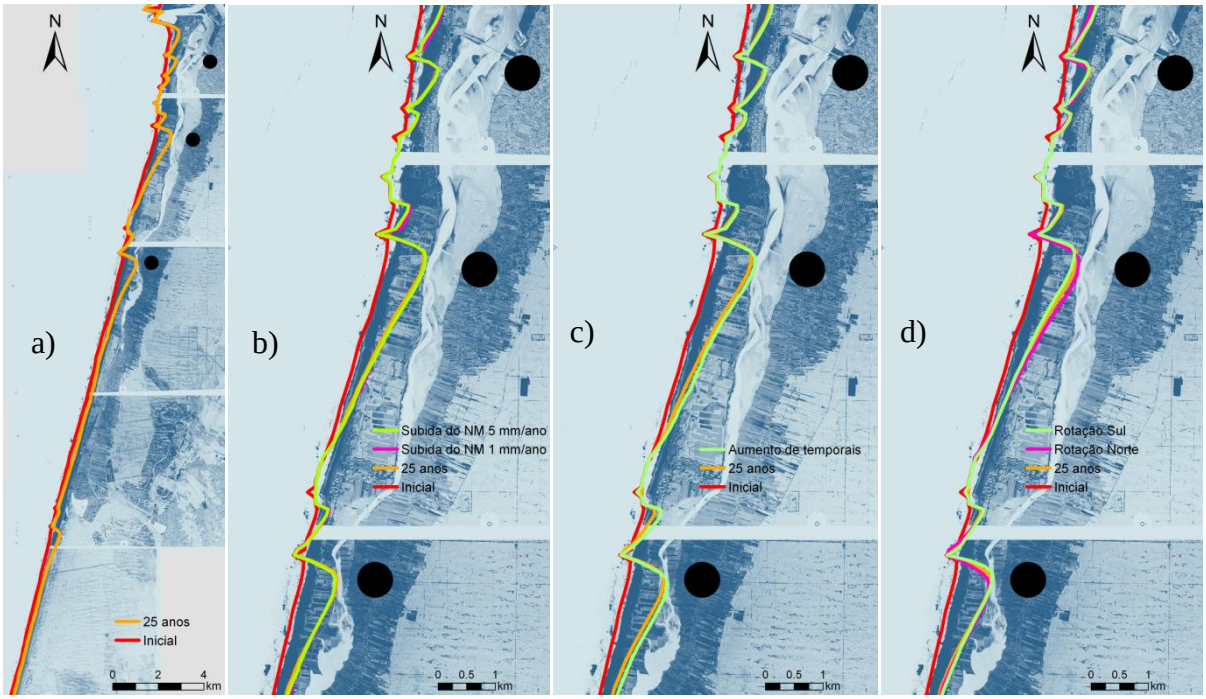


Figura 4.106. Posição da linha de costa após 25 anos de simulação com o modelo LTC aplicado ao sector costeiro a Sul do porto de Aveiro para avaliação de cenários relacionados com as alterações climáticas (Quadro 4.17): a) cenário 1; b) cenários 2 e 3; c) cenário 4; d) cenários 5 e 6. Os resultados estão representados sobre ortofoto-mapas (SNIG, 1995). Os círculos negros servem de apontadores para situações críticas. Em b), c) e d) a área representada corresponde a uma ampliação da parte superior da área modelada a).

Os cenários 2 e 3 traduzem o efeito da subida do nível médio da água do mar a uma taxa de 1 mm/ano e 5 mm/ano, respectivamente (Quadro 4.17), para um clima de ondas que permanece inalterado, de acordo com o clima de ondas anual típico. Após 25 anos de simulação qualquer uma das duas situações resulta num aumento inferior a 5% na taxa média de recuo da linha de costa, Figura 4.106b). Os três cenários restantes representam alterações ao clima de ondas, para um nível médio da água do mar que permanece inalterado. Um aumento das alturas de onda extremas é representado através de

um aumento em 6% da frequência de ocorrência das ondas mais altas em detrimento das alturas de onda mais frequentes (Figura 4.104). O aumento de alturas de onda extremas parece ter maior importância do que a subida do nível médio da água do mar, com um aumento de cerca de 15% da taxa de recuo médio da linha de costa média (Figura 4.106c). Uma ligeira rotação do rumo das ondas mais frequentes para Norte e para Sul (Figura 4.105) resulta num aumento máximo de 10% na taxa média de recuo da linha de costa, mas os maiores efeitos destes cenários de rotação da proveniência da agitação marítima parecem ser de reorientação da linha de costa (Figura 4.106d).

4.4.2. Sector Costeiro da Figueira da Foz

A faixa costeira da Figueira da Foz (Figura 4.107) encontra-se em situação de erosão, sendo bastante crítica em alguns pontos, como por exemplo em frente à localidade de Cova/Gala e na costa de Lavos. Para controlar o avanço do mar sobre as frentes urbanas em risco foi necessário intervir tendo sido construídas algumas estruturas de protecção. Também neste troço da costa Noroeste Portuguesa seria de primordial interesse que existisse capacidade de previsão da evolução da linha de costa a médio prazo. O modelo numérico LTC foi também aplicado a este sector costeiro, que evidencia características morfodinâmicas bastante diferentes das evidenciadas pela faixa costeira de Aveiro, apesar da incerteza associada à modelação numérica da evolução de linha de costa e à escassez de dados reais para a sua calibração e verificação. Com esta aplicação pretende referenciar-se a situação do troço costeiro em análise, tentando encontrar-se elementos que possam servir como indicadores para a tomada de decisões relativas ao controlo da erosão costeira.

4.4.2.1. Caracterização da Zona de Estudo

No cabo Mondego a costa está talhada em arriba, na base da qual se estende uma plataforma rochosa de abrasão marinha que se prolonga para além da linha de baixa-mar. Imediatamente a Sul deste cabo, a costa inflecte para Sudeste e a seguir à praia de Buarcos vai rodando progressivamente para Sul retomando o traçado geral da costa Oeste Portuguesa, orientada a Sul-Sudoeste, a cerca de 4 km a Sul da embocadura do rio Mondego, Figura 4.107. Para profundidades superiores a 25 m os fundos não apresentam irregularidade na passagem do cabo Mondego, mantendo o traçado geral da costa (Cunha e Mendes, 2000). A zona costeira de Buarcos é caracterizada pela existência de afloramentos rochosos transversais à praia. A existência de uma barra a Sul pode indicar deposição de areias transportadas pela corrente de deriva litoral, uma vez que a sua extensão está confinada ao sector Norte da praia da Figueira da Foz com o transporte litoral máximo deslocado transversalmente para mais perto da linha de costa (Oliveira *et al.*, 2002). A construção dos molhes exteriores do porto provocou um forte assoreamento da praia da Figueira da Foz que, por retenção de areias em trânsito litoral, passou a apresentar uma largura variável, aumentando de Norte para Sul entre 200 - 500 m.

O sector entre a Figueira da Foz e a Leirosa caracteriza-se pela existência de uma faixa de praia arenosa quase contínua, com uma linha de costa orientada a N20ºE, que apresenta arribas activas talhadas no cordão dunar primário, em geral pouco degradado, excepto junto a povoações e acessos à praia. Na costa a Sul do campo de esporões da Cova, o cordão de dunas primárias é pouco alimentado pela praia e expõe-se em contínua arriba erosiva (Cunha *et al.*, 1997). Junto ao porto da Figueira da Foz, devido à fraca descarga do rio Mondego, o banco arenoso exterior tende a aproximar-se da barra e anteporto, prejudicando a entrada de embarcações. Junto ao cabo Mondego as praias são fundamentalmente compostas por areia muito grosseira e areão. Ocorrem também acumulações de cascalho, quase sempre condicionadas por afloramentos rochosos entre a praia baixa e a ante-praia. Mais a Sul as areias são grosseiras a médias, ricas em quartzo e bioclastos. A praia submersa apresenta areia fina a muito fina, micácea, bem calibrada e unimodal (Cunha *et al.*, 1997).

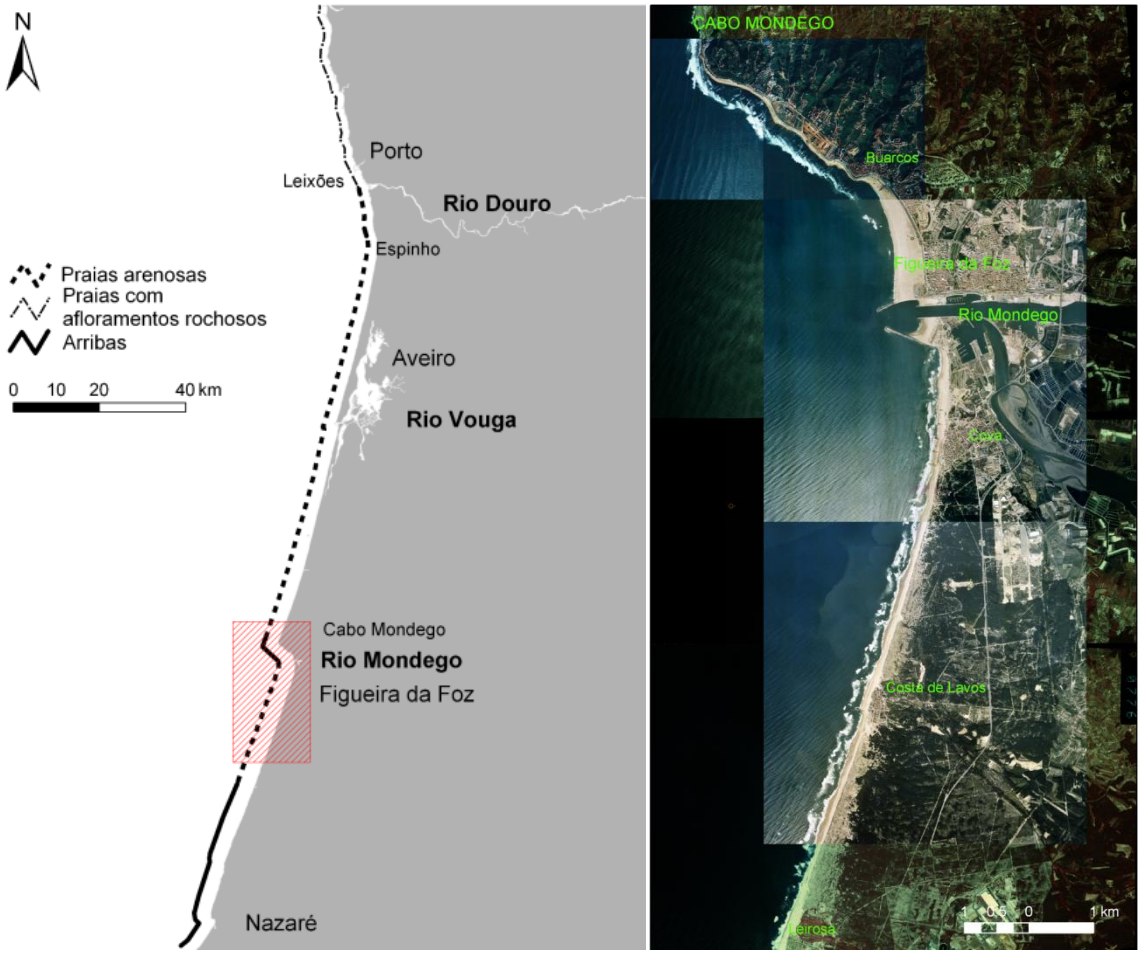


Figura 4.107. Costa Noroeste Portuguesa e sua classificação morfológica (adaptada de Veloso-Gomes *et al.*, 2006) e indicação da região costeira da Figueira da Foz (esquerda). Sector costeiro cabo Mondego – Leirosa (direita).

Este sector costeiro foi já submetido a algumas intervenções antropogénicas nas últimas décadas (Cunha *et al.*, 1997): na década de 60 a construção das estruturas de regularização do rio e dos quebramares do porto, que causaram taxas de recuo elevadas a Sul; na década de 70, após episódios de intensa erosão, agravados por um forte temporal em 1978, foram construídas, a Sul, várias estruturas de defesa, nomeadamente, 7 esporões e estruturas aderentes. No Quadro 4.18 é apresentada uma lista cronológica das principais intervenções costeiras levadas a cabo na zona em estudo desde 1960, cujas entradas foram retiradas de bibliografia relacionada, conforme as referências.

As características da cobertura sedimentar da zona de estudo foram retiradas de Pombo, 2004, obtidas a partir de dados recolhidos no âmbito do programa SEPLAT (Cartografia dos Sedimentos Superficiais na Plataforma Continental Portuguesa). Este programa englobou cruzeiros realizados pelo IH entre 1991 e 1999, durante os quais foram recolhidas amostras superficiais de sedimentos não consolidados, com recurso a amostradores superficiais do tipo 'Smith-McIntyre'. No decurso dos cruzeiros GEOMAR 3/89, GEOMAR 92 e SISPLAT 03 foram obtidos dados de batimetria de precisão, utilizando o sondador ATLAS DESO 20, que recorre ao sistema de posicionamento TRISPONDER e GPS. Para delimitar os afloramentos rochosos e determinar a espessura da camada sedimentar, entre 1989 e 1992 foram adquiridos perfis de reflexão sísmica ligeira, com recurso a

sistemas do tipo 'Sparker', com duas potências distintas (1000 J e 72 J) e de sonar de varrimento lateral do tipo 'Klein 595'.

Quadro 4.18. Intervenções costeiras no sector costeiro da Figueira da Foz.

Cunha *et al.*, 1997	1958/59	Destruição de casa na ante-praia da praia da Vieira por acção de um temporal;
	1959	Construção de um paredão longitudinal com 600 m de comprimento;
	1961/65	Construção dos molhes exteriores do porto da Figueira da Foz e das estruturas de regularização do rio Mondego;
	1966 - 1974	Recuos de 7 m/ano na praia da Cova, desencadeados pela construção dos molhes exteriores do porto da Figueira da Foz e das estruturas de regularização do Mondego;
	1978	Enormes recuos da linha de costa a Sul da Figueira da Foz, acelerados durante os temporais de 25/26 de Fevereiro;
	1978/79	Estruturas de protecção costeira nas povoações de Cova, Gala, Lavos e Leirosa: 7 esporões e estruturas aderentes;
Oliveira *et al.*, 2004	1980	Final do enchimento da praia da Figueira da Foz atingindo-se a estabilidade;
Veloso-Gomes *et al.*, 2006	1982 -1990	Episódios de erosão junto ao molhe Norte a uma taxa média de 3.5 m/ano, que podem estar relacionados com a extracção de areia;
AGRI-PRO Ambiente, 2004	1982 -1990	A faixa de praia estabilizou excepto junto ao molhe Norte, onde recuou 44 m (5.5 m/ano) e sofreu um rebaixamento do perfil topográfico devido à intensa extracção de areia;
	1990 - 1998	Recuo de cerca de 10.6 m/ano junto ao molhe Norte e de 17 m/ano a Sul do molhe Sul;
Oliveira *et al.*, 2004	1996 - 1998	Episódios significativos de erosão associados a condições meteorológicas severas, com destruição da parede construída nos anos 80 na face da praia de Buarcos.

Das amostras superficiais de sedimentos não consolidados recolhidas foram seleccionadas 210, que se distribuíam ao longo de perfis orientados segundo a direcção E-W, entre a zona litoral e a vertente continental superior. Na Figura 4.108 (Pombo, 2004) pode ver-se o mapa de amostragem com diferentes períodos de recolha.

Pombo, 2004, concluiu que na plataforma média, a cerca de 100 m de profundidade, ao largo da Figueira da Foz/Pedrógão afloram os relevos de Pinhal. A classe textual dominante engloba areia e cascalho, com menos de 25% de argila e silte na plataforma e na vertente continental superior. Na plataforma média entre os 100 m e os 150 m de profundidade encontram-se as classes textuais mais finas, definindo um grande depósito sedimentar com orientação geral Norte-Sul que se estende desde os afloramentos rochosos de Pinhal até ao Canhão Submarino da Nazaré. Esta predominância da classe textual das areias reflecte os elevados níveis energéticos deste sector da costa Portuguesa. A fracção de cascalho apresenta o depósito mais extenso entre os 45 m e os 75 m de profundidade como uma banda alongada paralela à costa, onde mais de 50% das partículas apresenta um diâmetro superior a 2 mm. Os depósitos mais grosseiros têm a particularidade de se localizarem a profundidades bem definidas e poderão ter resultado do desenvolvimento de cordões litorais significativos por estacionaridade do nível da água do mar, por um período suficientemente longo de tempo, na sua

variação ao longo dos últimos 18 000 anos (Dias, 1987). A fracção de areia é a dominante na área em estudo (Figura 4.109, esquerda, Pombo, 2004) o que é característico de climas temperados e agitação marítima com elevados níveis energéticos.

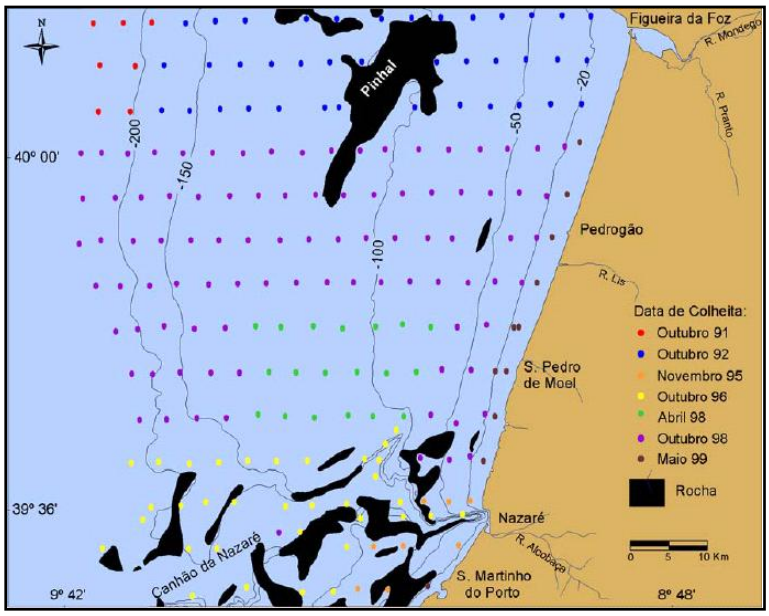


Figura 4.108. Mapa de amostragem com diferentes períodos de colheita para caracterização da cobertura sedimentar da plataforma continental (Pombo, 2004).

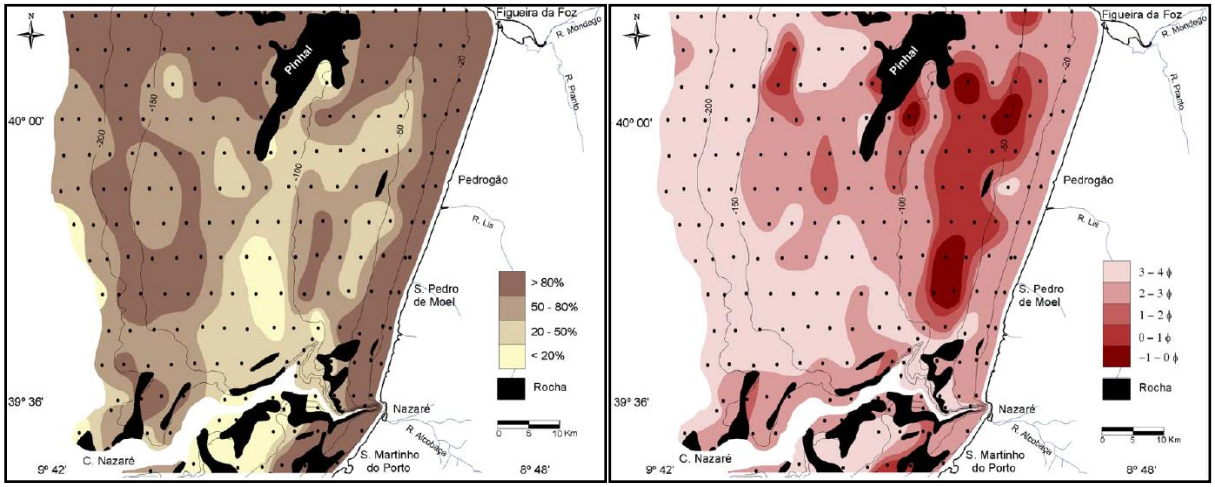


Figura 4.109. Distribuição da fracção de areia nos sedimentos, segundo a classificação de Shepard, 1954 (esquerda); Mapa de distribuição da granulometria média da areia (direita) (Pombo, 2004).

Segundo o autor, as zonas onde esta fracção é deficitária coincidem com depósitos ricos em material cascalhento, enquanto na área restante esta fracção está presente em quantidades superiores a 80%. Verifica-se também um empobrecimento desta fracção de sedimentos de Norte para Sul, o que poderá indicar o menor fornecimento deste tipo de sedimento segundo esta direcção.

Analisando a Figura 4.109 (direita, Pombo, 2004), em que o autor representa a distribuição por classes de granulometria média da areia, destaca-se que a dimensão dominante é a areia fina, seguida da areia

muito fina. As manchas correspondentes a areias muito grosseiras, grosseiras e médias coincidem com a zona rica em cascalho entre cerca de 40 m e 90 m de profundidade. Junto ao litoral ocorrem areias finas correspondentes ao fornecimento actual de partículas desta dimensão, especialmente por erosão das dunas eólicas seguida de transporte por acção da deriva litoral.

No Quadro 4.19 apresenta-se uma compilação de valores de taxas anuais potenciais de transporte longitudinal, estimados por diferentes autores, para sub-sectores da zona de estudo. O troço costeiro compreendido entre o cabo Mondego e a praia da Leirosa é uma região de elevada energia. Fazem-se sentir correntes litorais de Norte para Sul, admitindo-se que nesta região o transporte litoral é dominado pelo efeito das ondas. Existe um escoamento fluvial e as correntes de maré consideram-se pouco significativas.

Quadro 4.19. Compilação de valores de transporte longitudinal, estimados por diferentes autores para subdomínios da zona de estudo.

Referência	**Localização**	**Referências referida**	**Taxa de transporte longitudinal (x 1000 m^3/ano)**		
			Norte	**Sul**	**Total**
Oliveira *et al.*, 2002	Praia da Figueira da Foz		30	893	923
		Ferreira *et al.*, 1961, Consulmar, 1988, Bettencourt e Ângelo, 1992, Andrade *et al.*, 1997			200-1300
Coelho, 2005	Estuário do Douro ao estuário do Mondego				1300-3300
		Oliveira, 1968			1000-1300
		Oliveira, 1997			2000
		Andrade e Freitas, 2002			1000-2000
Larangeiro *et al.*, 2003	Buarcos				1062
		Vicente e Clímaco, 1986			1000
Oliveira *et al.*, 2004	Praia da Vieira à Praia Velha		137	974	1111
AGRI-PRO Ambiente, 2004	Em frente ao Porto da Figueira da Foz				1.000 (80% Inverno 20% Verão)

A caracterização das condições de agitação marítima foi efectuada com base em Costa *et al.*, 2001, em que se utiliza uma série temporal de registos de agitação marítima para o período compreendido entre Janeiro 1990 e Julho de 1996, adquiridos por uma bóia ondógrafo direccional do IH, localizada ao largo da Figueira da Foz. Os dados foram adquiridos por bóias direccionais 'Datawell' de dois tipos, 'Wavec' e 'Directional Waverider'. Em situações normais a aquisição foi efectuada de 3 em 3 horas, durante períodos de 20 a 30 minutos. Em situações de temporal (altura significativa superior a 5 m) a aquisição foi efectuada em modo quase contínuo, isto é, os períodos de aquisição são apenas espaçados de pequenos intervalos necessários ao processamento dos dados em tempo real. No Quadro 4.20 apresenta-se a localização da estação, o número total de registos no período em análise bem como o número e percentagem de registos válidos de 3 em 3 horas. Apenas foram considerados como válidos os registos para os quais houve informação simultânea de alturas, períodos e direcção.

No Quadro 4.21 apresentam-se as percentagens mensais de registos válidos na estação da Figueira da Foz, sendo de salientar a baixa percentagem de registos válidos durante os meses de Verão e, em particular, no mês de Julho. Em termos globais as percentagens de registos válidos são de 62%. Agrupando os meses em períodos de Verão (Abril a Setembro) e Inverno (Outubro a Março),

verificam-se diferenças acentuadas nas percentagens de registos válidos, respectivamente, 47% e 78%. Tais assimetrias condicionam, obviamente, a caracterização das condições sazonais.

Quadro 4.20. Estação direccional da Figueira da Foz.

Profundidade (m)	Latitude (WGS84)	Longitude (WGS84)	Data inicial	Data final	N.º total de registos válidos	N.º de registos válidos de 3/3 horas
92	40° 11' 08"N	9° 08' 44"W	Jul 1990	Jan 1996	11 193	10 190 (62%)

Quadro 4.21. Percentagens mensais de observações válidas na estação da Figueira da Foz.

JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
75	79	76	56	52	46	29	44	56	76	79	80

No respeitante ao processamento dos dados, as séries temporais de elevações e deslocamentos horizontais registadas pela bóia foram analisadas no domínio da frequência, com vista à estimação dos espectros cruzados. Os espectros foram estimados em 127 bandas de frequência entre 0.005 e 0.635 Hz, com intervalo entre frequências de 0.005 Hz. Para cada registo, foram então estimados os parâmetros: altura de onda significativa, H_{m_0}, período médio, T_{02}, período de pico, T_p, e direcção média associada ao período de pico, THT_p. Note-se que a direcção aqui considerada é a direcção de proveniência das ondas, medida de 0º a 360º a partir do Norte verdadeiro, no sentido dos ponteiros do relógio.

Para a caracterização das condições médias globais e sazonais, foram considerados apenas os registos de 3 em 3 horas, enquanto para as situações de temporal foram considerados todos os registos válidos. As condições médias globais são caracterizadas através da informação presente nos gráficos das distribuições de frequência relativa de H_{m_0}, T_{02}, T_p e THT_p (Figura 4.110 e Figura 4.111) bem como no Quadro 4.22 que resume a distribuição conjunta de $H_{m_0} - T_p - THT_p$.

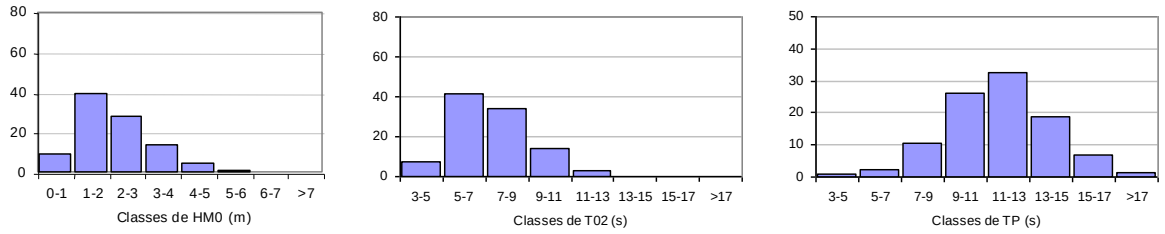


Figura 4.110. Distribuição em frequência por classes de H_{m_0} (esquerda), T_{02} (centro) e T_p (direita) para a estação da Figueira da Foz (Costa *et al.*, 2001).

Os valores mais frequentes de altura de onda significativa situam-se na classe de 1 m a 2 m (40%); valores superiores a 3 m são cerca de 22%; valores inferiores a 1 m são apenas 10%. A média é 2.2 m e o desvio padrão 1.1 m. Os valores mais frequentes do período médio situam-se entre 5 s e 7 s (41%); valores superiores a 9 s não atingem 20%. A média é 7.2 s e o desvio padrão é 1.7 s. Quanto ao período de pico, cerca de 60% dos valores situam-se entre 9 s e 13 s; valores superiores a 15 s não atingem 10%. A média é de 11.4 s, e o desvio padrão é 2.5 s.

Quanto à direcção média associada ao período de pico, THT_p, a maior parte das observações situa-se no sector NW. Com cerca de 90% das observações anuais provenientes dos sectores de NW e W, existindo contudo uma contribuição de N. Se fossem consideradas 16 classes de direcção em vez das 8 representadas, verificar-se-ia que essa contribuição seria de NNW. Quando a distribuição de frequências relativas de THT_p é normalizada aos períodos de Verão e Inverno, verifica-se que no Verão há um acréscimo de observações no sector N (ou melhor, em NNW, se usarmos 16 classes de direcção) e, no Inverno, um ligeiro acréscimo no sector W.

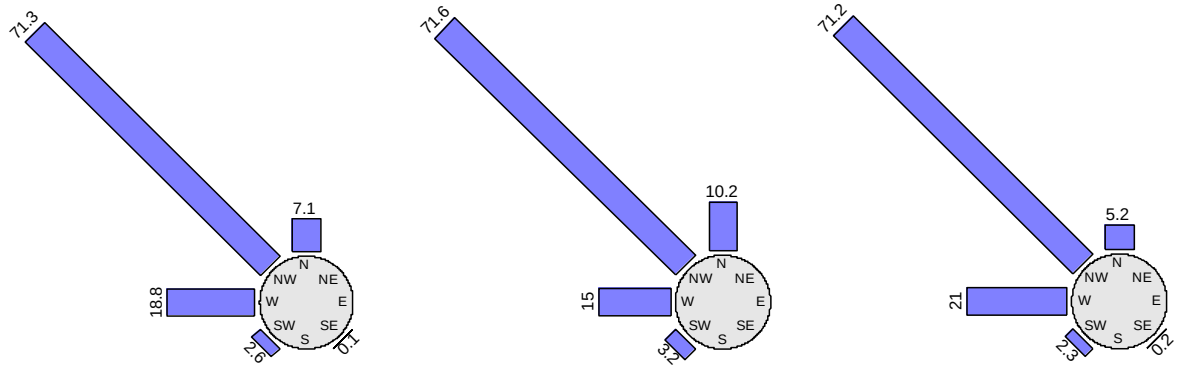


Figura 4.111. Distribuição em frequência por classes (45º) de THT_p anual (esquerda), Verão (centro) e Inverno (direita) para a estação da Figueira da Foz (Costa *et al.*, 2001).

No Quadro 4.22 apresenta-se a distribuição conjunta de frequência relativa $H_{m_0} - T_p$ para as classes de direcção mais representativas, as quais totalizam mais de 90% das observações. Alerta-se para o facto de as percentagens apresentadas terem sido normalizadas, de forma a totalizarem 100% para cada classe de direcção, com vista a facilitar a sua análise comparativa.

Quadro 4.22. Distribuição conjunta em frequência por classes $H_{m_0} - T_p$, por direcção, na Figueira da Foz (Costa *et al.*, 2001).

NW (71.3%)	3-7s	7-11s	11-15s	>15s
<1m	0.5	5.6	2.4	
1-3m	1.0	25.9	38.3	2.6
3-5m		2.0	14.1	4.8
>5m			1.1	1.6

W (18.8%)	3-7s	7-11s	11-15s	>15s
<1m	1.5	6.1	3.9	0.4
1-3m	1.6	24.6	37.4	4.4
3-5m		4.1	10.6	2.5
>5m			1.2	1.8

Da análise da distribuição conjunta $H_{m_0} - T_p$ salienta-se que as observações mais frequentes ocorrem no sector de NW e nas classes de 1m a 3m e de 7s a 15s (46% do total de observações válidas). O mesmo se passa para o sector de W, em que a correspondente percentagem de ocorrência é de 12%. As distribuições de $H_{m_0} - T_p$ nas duas classes de direcção apresentadas são semelhantes, sugerindo que, pelo menos de forma aproximada, estas distribuições se podem considerar independentes da direcção.

A Figura 4.112 ilustra a variação ao longo do ano da distribuição de frequência relativa da altura de onda significativa. Este gráfico realça a variação sazonal de H_{m_0}. Valores superiores a 5 m ocorrem essencialmente nos meses de Inverno (a percentagem máxima verificada é de 7% em Janeiro); a percentagem de ocorrência de valores inferiores a 3 m é, em todos os meses, superior a 60%.

As condições extremas de agitação marítima revestem-se de grande importância para o projecto e dimensionamento de estruturas (em particular de quebramares) e instalações costeiras. A identificação dos períodos de temporal na série temporal de dados de agitação marítima, anteriormente descrita, baseou-se na altura de onda significativa. Apenas foram considerados períodos de temporal completamente cobertos por observações válidas superiores a 5 m.

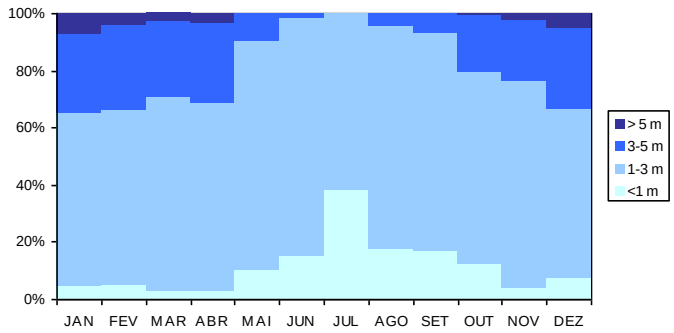


Figura 4.112. Variação ao longo do ano da distribuição mensal de H_{m_0} na Figueira da Foz (Costa *et al.*, 2001).

No Quadro 4.23 apresenta-se o número médio de dias com temporal no Verão e Inverno marítimos, i.e., o quociente entre o número total de dias com temporal do ano e o número total de estações sazonais com informação válida, no período considerado. Apresenta-se também o número de temporais registados no período.

Quadro 4.23. Número médio de dias com temporal na Figueira da Foz (Costa *et al.*, 2001).

Número de temporais	Verão (Abril a Setembro)	Inverno (Outubro a Março)
56	3.4	19.9

O número de dias com temporal é maior no Inverno, como seria de esperar, sendo no Verão de reduzida importância. De salientar que a ocorrência de temporais fora do período de Inverno se restringe aos meses de Abril, Maio ou Setembro. As condições de temporal que mais se fazem sentir são provenientes de NW. Estas condições estão na sua maioria associadas a situações meteorológicas caracterizadas pela localização do Anticiclone dos Açores entre os arquipélagos dos Açores e da Madeira e pela localização das depressões sobre as Ilhas Britânicas, com zonas de geração no bordo NE do Anticiclone dos Açores. Neste caso, toda a costa Oeste parece sentir condições de alturas de onda significativas máximas entre 5 m e 7 m mas que podem chegar aos 8 m, durante menos de 2 dias, mas que por vezes persistem por mais de 5 (Costa *et al.*, 2001; Pires, 1985). Contudo, alguns destes temporais parecem ser sentidos apenas na parte Norte da costa Oeste. Os temporais de Oeste (Costa *et al.*, 2001; Pires, 1985) ocorrem em média uma vez por ano sendo os mais intensos. Por exemplo, na Figueira da Foz em Janeiro de 1996, persistiu um temporal deste tipo com altura de onda significativa máxima de 10 m e 11 dias de duração. A direcção, THT_p, associada a estas condições oscilou entre NW, W e SW.

A amplitude de maré é muito inferior à profundidade média do domínio em estudo, pelo que não se consideram significativas as variações de profundidade e de correntes ao longo do ciclo de maré.

4.4.2.2. Simulação da Evolução da Linha de Costa

O modelo LTC foi aplicado ao sector costeiro localizado entre o cabo Mondego e a praia da Leirosa, para a simulação da evolução da linha de costa a médio prazo. As condições utilizadas nas simulações numéricas foram estabelecidas com base no que foi exposto na secção de caracterização da zona de estudo (secção 4.4.2.1), admitindo-se representativas do sector costeiro modelado. No Quadro 4.24 apresenta-se um resumo dessas condições.

Quadro 4.24. Condições utilizadas para efeitos de modelação da evolução da linha de costa a médio prazo no troço costeiro cabo Mondego - Leirosa.

Caracterização da água do mar e dos sedimentos e parametrizações	
Salinidade, S =	35 ppt
Temperatura, T =	10ºC
Aceleração da gravidade, g =	9.81 ms^{-2},
Massa volúmica da água do mar, ρ =	1027 kgm^{-3}
Viscosidade cinemática, ν =	$1.36 \times 10^{-6} m^2 s^{-1}$
Massa volúmica dos sedimentos, ρ_s =	2650 kgm^{-3}
Diâmetro mediano dos sedimentos, d_{50} =	0.30 mm (areia fina)
Porosidade, n =	0.4
Ângulo de repouso, ϕ =	15º
Coeficiente de rebentação, γ_b =	0.78
Condições de fronteira no interior do domínio computacional	
Quebramares exteriores do porto	2
Campos de esporões	5
Paredes regularização do rio Mondego	2
Esporões	2
Estruturas aderentes	20[18]
Fonte aluvionar pontual	6 m^3/hora
Transporte Longitudinal junto às fronteiras laterais	
Fronteira Norte, Q_N~	1 milhão m^3/ano
Fronteira Sul, Q_S~	1 milhão m^3/ano
Nível médio da água do mar constante =	+2 m (ZH)

A topo-hidrografia da zona de estudo foi obtida por cruzamento de informação batimétrica e topográfica. A batimetria foi obtida a partir da carta náutica n.º 24202 do Fólio Novo do IH (IH, 2000), à escala 1:150 000, editada em Junho de 2001, resultante da compilação de levantamentos hidrográficos realizados entre 1978 e 1995, sendo que a zona mais junto à linha de costa terá sido sondada em 1978. A altimetria considerada integra um levantamento topográfico do litoral português

[18] Incluem estruturas fictícias para representação do cabo Mondego.

realizado em 1996, fornecido pelo Instituto Nacional da Água, e a digitalização das cartas militares do Instituto Geográfico Português nº. 227B, 228, 238A e 239, editadas em 1998, resultantes de trabalho de campo de 1996. A indisponibilidade de informação topográfica a Sul do porto obrigou à construção artificial da mesma por extrapolação da linha de água até à cota de +28 m ZH.

Um dos aspectos básicos de aplicação do modelo LTC a situações reais (ou de qualquer outro modelo numérico que utilize a topo-hidrografia) é a compilação de uma malha topo-hidrográfica adequada, que apenas pode ser bem sucedida se a informação necessária estiver disponível. A importância desta etapa de aplicação dos modelos numéricos aumenta com a complexidade da topo-hidrografia a reproduzir. Na Figura 4.113 representa-se o resultado da interpolação da informação reunida para uma malha regular, com uma resolução de 50 m x 50 m e uma extensão de 25 km x 25 km.

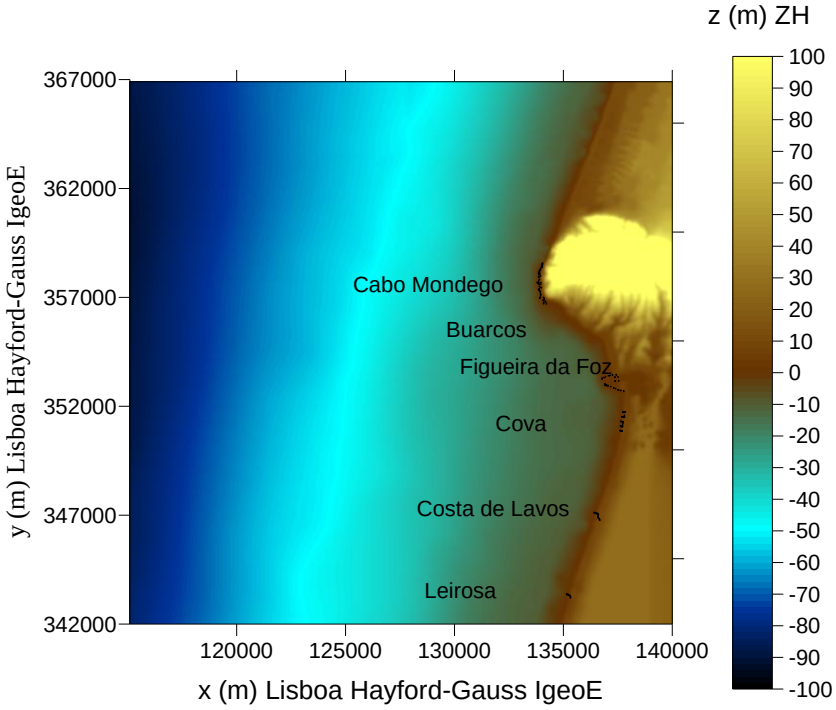


Figura 4.113. Representação da malha topo-hidrográfica utilizada para aplicação do modelo LTC ao sector costeiro cabo Mondego – Leirosa.

Também neste sector da costa Noroeste Portuguesa é evidente a situação de deficit sedimentar e consequente erosão das praias desde há cerca de duas ou três décadas. Por este motivo foram já efectuadas diversas intervenções de defesa, que foram incluídas na simulação: os quebramares do porto da Figueira da Foz, esporões, num total de sete, um campo de cinco esporões junto às povoações de Cova-Gala, um esporão junto à povoação de Lavos e um sétimo junto à Leirosa e também uma fonte aluvionar pontual, que se considera representativa da descarga do Rio Mondego (cf. Figura 4.113). Sobre o cabo Mondego admitiu-se a existência de uma série de estruturas aderentes, que em alguns pontos representam os afloramentos rochosos aí existentes.

A configuração da linha de costa e da morfologia é bastante mais complexa neste sector do que no sector costeiro a Sul de Aveiro. Com efeito, existem duas zonas de inflexão acentuada, uma devida ao cabo Mondego e outra coincidente com a embocadura do rio Mondego, abrangendo o porto da Figueira da Foz, que põem à prova a capacidade de simulação do modelo.

O processo de calibração consistiu em utilizar condições de fronteira laterais (a Norte e a Sul) extrapoladas das secções computacionais adjacentes, reduzindo-se na fórmula de CERC, 1984, utilizada para o cálculo das taxas potenciais de transporte longitudinal, o valor da constante desde o seu valor original $K = 0.39$ até ao valor $K = 0.05$, que resultava numa taxa de transporte longitudinal a Norte do cabo Mondego de cerca de 1 milhão m^3/ano (cf. Quadro 4.19). A profundidade de fecho foi determinada pela formulação de Hallermeier, 1981a. A aplicação consistiu de uma simulação num horizonte de 10 anos, cujos resultados se encontram representados através da posição da linha de costa sobre ortofoto-mapas (SNIG, 1995) na Figura 4.114.

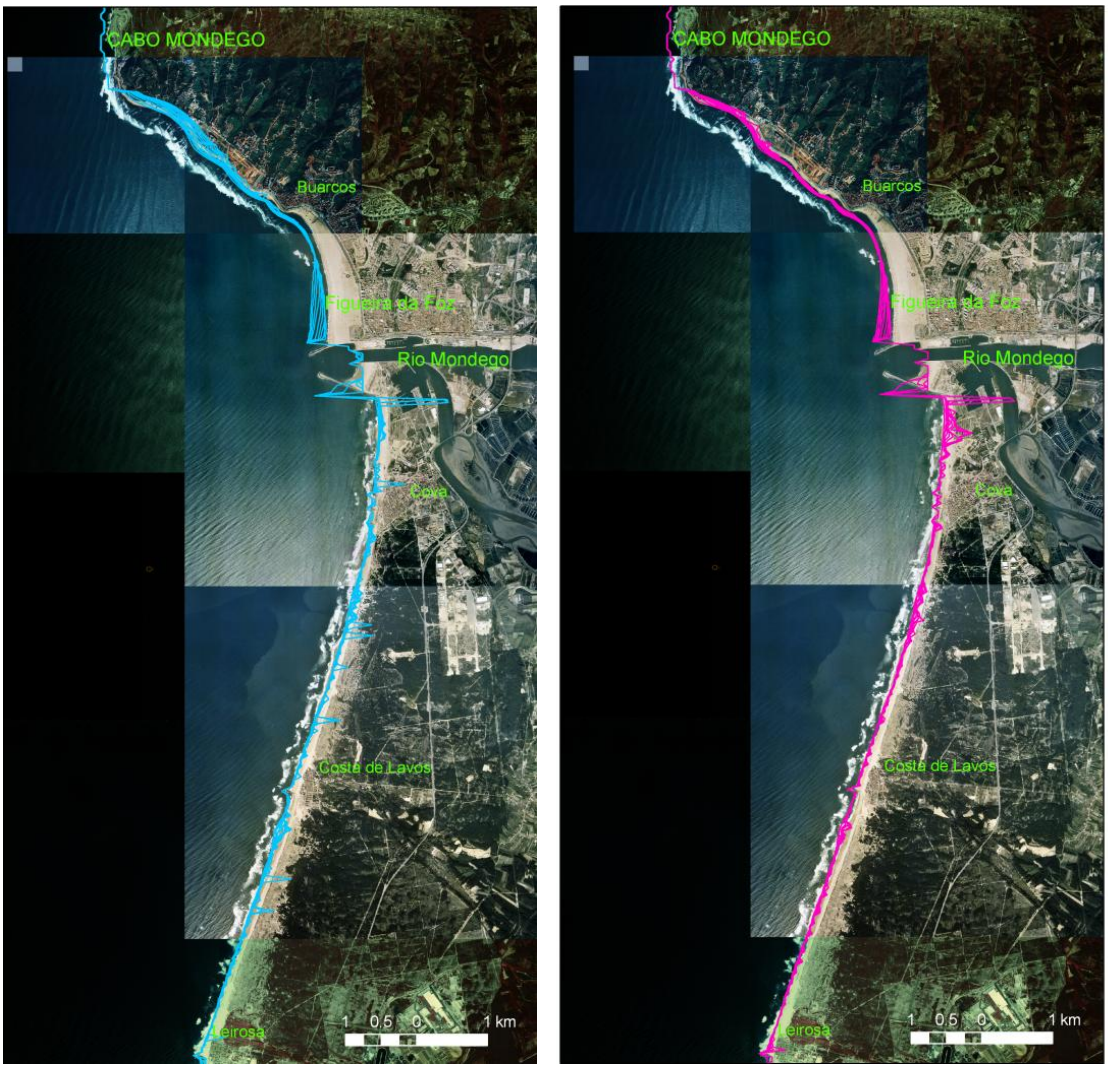


Figura 4.114. Cenário de evolução da linha de costa no sector costeiro da Figueira da Foz num horizonte de 10 anos, representado sobre orto-fotomapa (IGP). Sem correcção da instabilidade numérica (esquerda) e com correcção da instabilidade numérica (direita).

A aplicação do modelo original resultou numa evolução da linha de costa consistente com o que se tem vindo a observar nas últimas décadas, na região a Norte do porto da Figueira da Foz (Figura 4.114, esquerda): uma forte retenção e acumulação de areia na praia da Figueira da Foz, a Norte do quebramar Norte. O mesmo não acontecendo em relação à evolução prevista para o trecho a Sul do porto, onde se podem observar instabilidades importantes da linha de costa. Os resultados

apresentados levantaram uma série de questões relativas ao desempenho do modelo, que foram analisadas no intuito de se tentar encontrar a causa de tais instabilidades, tendo sido equacionadas várias hipóteses (cf. secção 4.3.5). Na sequência dessa análise foi desenvolvido um critério de estabilidade numérica, que é cumprido pelas condições de simulação.

No entanto, uma redução do passo de tempo de simulação, de 1 hora para 15 minutos, permite uma grande atenuação das instabilidades existentes nos resultados (Figura 4.114, direita).

Na Figura 4.115 apresentam-se resultados, para os quais os problemas de instabilidade foram eliminados. Para a sua obtenção utilizou-se uma profundidade de fecho definida em função da onda extrema que é excedida 12 horas/ano, mantendo-se constante ao longo de toda a simulação, conjugada com uma extracção de areia no interior do porto de 400 000 m^3/ano (AGRI-PRO Ambiente, 2004). Apesar do problema das instabilidades na linha de costa ter sido eliminado, os resultados evidenciam um comportamento de acreção a Sul do porto, que não se observa na realidade.

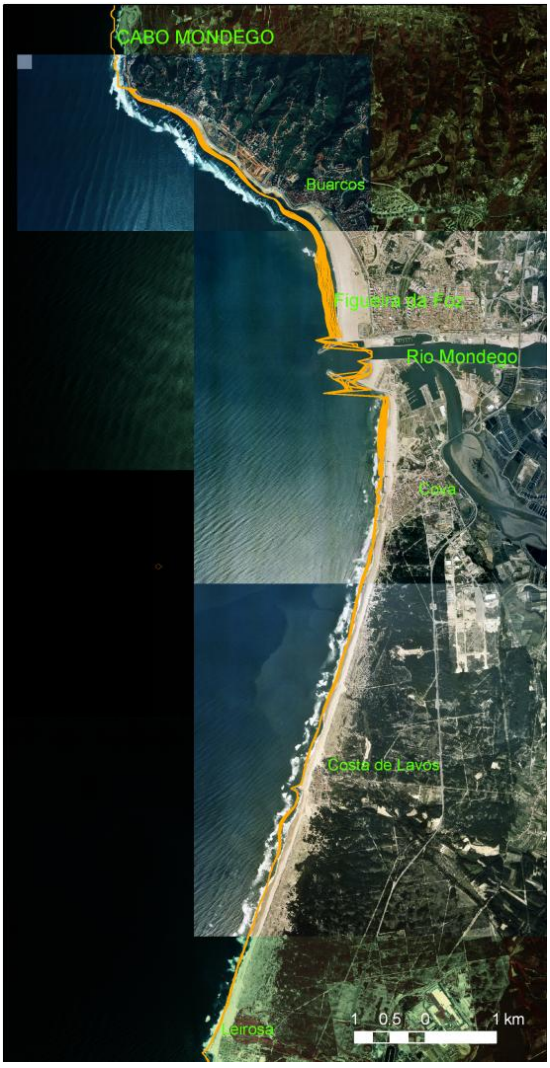


Figura 4.115. Cenário de evolução da linha de costa no sector costeiro da Figueira da Foz num horizonte de 10 anos, representado sobre orto-fotomapa. Profundidade de fecho definida em função da altura de onda extrema excedida 12 horas/ano e dragagens no interior do porto.

Admite-se ainda que o problema das instabilidades observadas nos resultados apresentados esteja relacionado com a reduzida cobertura topográfica da região a Sul do porto da Figueira da Foz, ou com a existência de perfis reais com uma forma não monotónica (capítulo 5). Uma vez mais se salienta que a adequada calibração e validação dos resultados do modelo apenas poderia ser conseguida na posse de informação topo-hidrográfica adequada. Outras hipóteses que justifiquem os problemas encontrados na aplicação do modelo a este sector ficaram por analisar, nomeadamente no que diz respeito à acentuada inflexão morfológica existente junto ao porto, que pode originar transições abruptas no ângulo de incidência das ondas na rebentação, reflectindo-se numa descontinuidade da taxa de transporte longitudinal cujo efeito se propague para Sul.

Reconhece-se que uma aplicação do modelo a este sector poderia ser melhor sucedida, se este fosse subdividido em dois sectores um a Norte do porto e um outro a Sul, sendo as condições de fronteira a Norte do sector Sul as fornecidas pelas condições de fronteira a Sul do sector mais a Norte.

4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado o modelo numérico 'Long Term Configuration' de simulação a médio longo prazo da evolução da fisiografia costeira para apoio à gestão e ao planeamento das zonas costeiras. Este modelo foi desenvolvido por Coelho, 2005, e aperfeiçoado no âmbito da presente dissertação. A realização de uma série de testes numéricos, de aplicação do modelo a sectores costeiros genéricos, nos quais foram activadas diferentes opções de simulação, serviu para o diagnóstico do desempenho do modelo. Tentaram-se colmatar algumas das limitações encontradas, com o objectivo último de que a sua utilização se possa alargar a situações reais, que não se restrinjam a casos em que a configuração costeira é simplificada. Foram efectuados ajustes ao código do modelo, deixando-se a sugestão de melhorias que podem vir a ser consideradas, nomeadamente no que diz respeito à formulação de transformação da agitação marítima desde o largo até à costa, ao procedimento de cálculo da evolução do perfil transversal de praia, ao esquema numérico utilizado e às condições de fronteira. O modelo foi aplicado a dois sectores da costa Noroeste Portuguesa para simulação da evolução da sua fisiografia, admitindo um cenário em que as condições hidrodinâmicas e sedimentares se mantêm para o período da simulação. Para um dos sectores foi também efectuada a avaliação dos impactos potenciais associados às alterações climáticas, através do estabelecimento de cenários que se consideraram representativos.

Nesta secção apresenta-se um resumo do diagnóstico realizado ao modelo, dos avanços conseguidos e dos pontos que requerem ainda um estudo mais aprofundado. É também efectuada uma síntese da sua aplicação aos casos reais, destacando-se as dificuldades sentidas e algumas recomendações, bem como a significância dos resultados apresentados.

O modelo é bastante simples e eficiente em termos computacionais, sendo a entrada de dados e a saída de resultados efectuada através de diversos ficheiros, que no caso dos resultados apenas podem ser acedidos por software específico. Uma das principais dificuldades sentidas na utilização do modelo foi a relacionada com a necessidade de um grande número de ferramentas para a visualização e interpretação dos resultados. Recomenda-se a elaboração de uma nova versão do modelo, preferencialmente em linguagem MATLAB, cujas capacidades de visualização gráfica, poderão permitir a simplificação dos procedimentos de síntese de dados de entrada e interpretação e pós-processamento de resultados (e.g. cálculo de recuos e avanços da linha de costa, comparação de malhas topo-hidrográficas com determinação de áreas de erosão e de acreção). Uma outra vantagem disponibilizada por esta linguagem seria a possibilidade de recorrer a procedimentos de cálculo pré-definidos, nomeadamente, esquemas de resolução numérica e funções matemáticas avançadas (e.g.

incorporação de soluções analíticas, métodos estatísticos). Seria também facilitada a individualização dos procedimentos numéricos relacionados com um determinado processo em estudo (e.g. sobre-elevação do nível do mar). Adicionalmente, esta conversão poderia facilitar a integração deste modelo com outros de maior ou menor escala (e.g. modelos regionais de agitação marítima, simulações em modo 'nest').

No modelo LTC, a transformação das ondas, na sua propagação desde o largo até à zona de rebentação, é efectuada de uma forma bastante simplificada, o que poderá ser melhorado por recurso a um modelo mais sofisticado acoplado (e.g. SWAN), para o que seria vantajosa a referida versão em linguagem MATLAB. Embora isso fosse possível para a presente versão do modelo, a vantagem conseguida, de rigor de cálculo da altura e direcção de incidência de onda na rebentação, não iria permitir que fossem ultrapassadas as suas principais limitações, podendo dificultar a sua utilização e, consequentemente, o seu desenvolvimento. Reconhece-se, no entanto, que o procedimento de cálculo poderia beneficiar de pequenos ajustes, nomeadamente em termos do critério de rebentação utilizado e da convergência dos valores da altura de onda a partir da qual se faz a estimativa da profundidade de rebentação e da altura de onda calculada para essa profundidade (capítulo 3, secção 3.2.2). Poderia ainda ser equacionada a possibilidade de reformulação do método de estimativa das taxas potenciais de transporte longitudinal, não em função das condições de agitação marítima na rebentação, mas em funções das condições de agitação marítima na base da praia, à profundidade de fecho (capítulo 2, secção 2.3.2.1, Síntese de dados, *Conceito de "onda equivalente"*). O fenómeno da difracção era considerado pelo modelo, através de um método expedito baseado num ábaco (Coelho, 2005), para o qual se procuraram alternativas de simulação, tendo-se incorporado no modelo LTC o método, também expedito, de Kraus, 1984. Propõe-se a implementação de um método determinista, apresentado por Penny e Price, 1952, no qual o nível de processamento exigido para a resolução numérica dos integrais de *Fresnel* pode ser reduzido através das aproximações de McCormick e Kraemer, 2002. A implementação deste método seria simplificada no caso da versão em linguagem MATLAB.

Os modelos clássicos de uma linha permitem a obtenção de soluções numéricas para a equação da difusão, resultante da simplificação da equação da continuidade, juntamente com uma formulação para o cálculo da taxa potencial de transporte sólido longitudinal, no pressuposto de que o perfil transversal se mantém invariável no tempo. O sistema de equações pode ser resolvido através de um esquema explícito de diferenças finitas, que embora seja mais fácil de programar, rapidamente se torna instável com erros a crescerem para o infinito (Kamphuis, 2000), tornando-se ineficiente quando se pretendem avaliar situações reais. Tanto o modelo GENESIS como o modelo ONELINE utilizam um esquema implícito baseado num método desenvolvido por Perlin e Dean, 1978. No modelo LTC o pressuposto de que o perfil transversal se mantém invariável no tempo é eliminado, procurando-se resolver numericamente a equação da continuidade, juntamente com uma formulação para o cálculo da taxa potencial de transporte sólido longitudinal. A resolução numérica do problema passa pela determinação da orientação da linha de rebentação e das localizações em planta da profundidade de fecho, do limite de espraiamento máximo da onda e da profundidade de rebentação, obtidas a partir da topo-hidrografia da iteração anterior. Trata-se de uma forma explícita de resolução do problema morfológico sendo de esperar que ocorram situações de instabilidade numérica (cf. secção 4.3.2), devendo este problema ser analisado com mais detalhe.

As opções de utilização do modelo LTC relacionadas com os dados de entrada, os processos físicos representados, as condições de fronteira, a execução do modelo e os dados de saída são diversas, destacando-se o seguinte.

O modelo permite que sejam incorporadas variações do nível da água do mar nas simulações, resultantes da eventual sobreposição de três efeitos: o efeito da maré astronómica, os efeitos devidos às condições meteorológicas e o efeito da variação do nível médio da água do mar. O efeito da maré é incorporado através de uma função co-seno com uma variação semi-diurna, cuja amplitude varia linearmente entre um valor mínimo e um valor máximo com uma periodicidade de 28 dias, à qual é adicionado um nível médio. A simulação do efeito da maré poderia ser melhorada através da utilização de uma subrotina de previsão de alturas horárias, que se baseasse no conhecimento das constantes harmónicas (e.g. Foreman, 1977). As variações do nível da água do mar devidas a efeitos meteorológicos são reproduzidas através da geração aleatória de valores em intervalos limitados que podem estar correlacionados com as alturas de onda geradas. Este procedimento não está fisicamente sustentado, devendo ser melhor estudado (e.g. Taborda e Dias, 1992). As opções de variação do nível da água do mar requerem um estudo mais aprofundado, que não foi efectuado no âmbito da presente dissertação. No modelo, os efeitos da variação do nível da água do mar não se relacionam de forma directa o transporte sedimentar, pois não é considerado transporte sedimentar induzido por correntes, o que será aceitável, desde que estas sejam pequenas comparativamente com o transporte induzido pelas ondas. Contudo, a variação do nível da água do mar tem uma influência indirecta na modificação da morfologia, por alterar a localização da linha de rebentação e dos limites do perfil transversal activo, entre iterações do modelo.

Os dados de entrada para caracterização da agitação marítima ao largo são comuns a todo o domínio computacional. Com base nestes dados são criadas séries temporais de alturas, rumos e períodos, que podem ser de três tipos: onda constante durante todo o tempo de simulação, ondas de características variáveis representativas de um clima anual típico, e ondas de características variáveis geradas aleatoriamente dentro de intervalos limitados. As séries temporais de ondas de características variáveis representativas de um clima anual típico são geradas aleatoriamente, reproduzindo funções de distribuição por classes de altura e rumo fornecidas pelo utilizador. Na secção 4.3.4.1 verificou-se que os desvios entre as distribuições requeridas pelo utilizador e as resultantes da análise das ondas geradas ao fim de 1 ano de simulação são inferiores a 0.5%, havendo uma tendência para a sua redução à medida que a simulação decorre. Como possível melhoria à forma de entrada de dados de agitação marítima no modelo destaca-se que também os períodos de onda deveriam ser considerados através da sua distribuição em frequência por classes e não através de uma relação empírica estabelecida com base num conjunto de dados de agitação marítima observados num local específico e com algumas lacunas importantes. Reconhece-se todavia que o facto de não existir uma relação linear entre estes parâmetros pode originar alguma instabilidade na morfologia. Uma vez que as alturas de onda e os rumos intervêm simultaneamente nas expressões para o cálculo das taxas de transporte longitudinal, as distribuições em frequência por classes destas grandezas poderiam ser consideradas em conjunto.

Com os testes genéricos de comportamento do modelo, pretendia-se analisar o efeito que pequenas variações na caracterização das grandezas intervenientes teriam nos resultados, ou seja, analisar a sensibilidade do modelo a cada uma dessas grandezas (secção 4.3.5.2). Os resultados permitem uma discussão acerca dos processos físicos representados, condições de fronteira e parâmetros de execução do modelo.

A resolução da malha computacional tem uma influência significativa no desempenho do modelo, tendo-se verificado reduções que podem ser de cerca de 20% nos volumes sólidos em transporte junto às fronteiras laterais. As variações observadas podem ser atribuídas à sobreposição de dois efeitos: a redução do volume de sedimentos em transporte por unidade de largura da malha segundo a direcção longitudinal, por aumento da largura da malha segundo essa direcção; e, de forma mais relevante, ao

aumento da largura do perfil transversal activo, que acontece quando a largura da malha aumenta segundo a direcção transversal. Não se encontrou um padrão de variação da posição da linha de costa que se relacionasse com a variação da resolução da malha computacional, tendo-se observado variações inferiores a 15% para as resoluções consideradas. A partir dos resultados desta série de testes numéricos detectou-se também que, os volumes em transporte junto à fronteira Sul são, em geral, inferiores aos observados junto à fronteira Norte, com valores que diminuem com o aumento da largura da malha, entre 12% e 7%. Estas diferenças podem estar relacionadas com perdas sedimentares que ocorram em cada secção elementar, reduzindo-se com a diminuição do número de secções, sendo este um aspecto a analisar com mais detalhe. Em oposição a variação da posição da linha de costa toma valores superiores junto à fronteira Sul, que também tendem a reduzir-se com o aumento da largura da malha, entre cerca de 20% e 13%. Destaca-se ainda a ocorrência de uma variação abrupta na linha de costa para a zona de transição entre o seu recuo e o seu avanço. Estas evidências estão relacionadas com a utilização de procedimentos de cálculo distintos para a actualização de cotas de uma secção elementar em erosão e de uma secção elementar em acreção.

A simulação de longo prazo realizada para avaliação da importância do tempo de simulação mostrou que para a situação genérica considerada, a configuração costeira atinge uma situação de equilíbrio ao fim de cerca de 200 anos de simulação, tal como tinha sido já indicado por Coelho, 2005. O autor destacou que ao final do primeiro ano de simulação teria já ocorrido 20% da variação de posição que a linha de costa viria a sofrer até que se atingisse o equilíbrio; ao fim de 10 anos mais de 50% dessa variação; ao fim de 100 anos ultrapassar-se-ia já 95% da variação; e ao fim de 200 anos já teria ocorrido mais de 99%. Verificou-se que a convergência dos volumes em transporte junto às fronteiras é mais lenta do que a variação da posição da linha de costa. Assinala-se ainda que existem pequenas oscilações dos volumes em transporte a partir dos 200 anos de simulação, mas que são inferiores a 0.1% da variação observada ao fim de 1000 anos. Ao longo da simulação a linha de costa tende a rodar adquirindo uma configuração praticamente linear segundo a perpendicular à direcção média de incidência da onda, que parece manter-se inalterada a partir do equilíbrio. No final desta simulação de longo prazo observa-se um avanço da linha de costa a Sul cerca de 21% superior ao valor do recuo que se verificou a Norte, sendo que no início da simulação esse valor era de 40%. Em oposição o volume de sedimentos transportados começou por ser ligeiramente superior a Sul, mas rapidamente (após 3 anos de simulação) passou a ser inferior, verificando-se uma tendência de aumento desta diferença até que se atingisse o equilíbrio, altura em que o volume de sedimentos em transporte junto à fronteira Sul é cerca de 19% inferior ao volume de sedimentos em transporte junto à fronteira Norte. Estas diferenças estão também relacionadas com a utilização de procedimentos de cálculo distintos para a actualização de cotas de uma secção elementar em erosão e de uma secção elementar em acreção.

Com as simulações realizadas para avaliação da importância das condições de fronteira laterais ilustrou-se o funcionamento das várias opções disponíveis e a importância determinante que as fronteiras laterais têm no comportamento do modelo. As duas condições que estabelecem as condições de fronteira a partir da extrapolação das taxas nas secções adjacentes são bastante semelhantes entre si. Dada a importância das condições de fronteira laterais deveriam ser equacionadas outras possibilidades, entre as quais se destaca a possibilidade de realimentação sedimentar do sector modelado, i.e., o volume de sedimentos em transporte junto à fronteira Sul poderia ser reinserido no domínio computacional junto à fronteira Norte, tentando representar-se, desta forma, um trecho costeiro incluído num sector uniforme infinitamente longo. Sugere-se também a possibilidade de integração de soluções analíticas para a imposição de condições de fronteira, que seria facilitada pela versão do modelo em linguagem MATLAB.

Além das fronteiras laterais, o modelo permite que se considerem outros constrangimentos que possam existir no sector costeiro em estudo, incluindo estruturas de defesa costeira (esporões, quebramares ou estruturas aderentes) e alimentação artificial de praias, ou fontes/sumidouros pontuais de sedimentos, como sejam os rios ou os canhões submarinos. Existem, porém, algumas limitações no que diz respeito à configuração das estruturas, apenas podendo ser representadas estruturas com um alinhamento linear longitudinal ou transversal, não sendo possível a representação de configurações curvas (ou oblíquas relativamente à malha computacional). O aperfeiçoamento do modelo passa pela criação de procedimentos de cálculo que permitam a simulação do efeito de estruturas costeiras mais elaboradas e de outras hipóteses de interacção entre o sector modelado e o exterior (para simulação de dragagens, da alimentação do sistema com areias provenientes das dunas por acção dos ventos, ou outras formas de interacção). Devia ser também incorporada a possibilidade de que as estruturas consideradas fossem permeáveis à passagem de sedimentos. Os resultados das simulações de intervenções de defesa costeira mostraram um desempenho do modelo consistente com o que se observa na realidade, não sendo todavia possível a validação das simulações, que apenas poderia ser conseguida através da comparação dos resultados do modelo com dados obtidos através de programas de monitorização costeira. Ainda que essa validação não possa ser conseguida, o modelo LTC pode permitir o teste de soluções extremas, entre as alternativas consideradas em projectos de intervenção costeira e a avaliação do seu efeito relativo.

O procedimento de validação de um modelo pressupõe a reprodução de soluções analíticas obtidas através de simplificações do problema (*benchmark*), a reprodução de situações reais medidas em protótipo (calibração) e a reprodução de situações reais adicionais também medidas em protótipo (verificação do modelo calibrado). No entanto, as observações no campo de fenómenos que ocorrem na rebentação apresentam custos elevados e são tecnicamente complexas, especialmente em zonas costeiras bastante energéticas, como é o caso da costa Noroeste Portuguesa, e por esse motivo, praticamente inexistentes.

Na secção 4.3.5.3 utilizam-se as soluções analíticas de Pelnard-Considère, 1956, obtidas através de simplificações do problema da evolução da morfologia costeira para o *benchmark* do modelo LTC. Foram realizadas simulações de longo prazo para um trecho limitado por uma barreira infinita junto a cada uma das fronteiras, alternadamente, Norte (erosão) e Sul (acreção). Os resultados mostraram que as soluções analíticas e as simulações do modelo LTC são consistentes, denotando, todavia, diferenças importantes, cujas causas deveriam ser investigadas e corrigidas, para aperfeiçoamento do modelo. Os resultados sugerem a necessidade de melhorar o procedimento de actualização de cotas no modelo. Por um lado, este procedimento é distinto para as situações de erosão e de acreção, devendo ser melhorado de forma a ser garantida a continuidade, em situações de transição entre uma secção em erosão e uma secção em acreção e de transição inversa. A análise do procedimento numérico utilizado para a realização dessa actualização mostra que existe a possibilidade de perda de volumes de sedimentos, devendo ser dada particular atenção a esta possibilidade. Pensa-se que um procedimento adequado deve considerar uma variação em relação a uma situação de equilíbrio do perfil e não apenas uma distribuição geométrica dos volumes de sedimentos em transporte ao longo do perfil. Devendo por isso ser analisadas as diferenças da evolução do perfil em relação à situação assumida como pressuposto para a obtenção de soluções analíticas, de que o perfil transversal, de equilíbrio a médio longo prazo, se desloca paralelamente em torno da profundidade de fecho, mantendo a sua forma de equilíbrio. Um outro aspecto a analisar é a relação existente entre os gradientes das taxas de transporte junto às fronteiras e o reposicionamento da linha de costa, devendo ser equacionada a possibilidade de integração de soluções analíticas para a obtenção de condições de fronteira. A forma de cálculo da profundidade de fecho deve ser considerada nessa análise.

Na secção 4.3.5.4 foram analisados os resultados de uma série de testes genéricos com vista ao estudo do comportamento do modelo mediante a selecção das diferentes opções de representação da agitação marítima. Foi realizada uma série de simulações relativas a uma onda regular com uma altura de onda de 2 m, em que se fez variar o rumo da onda ao largo: NNW, NW, WNW, W, WSW, SW e SSW. Os resultados mostraram que o efeito das ondas incidentes segundo um ângulo na rebentação superior a 42º e inferior a -42º não é adequadamente representado pelo modelo. Apesar do fenómeno da refracção reduzir o ângulo de incidência da onda na rebentação em relação ao seu valor ao largo, quando se considera um clima de típico da costa Noroeste Portuguesa, em que as ondas provenientes do octante de NW são muito frequentes, são necessariamente introduzidos efeitos irrealistas nas simulações. Esta questão deve ser estudada, tentando encontrar-se uma alternativa, para a adequada representação do efeito do clima de ondas típico na costa Noroeste Portuguesa. A análise global dos resultados de uma série de simulações em que as condições de agitação marítima foram representadas por um clima de ondas definido pelo utilizador mostrou uma elevada irregularidade batimétrica entre secções transversais adjacentes ao longo do sector modelado. Admitindo que se tratava de um efeito numérico devido a variações abruptas da largura do perfil activo e da taxa de transporte entre iterações do modelo, foi testada uma modificação ao algoritmo de geração de alturas de onda, que pressupunha a existência de uma certa correlação entre alturas de onda consecutivas. O algoritmo modificado introduziu um condicionamento à distribuição em frequência por classes de altura, com desvios em relação à distribuição em frequência a reproduzir, que poderiam chegar a cerca de 15% se as alturas de onda consecutivas pertencessem a classes adjacentes e de cerca de 8% se pudessem pertencer até duas classes adjacentes. Apesar dos desvios observados, a modificação '2 classes' do algoritmo de geração de alturas de onda pode ser vantajosa, uma vez que há uma certa suavização das irregularidades topo-hidrográficas ao longo do sector modelado. Contudo, esta modificação não garante a eliminação dessas irregularidades, cuja causa foi investigada com maior detalhe. A mesma modificação ao algoritmo foi também testada para a geração de rumos, não trazendo melhorias ao desempenho do modelo. A terceira opção incorporada no modelo para a geração da agitação marítima consiste na geração aleatória de alturas de onda e rumos dentro de intervalos limitados. Avaliou-se o efeito da acção de um conjunto de ondas geradas desta forma, tendo-se observado um comportamento do modelo difícil de justificar, nomeadamente no que diz respeito à elevada irregularidade batimétrica e ao recuo inicial da linha de costa sem alteração da sua configuração. Estes efeitos parecem relacionados com as variações da altura de onda entre iterações do modelo, uma vez que desaparecem quando se considera uma onda com uma altura de onda constante, mesmo quando o rumo varia.

As simulações de aplicação do modelo a sectores onde existem estruturas de defesa transversais (secção 4.3.5.5 e secção 4.4.1.2) vieram também mostrar que, para situações em que o limite de espraiamento da onda ultrapassasse a cabeça das estruturas, o modelo não distinguiria a estrutura de defesa, havendo erosão da mesma. Assim, a condição numérica que identifica a presença de estrutura de defesa foi modificada, para que se mantivesse o seu controlo, mesmo quando o limite de espraiamento não se situasse na sua cabeça. Através da análise dos resultados deste teste identificou-se também uma situação evidente de instabilidade numérica.

Os problemas de estabilidade identificados no desempenho do modelo LTC (cf. secções 4.3.5.4, 4.3.5.5 e 4.4.2.2), que podiam estar relacionados com a irregularidade batimétrica observada em simulações para as quais as ondas eram variáveis, foram averiguados através da realização de uma série de testes genéricos (secção 4.3.5.6). Analisou-se a adequabilidade de um critério de estabilidade numérica, válido para modelos de uma linha que utilizem um esquema numérico explícito para a resolução da equação da difusão. A análise dos resultados dos testes demonstrou que o critério de estabilidade adoptado permitia a determinação do passo de tempo computacional máximo que garantiria a estabilidade. Assim, implementou-se uma nova subrotina de cálculo no modelo LTC

($TSMIN$), que dá a conhecer ao utilizador o passo de tempo crítico, determinado em função das características da agitação marítima na rebentação, da altura do perfil activo e da resolução da malha segundo a direcção longitudinal, que garante que o critério de estabilidade numérica é respeitado, permitindo-lhe, na posse desta informação, seleccionar um novo passo de tempo de cálculo. Deve ter-se em atenção que a redução do passo de tempo se reflecte num aumento do número de iterações do modelo e consequentemente no seu tempo de execução, pelo que este deve tomar um valor o mais próximo possível do seu valor crítico. Este critério permitiu resolver o problema de instabilidade que tinha sido detectado na secção 4.3.5.5. O critério de estabilidade numérica foi também utilizado para a repetição de simulações com geração aleatória de condições de agitação marítima, em que tinha sido observada uma elevada variabilidade topo-hidrográfica ao longo do sector modelado. Os resultados modificaram-se, observando-se a atenuação no tempo do efeito de recuo aparentemente injustificado da linha de costa e uma redução da variabilidade da linha de costa ao longo do sector modelado. No entanto, a irregularidade topo-hidrográfica entre secções adjacentes manteve-se, indicando não dever ser devida às questões de cálculo numérico consideradas.

Na secção 4.3.5.7 é discutido o efeito da construção de estruturas de defesa transversais num sector costeiro, através de uma série de simulações genéricas do modelo LTC. É também descrito o procedimento de simulação da transposição sedimentar em torno de uma estrutura de defesa deste tipo ao longo do tempo. Da análise dos resultados desta série de simulações destaca-se que os efeitos da construção das estruturas são evidentes, especialmente num raio de cerca de 1 km centrado na sua zona de implantação, com acumulação de sedimentos e avanço da linha de costa a barlamar e erosão e recuo a sotamar. No entanto, as intervenções permitiram que as frentes urbanas fossem protegidas, havendo mesmo uma redução da área total perdida para o mar. O efeito da redução da taxa de débito aluvionar é atenuado com o tempo, com a linha de costa a aproximar-se de uma nova posição de equilíbrio, tornando-se as estruturas mais eficientes. Numa segunda série de simulações estudou-se o efeito da construção de um esporão em combinação com alimentação artificial de areias. A análise dos resultados evidenciou uma redução do efeito erosivo resultante da construção do esporão quando a intervenção é complementada com a alimentação artificial. De facto, no primeiro ano após a construção do esporão observou-se um recuo acentuado da linha de costa na zona de sombra do esporão, bastante mais acentuado do que o induzido pela redução do débito sedimentar por parte do rio. Quando a construção é complementada com alimentação artificial, este recuo relativo não ocorre, chegando a verificar-se um avanço, devido ao enchimento efectuado. Ao fim de 5 anos continua a notar-se um efeito erosivo devido à presença do esporão que parece desacelerar até passar uma dezena de anos. Decorridos 5 anos, o efeito da alimentação artificial parece ter-se atenuado, mas não se verifica praticamente agravamento erosivo, comparativamente com a situação que adviria naturalmente da redução da taxa do fornecimento sedimentar do rio. Assim, após um período de tempo transitório, durante o qual um determinado volume de sedimentos é bloqueado pelo esporão, a linha de costa evolui como se a estrutura lá não estivesse.

As simulações realizadas com o modelo numérico LTC na secção 4.3.5.8 serviram para demonstrar a importância da adequada definição da profundidade de fecho, avaliando o seu impacto na previsão da evolução de um trecho costeiro genérico. Se a profundidade de fecho é definida em função das condições da agitação marítima ao largo, a largura do perfil activo pode tornar-se insuficiente para acomodar o volume de sedimentos em transporte, esperando-se instabilidade na variação da morfologia do perfil quando solicitado por um clima de agitação marítima. A utilização de uma definição dependente da onda que é excedida 12 horas/ano permite que a redistribuição dos volumes sedimentares ao longo dos perfis se faça de uma forma mais suave, reduzindo as instabilidades na linha de costa, como consequência da variabilidade morfológica do perfil activo. A evolução da linha de costa é também claramente diferente na situação em que a estimativa da profundidade de fecho é

função da onda excedida 12 horas/ano e em que é função da onda excedida 12 horas/3 anos (numa simulação de 3 anos), naturalmente, mais lenta neste último caso. Os volumes em transporte são também afectados localmente pela profundidade de fecho, mas em termos globais não existem diferenças significativas. A variabilidade morfológica existente entre secções adjacentes do domínio computacional, que se reflecte numa grande variabilidade da linha de costa, quando são geradas aleatoriamente ondas sucessivas, é significativamente atenuada quando se considera uma profundidade de fecho constante, definida em função da altura de onda significativa extrema excedida 12 horas/ano.

Os resultados das simulações de aplicação do modelo aos casos reais devem ser encarados com a devida cautela, podendo apenas ser considerados como indicativos da evolução esperada para a linha de costa. Uma maior significância dos resultados apenas poderá ser conseguida através da utilização de conjuntos de dados coerentes de agitação marítima e de levantamentos topo-hidrográficos. São necessários conjuntos de dados deste tipo, não só actuais para aplicação do modelo, como também históricos, para a sua calibração e validação. De facto, o desenvolvimento deste ou de outros modelos de simulação da evolução morfológica de praias e sua interacção com estruturas de defesa, apenas serão possíveis quando conjugados com o acesso a observações de programas de monitorização, que permitam a análise de situações reais.

Em relação aos resultados das simulações para o sector costeiro localizado a Sul da barra de Aveiro, foi possível a identificação das áreas mais vulneráveis e das zonas onde são de prever rupturas da restinga. Uma das situações críticas ocorre na Costa Nova, a região a Norte da Vagueira é já um pequeno cabo, mantido artificialmente, sendo esperados outros problemas a Sul desta região nos próximos 20 anos. Estas zonas tinham sido já identificadas como situações de risco por Coelho, 2005. Uma tendência erosiva, com recuo da linha de costa, é evidente em todo o sector modelado a Sul do porto de Aveiro. O processo de calibração do modelo foi fortemente condicionado pela dificuldade em aceder a dados históricos de morfologia ou mesmo de posicionamento de linhas de costa. A recente disponibilização de uma base de dados de posicionamento da linha de costa para esta região (Taveira-Pinto *et al.*, 2009) e os dados de campo apresentados na presente dissertação (capítulo 2, secção 2.3.2.2) poderão permitir o aumento da significância dos resultados das simulações, através da sua verificação e de uma calibração mais adequada.

Os resultados das simulações dos diferentes cenários de alterações climáticas mostraram que: um aumento das alturas de onda extremas (representado através de um aumento em 6% da frequência de ocorrência das ondas mais altas em detrimento das alturas de onda mais frequentes) afecta os resultados das simulações de forma mais significativa do que a subida do nível médio da água do mar (a uma taxa de 1 mm/ano e 5 mm/ano), verificando-se, no primeiro caso, um aumento de cerca de 15% da taxa de recuo médio da linha de costa média, enquanto no segundo caso, esse aumento foi inferior a 5%, para as duas taxas de subida consideradas. Uma ligeira rotação do rumo das ondas mais frequentes (para Norte e para Sul) resulta num aumento máximo de 10% na taxa média de recuo da linha de costa, sendo os maiores efeitos destes cenários de rotação da proveniência da agitação marítima de reorientação da linha de costa.

O sector costeiro da Figueira da Foz, compreendido entre o cabo Mondego e a Leirosa apresenta uma configuração da linha de costa e da morfologia bastante mais complexa do que o sector costeiro de Aveiro. Com efeito, existem duas zonas de inflexão acentuada da orientação da linha de costa, uma devida ao cabo Mondego e outra coincidente com a embocadura do rio Mondego, abrangendo o porto da Figueira da Foz, que puseram à prova a capacidade de simulação do modelo. Os resultados das simulações para a região a Sul do Porto da Figueira da Foz vieram afectados de uma série de instabilidades topo-hidrográficas. Admite-se ainda que o problema das instabilidades observadas nos resultados apresentados esteja relacionado com a reduzida cobertura topo-hidrográfica da região a Sul

do porto da Figueira da Foz. Uma vez mais se salienta que a adequada calibração e validação dos resultados do modelo apenas poderia ser conseguida na posse de informação de campo adequada. Foram levantadas outras hipóteses que justificassem os problemas encontrados, ficando por analisar a acentuada inflexão morfológica existente junto ao porto, que pode originar transições abruptas no ângulo de incidência das ondas na rebentação, reflectindo-se numa descontinuidade da taxa potencial de transporte longitudinal, que se propague para Sul. Reconhece-se que uma aplicação do modelo a este sector poderia ser melhor sucedida, se este fosse subdividido em dois sectores um a Norte do porto e um outro a Sul, sendo as condições de fronteira a Norte do sector Sul as fornecidas pelas condições de fronteira a Sul do sector mais a Norte.

Nas aplicações a situações reais, deixam-se ainda os seguintes comentários. A topo-hidrografia inicial não deve apresentar inflexões segundo a direcção transversal à praia, especialmente na região da praia emersa adjacente à linha de água e para melhores resoluções, devendo ser preferencialmente de variação monotónica. A ausência de valores reais de taxas potenciais de transporte sólido longitudinal, necessárias para a definição das condições de fronteira laterais, pode ser ultrapassada por recurso a simulações em modo 'nest', i.e., nas quais as condições de fronteira são definidas a partir dos resultados de simulações de grande escala realizadas para um domínio computacional, no qual se inclua o sector em estudo, suficientemente afastado das fronteiras laterais. Para sectores em que ocorram inflexões acentuadas da linha de costa, sugere-se subdivisão em subsectores para os quais essa inflexão não se verifique, utilizando-se os resultados das simulações do sub-sector localizado mais a Norte para a definição das condições de fronteira do sub-domínio localizado mais a Sul. O problema de irregularidade batimétrica, por vezes associado às aplicações do modelo, nas quais as condições de agitação marítima são geradas aleatoriamente em representação de um clima de ondas típico anual, poderá eventualmente ser contornado através do recurso ao conceito de onda equivalente em termos de transporte longitudinal (introduzido no capítulo 2, secção 2.3.2.2). Este conceito permite a síntese de um conjunto único de condições de agitação marítima (ou de uma série limitada de condições) que representem convenientemente o clima de ondas característico, passando o modelo a ser executado para uma onda regular constante (ou para uma sequência limitada de ondas regulares constantes).

5

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS ASSOCIADOS A MODELOS DE EVOLUÇÃO DA LINHA DE COSTA

"The more we know of the laws of sediment transport (and we still have a lot to learn), the more scientists of the profession become convinced that similitude is impossible. However, engineers do not appear to care that specialists in sediment transport have declared that the movable-bed models are wrong; so just like the bumblebee who goes on flying even though it has been declared aerodynamically impossible for him to do so, engineers keep using the movable-bed scale model, and most of the time with great success", Le Méhauté, 1970.

5.1. INTRODUÇÃO

A análise crítica do desempenho do modelo numérico LTC de simulação da evolução da configuração costeira, efectuada no capítulo 4, secção 4.3, e uma análise do estado da arte no que diz respeito à evolução morfológica de praias a médio e longo prazo, efectuada no capítulo 3, mostraram que existem ainda incertezas associadas à evolução do perfil transversal de praia devida ao transporte longitudinal de sedimentos. Para o aperfeiçoamento do modelo considerava-se necessário melhorar o conhecimento dos processos físicos nele descritos e aumentar a confiança na sua aplicação a situações reais, estabelecendo intervalos de valores com significado físico para os parâmetros morfodinâmicos de calibração. De uma forma geral, a análise de processos físicos pode ser realizada através de observações e medições, efectuadas no campo e/ou em laboratório, e de cálculos matemáticos. No que diz respeito à evolução do perfil transversal de uma praia a médio prazo as observações no campo são praticamente inexistentes. Estas observações são caras e tecnicamente difíceis de obter, especialmente em zonas costeiras bastante energéticas, como é o caso da costa Noroeste Portuguesa. Esta é a principal motivação para que se recorra à modelação física para avaliação da evolução do perfil transversal de praia, tendo-se concebido um modelo reduzido tridimensional, com fundos móveis, apesar da complexidade e incerteza que lhe estão associadas e da dificuldade que existe em reproduzir processos sedimentares a médio prazo em laboratório. A experiência adquirida na realização deste tipo de modelo poderá permitir o desenvolvimento de soluções que, de outra forma, não seriam pensadas, e que, por sua vez, poderão contribuir para o avanço do nível de conhecimento dos processos analisados. O modelo reduzido tridimensional com fundos móveis foi definido com base em características típicas da costa Noroeste Portuguesa, de forma a reproduzir um troço de praia onde existia uma estrutura transversal de defesa.

Neste capítulo apresenta-se o estudo realizado em modelo físico. Na secção 5.2 apresentam-se os fundamentos utilizados para o projecto do modelo tridimensional e na secção 5.3 o procedimento seguido para a sua definição e implementação. Na secção 5.4 descreve-se o procedimento de teste adoptado, a instalação experimental e os sistemas de medição utilizados. Apresentam-se também os dados adquiridos, cuja interpretação é efectuada na secção 5.5, onde também se discutem os resultados obtidos. Na secção 5.6 os resultados do estudo em modelo físico são integrados no modelo numérico. Por fim, na secção 5.7 apresenta-se uma síntese do estudo realizado em modelo físico e algumas considerações finais.

5.2. MODELAÇÃO FÍSICA 3D COM FUNDOS MÓVEIS

5.2.1. INTRODUÇÃO

Num modelo físico com fundos móveis, a batimetria é materializada, total ou parcialmente, por material granular, que pode ser transportado pelas forças hidrodinâmicas mais relevantes provocadas pelas ondas gravíticas e pelas correntes geradas. Os sedimentos respondem a estas acções movendo-se junto ao fundo por arrastamento, ou sendo levantados na coluna de água e levados em suspensão pelo fluido, ou ainda, sendo mobilizados das duas formas em simultâneo (cf. capítulo 3, secção 3.4.1). A modelação física com fundos móveis tem várias aplicações em engenharia costeira e portuária, como por exemplo, na avaliação do impacto da construção de estruturas costeiras na evolução da linha de costa , no estudo da estabilidade de diversos tipos de intervenções nas praias, ou no teste de diferentes configurações de estruturas, cuja construção visa a redução da erosão costeira ou da sedimentação portuária (Oumeraci, 1984). Os modelos 2D são, habitualmente, construídos em canais de ondas e principalmente utilizados para o estudo do transporte transversal de sedimentos, sob o efeito de ondas e/ou correntes (Vellinga, 1982). Por vezes são também utilizados para o estudo de fenómenos de

transporte sedimentar que ocorrem a uma micro escala, sendo reproduzidos à escala do protótipo (Malarkey *et al.*, 2009). Os modelos 3D são muito mais raros, em parte devido ao seu elevado custo, sendo, por vezes, utilizados para o estudo do impacto da construção de estruturas costeiras nas regiões adjacentes ao seu local de implantação e da sua estabilidade (DHI, 2008).

A realização de um modelo físico reduzido pressupõe que sejam efectuadas medições cujos resultados são posteriormente extrapolados para a realidade (protótipo). O problema essencial é saber em que medida essa extrapolação é ou não, total ou parcialmente, válida. Esta transferência de resultados baseia-se em escalas das grandezas físicas, obtidas através de condições de semelhança, para cujo estabelecimento se recorre aos princípios da análise dimensional (Novais-Barbosa, 1985). Em alternativa, o estabelecimento de condições de semelhança pode também ser efectuado por análise das forças dominantes (dinâmica) do fenómeno a reproduzir, ou por análise das equações que o regem.

Nesta secção apresentam-se os fundamentos utilizados para o projecto do modelo físico construído. Na secção 5.2.2 faz-se uma breve introdução à análise dimensional, descrevendo-se os seus princípios e apresentando-se o teorema dos $\pi\pi$, cuja aplicação a um problema genérico de mecânica dos fluidos permite a obtenção de números-índice. Estes quocientes são equivalentes aos que resultariam da análise das forças dominantes no estudo dos diferentes fenómenos hidráulicos, quando comparadas com a força de inércia, presente em qualquer deles. Na secção 5.2.3 explora-se o conceito de semelhança hidráulica em resultado da análise dimensional efectuada, sendo discutidos alguns aspectos, nomeadamente em termos dos números-índice mais relevantes para a descrição de determinados fenómenos. Na mesma secção é também introduzido o conceito de distorção em modelos hidráulicos. Na secção 5.2.4 os conceitos explorados nas secções anteriores são concretizados através da discussão dos modelos hidrodinâmicos de ondas curtas (nos quais se tenta reproduzir a agitação marítima em modelo físico). Para além dos critérios de semelhança adoptados são também discutidos os efeitos de escala e de laboratório que potencialmente afectam os modelos referidos. Uma vez que o modelo construído teve que ser geometricamente distorcido, faz-se ainda uma análise do efeito da distorção nos modelos hidrodinâmicos de ondas curtas, reproduzidos de acordo com a semelhança de *Froude*. Na secção 5.2.5 discutem-se os modelos físicos de transporte sedimentar, em função do modo de transporte dominante, sendo referidos os principais efeitos de escala e de laboratório esperados neste tipo de modelo físico reduzido. Uma vez que o modelo construído envolveu a utilização de uma barreira física, para reprodução do efeito de uma estrutura de defesa transversal, construída com enrocamento, na topo-hidrografia adjacente à sua zona de implantação, na secção 5.2.6, apresentam-se os princípios utilizados para o dimensionamento dessa estrutura e discutem-se, de uma forma que não pretende ser exaustiva, os efeitos de escala esperados.

5.2.2. ANÁLISE DIMENSIONAL

5.2.2.1. Introdução

A **análise dimensional** é uma ferramenta de grande interesse na interpretação dos fenómenos físicos, e que permite a obtenção de relações entre grandezas físicas, exclusivamente por análise das suas dimensões. Não constitui um processo sistemático e absoluto de resolução de problemas, sendo acompanhada de constatações empíricas que vão determinar a escolha de um processo que conduza a soluções em conformidade com a realidade (Novais-Barbosa, 1985).

O estudo dos fenómenos físicos envolve a medição de grandezas (força, massa, comprimento, área, volume, tempo, aceleração, velocidade, calor específico, corrente eléctrica, etc…) que se efectua por comparação com padrões, que permitem a definição de unidades de medida. Algumas destas grandezas (massa, comprimento, tempo, temperatura e carga eléctrica) são independentes entre si e

podem ser consideradas **unidades fundamentais**. Outras (força, área, volume, aceleração, velocidade, pressão e calor específico) podem ser obtidas a partir de definições ou de leis físicas, sendo as suas unidades de medida resultantes de combinações das unidades fundamentais, pelo que são designadas por **unidades derivadas**. Existem ainda outras grandezas que são adimensionais e podem ser consideradas **unidades suplementares** (ângulo, coeficientes, etc…).

Em mecânica é comum utilizar-se como **sistema de unidades fundamental** o conjunto formado pelas seguintes unidades: comprimento, massa e tempo (**L**, **M**, **T**). Se a for uma grandeza física, a sua medida pode ser dada em função destas 3 unidades fundamentais, através da seguinte expressão:

$$a = m_a L^{\alpha} M^{\beta} T^{\gamma}. \tag{5.1}$$

A natureza da grandeza traduz-se pelo valor dos expoentes (Yalin, 1971). Assim, se $\alpha \neq 0; \beta, \gamma = 0$, trata-se de uma grandeza geométrica; se $\alpha, \gamma \neq 0; \beta = 0$, trata-se de uma grandeza cinemática; se $\alpha, \beta, \gamma \neq 0$, trata-se de uma grandeza dinâmica. No caso de $\alpha, \beta, \gamma = 0$, trata-se de uma grandeza adimensional.

5.2.2.2. Princípios da Análise Dimensional

Sistema de Unidades Fundamentais

Um sistema de unidades fundamentais é um conjunto de grandezas físicas, dimensionalmente independentes. Assim, o conjunto de grandezas $U_1, U_2, \dots, U_s$, constitui um sistema de unidades fundamentais, para a classe de grandezas físicas $X_1, X_2, \dots, X_n$, se qualquer grandeza da classe considerada puder ser escrita em função dessas unidades de uma forma única:

$$X_i = m_{X_i} U_1^{a_{i1}} U_2^{a_{i2}} \dots U_s^{a_{is}}, \ i = 1,2,..,n, \tag{5.2}$$

em que m_{X_i} representa a medida da grandeza X_i, no sistema de unidades fundamentais $U_1, U_2, \dots, U_s$.

Matriz Dimensional

A matriz dimensional das grandezas físicas corresponde à matriz dos expoentes das grandezas pertencentes à classe considerada, $X_1, X_2, \dots, X_n$, relativamente às unidades fundamentais, $U_1, U_2, \dots, U_s$,:

$$\left[a_{ij}\right], \ i = 1,2,..,n, \ j = 1,2,\dots,s. \tag{5.3}$$

Função Dimensionalmente Homogénea

Considere-se a seguinte função das grandezas físicas $X_1, X_2, \dots, X_n$, que podem ser expressas em função do sistema de unidades fundamentais $U_1, U_2, \dots, U_s$, de acordo com (5.2).

$$\phi(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0. \tag{5.4}$$

Admita-se uma mudança de sistema de unidades fundamentais, para um outro conjunto de grandezas pertencentes à classe considerada, definida pelas equações:

$$U_j = \alpha_j \overline{U}_j, j = 1,2,..,s. \tag{5.5}$$

As grandezas físicas da classe considerada podem ser reescritas em função do novo sistema de unidades fundamentais, efectuando-se a transformação definida através de (5.5) na expressão (5.2):

$$X_i = m_{X_i} \alpha_1^{a_{i1}} \alpha_2^{a_{i2}} \dots \alpha_s^{a_{is}} \overline{U}_1^{a_{i1}} \overline{U}_2^{a_{i2}} \dots \overline{U}_s^{a_{is}}, \qquad i = 1,2,..,n. \tag{5.6}$$

Assim, as medidas destas grandezas no novo sistema relacionam-se com as medidas no sistema primitivo de unidades fundamentais através das equações:

$$\overline{m_{X_i}} = m_{X_i}\alpha_1^{a_{i1}}\alpha_2^{a_{i2}} \dots \alpha_s^{a_{is}},\ i = 1,2,..,n. \tag{5.7}$$

Uma função diz-se dimensionalmente homogénea, se a relação que estabelece para as medidas de um conjunto de grandezas físicas num dado sistema de unidades fundamentais, se mantém a menos de um factor de conversão, para as medidas no novo sistema de unidades fundamentais, de acordo com a expressão seguinte:

$$\phi\left(\overline{m_{X_1}}, \overline{m_{X_2}}, \dots, \overline{m_{X_n}}\right) = \alpha_1^{\zeta_1}\alpha_2^{\zeta_2} \dots \alpha_s^{\zeta_s}\phi\left(m_{X_1}, m_{X_2}, \dots, m_{X_n}\right), \tag{5.8}$$

em que os $\zeta_j,\ j = 1,2, \dots, s$ são expoentes que dependem da função considerada.

Esta definição permite que se substituam as medidas pelas respectivas grandezas físicas, e dessa forma, substituindo m_{X_i} por X_i, a função dimensionalmente homogénea pode ser caracterizada pela expressão:

$$\begin{aligned}\phi\left(\alpha_1^{a_{11}}\alpha_2^{a_{12}} \dots \alpha_s^{a_{1s}}X_1, \alpha_1^{a_{21}}\alpha_2^{a_{22}} \dots \alpha_s^{a_{2s}}X_2, \dots, \alpha_1^{a_{n1}}\alpha_2^{a_{n2}} \dots \alpha_s^{a_{ns}}X_n\right) \\ = \alpha_1^{\zeta_1}\alpha_2^{\zeta_2} \dots \alpha_s^{\zeta_s}\phi(X_1, X_2, \dots, X_n)\end{aligned} \tag{5.9}$$

5.2.2.3. Teorema de Vaschy-Buckingham (ou dos $\pi\pi$)

Considere-se uma equação, dimensionalmente homogénea de n grandezas que traduza um determinado fenómeno físico:

$$F(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0. \tag{5.10}$$

Admita-se que as grandezas são medidas no sistema de unidades fundamentais $U_1,\ U_2, \dots, U_s$ $(s \leq n)$, e que a característica da matriz dimensional, A, das grandezas $X_1,\ X_2, \dots, X_n$ em relação às unidades fundamentais $U_1,\ U_2, \dots, U_s$, tem característica r $(r \leq s)$. Podem escolher-se r grandezas, $X_1, X_2, \dots, X_r$ entre as grandezas $X_1,\ X_2, \dots, X_n$, para novas unidades fundamentais.

O teorema de *Vaschy-Buckingham* (Novais-Barbosa, 1985) declara que a equação dimensionalmente homogénea (5.10) pode transformar-se numa equação de quantidades adimensionais:

$$F\left(\underbrace{1,1, \dots ,1}_{r}, \lambda_{r+1}X_{r+1}, \lambda_{r+2}X_{r+2}, \dots, \lambda_n X_n\right) = 0, \tag{5.11}$$

em que:

$$\lambda_k X_k = X_1^{X_{k1}}X_2^{X_{k2}} \dots X_r^{X_{kr}}X_k, k = r+1, \dots, n. \tag{5.12}$$

Uma versão simplificada deste teorema, com diversas aplicações em análise dimensional, é o chamado teorema dos $\pi\pi$ (Novais-Barbosa, 1985) no qual é declarado que a equação dimensionalmente homogénea (5.10) pode transformar-se numa equação de $n - r$ parâmetros adimensionais:

$$\varphi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-r}) = 0, \tag{5.13}$$

em que os parâmetros resultam de combinações de $X_1, X_2, \dots, X_r$ grandezas da classe considerada e uma das restantes $n - r$ grandezas, elevadas a expoentes adequados:

$$\pi_m = X_1^{\beta_{m1}}X_2^{\beta_{m2}} \dots X_r^{\beta_{mr}}X_{m+r}^{\beta_m},\ m = 1, \dots, n-r, \tag{5.14}$$

sendo os expoentes $\beta_{m1}, \beta_{m2}, \dots, \beta_{mr}$, determinados pela condição dos $\pi_m,\ m = 1, \dots, n-r$ serem adimensionais.

5.2.2.4. Aplicação do Teorema dos $\pi\pi$ a um Problema Genérico de Mecânica dos Fluidos

O primeiro passo na aplicação do teorema dos $\pi\pi$ a um dado problema consiste em identificar quais as variáveis que o condicionam. No caso de um problema genérico de mecânica dos fluidos, devem ser

consideradas as características geométricas (que podem ser representadas por um comprimento característico, l) cinemáticas e dinâmicas (velocidade média do escoamento, $\overline{U}$; variação de pressão, Δp; frequência, f), e as propriedades do fluido (massa volúmica, ρ; peso volúmico, γ; viscosidade cinemática ν; tensão superficial, δ; módulo de elasticidade de volume, ε). Admita-se que todas estas variáveis estão presentes num dado escoamento em estudo, não se considerando o seu eventual carácter direccional. Estas grandezas devem relacionar-se entre si, o que pode ser traduzido pela seguinte equação:

$$F(l, \overline{U}, \Delta p, f, \rho, \gamma, \nu, \delta, \varepsilon) = 0. \tag{5.15}$$

Entre estas 9 variáveis seleccione-se um sistema de unidades fundamentais, que deverá ser constituído por um máximo de 3 grandezas, uma vez que o sistema absoluto para este problema é o sistema L, M, T. Seja o sistema de unidades fundamentais $\{l, \overline{U}, \rho\}$, com as seguintes medidas no sistema L, M, T:

$$\begin{aligned} l &= m_l L^1 M^0 T^0 \\ \overline{U} &= m_U L^1 M^0 T^{-1} \\ \rho &= m_\rho L^{-3} M^1 T^0 \end{aligned}. \tag{5.16}$$

A matriz dimensional, de característica 3, pode então ser escrita da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & -1 \\ -3 & 1 & 0 \end{bmatrix}. \tag{5.17}$$

O teorema dos $\pi\pi$ garante que a eq.(5.15) se pode transformar na seguinte:

$$\varphi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6) = 0, \tag{5.18}$$

em que os π_m são parâmetros adimensionais que podem ser expressos em função das unidades fundamentais, $l, \overline{U}, \rho$, e uma das restantes que constam de expressão (5.15). Desta forma, tem-se:

$$\begin{aligned} \pi_1 &= l^{x1} \overline{U}^{y1} \rho^{z1} \Delta p \\ \pi_2 &= l^{x2} \overline{U}^{y2} \rho^{z2} f \\ \pi_3 &= l^{x3} \overline{U}^{y3} \rho^{z3} \gamma^{-1} \\ \pi_4 &= l^{x4} \overline{U}^{y4} \rho^{z4} \nu^{-1} \\ \pi_5 &= l^{x5} \overline{U}^{y5} \rho^{z5} \delta^{-1} \\ \pi_6 &= l^{x6} \overline{U}^{y6} \rho^{z6} \varepsilon^{-1} \end{aligned}. \tag{5.19}$$

Os expoentes x_m, y_m, z_m são determinados tornando os π_m adimensionais. Ao valor do expoente da grandeza dependente atribui-se o valor +1 nos dois primeiros casos e -1 nos restantes.

Por exemplo, no caso do primeiro parâmetro adimensional, escrevendo a quarta grandeza em função do sistema de unidades absoluto:

$$[\Delta p] = m_{\Delta p} L^{-1} M^1 T^{-2}. \tag{5.20}$$

Substituindo em π_1:

$$\pi_1 = m_l^{x1} L^{x1}. m_U^{y1} L^{y1} T^{-y1}. m_\rho^{z1} L^{-3z1} M^{z1}. m_{\Delta p} L^{-1} M^1 T^{-2}. \tag{5.21}$$

E resolvendo o sistema de equações para os expoentes que resulta de adimensionalizar π_1:

$$\begin{cases} x1 + y1 - 3z1 - 1 = 0 \\ z1 + 1 = 0 \\ -y1 - 2 = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} x1 = 0 \\ z1 = -1, \\ y1 = -2 \end{cases} \tag{5.22}$$

obtém-se:

$$\pi_1 = \bar{U}^{-2}\rho^{-1}\Delta p \Leftrightarrow \pi_1 = \frac{\Delta p}{U^2\rho}. \quad (5.23)$$

Procedendo da mesma forma, obtêm-se os restantes parâmetros adimensionais:

$$[f] = m_f T^{-1} \Rightarrow \pi_2 = \frac{lf}{\bar{U}} \quad (5.24)$$

$$[\gamma] = m_\gamma L^{-2} M T^{-2} \Rightarrow \pi_3 = \frac{\bar{U}^2}{gl} \quad (5.25)$$

$$[\nu] = m_\nu L^2 T^{-1} \Rightarrow \pi_4 = \frac{\bar{U}l}{\nu} \quad (5.26)$$

$$[\delta] = m_\delta M T^{-2} \Rightarrow \pi_5 = \frac{\rho\bar{U}^2 l}{\delta} \quad (5.27)$$

$$[\varepsilon] = m_\varepsilon L^{-1} M T^{-2} \Rightarrow \pi_6 = \frac{\rho\bar{U}^2}{\varepsilon}. \quad (5.28)$$

E portanto, a expressão (5.18) pode ser reescrita com a seguinte forma:

$$\varphi\left(\frac{\Delta p}{\bar{U}^2\rho}, \frac{lf}{\bar{U}}, \frac{\bar{U}^2}{gl}, \frac{\bar{U}l}{\nu}, \frac{\rho\bar{U}^2 l}{\delta}, \frac{\rho\bar{U}^2}{\varepsilon}\right) = 0. \quad (5.29)$$

As variáveis adimensionais obtidas traduzem propriedades importantes do escoamento, sendo designadas por **números-índice**:

Número de *Euler*: $Eu = \frac{\Delta p}{\bar{U}^2\rho}$ (5.30)

Número de *Strouhal*: $St = \frac{lf}{\bar{U}}$ (5.31)

Número de *Froude:* $Fr = \frac{\bar{U}^2}{gl}$ (5.32)

Número de *Reynolds:* $Re = \frac{\bar{U}l}{\nu}$ (5.33)

Número de *Weber:* $We = \frac{\rho\bar{U}^2 l}{\delta}$ (5.34)

Número de *Cauchy:* $Ca = \frac{\rho\bar{U}^2}{\varepsilon}$. (5.35)

5.2.2.5. Significado Físico dos Números-Índice

Considerem-se as grandezas físicas que condicionam um determinado fenómeno hidráulico (5.15) e as unidades fundamentais, $l, \bar{U}, \rho$. A ordem de grandeza das forças de diferentes naturezas, que eventualmente estarão presentes na dinâmica do fenómeno, pode ser dada em função das grandezas presentes no escoamento (Novais-Barbosa, 1985):

Forças de inércia: $F_{in} \sim \rho\bar{U}^2 l$ (5.36)

Forças de pressão: $F_p \sim \Delta p l^2$ (5.37)

Forças pulsatórias: $F_{puls} \sim \rho f^2 l^4$ (5.38)

Forças gravíticas: $F_{gr} \sim \gamma l^3$ (5.39)

Forças de viscosidade: $F_{visc} \sim \mu l \bar{U}$ (5.40)

Forças de tensão superficial: $F_{ts} \sim \delta l$ (5.41)

Forças elásticas: $F_{el} \sim \epsilon l^2$. (5.42)

Os números-índice obtidos por aplicação do teorema dos $\pi\pi$ podem então ser interpretados como quocientes entre a ordem de grandeza das forças de inércia e a das forças de outras naturezas, que condicionam o escoamento:

$$Eu = \frac{\Delta p}{\overline{U}^2 \rho} = \frac{\Delta p l^2}{\overline{U}^2 \rho l^2} \sim \frac{F_p}{F_{in}} \tag{5.43}$$

$$St = \frac{\mathrm{lf}}{\overline{U}} = \sqrt{\frac{l^4 f^2 \rho}{\overline{U}^2 \rho l^2}} \sim \sqrt{\frac{F_{puls}}{F_{in}}} \tag{5.44}$$

$$Fr = \frac{\overline{U}^2}{gl} = \frac{\overline{U}^2 \rho l^2}{\gamma l^3} \sim \frac{F_{in}}{F_{gr}} \tag{5.45}$$

$$Re = \frac{\overline{U} l}{\nu} = \frac{\overline{U}^2 \rho l^2}{\nu l \overline{U}} \sim \frac{F_{in}}{F_{visc}} \tag{5.46}$$

$$We = \frac{\rho \overline{U}^2}{\delta} = \frac{\rho \overline{U}^2 l^2}{\delta l} \sim \frac{F_{in}}{F_{ts}} \tag{5.47}$$

$$Ca = \frac{\rho \overline{U}^2}{\varepsilon} = \frac{\rho \overline{U}^2 l^2}{\varepsilon l} \sim \frac{F_{in}}{F_{el}}. \tag{5.48}$$

Para sistemas semelhantes, a igualdade dos números-índice traduz que a importância de cada força em relação às forças de inércia deve ser mantida nos dois sistemas.

5.2.3. SEMELHANÇA

5.2.3.1. Conceito de Semelhança

Genericamente, dois sistemas dizem-se semelhantes se, além de serem geometricamente semelhantes, se verificam relações fixas e bem definidas entre os valores das grandezas físicas (massas, tempos, velocidades, acelerações, forças) em pontos homólogos. O quociente entre os valores de uma dada grandeza física em cada um dos dois sistemas, designa-se por **escala**. A escala de qualquer parâmetro adimensional, e em particular dos números-índice, é a unidade. Isto porque a aplicação do teorema de dos $\pi\pi$ a um dado sistema é válida para qualquer sistema que lhe seja semelhante (Novais-Barbosa, 1985). Em hidráulica as escalas[19] são habitualmente definidas pelo quociente entre o valor da grandeza física no modelo e o seu valor no protótipo, enquanto em engenharia costeira é usual adoptar-se o quociente inverso. Neste trabalho as escalas serão definidas em conformidade com estes critérios, escolhendo-se a sua forma em função do contexto.

As **condições de semelhança** são as condições necessárias para que um modelo reproduza todos os aspectos do fenómeno real. A semelhança deverá ser completa no que diz respeito à geometria, cinemática e dinâmica e, eventualmente electromagnetismo, térmica. No entanto, a semelhança completa não é habitualmente possível, permitindo a análise dimensional que se utilizem semelhanças incompletas quando se pretendem estudar determinados aspectos de um problema concreto, e que se avalie a legitimidade das conclusões retiradas a partir de resultados obtidos em modelo (Novais-Barbosa, 1985).

5.2.3.2. Semelhança Hidráulica

Para estabelecimento das relações de semelhança hidráulica é necessário que todos os números-índice sejam iguais no modelo e no protótipo. A igualdade destes números nos dois sistemas resulta no estabelecimento de relações de escala. Admita-se que o modelo é realizado a uma dada escala geométrica, traduzida pelo quociente entre o comprimento característico no modelo e no protótipo:

[19] Seguindo a nomenclatura habitual em hidráulica, a escala de uma dada grandeza física é dada pelo quociente entre o valor da grandeza no modelo e o seu valor no protótipo, representada por $\lambda_a = \frac{a_m}{a_p}$. A definição inversa, representada por $N_a = \frac{a_p}{a_m}$, é mais comum em engenharia costeira.

$$\lambda_l = \frac{l_m}{l_p}. \tag{5.49}$$

A semelhança para o número-índice de Euler:

$$\lambda_{Eu} = 1. \tag{5.50}$$

Impõe que:

$$\left(\frac{\Delta p}{\bar{U}^2\rho}\right)_m = \left(\frac{\Delta p}{\bar{U}^2\rho}\right)_p, \tag{5.51}$$

o que resulta na seguinte relação de escalas:

$$\lambda_{\bar{U}} = \lambda_\rho^{-1/2}\lambda_{\Delta p}^{1/2}. \tag{5.52}$$

Procedendo de forma idêntica para os restantes números-índice, obtém-se:

$$\lambda_{\bar{U}} = \lambda_\rho^{-1/2}\lambda_{\Delta p}^{1/2} \tag{5.53}$$

$$\lambda_{St} = 1 \implies \lambda_{\bar{U}} = \lambda_{\mathrm{l}}\lambda_f \tag{5.54}$$

$$\lambda_{Fr} = 1 \implies \lambda_{\bar{U}} = \lambda_l^{1/2}\lambda_g^{1/2} \tag{5.55}$$

$$\lambda_{Re} = 1 \implies \lambda_{\bar{U}} = \lambda_\nu\lambda_{\mathrm{l}}^{-1} \tag{5.56}$$

$$\lambda_{We} = 1 \implies \lambda_{\bar{U}} = \lambda_\delta^{1/2}\lambda_\rho^{-1/2}\lambda_{\mathrm{l}}^{-1/2} \tag{5.57}$$

$$\lambda_{Ca} = 1 \implies \lambda_{\bar{U}} = \lambda_\rho^{-1/2}\lambda_\varepsilon^{1/2}. \tag{5.58}$$

A semelhança completa entre o protótipo e o modelo reduzido é na generalidade dos casos impraticável, ou seja, existem incompatibilidades entre as relações de escala indicadas na secção anterior. Um exemplo clássico ocorre quando, uma vez seleccionado o fluido a utilizar no modelo, a escala de viscosidade, λ_ν, fica fixada. Nesse caso, quando a semelhança de *Reynolds*, eq.(5.56), é conjugada com a de *Froude*, eq.(5.55), deixa de haver liberdade de escolha para a escala de comprimentos, ficando estabelecida a seguinte relação de escalas:

$$\lambda_l = \lambda_\nu^{2/3}\lambda_{\mathrm{g}}^{-1/3}, \tag{5.59}$$

que para valores correntes não é praticável.

A escolha do fluido também fixa as escalas das massas volúmicas, das tensões superficiais e dos módulos de elasticidade, conjugando as semelhanças de *Weber* e de *Cauchy*:

$$\lambda_\rho = \lambda_\delta^{1/2}\lambda_\varepsilon^{-2/3}. \tag{5.60}$$

Para uma escolha livre da escala geométrica seria necessário encontrar um fluido, cujo coeficiente de viscosidade verificasse a conjugação das semelhanças de *Froude* e de *Reynolds*, eq.(5.59), e cujas características de tensão superficial, elasticidade e massa volúmica satisfizessem a eq.(5.60). Só em teoria se pode admitir a existência de um fluido cujas propriedades satisfaçam estas relações. Para valores adequados de escalas de comprimentos (1/50, 1/100) é impossível dispor em laboratório de fluidos líquidos que cumpram a condição (5.59). As semelhanças de *Froude* e *Reynolds* são portanto incompatíveis, havendo que adoptar a primeira quando predominam as forças de natureza gravítica e a segunda quando as acções predominantes são de natureza viscosa. Em condições idênticas de gravidade, $\lambda_g = 1$, a utilização do mesmo fluido no modelo e no protótipo, $\lambda_\nu = 1$, implicaria, pela relação (5.59), que o modelo tivesse as mesmas dimensões que o protótipo, $\lambda_l = 1$. Conclui-se que uma semelhança completa entre o modelo e o protótipo, onde circule o mesmo fluido, determina que estes sejam iguais.

Mediante este cenário torna-se necessário adoptar semelhanças incompletas, considerando as acções que sejam predominantes em cada escoamento, e desprezando as influências menores de outras forças, que tornariam as relações de escala incompatíveis. As principais restrições resultam da necessidade de recurso às semelhanças de *Froude*, *Reynolds*, *Weber* ou *Cauchy*.

A semelhança de *Froude* deve ser mantida em escoamentos onde as forças de inércia são essencialmente compensadas pelas forças gravíticas, o que acontece na maioria dos escoamentos com superfície livre. Esta é a principal semelhança a preservar na maioria dos modelos hidráulicos de engenharia costeira, onde a principal acção hidrodinâmica é a agitação marítima gerada pelo vento e restaurada pela gravidade.

A semelhança de *Reynolds* deve ser considerada quando as forças viscosas dominam num escoamento hidráulico. Exemplos de modelos onde este critério de semelhança assume particular importância são o estudo de camadas-limite laminares e de forças a actuar em corpos mergulhados no fluido, para os quais o número de *Reynolds* é baixo. Este número-índice terá sido primariamente utilizado pelo autor que lhe deu o nome, para distinguir escoamentos laminares de escoamentos turbulentos, representando a importância das forças de inércia comparativamente com as forças viscosas.

A semelhança de *Cauchy* só deve ser considerada quando a compressibilidade do fluido é importante, podendo não o ser quando se analisam escoamentos incompressíveis. A semelhança de *Weber* só terá sentido em escoamentos com superfície livre, e apenas nas situações em que a tensão superficial influencia de forma apreciável as características do escoamento, ou seja, quando a lâmina líquida apresenta uma espessura reduzida. Este número-índice dá conta da influência da tensão superficial num escoamento, quando comparada com as forças de inércia. Em escoamentos, por exemplo, onde exista uma interface entre dois líquidos este número-índice assume uma grande importância. Na generalidade dos estudos costeiros este número tem uma importância reduzida, podendo, no entanto, assumir alguma importância em modelos reduzidos, para os quais a tensão superficial é igual à de protótipo, e a espessura da lâmina líquida é significativamente reduzida, sendo por vezes referido como efeito de escala (Hughes, 1993).

A semelhança de *Strouhal* deve ser adoptada quando existam movimentos oscilatórios, bastando, para tal, que a escala de tempos seja baseada no período da oscilação. No caso da agitação marítima a semelhança de *Strouhal* é mantida desde que a escala de tempo seja consistente com a escala do período de onda.

Em suma, para a grande maioria dos modelos costeiros reduzidos, as forças de tensão superficial e as forças elásticas são pequenas, podendo ser desprezadas. Uma semelhança adequada pode ser encontrada através da avaliação da importância das forças gravíticas e das forças viscosas, escolhendo-se entre os critérios de *Froude* e de *Reynolds*, havendo que adoptar a primeira quando predominam as forças de natureza gravítica e a segunda quando as acções predominantes são de natureza viscosa.

5.2.3.3. Modelo Hidráulico Distorcido

Um modelo hidráulico para o qual não exista semelhança completa deveria designar-se por modelo distorcido, contudo, e de acordo com a discussão apresentada na secção anterior, é praticamente impossível conceber um que o não seja. Por este motivo é comum designar-se apenas por **modelo distorcido**, um modelo para o qual não exista semelhança geométrica (Hughes, 1993).

Em geral, a escala de comprimentos, λ_l, definida na expressão (5.49), é escolhida pelo investigador em função do espaço disponível para a realização do modelo. Admita-se que esta escala representa a escala horizontal. A escala vertical pode ser definida com base na semelhança para uma profundidade característica, h:

$$\lambda_h = \frac{h_m}{h_p}. \tag{5.61}$$

Em modelos reduzidos não distorcidos as duas escalas são iguais, enquanto num modelo distorcido, a escala vertical é tipicamente maior, definindo-se a distorção do modelo através da relação:

$$\Omega = \frac{\lambda_h}{\lambda_l}. \tag{5.62}$$

Em engenharia costeira é por vezes necessário o recurso à distorção do modelo físico reduzido, com claras vantagens na redução do espaço necessário à sua acomodação e nos custos de operação. De facto, a distorção geométrica de modelos físicos apenas deve ser utilizada para servir um objectivo específico, como: reduzir o espaço necessário à sua construção; ampliar os fenómenos na vertical; acentuar declives (da superfície livre ou do fundo) tornando-os mais facilmente mensuráveis; permitir acomodar critérios de semelhança adicionais, como acontece com o diâmetro dos sedimentos em modelos de transporte sedimentar; reduzir efeitos de escala, como de tensão superficial, que podem surgir em modelos em profundidades de água muito reduzidas, ou garantir que os escoamentos mantêm o carácter turbulento; reduzir os custos de operação do modelo. Porém, a interpretação dos resultados obtidos num modelo distorcido é difícil, devendo a sua análise ser limitada ao propósito de concepção do modelo, considerando os efeitos conhecidos da distorção, como por exemplo, a incorrecta reprodução de velocidades (intensidade e direcção), aspectos particulares do escoamento que não se encontrem em semelhança, a difracção das ondas, erros de interpretação por parte do investigador, acostumado a observar geometrias não distorcidas. O efeito da distorção em modelos hidrodinâmicos de ondas curtas e em modelos de transporte sedimentar será analisado com maior detalhe nas secções 5.2.4 e 5.2.5, respectivamente.

5.2.4. Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas

Os modelos físicos utilizados em engenharia costeira são essencialmente de dois tipos: modelos com fundos fixos, para o estudo da propagação de ondas e correntes (modelos hidrodinâmicos), e modelos com fundos móveis, para estudos de transporte e deposição de sedimentos (modelos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar). Os modelos hidrodinâmicos tentam reproduzir campos de agitação marítima e correntes, bem como a sua interacção com uma dada batimetria ou com estruturas, costeiras ou destacadas, devendo reproduzir adequadamente os fenómenos de propagação das ondas (capítulo 3, secção 3.2): empolamento, refracção, dissipação junto ao fundo, reflexão, difracção e rebentação. Estes modelos são normalmente classificados em modelos de ondas curtas e modelos de ondas longas, em função dos períodos característicos dos fenómenos ondulatórios considerados. Os modelos de ondas curtas reproduzem a agitação marítima (com períodos característicos entre 1 s e 25 s, capítulo 3, secção 3.2.1) e/ou baixas profundidades, ($h/L < 0.05$, em que L representa o comprimento de onda), enquanto os modelos de ondas longas tentam reproduzir outros fenómenos ondulatórios de maiores períodos, como as ondas de maré, os tsunamis e outras ondas de longo período (com períodos característicos de alguns minutos a dias, capítulo 3, secção 3.2.1) em marinas, portos, estuários e deltas de maré. Esta separação será tanto razoável na modelação física como na modelação matemática dos fenómenos, uma vez que permite a simplificação das equações que os descrevem (Dalrymple, 1989).

5.2.4.1. Semelhança em Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas

Hughes, 1993, definiu critérios de escala para modelos hidrodinâmicos de ondas curtas a partir das equações do movimento para um fluido incompressível com superfície livre e das equações de *Navier-Stokes*. Começou por transformar o sistema de equações num sistema de equações de variáveis adimensionais, com base nas velocidades não turbulentas, tempo e comprimento característicos.

Considerou duas escalas distintas para as dimensões, horizontal e vertical, permitindo, desta forma, que as relações de escala que fossem obtidas pudessem ser aplicadas a modelos distorcidos. Por uma questão de conveniência, para adimensionalizar as tensões turbulentas de *Reynolds*, foram utilizadas as mesmas velocidades não turbulentas características.

Dois sistemas semelhantes (protótipo e modelo) seriam governados pelo mesmo sistema de equações, aplicado às variáveis adimensionais, desde que os coeficientes destas variáveis fossem constantes. Partindo deste princípio, averiguou se seria ou não possível considerar um modelo distorcido, tendo concluído que a primeira condição de semelhança para um modelo hidrodinâmico é a semelhança geométrica, ou seja, um modelo hidrodinâmico não deve ser distorcido. Simplificou também as equações considerando um único comprimento característico, L, o comprimento de onda das oscilações, para as duas dimensões, horizontal e vertical, tendo encontrado os números-índice de *Strouhal*, *Euler*, *Reynolds* e *Froude*, como coeficientes das variáveis adimensonais. Concluiu que os critérios de semelhança para modelos de escoamentos com superfície livre, em que os efeitos de tensão superficial e compressibilidade são desprezáveis, uma vez que essas forças não foram incluídas nas equações a partir das quais estes critérios foram obtidos, são que o modelo deve ser não distorcido, e os números de *Strouhal*, *Euler*, *Reynolds* e *Froude* devem ser iguais aos do protótipo.

Os números de *Strouhal* e *Froude* podem ser conjugados, resultando a sua semelhança num critério que corresponde ao critério de *Froude*, mas com uma escala de tempo igual à escala do período das oscilações, T, denominada escala[20] de tempo de *Froude*:

$$N_T = \sqrt{\frac{N_L}{N_g}}. \tag{5.63}$$

Se for adoptada a semelhança de *Froude*, todos os termos, com excepção dos termos das tensões de corte viscosas, se encontram em semelhança nas equações do movimento, incluindo os termos das tensões de *Reynolds* turbulentas, o que significa que a semelhança de *Froude* permite que os processos dissipativos turbulentos sejam mantidos no modelo como no protótipo. Como foi já discutido na secção 5.2.3.2, existe incompatibilidade entre a semelhança de *Reynolds* e de *Froude*. Contudo, a consideração dos termos das tensões de corte viscosas nas equações do movimento obriga à semelhança de *Reynolds*. Num modelo de *Froude*, no qual a semelhança de *Reynolds* não é necessariamente satisfeita, apesar de as tensões de corte viscosas não serem adequadamente reproduzidas, as tensões viscosas turbulentas são, sendo estas tensões as que assumem maior importância junto à rebentação.

A semelhança do número de *Euler* permite o estabelecimento da escala das pressões, dependente das escalas de comprimentos e do peso volúmico:

$$N_{\Delta p} = N_\gamma N_L. \tag{5.64}$$

Em suma, um modelo hidrodinâmico de ondas curtas, que obedece à semelhança de *Froude* e não cumpre a semelhança de *Reynolds*, ou é não dissipativo, sendo possível desprezarem-se os efeitos viscosos e de capilaridade, como acontece em estudos em que se considera a acção da agitação marítima fora da zona de rebentação, ou é altamente turbulento num curto espaço (número de

[20] Até esta secção a escala de uma dada grandeza física definiu-se seguindo a nomenclatura habitual em hidráulica, dada pelo quociente entre o valor da grandeza no modelo e seu valor no protótipo, representada por $\lambda_a = \frac{a_m}{a_p}$. A partir desta secção será adoptada a definição inversa, mais comum em engenharia costeira, representada por $N_a = \frac{a_p}{a_m}$.

Reynolds elevado), como acontece em estudos de processos que ocorrem na zona de rebentação (Le Méhauté, 1976, citado por Hughes, 1993).

5.2.4.2. Efeitos de Escala e de Laboratório em Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas

A interpretação dos resultados obtidos em modelos hidrodinâmicos de ondas curtas deve ser feita na posse do conhecimento dos efeitos de escala e de laboratório que potencialmente os afectam.

Os principais efeitos de laboratório estão relacionados com as restrições físicas impostas ao escoamento pelas fronteiras, os efeitos não-lineares introduzidos pela geração mecânica de ondas e correntes e as simplificações aos processos físicos.

A existência da fronteira física imposta pelas pás do sistema de geração introduz um importante efeito relacionado com a reflexão das ondas. As ondas geradas propagam-se no interior do tanque desde a zona de geração até encontrarem um obstáculo, uma praia, por exemplo, na qual são reflectidas. Na natureza, as ondas reflectidas propagam-se para o largo, mas em laboratório encontram as pás de geração podendo ser novamente reflectidas para o interior do tanque, interferindo com as ondas geradas e originando instabilidades. Actualmente tenta minorar-se este efeito através de uma técnica de absorção activa das ondas que atingem o sistema de geração, provenientes do interior do tanque (secção 5.4.4.1). A utilização de praias dissipadoras (e.g. de cascalho, com declives suaves) junto às paredes do tanque pode ajudar a reduzir significativamente a reflexão das ondas incidentes. A propagação de ondas oblíquas junto a fronteiras físicas resulta na indução de correntes que se propagam longitudinalmente ao longo destas fronteiras, tal como acontece com a corrente de deriva litoral ao longo de praias. Num tanque de ondas fechado, as correntes induzidas tendem a circular, podendo a sua indução por um período longo de tempo resultar em regiões de sobre-elevação e sub-elevação da superfície livre. Este efeito de laboratório é importante em modelos de transporte sedimentar, tendo sido já desenvolvidas técnicas de recirculação para a sua redução (Visser, 1991).

A geração mecânica de ondas com níveis de energia significativos introduz frequentemente ondas transversais indesejadas, no interior do tanque (Hughes, 1993). Os métodos utilizados para a geração das ondas, que recorrem habitualmente a funções de transferência baseadas em aproximações de primeira ordem, originam efeitos não-lineares que se traduzem na ocorrência de harmónicas de ordem superior em ondas regulares e de ondas longas falsas. Os sistemas de geração de agitação marítima mais avançados tentam corrigir estes efeitos (secção 5.4.4.1).

Os principais efeitos de escala advêm das dissimilitudes associadas às forças consideradas de menor importância, como as forças de elasticidade, viscosidade, tensão superficial, quando o modelo físico de ondas curtas é definido através dos critérios de *Froude*, que consideram as forças da gravidade como as mais importantes para o balanço das forças de inércia (secção 5.2.2.5). De facto, a dissimilitude das forças viscosas e de tensão superficial pode conduzir a efeitos de escala relacionados com os fenómenos de transformação das ondas, como a reflexão, a transmissão e a dissipação, por atrito e na rebentação.

Os efeitos de escala devidos às forças de tensão superficial tornam-se importantes quando no modelo físico as ondas são muito curtas ou as profundidades são muito reduzidas. Para valores muito baixos destes parâmetros as forças de tensão superficial começam a ter um papel significativo no restauro das ondas de superfície, havendo um amortecimento do movimento da superfície livre, que não existe no protótipo. A celeridade das ondas pode também ser afectada pelo efeito destas forças, o que resulta na incorrecta reprodução de fenómenos como a refracção. Valores de referência para estes parâmetros são períodos de onda de 0.35 s e profundidades de 2 cm, para os quais as forças de tensão superficial contribuem em cerca de 1% para o balanço das forças de inércia (Hughes, 1993).

Os efeitos de escala devidos às forças viscosas (do atrito e viscosos) estão relacionados com a dissimilitude para o número de *Reynolds*, que ocorre necessariamente nos modelos hidrodinâmicos de ondas curtas, definidos de acordo com os critérios de semelhança de *Froude*. Com efeito, num modelo hidrodinâmico de ondas curtas reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*, equação (5.63), os parâmetros habitualmente utilizados para a caracterização da agitação marítima apresentam as seguintes relações de escala:

$$\begin{aligned} N_{\mathrm{H}} &= N_L = \mathrm{N_h} \\ N_{\mathrm{U}} &= \sqrt{N_g N_L} \end{aligned} \tag{5.65}$$

em que H representa a altura de onda, L o comprimento de onda, U a velocidade orbital e h a profundidade da água.

Para estas relações de escala, o número de *Reynolds*, equação (5.46), terá valores diferentes no modelo e no protótipo. De facto, a escala para o número de *Reynolds* será:

$$N_{\mathrm{Re}} = \frac{\sqrt{N_g {N_L}^3}}{N_{\mathrm{v}}}. \tag{5.66}$$

o que, para a mesma aceleração da gravidade e para a mesma viscosidade cinemática, no modelo e no protótipo, resulta na relação:

$$N_{\mathrm{Re}} = {N_L}^{3/2}. \tag{5.67}$$

Os processos turbulentos dissipativos são adequadamente reproduzidos pela semelhança de *Froude*, sendo de esperar que os processos em camadas-limite turbulentas sejam adequadamente reproduzidos por estes critérios. No entanto, a redução do número de *Reynolds* no modelo físico de um factor ${N_L}^{3/2}/N_v$, faz com que os efeitos viscosos sejam mais pronunciados, havendo maior probabilidade de os escoamentos oscilatórios em regime turbulento no protótipo passarem a regimes de transição no modelo.

As ondas de superfície são atenuadas no modelo físico por atrito interno e por atrito na camada-limite junto ao fundo devido à viscosidade da água. Estes fenómenos estão relacionados com a intensidade de correntes de deriva litoral, correntes de retorno e com o transporte sedimentar.

Hughes, 1993, refere que a atenuação das ondas de superfície por atrito interno durante a sua propagação no interior do tanque de ondas é habitualmente reduzida, uma vez que a distância percorrida é curta. Para distâncias curtas o atrito interno é mínimo e os efeitos viscosos de dissipação estão confinados à camada-limite junto ao fundo. O autor indica uma expressão desenvolvida por *Keulegan*, para a estimativa da atenuação da altura de onda devida aos efeitos viscosos junto ao fundo, no caso de uma onda regular de pequena amplitude que se propague no interior de um tanque de ondas (cuja largura é muito superior à profundidade) sobre uma profundidade constante (fundo fixo). A expressão é dada por:

$$\frac{H_2}{H_1} = e^{-\alpha x_p}, \tag{5.68}$$

em que H_1 representa a altura da onda em $x = 0$ e H_2 a altura da onda após ter percorrido uma distância $x = x_p$, em que x representa a direcção de propagação da onda, e α é dado por:

$$\alpha = \frac{4\pi^{3/2}(\nu T)^{1/2}}{L^2\left[sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right) + \frac{4\pi h}{L}\right]}, \tag{5.69}$$

em que ν representa a viscosidade cinemática, L o comprimento de onda, T o comprimento de onda e h a profundidade da água. O autor exemplifica estimando uma atenuação de 5% para uma onda com uma altura inicial de 8 cm e um período de 1.2 s, ao percorrer 50 m no interior de um tanque de ondas com uma profundidade de água de 40 cm. Este efeito de escala estará presente sempre que exista, no modelo, contacto entre a água e um corpo sólido.

O movimento orbital e as tensões de corte junto ao fundo são grandezas muito importantes no projecto de modelos costeiros, tendo sido já realizados diversos estudos para a determinação de distribuições da velocidade ao longo da coluna de água e de tensões de corte ou factores de atrito junto ao fundo (Kamphuis, 1985). Com efeito, fora da zona de rebentação, os agentes hidrodinâmicos (ondas e correntes) da dinâmica sedimentar actuam nos sedimentos através do atrito que exercem junto ao fundo. Esta acção é expressa em termos da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo, $\tau_0 = \rho {u_*}^2$, que representa a força de atrito exercida pelo escoamento por unidade de área do fundo, com unidades de força por unidade de área (capítulo 3, secção 3.4.1.3). De acordo com esta definição, num modelo hidrodinâmico de ondas curtas reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*, a escala para a tensão de corte junto ao fundo deve ser:

$$N_{\tau_0} = N_\rho N_\mathrm{L} \tag{5.70}$$

tendo-se considerado $N_{u_*} = N_U$.

Em escoamentos oscilatórios com superfície livre (como os devidos às ondas de superfície geradas pelo vento), o efeito do atrito junto ao fundo resulta no estabelecimento de uma camada-limite fina (que para períodos de onda pequenos, $T \leq 12s$, apresenta uma espessura entre 1 e 10 cm), na qual a velocidade orbital cresce rapidamente de um valor nulo junto ao fundo, para um valor U_w no topo dessa camada. Como a sua espessura é reduzida (quando comparada com a desenvolvida no caso de escoamentos estacionários), o gradiente de velocidades e consequentemente a tensão de corte são bastante elevados junto ao fundo. A tensão de corte junto ao fundo e os níveis de turbulência são bastante importantes para os processos de transporte sedimentar (Soulsby, 1997, van Rijn, 1993).

As dissimilitudes que ocorrem na reprodução de camadas-limite laminares não tem uma grande importância para os modelos costeiros, uma vez que na natureza raramente ocorrem camadas-limite laminares nas zonas costeiras. No entanto existe a possibilidade de num modelo costeiro haver o desenvolvimento de uma camada-limite laminar, razão pela qual, em modelos hidrodinâmicos de ondas curtas com fundos fixos, sejam por vezes são adicionados elementos de rugosidade que garantam que a camada-limite junto ao fundo seja rugosa turbulenta (Hughes, 1993).

No caso de uma camada-limite rugosa turbulenta desenvolvida sob ondas curtas, a expressão que relaciona a tensão de atrito, τ_w, com o factor de atrito, f_w, é dada por (capítulo 3, secção 3.4.1.3):

$$\tau_w = \frac{1}{2}\rho f_w {U_w}^2, \tag{5.71}$$

e a expressão apresentada por Kamphuis, 1985, para o cálculo do factor de atrito em escoamentos rugosos turbulentos (capítulo 3, secção 3.4.1.3), dada por:

$$f_w = \frac{\tau_0}{\rho {U_w}^2} \approx 0.4\left(\frac{k_s}{A}\right)^{0.75}, \tag{5.72}$$

independente do número de *Reynolds*, e apenas válida para rugosidades relativas $A/k_s < 100$, o que corresponde a um regime de ondas curtas. O factor de atrito estará em semelhança desde que a escala da rugosidade junto ao fundo, N_{k_s}, seja igual à escala de comprimentos característicos de *Froude* (Hughes, 1993). A escala para a tensão de corte será, $N_{\tau_w} = N_\rho N_L \left(N_{k_s}/N_L\right)^{3/4}$.

A expressão (5.72) deixa de ser válida para determinação do factor de atrito para ondas longas (ou correntes de maré). Hughes, 1993, recorrendo a uma expressão de Yalin, 1971, que relaciona a tensão de corte máxima junto ao fundo com a rugosidade no caso de escoamentos unidireccionais, em que o perfil de velocidades é aproximado por um perfil logarítmico, determina a relação de escalas para a tensão de corte em camadas-limite rugosas turbulentas, que se desenvolvem sob escoamentos unidireccionais e ondas longas, $N_{\tau_l} = N_\rho N_L \left(N_{k_s}/N_L\right)^{1/4}$. Também neste caso a tensão de corte junto ao fundo será igual à tensão de corte de *Froude*, se a rugosidade junto ao fundo for reproduzida de acordo com a escala de comprimentos característicos de *Froude.*

Em suma, os factores de atrito e as tensões de corte junto ao fundo, em camadas-limite rugosas turbulentas, que se desenvolvem em modelos hidrodinâmicos de ondas curtas, são adequadamente reproduzidos pela semelhança de *Froude*, desde que a rugosidade junto ao fundo seja reproduzida de acordo com a escala de comprimentos característicos de *Froude*. Em modelos costeiros com fundos móveis a rugosidade junto ao fundo nem sempre é reproduzida de acordo com esta escala, o que resulta em efeitos de escala decorrentes da dissimilitude para a tensão de corte junto ao fundo e para o parâmetro de *Shields* (secção 5.2.5.5).

5.2.4.3. Distorção em Modelos Hidrodinâmicos de Ondas Curtas

Uma questão que se coloca é a de, até que ponto um modelo hidrodinâmico pode ser distorcido e continuar a reproduzir a agitação marítima de forma adequada. Para que num modelo reduzido exista semelhança para a propagação das ondas sobre uma batimetria real, é importante que os fenómenos de refracção e de difracção sejam adequadamente reproduzidos. De acordo com a teoria linear da onda o fenómeno da refracção (capítulo 3, secção 3.2.1.3) obedece à *Lei de Snell:*

$$sin\ \theta_1 = C_1 \frac{sin\ \theta_2}{C_2}, \tag{5.73}$$

em que θ representa o ângulo de incidência da onda em relação à normal à batimetria, num determinado ponto, os índices 1 e 2 representam locais com diferentes profundidade locais, e C a celeridade da onda, definida através da relação:

$$C = \sqrt{\frac{g}{k} tanh\ kh}, \tag{5.74}$$

em que h representa a profundidade da água e k o número de onda, que pode ser escrito em função do comprimento de onda L:

$$k = \frac{2\pi}{L}. \tag{5.75}$$

A semelhança da *Lei de Snell* reduz-se à semelhança do quociente entre as celeridades da onda em dois locais a profundidades distintas, o que pode ser traduzido por (Dalrymple, 1989):

$$N_{C_1/C_2} = 1. \tag{5.76}$$

Utilizando a definição da celeridade da onda, eq.(5.74), e a definição do número de onda, equação (5.75), para $N_g = 1$, o critério anterior pode ser reescrito:

$$N \sqrt{L_1 tanh \frac{h_1}{L_1}} \Big/ \sqrt{L_2 tanh \frac{h_2}{L_2}} = 1. \tag{5.77}$$

Ou seja:

$$\left(\frac{L_1 tanh\ \frac{2\pi h_1}{L_1}}{L_2 tanh\ \frac{2\pi h_2}{L_2}}\right)_p = \left(\frac{L_1 tanh\ \frac{2\pi h_1}{L_1}}{L_2 tanh\ \frac{2\pi h_2}{L_2}}\right)_m . \tag{5.78}$$

em que os índices $_{m,p}$ são indicativos de modelo e de protótipo.

Ou ainda:

$$\frac{L_{1m}}{L_{1p}} \frac{tanh\ \frac{2\pi h_{1m}}{L_{1m}}}{tanh\ \frac{2\pi h_{1p}}{L_{1p}}} = \frac{L_{2m}}{L_{2p}} \frac{tanh\ \frac{2\pi h_{2m}}{L_{2m}}}{tanh\ \frac{2\pi h_{2p}}{L_{2p}}}. \tag{5.79}$$

Como:

$$N_{L_1} = N_{L_2} = N_L = 1. \tag{5.80}$$

Esta expressão reduz-se ainda a:

$$\frac{tanh\ \frac{2\pi h_{1p}}{L_{1p}} \frac{N_h}{N_L}}{tanh\ \frac{2\pi h_{1p}}{L_{1p}}} = \frac{tanh\ \frac{2\pi h_{2p}}{L_{2p}} \frac{N_h}{N_L}}{tanh\ \frac{2\pi h_{2p}}{L_{2p}}}. \tag{5.81}$$

O que será verdade para a seguinte relação entre escalas:

$$N_L = N_h, \tag{5.82}$$

Desde que esta condição seja cumprida, independentemente de o modelo ser distorcido ou não, o fenómeno da refracção será bem reproduzido.

O fenómeno de empolamento da onda pode ser representado pelo coeficiente de empolamento, que traduz o quociente entre a altura de onda num dado ponto e a altura de onda ao largo, dependente da declividade da onda (capítulo 3, secção 3.2.1.3) através da expressão:

$$K_s = \frac{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}{\sqrt{\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) + \frac{2\pi h}{L}}}, \tag{5.83}$$

em que h representa a profundidade da água e L o comprimento de onda. Procedendo de forma análoga à apresentada no caso da *lei de Snell* chega-se à conclusão que, se a condição (5.82) for cumprida este parâmetro é mantido em semelhança no modelo.

Para a correcta reprodução do fenómeno da difracção (capítulo 4, secção 4.3.5.1) os parâmetros $x/L\ e\ y/L$, que representam a coordenada adimensionalizada pelo comprimento de onda, devem ser iguais quer no modelo quer no protótipo, o que significa que a escala para o comprimento de onda deve ser igual à escala de comprimentos característicos no plano horizontal (N_l):

$$N_L = N_l. \tag{5.84}$$

Assim, para que se reproduzam simultaneamente os fenómenos da refracção e da difracção a escala dos comprimentos de onda deve ser igual a:

$$N_L = N_l = N_h. \tag{5.85}$$

O que implica que o modelo reduzido tenha que ser não distorcido. Num modelo distorcido, para que a refracção seja correctamente reproduzida deve verificar-se a eq.(5.82), mas a difracção não poderá ser adequadamente reproduzida.

A classificação do tipo de rebentação das ondas é habitualmente efectuada a partir de um parâmetro de rebentação (capítulo 3, secção 3.2.2) que compara o declive de praia ($tan\,\beta$) com a declividade da onda (H/L):

$$\xi = \frac{\tan\beta}{\sqrt{\mathrm{H/L}}}. \tag{5.86}$$

Este parâmetro adimensional foi inicialmente desenvolvido por Iribarren e Nogales, 1949, e posteriormente adaptado por Battjes, 1974, para a classificação do tipo de rebentação, em função das características da agitação marítima ao largo e junto à rebentação.

A correcta representação da rebentação no modelo requer que este parâmetro seja igual à unidade, isto é, que o modelo seja não distorcido:

$$N_l = N_h. \tag{5.87}$$

Uma vez que nos modelos distorcidos é habitual que a escala para os comprimentos característicos na horizontal seja maior do que a escala para os comprimentos característicos na vertical, o declive da praia é maior no modelo. Para manter o parâmetro de rebentação seria necessário considerar ondas mais curtas no modelo para a mesma altura de onda, ou maiores alturas de onda para o mesmo comprimento de onda, o que poderia ser traduzido por uma escala de *Froude* distorcida:

$$N_T = \frac{N_l}{N_h}\sqrt{\frac{N_\mathrm{h}}{N_g}}. \tag{5.88}$$

Para uma escala de *Froude* não distorcida, o parâmetro de *Iribarren* será maior no modelo do que no protótipo, pelo que, por exemplo, ondas que rebentam no protótipo de uma forma progressiva poderão passar a fazê-lo, de forma mergulhante no modelo.

O limite de espraiamento máximo das ondas pode também ser estimado em função das características da onda e do declive da praia, de acordo com a seguinte expressão[21] (capítulo 3, secção 3.2.5):

$$Ru = \mathrm{c}\tan\beta\sqrt{H\frac{gT^2}{2\pi}}. \tag{5.89}$$

em c é um coeficiente empírico.

Num modelo distorcido (admitindo $N_g = 1$) a escala do limite de espraiamento máximo da onda seria:

$$N_{Ru} = \frac{\mathrm{N_h}}{\mathrm{N_l}}\mathrm{N_h}. \tag{5.90}$$

Assumindo uma escala para comprimentos característicos na horizontal maior do que a escala para comprimentos característicos na vertical, o espraiamento da onda seria maior no modelo do que o obtido a partir da escala vertical:

$$Ru_m = \frac{\mathrm{N_l}}{\mathrm{N_h}}\frac{Ru_p}{\mathrm{N_h}} > \frac{Ru_p}{\mathrm{N_h}}. \tag{5.91}$$

A avaliação do efeito da distorção na reflexão das ondas é de difícil concretização. No entanto, sabe-se estar relacionado com a declividade das ondas e com o declive do obstáculo que causa a reflexão, que num modelo distorcido se encontra exagerado.

---

[21] Desprezando a influência das ondas de longo período.

[22] As designações foram mantidas para não se distorcer o sentido original.

[23] Por uma questão de consistência com o que tem vindo a ser apresentado, o tamanho dos sedimentos caracteriza-se pelo seu diâmetro mediano.

Considere-se o coeficiente de reflexão determinado empiricamente por Miche, 1951, para ondas monocromáticas com uma declividade suficiente para que a rebentação ocorra numa praia com um declive $tan\,\beta$, proporcional ao número de *Miche*, dado pela seguinte expressão:

$$C_r = \frac{4g}{(2\pi)^{5/2}} \frac{\tan^{5/2}\beta}{H_0 f^2}, \tag{5.92}$$

em g representa a aceleração da gravidade, H_0, a altura de onda ao largo, e f a frequência da onda.

Num modelo distorcido (admitindo $N_g = 1$) a escala do coeficiente de reflexão seria dada por:

$$N_{C_r} = \left(\frac{\mathrm{N_h}}{\mathrm{N_l}}\right)^{5/2}. \tag{5.93}$$

pelo que, uma vez que a escala para os comprimentos horizontais característicos é habitualmente superior à escala para os comprimentos verticais, o coeficiente de reflexão no modelo distorcido seria superior ao coeficiente de reflexão no protótipo.

Da análise apresentada conclui-se que num modelo hidrodinâmico de ondas curtas, reproduzido de acordo com os critérios de semelhança de *Froude*, mas que seja geometricamente distorcido, os processos de transformação da agitação marítima sobre uma batimetria são afectados por essa distorção. Para a adequada reprodução dos fenómenos de empolamento e refracção das ondas, a escala de comprimentos característicos deve ser igual à escala da dimensão vertical $N_L = N_h$. Nessa hipótese, o fenómeno da difracção não será adequadamente reproduzido. A rebentação será também afectada, sendo de esperar que ondas que rebentam no protótipo de uma forma progressiva poderão passar a fazê-lo, de forma mergulhante no modelo. O espraiamento das ondas será maior no modelo do que no protótipo, esperando-se também uma maior reflexão das ondas na praia.

5.2.5. Modelos de Transporte Sedimentar

5.2.5.1. Introdução

Muitos investigadores estudaram já o problema da modelação física de materiais não coesivos de praias, tendo sido obtidas propostas tão diversas para as leis de semelhança em modelos costeiros com fundos móveis (Dalrymple, 1989) que se torna difícil decidir qual utilizar para uma determinada aplicação. Existem também diversas escolas com muitos anos de investigação em modelação física de transporte de sedimentos. Por exemplo, nos EUA, Le Méhauté, 1970, U.S. Army Waterways Experiment Station, Hudson *et al.*, 1979, e Queen's University Coastal Engineering Research Laboratory, Kamphuis, 1985. De facto a modelação física com fundos móveis teve o seu apogeu nos anos 70, altura em que a modelação numérica iniciou o seu crescimento (Kamphuis, 2009).

Um modelo físico costeiro com fundos móveis deveria reproduzir a interacção complexa entre os diversos fenómenos, tais como, ondas curtas, ondas longas, escoamentos unidireccionais, transporte sedimentar, estruturas e outras fronteiras (Kamphuis, 1985). No entanto, não é possível encontrar relações de escala que permitam a semelhança de todas as interacções presentes, nem mesmo quando os modelos se restringem a versões simplificadas do protótipo, em que se desprezam alguns aspectos (Hughes, 1993). Um modelo costeiro com fundos móveis deverá ser um modelo hidrodinâmico de ondas curtas, uma vez que na maioria das situações de protótipo que se pretendem reproduzir, os sedimentos se movem por acção da agitação marítima (Kamphuis, 1985). Esta afirmação é válida sobretudo quando se consideram apenas correntes induzidas pela agitação marítima (capítulo 3, secção 3.3). Assim, num modelo costeiro com fundos móveis, é essencial que se considerem as relações de escala de um modelo hidrodinâmico de ondas curtas com fundo fixo, para cujo estabelecimento se recorre à análise dimensional (Kamphuis, 1985). O autor identificou como variáveis mais importantes

as coordenadas espaciais (x, y, z), e o tempo (t), os parâmetros caracterizadores da agitação marítima (altura de onda, H, e comprimento de onda, L, ou período de onda, T), as características do escoamento (profundidade, h, e rugosidade junto ao fundo, k_s) e as propriedades do fluido (massa volúmica, ρ, e viscosidade cinemática, ν). Estas grandezas devem relacionar-se entre si, o que pode ser traduzido pela seguinte equação:

$$F(H, L(ou\ T), h, k_s, \rho, \nu, g, x, y, z, t) = 0. \tag{5.94}$$

Segundo o teorema dos $\pi\pi$, a relação entre as 11 variáveis apresentadas pode transformar-se na seguinte relação entre parâmetros adimensionais:

$$\varphi\left(\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{L}}, \frac{\mathrm{h}}{\mathrm{L}}, \frac{\mathrm{x}}{\mathrm{L}}, \frac{\mathrm{y}}{\mathrm{L}}, \frac{\mathrm{z}}{\mathrm{L}}, \frac{\mathrm{k_s}}{\mathrm{L}}, \mathrm{t}\sqrt{\frac{\mathrm{g}}{\mathrm{L}}}, \frac{\nu}{\mathrm{L}\sqrt{\mathrm{gL}}}\right) = 0. \tag{5.95}$$

Kamphuis, 1985, refere que uma vez que existem diversas possibilidades para a obtenção destes parâmetros, a escolha deve ser feita com base no bom senso e de uma forma lógica e indica os parâmetros adimensionais apresentados na expressão anterior. Os critérios de escala resultam da semelhança dos parâmetros anteriores.

Para um modelo geometricamente não distorcido os valores dos cinco primeiros parâmetros do conjunto devem ser mantidos iguais no modelo e no protótipo, o que resulta nas seguintes relações de escala:

$$N_L = N_H = N_h = N_x = N_y = N_z. \tag{5.96}$$

O sexto parâmetro adimensional manter-se-á desde que a rugosidade junto ao fundo se mantenha, o que será verdade, em termos práticos, em modelos costeiros cuja camada-limite junto ao fundo seja do tipo rugosa turbulenta. O sétimo parâmetro adimensional corresponde a um tempo relativo ao período do movimento harmónico simples devido à gravidade. A sua semelhança resulta no critério de tempo de *Froude* para um comprimento característico, correspondente ao comprimento de onda característico, eq.(5.63). O último parâmetro é equivalente ao número de *Reynolds* do escoamento sendo a velocidade representada por $\sqrt{gL}$. Manter este parâmetro igual no modelo e no protótipo resulta na relação de escala:

$$N_L = N_\nu^{2/3} N_g^{-1/3}. \tag{5.97}$$

Para um modelo físico em que o fluido utilizado seja água a relação anterior implicaria que este fosse igual ao protótipo, uma vez que:

$$N_\nu = N_g = 1 \Rightarrow N_L = 1, \tag{5.98}$$

ficando mais uma vez identificada a incompatibilidade entre as semelhança de *Reynolds* e de *Froude.*

Habitualmente este problema é contornado admitindo que o efeito da viscosidade não é importante, ou seja, que a camada-limite é rugosa turbulenta tanto no modelo como no protótipo. Este pressuposto não é fácil de justificar no caso do movimento sedimentar confinado à camada-limite junto ao fundo, porque esta camada-limite é muitas vezes de transição no modelo. Contudo, não existindo alternativa a esta aproximação deve tentar-se garantir que a camada-limite junto ao fundo seja turbulenta, Kamphuis, 1985. Assim, a parte hidrodinâmica dos modelos de transporte sedimentar com fundos móveis deve obedecer ao critério de *Froude*. Fica também reconhecido que os efeitos de escala viscosos e as formas de fundo podem interferir na hidrodinâmica do modelo (secção 5.2.4.2).

A semelhança para o transporte sedimentar no modelo físico costeiro com fundos móveis pode ser estabelecida a partir da combinação de parâmetros característicos dos sedimentos e de algumas

propriedades físicas do fluido, agrupados num conjunto de parâmetros adimensionais, habitualmente utilizado em modelação física de escoamentos unidireccionais (Hughes, 1993).

Os modelos físicos de transporte longitudinal são aplicações importantes de modelos costeiros com fundos móveis. Nestes modelos, é difícil seleccionar-se a predominância de um modo de transporte, uma vez que o transporte dos sedimentos se faz tanto por arrastamento como em suspensão, nas diferentes regiões da zona de rebentação. Hughes, 1993, recomenda a leitura da descrição de estudos de transporte longitudinal em modelo físico, desenvolvidos no passado, como guia na concepção de modelos deste tipo.

5.2.5.2. Modelos Dominados por Transporte por Arrastamento

Kamphuis, 1985, utilizou as variáveis identificadas na seguinte equação:

$$F_s(\rho, \nu, l, \tau_0, d, \rho_s) = 0, \tag{5.99}$$

em que τ_0 representa a tensão de corte junto ao fundo, d o diâmetro característico dos sedimentos, ρ a massa volúmica da água e ρ_s a massa volúmica dos sedimentos.

Esta função pode ser transformada na função de parâmetros adimensionais correspondentes, ou seja:

$$\varphi_s\left(\frac{u_* d}{\nu}, \frac{\rho {u_*}^2}{\gamma_s' d}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{l}{d}\right) = 0, \tag{5.100}$$

em que se utiliza a definição de velocidade de corte (ou de atrito) junto ao fundo:

$$u_* = \sqrt{\tau_b/\rho}, \tag{5.101}$$

e de peso volúmico submerso:

$$\gamma_s' = (\rho_s - \rho)g. \tag{5.102}$$

Kamphuis, 1985, salientou ainda que este conjunto é especialmente adequado para transporte sedimentar induzido pelas tensões de corte junto ao fundo, que aí remobilizam os sedimentos e os colocam em movimento, ou seja, quando o modo de transporte sedimentar dominante é o transporte por arrastamento. Mais tarde, Kamphuis, 1991b, adicionou um quinto parâmetro aos anteriores, ω/u_*, em que ω representa a velocidade de queda dos sedimentos, para contabilizar a ocorrência simultânea de transporte em suspensão, transformando-se a eq.(5.100) na seguinte:

$$\varphi'_s\left(\frac{u_* d}{\nu}, \frac{\rho {u_*}^2}{\gamma_s' d}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{l}{d}, \frac{\omega}{u_*}\right) = 0. \tag{5.103}$$

Indicou ainda que o parâmetro, ω/u_*, pode ser utilizado como medida dos efeitos de escala causados pelo transporte em suspensão, num modelo projectado para reprodução do transporte sedimentar por arrastamento junto ao fundo.

Kamphuis, 1974, definiu dois tipos de modelos, para aplicações onde o transporte por arrastamento junto ao fundo seja o modo de transporte sedimentar dominante, com escalas de velocidades adequadas para combinação de ondas e correntes: o modelo ‘offshore’ e o modelo ‘inshore’. A principal diferença entre estes modelos prende-se com as relações de escala desenvolvidas para as tensões de corte junto ao fundo. O modelo ‘offshore’ foi desenvolvido para aplicações de modelação física de tensões de corte e transporte sedimentar em torno de plataformas de perfuração, emissários submarinos e outros, sob influência de ondas curtas e correntes. O modelo ‘inshore’ é adequado para modelação de transporte sedimentar por arrastamento, em situações onde as correntes unidireccionais e as ondas longas são as principais acções que contribuem para as tensões de corte junto ao fundo, com aplicação em problemas de transporte sedimentar em embocaduras, canais de navegação, erosão

localizada em estruturas costeiras e portos, e alguns problemas de erosão e deposição localizadas (Hughes, 1983). Kamphuis, 1975a, definiu ainda relações de escala para um outro modelo denominado 'waves only', não distorcido, para o qual considerou que a escala de velocidade horizontal era dada por:

$$N_U = N_g N_L. \tag{5.104}$$

Se os sedimentos se movem preferencialmente por arrastamento junto ao fundo e admitindo que esse movimento é descrito pelo conjunto de parâmetros adimensionais apresentados na expressão (5.103), então os seguintes números-índice devem ter o mesmo valor no modelo e no protótipo.

Número de *Froude* densimétrico*:* $$F_* = \frac{\rho {u_*}^2}{\gamma_s d} \tag{5.105}$$

Número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos*:* $$Re_* = \frac{u_* d}{\nu} \tag{5.106}$$

Densidade relativa dos sedimentos: $$s = \frac{\rho_s}{\rho} \tag{5.107}$$

Comprimento relativo: $$\frac{l}{d} \tag{5.108}$$

Velocidade de queda relativa: $$\frac{\omega}{u_*} \tag{5.109}$$

Tal como no caso dos modelos hidrodinâmicos de ondas curtas, a igualdade de todos os números-índice não é possível. Hughes, 1993, recomenda a leitura cuidadosa do trabalho de Kamphuis, 1974, 1975a, 1975b, 1985, para o projecto de modelos com fundos móveis dominados pelo arrastamento. O autor estabeleceu as relações de escala, que se apresentam no Quadro 5.1 e no Quadro 5.2 e fez a análise de cada um dos modelos resultantes quando algumas das igualdades não se verificassem, bem como dos efeitos de escala associados. Em nenhum dos modelos propostos foi considerada a semelhança para o parâmetro de velocidade de queda relativa.

Quadro 5.1. Leis de escala em modelos com fundos móveis, cujo modo de transporte sedimentar dominante é o arrastamento junto ao fundo (Hughes, 1993).

Modelo[22]	N_{R_*}	N_{F_*}	$N_{\rho_s/\rho}$	$N_{l/d}$	N_d	N_{γ_s}
'Best'	$N_l^{3/2}$	1	1	1	N_l	1
'Lightweight'	1	1	*	$N_l^{12/11}$	$N_l^{-1/11}$	$N_l^{3/11}$
'Densimetric Froude'	$N_l^{1/8} N_d^{11/8}$	1	*	N_l/N_d	◦	$(N_l/N_d)^{1/4}$
'Sand'	$N_l^{1/8} N_d^{11/8}$	$(N_l/N_d)^{1/4}$	1	N_l/N_d	◦	1

◦ Escolha livre

* Determinada a partir de N_{γ_s} mas restringida pela condição: $1.05 < \rho_s/\rho < 2.65$.

Na presente dissertação não será efectuada uma análise detalhada dos modelos de transporte sedimentar dominados pelo arrastamento junto ao fundo, uma vez que no modelo físico construído se pretendiam estudar processos que ocorrem junto à rebentação, tendo-se assumido que o modo de transporte dominante seria o modo de transporte em suspensão. Deixa-se apenas um breve comentário em relação ao modelo '*Lightweigth',* que permite alguma liberdade na escolha dos materiais a utilizar como sedimentos, Quadro 5.3.

[22] As designações foram mantidas para não se distorcer o sentido original.

Quadro 5.2. Leis de escala para a tensão de corte e para as velocidades em modelos com fundos móveis, cujo modo de transporte sedimentar dominante é o arrastamento junto ao fundo (O – 'offshore'; I – 'inshore') (Hughes, 1993).

Modelo	N_{τ_0}	N_U (O)	N_U (I)
'Best'	N_l	$\sqrt{N_l N_g}$	$\sqrt{N_l N_g}$ (apenas não distorcido)
'Lightweight'	$N_l^{2/11}$	$N_l^{1/2} N_g^{5/22}$	$\frac{N_g^{1/2} N_z^{25/22}}{N_x^{1/2}}$
'Densimetric Froude'	$N_l^{1/4} N_d^{3/4}$	$N_g^{1/2} (N_l N_d)^{1/4}$	$\frac{N_g^{1/2} N_z^{9/8}}{N_x^{1/2} N_d^{1/8}}$
'Sand'	$N_l^{1/4} N_d^{3/4}$	$N_g^{1/2} \left(N_l N_g\right)^{1/4}$	$\frac{N_g^{1/2} N_z^{9/6}}{N_x^{1/2} N_d^{1/8}}$

Neste tipo de modelo, tanto o número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, como do número de *Froude* densimétrico são iguais aos do protótipo, no entanto, não são verificados os critérios de densidade, comprimento e velocidade de queda relativos. A sua utilidade é posta em causa pela dificuldade que existe em encontrar o material apropriado e pelos efeitos de escala presentes neste tipo de modelo. Kamphuis, 1985, refere que o conhecimento das limitações inerentes à utilização de materiais leves em modelos costeiros de fundos móveis terá feito com que estes caíssem em desuso, sendo apenas utilizados quando se pretendem respostas qualitativas a processos que ocorrem longe da zona de rebentação.

Quadro 5.3. Materiais leves para modelos físicos com fundos móveis (Bettess, 1990).

Densidade relativa dos sedimentos (ρ_s/ρ)	Material leve
1.0 a 1.1	Poliestireno, Serrim com Asfalto
1.1 a 1.2	Nylon, Perspex, PVC, Madeira
1.2 a 1.3	ABS (Acrilonitrilo Butadieno Stireno), Baquelite, PVC
1.3 a 1.4	Baquelite, Carvão, Casca de Noz Moída
1.4 a 1.5	Baquelite, Carvão, Areia do Rio Loire
1.5 a 1.6	Carvão, Areia do Rio Loire
1.6 a 1.7	Agregados leves

5.2.5.3. Modelos Dominados por Transporte em Suspensão

Em alguns regimes costeiros, o transporte sedimentar caracteriza-se por elevados níveis de turbulência, que elevam os sedimentos na coluna de água, após o que, são transportados em suspensão pelas correntes (capítulo 3, secção 3.4). Este modo de transporte está intrinsecamente ligado a processos de erosão e deposição sedimentar, erosão localizada e outros problemas resultantes da acção energética das ondas. A modelação física do transporte em suspensão requer a consideração de parâmetros físicos diferentes dos que se utilizam no caso das situações em que o transporte por arrastamento é o modo dominante. Isto conduz a critérios de escala naturalmente diferentes em cada um dos casos, o que significa que num modelo físico de transporte sedimentar um dos dois modos de

transporte não estará a ser correctamente reproduzido, havendo, necessariamente, efeitos de escala associados.

Kamphuis, 1991b, formulou uma expressão geral que considerou adequada para a determinação de relações de escala para o transporte sedimentar na zona de rebentação, onde além das tensões de corte junto ao fundo existem outras forças mobilizadoras dos sedimentos. O autor substituiu na sua parametrização para modelos onde o transporte por arrastamento é dominante (expressão (5.103)), a velocidade de corte junto ao fundo por uma velocidade característica dada por $\sqrt{gH_b}$, em que H_b é a altura da onda na rebentação, e considerou que esta altura de onda corresponde ao comprimento característico no modelo, ou seja,

$$\varphi'_{sb}\left(\frac{\sqrt{gH_b}d}{\nu},\frac{\rho g H_b}{\gamma_s d},\frac{\rho_s}{\rho},\frac{H_b}{d},\frac{\omega}{\sqrt{gH_b}}\right)=0. \tag{5.110}$$

Manter os quocientes protótipo-modelo de cada parâmetro adimensional resulta nos seguintes critérios de semelhança:

Critério do parâmetro de mobilidade*:* $$N_\psi=\frac{N_\rho N_g N_{H_b}}{N_{\gamma_s}N_d} \tag{5.111}$$

Critério de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos*:* $$N_\nu=N_d\sqrt{N_g N_{H_b}} \tag{5.112}$$

Critério da densidade relativa dos sedimentos: $$N_{\rho_s}=N_\rho \tag{5.113}$$

Critério do comprimento relativo: $$N_{H_b}=N_d \tag{5.114}$$

Velocidade de queda relativa: $$N_\omega=\sqrt{N_g N_{H_b}} \tag{5.115}$$

Uma vez mais, não é possível satisfazer todos os critérios simultaneamente. Uma forma para o estabelecimento das relações de escala para projecto de modelos costeiros com fundos móveis é identificar os parâmetros adimensionais ou características físicas importantes, que pareçam relacionadas com os processos sedimentares em análise, e mantê-los iguais no modelo e no protótipo, sendo comum tentar-se satisfazer as condições de semelhança que mantêm os declives de praia ou as trajectórias de queda das partículas sedimentares. Um dos aspectos mais importantes na modelação física da dinâmica do transporte sedimentar em zonas costeiras energéticas, especialmente na zona de rebentação, é a evolução do perfil de equilíbrio, que deve procurar manter-se semelhante. Foram diversos os critérios de semelhança desenvolvidos para este tipo de modelos, fazendo-se de seguida a distinção entre aqueles que dependem e os que não dependem da velocidade de queda das partículas sedimentares.

Critérios de Escala Independentes da Velocidade de Queda

Hughes, 1993, destaca os modelos de Noda, 1972, Ito e Tsuchiya, 1984, e de Hallermeier, 1985, como exemplos importantes de modelos com critérios de escala independentes da velocidade de queda. Em todos eles se verifica uma semelhança hidrodinâmica de acordo com a semelhança de *Froude*.

Segundo Dean, 1985, Noda, 1972, realizou um estudo em que comparou perfis de praia desenvolvidos em laboratório com perfis de protótipo, tentando estabelecer relações de escala para a zona de rebentação e espraiamento das ondas. No estudo o autor terá considerado cerca de 130 perfis, 14 tipos de materiais para reprodução dos sedimentos (incluindo areia e materiais sintéticos) e 22 tamanhos dos grãos. Como dados de protótipo, o autor terá utilizado perfis medidos em modelos de maior escala em testes conduzidos por Watts, 1954, que incluíram tamanhos dos sedimentos de 0.22 mm, 0.46 mm, 1.20 mm e 3.46 mm. Os parâmetros considerados pelo autor teriam sido: a escala vertical, N_z, a escala horizontal, N_x, a escala do diâmetro dos grãos, N_d. Dean, 1985, refere que o autor terá começado por

tentar desenvolver relações de escala para o mesmo material em modelo e em protótipo, não tendo sido bem sucedido, mas descobrindo que para um diâmetro de 0.565 mm no modelo e de 1.2 mm no protótipo, os perfis se encontravam em semelhança desde que o modelo fosse distorcido, de acordo com as relações de escala apresentadas na expressão seguinte:

$$\begin{cases} N_d = {N_z}^{0.55} \\ N_x = {N_z}^{1.32}, \end{cases} \tag{5.116}$$

O autor terá então generalizado as relações de escala desenvolvidas a materiais leves, incluindo a escala de densidade relativa, de acordo com a expressão:

$$\begin{cases} N_d {N_{\rho'}}^{1.85} = {N_z}^{0.55} \\ N_x = {N_z}^{1.32} {N_{\rho'}}^{-0.386}, \end{cases} \tag{5.117}$$

em que ρ' representa a densidade relativa de massa submersa, definida através de:

$$\rho' = \rho_s/\rho - 1 = s - 1. \tag{5.118}$$

Na Figura 5.1 pode ver-se a representação gráfica das relações de escala recomendadas por Noda, 1972, de acordo com Dean, 1985.

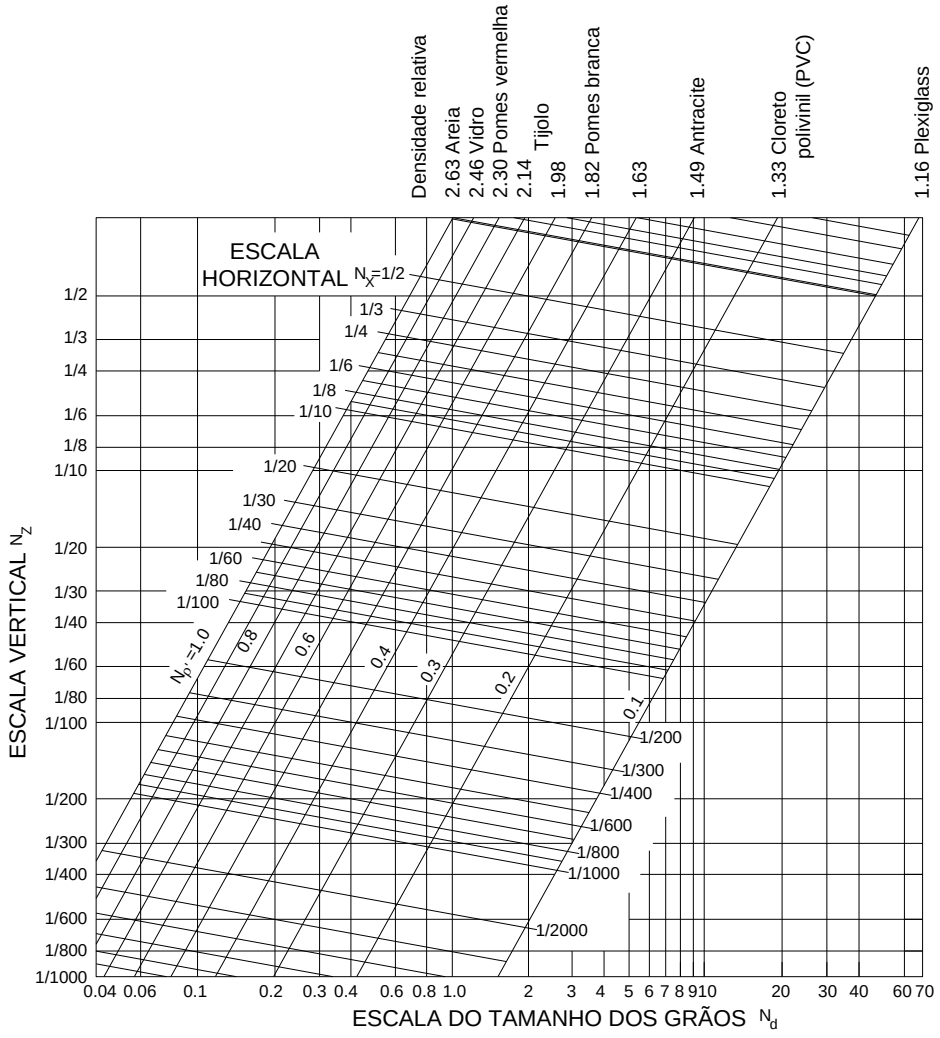


Figura 5.1. Representação gráfica das relações de escala recomendadas por Noda, 1972 (adaptado de Dalrymple, 1989).

Segundo Hughes, 1993, as relações de escala desenvolvidas seriam adequadas para problemas na zona de rebentação, relacionados com a ocorrência de eventos turbulentos e energéticos. No entanto, Hughes, 1993, refere que diversos autores reviram o trabalho de Noda, 1972, e todos eles detectaram problemas na reprodução dos perfis de praia. Dean, 1985, compara a abordagem de Noda, 1972, com a que ele próprio desenvolveu encontrando diferenças significativas. O autor refere também o trabalho de Collins e Chesnutt, 1975, que reviram o trabalho de Noda, 1972, como sendo indicativo de que seriam ainda necessários desenvolvimentos para uma melhor compreensão da modelação de perfis de praia.

Os critérios de escala de Ito e Tsuchiya, 1984, foram estabelecidos para a modelação de perfis de equilíbrio de praias, com base em experiências realizadas em dois canais de ondas de diferentes dimensões. A hidrodinâmica no modelo reduzido, geometricamente não distorcido, foi reproduzida de acordo com a semelhança de *Froude*, enquanto o modelo físico construído no canal maior funcionou como protótipo. Com base nos resultados da experiência e por análise de outros resultados obtidos num tanque de ondas, foram estabelecidos os seguintes critérios:

$$\begin{cases} N_d = (1.7)^0 {N_L}^{0.83}, & N_l \leq 2.2 \\ N_d = (1.7)^1 {N_L}^{0.2}, & N_l > 2.2 \end{cases}. \tag{5.119}$$

Os autores indicaram que a escala para o diâmetro mediano dos sedimentos era semelhante à escala que seria obtida se fossem utilizados os critérios dependentes da velocidade de queda de Dean, 1985.

O modelo de Hallermeier, 1985, foi definido através de um parâmetro adimensional, Ψ, correspondente ao quociente entre a velocidade horizontal característica, V_x, normalizada pela velocidade crítica para o movimento incipiente junto ao fundo, e a velocidade vertical característica, V_z, de acordo com a seguinte expressão:

$$\Psi = \frac{V_x / v_*}{V_z}. \tag{5.120}$$

Segundo o autor, este parâmetro deveria ter o mesmo valor no modelo e no protótipo, o que impõe a seguinte relação para a distorção do modelo, Ω:

$$\Omega = \frac{N_x}{N_z} = N_{v_*}. \tag{5.121}$$

Hallermeier, 1985, utilizou duas formulações diferentes para a determinação da velocidade crítica associada ao movimento incipiente. Uma no protótipo e outra, no modelo reduzido:

$$v_{*p} = \sqrt{8 \rho'_p g d_{50,p}}, \tag{5.122}$$

$$v_{*m} = 0.14 (\rho'_m g)^{3/4} {d_{50,m}}^{1/4} {T_m}^{1/2}, \tag{5.123}$$

em que d_{50} representa o diâmetro mediano dos sedimentos.

A distorção resultante é dada pela seguinte expressão:

$$\Omega = N_{v_*} = 20.2 \left(N_{\rho'} N_d\right)^{1/2} \left(\frac{d_{50,m}}{\rho'_m g {T_m}^2} \right)^{1/4}. \tag{5.124}$$

Um ponto central da obtenção das escalas é a velocidade crítica para o movimento incipiente, o que implica a predominância do transporte por arrastamento na zona de rebentação. Apesar de ser um parâmetro pertinente para praias com baixos níveis de energia e condições de acreção, terá uma importância reduzida em zonas costeiras com elevados níveis de energia.

Critério de Escala Dependente da Velocidade de Queda

Na zona costeira, entre a rebentação e a praia, os movimentos turbulentos são bastante importantes na mobilização e transporte sedimentar. Para a sua adequada reprodução em modelo físico, o parâmetro adimensional de velocidade de queda, definido pela expressão seguinte, deve ter o mesmo valor do protótipo (Hughes, 1993).

$$H/(\omega T). \tag{5.125}$$

em que ω representa a velocidade de queda, que pode ser calculada através de uma das formulações semi-empíricas apresentadas no capítulo 3, secção 3.4.1.2.

Modelos Não Distorcidos

As recomendações de Dean, 1985, para o sucesso da modelação física com fundos móveis de processos que ocorrem na zona de rebentação são de que: 1) o modelo deve ser geometricamente não distorcido; 2) os processos hidrodinâmicos devem ser reproduzidos pela semelhança de *Froude*; o carácter da rebentação das ondas deve ser adequadamente reproduzido, ou seja, a escala de comprimentos característicos deve ser grande o suficiente para que os efeitos viscosos, de tensão e superficial e coesivos, possam ser desprezados 3) deve ser utilizada areia como material sedimentar no modelo e só no caso de tal não ser possível, recorrer a outro material mais leve.

Para a reprodução das características sedimentares, Dean, 1985, refere que deve ser considerado o aspecto dominante de interacção entre o escoamento e os sedimentos. Para o autor, junto à zona de rebentação, os parâmetros mais importantes são a velocidade de queda e o ângulo de repouso dos sedimentos, sendo este último interveniente na estabilidade da praia de uma forma óbvia, especialmente junto à face da praia, onde o declive é mais acentuado, reconhecendo ainda uma importância menos significativa da porosidade da areia.

O autor refere que a velocidade de queda deve seguir a escala de velocidades de *Froude*, argumentando através da seguinte ilustração. Uma partícula que se encontra em suspensão a uma distância do fundo geometricamente semelhante à do protótipo, por exemplo junto à crista da onda, para ter uma trajectória semelhante à do protótipo, deve cair num período de tempo semelhante ao do protótipo. O autor refere ainda que o mesmo argumento pode ser utilizado num modelo geometricamente distorcido.

Os critérios indicados por Dean, 1985, resultam da combinação do critério de escala de tempo de *Froude*, equação (5.63), com a condição de escala para o parâmetro da velocidade de queda, definido na expressão (5.125):

$$N_T = \frac{N_l}{N_\omega}, \tag{5.126}$$

o que resulta na seguinte relação para a escala da velocidade de queda:

$$N_\omega = \sqrt{N_g N_l}. \tag{5.127}$$

Desta forma, manter-se-á a semelhança para a forma da onda, para a trajectória de queda dos sedimentos, para as velocidades induzidas pelas ondas, para a zona e tipo de rebentação e para a propagação da onda. As tensões de corte junto ao fundo não são correctamente reproduzidas (secção 5.2.5.5), uma vez que a camada-limite junto ao fundo e as formas de fundo não são semelhantes. Mas o autor refere que, o critério de *Shields* será aproximadamente satisfeito se a velocidade de queda for a mesma no modelo e no protótipo. O principal senão deste tipo de modelo é a necessidade de instalações com grandes dimensões, para que os sedimentos finos possam ser reproduzidos a uma

escala reduzida, sem serem afectados por efeitos coesivos. O investigador pode escolher a escala de comprimentos ou o tamanho dos sedimentos a utilizar, fixando assim as restantes escalas.

Segundo Hughes, 1993, as recomendações de Dean, 1985, foram testadas com sucesso em modelos com fundos móveis, não distorcidos e erosivos por Kriebel *et al.*, 1986, e Vellinga, 1986, para reprodução da evolução do perfil de praia. O autor indica outros autores que terão discutido estas recomendações (Sayao e Nairn, 1988; Hughes e Fowler, 1990; Hughes e Fowler, 1991) tendo-as utilizado para o projecto de um modelo costeiro com fundos móveis que tentava reproduzir uma situação, em que uma tempestade severa terá causado erosão num projecto de alimentação artificial em Ocean City, Maryland, USA. O perfil erodido no modelo terá mostrado uma impressionante semelhança com o do protótipo em termos de volumes, mas foram encontradas diferenças em termos de detalhe, tendo-se especulado que essas diferenças seriam devidas a uma recuperação da praia, num período de tempo que decorreu após o temporal, até que as medições de campo fossem efectuadas.

Modelos Distorcidos

Foram diversos os esforços efectuados no passado com o intuito de desenvolver leis de escala que incorporassem a velocidade de queda em modelos costeiros distorcidos de transporte em suspensão, não sendo claro qual o melhor conjunto a utilizar. Todos os modelos seguem o critério de semelhança de *Froude* e consideram que o comprimento característico é dado pela dimensão vertical. Hughes, 1993, refere que as evidências experimentais parecem sustentar a ideia de que se devem usar os critérios definidos por Vellinga, 1982, e Wang *et al.*, 1990. O facto das escalas de tempo hidrodinâmico diferirem entre ambos parece indicar que o período da onda não será de maior importância, desde que as ondas mantenham a declividade necessária para que haja remobilização dos sedimentos e transporte em suspensão. O critério de Hughes, 1983, permite que haja semelhança para a velocidade de queda, para a rebentação e para o perfil de equilíbrio de Dean, em aplicações de erosão de dunas, e onde a distorção do modelo é devida à distorção associada à escala de tempo hidrodinâmico. No Quadro 5.4 apresentam-se as relações de escala de quatro modelos costeiros distorcidos com fundos móveis, que convergem para modelos geometricamente não distorcidos.

Quadro 5.4. Modelos costeiros distorcidos de processos dominados pelo transporte em suspensão, que incorporam a velocidade de queda, Hughes, 1993.

	Distorção geométrica, Ω	Escala de tempo hidrodinâmico, N_T	Escala de tempo morfológico, N_{t_m}
Le Méhauté, 1970	$\left(\frac{N_g N_z}{N_\omega^2}\right)^{1/2}$	$\sqrt{\frac{N_z}{N_g}}$	N_T
Vellinga, 1982	$\left(\frac{N_g N_z}{N_\omega^2}\right)^{0.28}$	$\sqrt{\frac{N_z}{N_g}}$	N_T
Hughes, 1983	$\left(\frac{N_g N_z}{N_\omega^2}\right)^{1/2}$	$\frac{N_x}{\sqrt{N_g N_z}}$	N_T
Wang *et al.*, 1990	$\left(\frac{N_g N_z}{N_\omega^2}\right)^{1/4}$	$\frac{N_x}{\sqrt{N_g N_z}}$	$\sqrt{\frac{N_z}{N_g}}$

Para Dean, 1985, os modelos geometricamente distorcidos propostos por Le Méhauté, 1970, Vellinga, 1982, Hughes, 1983, e Wang *et al.*, 1990, demonstram utilidade para a modelação da evolução morfológica na zona de rebentação, mas não reproduzem adequadamente o perfil de praia fora desta zona. Contudo, a distorção geométrica permite uma maior flexibilidade na escolha das escalas do

modelo, habitualmente, a escala do diâmetro dos sedimentos e uma das escalas de comprimento, permitindo a construção de um modelo costeiro com fundos móveis em instalações de menores dimensões.

Hughes, 1993, refere que, Le Méhauté, 1970, propôs uma condição cinemática para o transporte em suspensão, que consiste em assumir que os sedimentos em suspensão percorrem distâncias horizontais, X, e verticais, Z, proporcionais à sua velocidade horizontal e à velocidade de queda, respectivamente, ou seja:

$$\frac{\mathrm{X}}{\mathrm{Z}} = \frac{\mathrm{U}}{\omega}, \tag{5.128}$$

em que U representa a velocidade horizontal.

A semelhança deste quociente, conjugada com a semelhança de *Froude* para os processos hidrodinâmicos resulta na distorção do modelo, indicada no Quadro 5.4.

Hughes, 1983, também propôs leis de escala especificamente desenvolvidas para modelos distorcidos com fundos móveis de erosão de dunas, nas quais o parâmetro da velocidade de queda era igual no modelo e no protótipo, resultando numa escala modificada para o tempo hidrodinâmico. Quando combinada com a semelhança para o parâmetro da velocidade de queda resulta numa distorção igual à obtida por Le Méhauté, 1970 (cf. Quadro 5.4). A distorção da escala de tempo hidrodinâmico permite que o parâmetro de semelhança na rebentação seja igual no modelo e no protótipo (cf. secção 5.2.4.3).

Vellinga, 1982, propôs leis de escala para modelos distorcidos com fundos móveis que incorporam o parâmetro adimensional de velocidade de queda. As leis de escala foram desenvolvidas a partir de um grande número de testes realizados em modelo físico, no âmbito de um programa de investigação, para o estudo do processo de erosão de dunas. O autor refere que a indisponibilidade de relações de escala adequadas terá levado à realização de uma série de testes com quatro factores de escala e dois tipos de sedimentos, tendo-se admitido que o modelo teria que ser distorcido, referindo o trabalho de van de Graaff, 1977. As relações de escala foram obtidas através do ajuste de uma curva dos factores de escala em função da quantidade de erosão, encontrando-se o valor no protótipo através das relações de escala que permitiam o melhor ajuste. O procedimento de estudo de erosão de dunas através de séries de escalas foi considerado bem sucedido. Os testes mostraram que para iguais declividades das ondas e igual parâmetro adimensional de velocidade de queda se obtinham perfis geometricamente semelhantes. Foram então realizados 24 testes para quatro tipos de areia e três factores de escala, cujos resultados mostraram que, o parâmetro de velocidade de queda devia ser igual no modelo e no protótipo e as condições hidrodinâmicas deviam obedecer à semelhança de *Froude*, para a adequada reprodução das alterações dos perfis de erosão. Com base nos resultados, Vellinga, 1982, recomendou os critérios de escala indicados no Quadro 5.4.

Vellinga, 1982, apresentou ainda resultados de testes em modelos de grande escala (com agitação irregular caracterizada por uma altura de onda significativas de cerca de 2m) e de um modelo tridimensional reduzido (com uma escala vertical igual a 60 e uma escala horizontal igual a 120), através dos quais demonstrou a capacidade dos critérios de escala na reprodução das variações dos perfis transversais em modelos reduzidos.

Wang *et al.*, 1990, fizeram uma revisão do trabalho de Noda, 1972, Kamphuis, 1974, Vellinga, 1982 e Hughes, 1983, desenvolvendo relações de escala para modelos com fundos móveis a partir da equação de continuidade:

$$\frac{\partial \mathrm{h}}{\partial \mathrm{t}} = \frac{\partial \mathrm{q_t}}{\partial \mathrm{x}}, \tag{5.129}$$

em que q_t representa a taxa de transporte transversal por unidade de largura.

A partir da forma adimensional da equação anterior definiram uma escala de tempo morfológico:

$$\mathrm{N_{t_m}} = \frac{N_x N_z}{N_{q_t}}. \tag{5.130}$$

Assumindo que na zona junto à rebentação o transporte é dominado pelo transporte em suspensão:

$$q_t \sim hUc, \tag{5.131}$$

em que c representa a concentração dos sedimentos em suspensão, os autores inseriram na equação (5.130) o resultado da análise dimensional da equação (5.131), obtendo a relação de escalas:

$$\mathrm{N_{t_m}} = \frac{N_T}{N_c}. \tag{5.132}$$

Os autores admitiram também que a escala para a concentração de sedimentos era dada por:

$$\mathrm{N_c} = \frac{N_z N_{f(\xi)}}{N_{\rho'} N_\omega N_T}. \tag{5.133}$$

em que $f(\xi)$ é uma função do parâmetro de rebentação (secção 5.2.4.3). Para a semelhança deste parâmetro o tempo hidrodinâmico terá que ser distorcido, conforme se apresenta no Quadro 5.4, e a escala de tempo morfológico será dada por:

$$\mathrm{N_{t_m}} = \frac{N_{\rho'} N_\omega {N_x}^2}{N_g {N_z}^2}. \tag{5.134}$$

Especificando a escala de tempo morfológico de forma a que a trajectória das partículas fosse mantida no modelo como no protótipo, ou seja que o quociente entre as componentes das velocidades da trajectória das partículas fosse igual no modelo e no protótipo, os autores obtiveram a escala de tempo morfológico e a distorção apresentadas no Quadro 5.4.

5.2.5.4. Modelos de Transporte Longitudinal de Sedimentos

Dean, 1985, refere que os resultados obtidos no passado para as taxas de transporte em modelos físicos são inferiores às taxas de transporte em protótipo. O autor explica a diferença pelo facto de os sedimentos no modelo corresponderem a areias mais grosseiras do que quando reproduzidos de acordo com a escala de comprimentos. Após examinar resultados de laboratório de transporte longitudinal, o autor indicou que a semelhança do parâmetro de velocidade de queda adimensional permite a obtenção de resultados consistentes entre o modelo e o protótipo para as taxas de transporte longitudinal.

Também Kamphuis, 1991b, realizou um estudo em modelo físico com fundos móveis, a partir do qual desenvolveu uma expressão para determinação do transporte longitudinal de sedimentos, relacionando-o com a declividade das ondas, o declive da praia, o diâmetro relativo dos sedimentos e o ângulo de incidência das ondas na sua aproximação à praia (capítulo 3, secção 3.5.1). Mais tarde, Kamphuis, 2002, reformulou a expressão desenvolvida e, baseado na análise dimensional e num conjunto de testes em modelo físico, para uma vasta gama de condições de agitação marítima regular e irregular, uma vez que os detalhes dos processos físicos e da sua interacção eram ainda mal conhecidos, determinou os parâmetros envolvidos. A expressão obtida para a determinação da taxa de transporte longitudinal de massa submersa (kg/s) foi a seguinte:

$$Q_s = 2.27 {H_{sb}}^2 {T_p}^{1.5} {\mathrm{m_b}}^{0.75} {d_{50}}^{-0.25} sin^{0.6}(2\theta_b), \tag{5.135}$$

em que T_p representa o período de pico do espectro da agitação marítima ao largo, m_b o declive de rebentação e θ_b o ângulo entre a direcção de incidência da onda e a normal à praia.

Admitindo a validade desta expressão, a escala da taxa de transporte longitudinal pode ser expressa através de:

$$N_{Q_s} = \mathrm{N_z}^{7/2}\mathrm{N_x}^{-3/4}{N_{d_{50}}}^{-1/4}, \tag{5.136}$$

em que se considerou um modelo geometricamente distorcido, com o modo hidrodinâmico reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*:

$$N_{H_{sb}} = N_z, \qquad N_T = \sqrt{N_z}, \qquad N_\rho = 1, \qquad N_g = 1. \tag{5.137}$$

Outra formulação muito utilizada para a determinação da taxa de transporte longitudinal é a expressão de CERC, 1984, reformulada para corresponder à taxa de transporte longitudinal de massa submersa:

$$Q_{s,CERC} = 44.3\ {H_{sb}}^{5/2} sen(2\theta_b), \tag{5.138}$$

tendo-se considerado o valor de 0.2 para a constante interveniente na expressão original, uma vez que foi este o valor encontrado por Schoonees e Theron, 1993, 1996, na validação da fórmula, a partir de uma vasta base de dados de medições de campo de taxas de transporte de sedimentos (capítulo 3, secção 3.5.1).

Admitindo agora a validade desta segunda expressão para a determinação da taxa de transporte longitudinal, no modelo físico distorcido é possível medir taxas que se relacionam com o valor de protótipo através da expressão:

$$N_{Q_{s,CERC}} = {N_z}^{5/2}. \tag{5.139}$$

No Quadro 5.5 são apresentados alguns exemplos, retirados de Hughes, 1993, de estudos realizados em modelo físico com fundos móveis, para a determinação do transporte longitudinal de sedimentos.

Quadro 5.5. Exemplos de modelos distorcidos de transporte longitudinal de sedimentos.

	N_x	N_z	N_{t_m}	Tamanho dos sedimentos d_{50}	Semelhança
Hou *et al.*, 1975	500	100	22 000	Areia fina	Estabelecida empiricamente
Sato e Ozasa, 1978	200	50	------	0.29 mm	Calibrado para reproduzir dados históricos
Misumura e Shiraishi, 1981	500	100	Comparação das taxas de transporte	0.24 mm	Modelo de areia
Pratte *et al.*, 1982	100	30	------	0.26 mm	Perfis de praia em situações de tempestade

Hughes, 1993, refere que Hou *et al.*, 1975, usaram um modelo tridimensional geometricamente distorcido com fundos móveis para investigar diferentes configurações do quebramar exterior do porto de Taichung, Taiwan, e seleccionar a que permitiria uma maior estabilidade no canal interior do porto, e que não assoreasse com as variações sazonais das ondas e do transporte longitudinal. Sato e Ozasa, 1978, utilizaram um modelo com fundos móveis para a previsão da evolução da batimetria e da linha de costa , após o enchimento de uma área no mar a cerca de 600 m da linha de costa .

Misumura e Shiraishi, 1981, usaram um modelo de fundos móveis com areia para estudar o impacto que a construção de um aeroporto ao largo teria na corrente de deriva litoral. Determinaram a escala de tempo morfológico por comparação de taxas de transporte longitudinal do modelo e do protótipo. O modelo foi utilizado para examinar a evolução costeira no caso de não haver intervenção, estimar a

evolução da linha de costa, após a construção do aeroporto, e avaliar o impacto de diferentes esquemas de protecção costeira com o aeroporto construído. Bruun, 1983, argumentou contra a calibração efectuada pelos autores, por a semelhança ter sido obtida empiricamente. Mencionou também o facto de ser incorrecto representar o transporte longitudinal de sedimentos no modelo apenas por arrastamento junto ao fundo, quando no protótipo ele se faz de uma forma significativa em suspensão.

Pratte *et al.*, 1982, tiveram a oportunidade de comparar as previsões de um modelo com fundos móveis com as alterações que vieram a ocorrer na natureza. Os autores realizaram um estudo para tentar resolver um problema de assoreamento por acção do transporte longitudinal em situação de temporal. Uma das soluções testadas correspondia a um quebramar exterior a barlamar da entrada de um porto, que teria como função a retenção de sedimentos. A execução do projecto veio mostrar que o enchimento foi mais rápido no protótipo do que o previsto no modelo. As diferenças verificadas foram atribuídas a três factores principais: à consideração de situações de temporal, à incorrecta modelação da distribuição transversal do transporte longitudinal e ao complexo fornecimento sedimentar.

A determinação da escala de tempo morfológico em modelos costeiros com fundos móveis é extremamente subjectiva. A melhor forma de o fazer é comparar o tempo de resposta do modelo, com a resposta conhecida em protótipo. No entanto, uma vez que a taxa de transporte foi determinada empiricamente por Kamphuis, 1974, é possível estimar a escala de tempo morfológico, através da seguinte expressão:

$$N_{t_m} = \frac{N_x N_z N_{1-p}}{N_q}, \tag{5.140}$$

em que t_m representa o tempo morfológico, q a taxa de transporte de sedimentos (por unidade de largura) e p a porosidade.

5.2.5.5. Efeitos de Escala em Modelos de Transporte Sedimentar

A análise dos efeitos de escala em modelos costeiros com fundos móveis deve incluir, não só os efeitos que advêm das dissimilitudes para os processos hidrodinâmicos (secção 5.2.4.2), mas também aqueles que surgem das dissimilitudes para os processos sedimentares. Tendo em conta que estes modelos são muitas vezes geometricamente distorcidos, para que seja possível acomodar grandes extensões horizontais (~km) em profundidades reduzidas (~m), acrescem outros efeitos, resultantes desta distorção (secção, 5.2.4.3).

Os modelos costeiros com fundos móveis são primariamente modelos hidrodinâmicos de ondas curtas que devem obedecer à semelhança de *Froude*. De acordo com o que foi exposto na secção 5.2.4, admitindo $N_g = N_\rho = 1$, as relações de escala para um modelo hidrodinâmico de ondas curtas, geometricamente distorcido, podem escrever-se:

$$\begin{aligned} &N_{\mathrm{H}} = N_L = \mathrm{N_h} = N_{\mathrm{A}} = N_{\mathrm{z}} = \mathrm{n} \\ &N_{\mathrm{U}} = N_{\mathrm{T}} = N_{\mathrm{t}} = \sqrt{\mathrm{n}} \\ &\mathrm{N_x} = \mathrm{N_y} = \Omega\ \mathrm{n} \end{aligned} \tag{5.141}$$

Admitindo $N_{u_*} = N_U$, a escala de *Froude* para as tensões de corte junto ao fundo será (secção 5.2.4.2):

$$N_{\tau} = \mathrm{n} \tag{5.142}$$

E a escala de *Froude* para a velocidade de queda (expressão (5.127)):

$$N_\omega = \sqrt{\mathrm{n}}. \tag{5.143}$$

Kamphuis, 1985, discute os efeitos de escala em modelos costeiros com fundos móveis, considerando parâmetros adicionais importantes para os processos de transporte sedimentar, indicados nas

expressões (5.105) a (5.109), número de *Froude* densimétrico, número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, densidade relativa, comprimento relativo (quociente entre a excursão semi-orbital junto ao fundo e o diâmetro dos sedimentos, $N_{A/d} = n\,N_d^{-1}$) e velocidade de queda relativa (capítulo 3, secção 3.4.1).

A incorrecta reprodução da densidade relativa (materiais leves) é discutida em detalhe em Kamphuis, 1975a (Kamphuis, 1985). De acordo com o autor, a utilização de materiais leves resulta em acelerações inferiores das partículas no modelo e, consequentemente, em taxas de transporte inferiores e na criação de zonas de acumulação de partículas exageradas. Além disso, refere que os modelos de praias terão tendência a acumular partículas junto à linha de costa, aí permanecendo, uma vez que se tornam relativamente muito mais pesadas quando não estão submersas. Por estes motivos, a utilização de materiais leves para reproduzir a areia, em modelos costeiros com fundos móveis, terá caído em desuso, apenas servindo para dar respostas qualitativas a problemas específicos.

A incorrecta reprodução do comprimento relativo tem importantes efeitos de escala, difíceis de quantificar, num modelo com fundos de areia. Kamphuis, 1985, indica que a escala para as forças que causam o movimento das partículas depende da escala do seu tamanho:

$$N_F = N_d^{\,3} < n^3 \tag{5.144}$$

Nos modelos em que o tamanho dos sedimentos não é reproduzido de acordo com a escala geométrica (vertical), as forças requeridas para o movimento das partículas serão exageradas. Além disso, o padrão de formas de fundo será também incorrecto no modelo. De acordo com o autor, Mogridge e Kamphuis, 1972, terão indicado o parâmetro do comprimento relativo como o mais importante para a adequada reprodução das formas de fundo.

As tensões de corte junto ao fundo estão também relacionadas com este parâmetro. Com efeito, conforme apresentado na secção 5.2.4.2, num modelo hidrodinâmico com fundos fixos, reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*, se a camada que se desenvolve junto ao fundo for rugosa turbulenta, a escala da tensão de corte (máxima) junto ao fundo será independente do número de *Reynolds* (secção 5.2.4.2):

$$N_{\tau_w} = n\,N_{k_s}^{\,3/4} n^{-3/4}. \tag{5.145}$$

Note-se que as tensões de corte junto em camadas-limite rugosas turbulentas dependem do número de *Reynolds*, ainda que de uma forma implícita, porque a camada-limite encontrar-se-á no regime rugoso turbulento apenas para valores elevados deste número. Além disso, a formulação considerada para a obtenção da relação de escalas apresentada na expressão (5.145) apenas é válida para regimes de ondas curtas ($A/k_s < 100$, secção 5.2.4.2).

Em camadas-limite rugosas turbulentas, que se desenvolvem sob escoamentos unidireccionais ou ondas longas, a escala para a tensão de corte (máxima) junto ao fundo passa a ser:

$$N_{\tau_l} = n\,N_{k_s}^{\,1/4} n^{-1/4}. \tag{5.146}$$

Assim, em modelos hidrodinâmicos de ondas curtas, as tensões de corte em camadas-limite laminares não são adequadamente reproduzidas e em camadas-limite turbulentas só o serão, se a escala da rugosidade junto ao fundo for igual à escala geométrica (Hughes, 1993, Soulsby, 2008). Apesar de não existir uma relação inequivocamente estabelecida, em fundos de areia lisos, é comum considerar-se que a rugosidade junto ao fundo é proporcional ao tamanho dos sedimentos (e.g. Soulsby, 1997), pelo que será reproduzida no modelo através da escala do tamanho dos sedimentos (reduzida em relação à escala geométrica). Nestas condições, são de esperar no modelo rugosidades junto ao fundo exageradas e, em camadas-limite rugosas turbulentas, tensões de corte junto ao fundo também

exageradas, de forma mais significativa em regimes de ondas curtas, do que em regimes de ondas longas (expressões (5.145) e (5.146)).

Kamphuis, 1985, refere que também a percolação no fundo é função do parâmetro do comprimento relativo, portanto, não será adequadamente reproduzida num modelo reduzido com fundos de areia. Também Oumeraci, 1999, refere que a dissimilitude do parâmetro de comprimento relativo, pode resultar na incorrecta representação das formas de fundo, do atrito junto ao fundo e da percolação.

Os efeitos de escala associados a modelos costeiros com fundos móveis dominados pelo transporte sedimentar em suspensão, não são tão bem conhecidos como os associados a modelos dominados pelo transporte por arrastamento junto ao fundo (Hughes, 1993). No entanto, a semelhança para o parâmetro velocidade de queda relativa é incompatível com a semelhança para o parâmetro de comprimento relativo (Kamphuis, 1985). De facto, com base na teoria para a velocidade de queda (capítulo 3, secção 3.4.1.2):

$$N_\omega = \sqrt{\mathrm{N_d}/\mathrm{N_{C_D}}}. \tag{5.147}$$

em que C_D representa o coeficiente de arrastamento, dependente do número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos. Num modelo hidrodinâmico reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*, se a escala para este coeficiente fosse unitária a semelhança para a velocidade de queda seria equivalente à semelhança para o comprimento relativo (como se infere da igualdade entre as expressões (5.143) e (5.147), $N_d = n$). No entanto, tal não acontece e portanto a semelhança para o parâmetro velocidade de queda relativa resulta na incorrecta reprodução do parâmetro de comprimento relativo e nos efeitos de escala acima mencionados.

A semelhança para o parâmetro de *Shields* (capítulo 3, secção 3.4.1.3) é considerada importante nos estudos de escoamentos uniformes em modelo físico com fundos móveis, para os quais o movimento incipiente das partículas tenha um papel essencial. Em modelos costeiros com fundos móveis (escoamentos oscilatórios) existem opiniões diversas acerca da semelhança para o parâmetro de *Shields*, uma vez que os processos são mais complexos, em particular, quando há inversão do escoamento na camada-limite junto ao fundo, esta torna-se momentaneamente laminar (Hughes, 1993).

Dean, 1985, referiu que a semelhança do parâmetro de *Shields* não é importante em processos sedimentares junto à costa, porque: 1) a mobilização dos sedimentos é feita pela turbulência das ondas na rebentação e não pela tensão de corte junto ao fundo; 2) a semelhança da velocidade de queda dos sedimentos verifica a semelhança para o parâmetro de *Shields*, ainda que de uma forma aproximada. Além disso, referiu que se tanto no modelo como no protótipo os sedimentos verificam a seguinte condição[23] para o parâmetro equivalente ao número de *Reynolds* dos sedimentos (definido por Madsen e Grant, 1976):

$$\mathrm{S_*} = \frac{\mathrm{d_{50}}}{4\nu}\sqrt{(\mathrm{s}-1)\mathrm{g}\mathrm{d_{50}}} > 2, \tag{5.148}$$

a variação do parâmetro de *Shields* é reduzida (Figura 5.2).

A semelhança para o número de *Froude* densimétrico (equivalente ao parâmetro de *Shields*) resulta numa redução do número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos (ou do parâmetro

[23] Por uma questão de consistência com o que tem vindo a ser apresentado, o tamanho dos sedimentos caracteriza-se pelo seu diâmetro mediano.

equivalente S_*) de um factor $n^{3/2}$, pelo que o valor crítico para o início do movimento é modificado, o que não será problemático desde que $S_{*p} > 2n^{3/2}$.

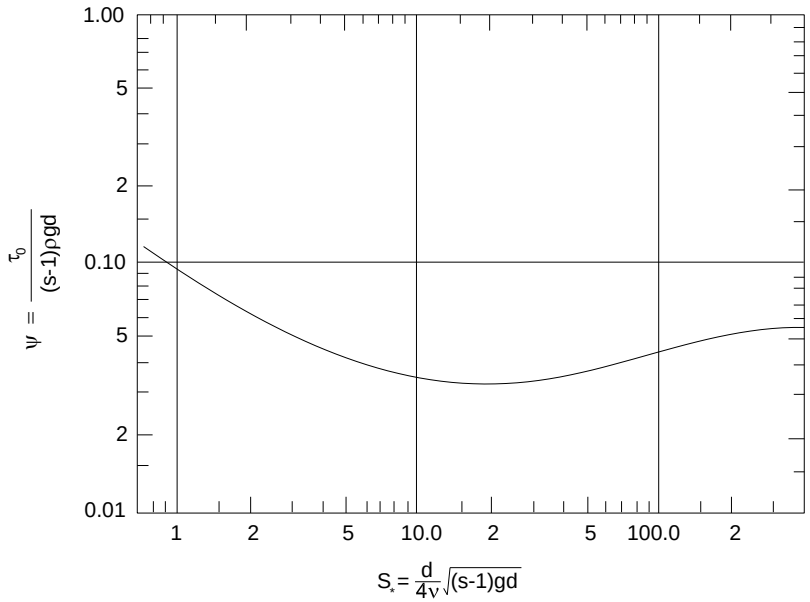


Figura 5.2. Tensão de corte adimensional (parâmetro de *Shields*) para início do movimento sob acção das ondas versus parâmetro equivalente ao número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos (Dean, 1985, retirado de Madsen e Grant, 1976).

Segundo Kamphuis, 1985, a incorrecta reprodução do número de *Froude* densimétrico e do número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos resulta em transportes sedimentares incorrectos, para velocidades do escoamento baixas, havendo um exagero dos períodos de tempo em que não há movimento dos sedimentos. Uma vez que a acção do escoamento oscilatório junto ao fundo é menor em maiores profundidades, estes efeitos de escala são mais pronunciados em estudos de transporte sedimentar em águas profundas. É de consenso geral que o efeito de escala devido à incorrecta reprodução do parâmetro de *Shields* não é muito importante em modelos dominados pela turbulência na zona de rebentação. Contudo, fora da zona de rebentação o transporte por arrastamento assume uma maior importância, podendo decorrer importantes efeitos de escala da dissimilitude deste parâmetro (Hughes, 1993).

Alsina *et al.*, 2007a, compararam os efeitos de escala em dois modelos reduzidos de ondas curtas com fundos de areia, projectados para o estudo dos processos morfodinâmicos transversais devidos às ondas num canal de grandes dimensões, através da aplicação de um conjunto de modelos numéricos. O sistema numérico utilizado pelos autores consistia de um modelo morfodinâmico de evolução de praias (Alsina *et al.*, 2007b), composto pelo modelo de ondas REF/DIF1 (Kirby e Dalrymple, 1983), um modelo 2DH de circulação costeira (Caceres *et al.*, 2005) e um modelo de transporte sedimentar (Alsina *et al.*, 2007b) (capítulo 2, secção 2.4.2.1). Os modelos estão ligados através de um esquema de actualização de cotas e da descrição detalhada da camada-limite (distribuição vertical das tensões de corte instantâneas) e das taxas de transporte sedimentar (estimadas através das formulações de Bailard, 1981). Os factores de atrito junto ao fundo são estimados através do método descrito em Grant e Madsen, 1979, para o escoamento combinado de ondas e correntes (capítulo 3, secção 3.4)

Os processos hidrodinâmicos foram reproduzidos, nos dois modelos, de acordo com a semelhança de *Froude*, para uma escala de comprimentos característicos, $n = 5$. A comparação dos resultados

numéricos de alturas de onda e de velocidades de retorno do escoamento, ao longo do perfil transversal, no protótipo e nos modelos reduzidos, mostrou a adequada reprodução destas grandezas, não sendo afectadas pela dissimilitude para o parâmetro de *Reynolds*.

Num dos modelos reduzidos, os processos sedimentares foram reproduzidos assumindo que o modo de transporte dominante era o transporte por arrastamento (semelhança para o número de *Froude* densimétrico, o parâmetro de densidade relativa e o parâmetro de comprimento relativo). No outro modelo, assumiu-se que o modo dominante era o transporte em suspensão (semelhança para o parâmetro de densidade relativa e de velocidade de queda relativa).

Foram efectuadas simulações numéricas detalhadas da camada-limite junto ao fundo que, no caso do modelo em que havia semelhança para o transporte por arrastamento, esta era igual à do protótipo, não havendo qualquer efeito da dissimilitude para o número de *Reynolds*, uma vez que era rugosa turbulenta. As simulações foram feitas para um fundo de areia liso e plano, pelo que não foi avaliada a influência das 'ripples' no fundo, ou de um fundo inclinado. No caso do modelo em que havia semelhança para o transporte em suspensão a camada-limite revelou-se de menor espessura, com maior rugosidade e maiores tensões de corte junto ao fundo, o que está em conformidade com o que foi discutido acima. A distribuição vertical das taxas de transporte em suspensão mostrou, no modelo reproduzido de acordo com a semelhança para o transporte por arrastamento, taxas de transporte em suspensão maiores do que no protótipo, verificando-se uma igualdade no caso do modelo em que havia semelhança para o transporte em suspensão.

Segundo os autores, os resultados de simulações morfodinâmicas ao longo do perfil de praia mostraram que, no protótipo o modo de transporte dominante era o transporte por arrastamento, enquanto no modelo que mantinha a semelhança para o transporte por arrastamento, o modo dominante era o transporte em suspensão. O modelo que matinha a semelhança para o transporte em suspensão apresentava, em relação ao protótipo, diferenças pequenas nos valores de transporte por arrastamento. Os autores referiram ainda que, apesar de em ambos os modelos reduzidos se verificarem variações exageradas do fundo, este efeito era mais pronunciado no caso do modelo em que havia semelhança para o transporte por arrastamento.

Destacando o facto de as escalas do modelo que mantém o transporte por arrastamento em semelhança, terem resultado num aumento do transporte em suspensão, tornando-se este o modo de transporte dominante no modelo, apesar de a camada-limite se manter em semelhança, os autores concluíram que as escalas para os modelos dominados por transporte em suspensão são mais adequadas à realização de modelos de praias.

5.2.6. MODELOS DE ESTRUTURAS COSTEIRAS CONSTRUÍDAS COM ENROCAMENTO

O dimensionamento de estruturas costeiras estáveis é complexo, devendo ser considerados os processos de interacção entre as ondas e outros efeitos hidrodinâmicos e a estrutura, não descurando os custos envolvidos. As estruturas costeiras são de diversos tipos, destacando-se as construídas com enrocamento, as estruturas impermeáveis de taludes, as estruturas de parede vertical, as compostas, as flutuantes e as pneumáticas. A maioria dos esporões e das obras de defesa aderentes existentes ao longo da costa Noroeste Portuguesa são construídas com enrocamento, mas existem estruturas com paramentos em betão e outras em que são utilizados blocos de betão.

São diversos os propósitos da modelação física de estruturas costeiras, entre os quais se incluem: a análise da estabilidade dos mantos resistentes em estruturas construídas com enrocamento; a determinação das forças hidrodinâmicas exercidas por acção das ondas; a optimização do tipo de

estrutura, tamanho e geometria, que para os constrangimentos orçamentais impostos tenham o comportamento requerido; entre outros.

Para a construção de um modelo físico de uma estrutura costeira deve definir-se: a sua configuração, em termos de tamanho, geometria e materiais; as condições ambientais de projecto, tais como altura de onda, período de onda, os níveis de maré; o desempenho esperado, ou seja o nível de danos, o limite de espraiamento máximo, transmissão da onda, durante a exposição às acções ambientais; topo-hidrografia da zona de implantação da estrutura e outros itens que se julguem adequados.

O dimensionamento de um modelo físico para o estudo da estabilidade de estruturas construídas com enrocamento envolve um grande número de parâmetros, que traduz a complexidade dos processos envolvidos. Como não existe uma descrição matemática para o processo de interacção entre a acção das ondas e a estrutura, a análise dimensional não é suficiente para a determinação das relações de semelhança.

O problema da estabilidade de estruturas construídas com enrocamento foi amplamente explorado por Hudson *et al.*, 1979, que indicaram uma série de critérios para o seu estudo em modelo físico. Segundo Hughes, 1993, os critérios principais são:

- O modelo deve ser geometricamente não distorcido;
- Os processos hidrodinâmicos devem ser reproduzidos de acordo com a semelhança de *Froude*;
- O escoamento através do manto resistente da estrutura deve ser turbulento;
- A densidade relativa entre os blocos do manto resistente e o fluido deve ser mantida em semelhança.

O último critério pode ser traduzido pela relação:

$$\left(\frac{\rho_b}{\rho}\right)_p = \left(\frac{\rho_b}{\rho}\right)_m . \tag{5.149}$$

em que ρ_b representa a massa volúmica dos blocos do manto resistente.

De acordo com a expressão anterior, a massa volúmica dos blocos deverá ser no modelo ligeiramente inferior ao valor correspondente em protótipo, quando se utiliza água doce para reproduzir a água salgada do mar. Se os blocos são fabricados a massa volúmica pode ser controlada, mas se as estruturas são construídas com enrocamento, pode ser difícil encontrar blocos naturais com a densidade necessária para a compensação do aumento da flutuabilidade. Um método alternativo para fazer essa compensação baseia-se no ajustamento do peso dos blocos do manto resistente. Trata-se de um método desenvolvido por Hudson, 1958, descrito por Hughes, 1993, que se baseia na semelhança de um parâmetro adimensional de estabilidade, definido pelo autor e designado por número de estabilidade:

$$\frac{{\gamma_b}^{1/3} H}{\left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - 1\right) {W_b}^{1/3}}. \tag{5.150}$$

em que γ_b representa o peso volúmico dos blocos e W_b o seu peso.

O autor realizou testes sistemáticos em modelo físico para tentar relacionar este número com os parâmetros adimensionais relevantes (hidrodinâmicos e característicos das estruturas construídas com enrocamento), tendo estabelecido a seguinte expressão, conhecida por fórmula de *Hudson*:

$$\frac{{\gamma_b}^{1/3} H}{\left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - 1\right) {W_b}^{1/3}} = K_\Delta \cot \alpha_t . \tag{5.151}$$

em que K_Δ representa uma constante característica de cada tipo de bloco testado (coeficiente de forma) e α_t o ângulo que o talude do manto resistente faz com a horizontal.

A fórmula de *Hudson* foi criticada por não incluir o efeito do período de onda, sendo este um parâmetro relevante. Posteriormente, no contexto do estudo da estabilidade de quebramares, foram desenvolvidos diversos números de estabilidade modificados que incluem o período de onda como parâmetro. Hughes, 1993, destaca o número de estabilidade espectral (Ahrens, 1989), definido através da expressão:

$$\mathrm{N_{ee}} = \frac{{\gamma_\mathrm{b}}^{1/3}\left({\mathrm{H_{m0}}}^2 \mathrm{L_p}\right)^{1/3}}{\left(\frac{\gamma_\mathrm{b}}{\gamma} - 1\right){\mathrm{W_b}}^{1/3}} \tag{5.152}$$

Num modelo não distorcido em que os processos hidrodinâmicos obedecem à semelhança de *Froude* ($N_H = N_{H_{m0}} = N_{L_p} = N_l$ e $N_{cot\,\alpha_t} = 1$) manter os números de estabilidade iguais no modelo e no protótipo corresponde à seguinte relação de escala para o peso dos blocos do manto resistente:

$$\mathrm{N_{W_b}} = \frac{\mathrm{N_{\gamma_b}}{\mathrm{N_l}}^3}{\mathrm{N_{\left(\frac{\gamma_b}{\gamma}-1\right)}}^3}. \tag{5.153}$$

5.3. PROJECTO DO MODELO FÍSICO 3D COM FUNDOS MÓVEIS

5.3.1. INTRODUÇÃO

O modelo reduzido tridimensional com fundos móveis que se construiu foi utilizado para avaliar a evolução temporal do perfil transversal de praia, em particular em situação persistente de acreção e erosão. Em praias arenosas, a evolução da linha de costa a médio prazo é essencialmente controlada pelo transporte longitudinal de sedimentos, induzido pela agitação marítima na sua aproximação oblíqua junto à rebentação. Admite-se que o perfil activo de praia mantém uma configuração de equilíbrio sob acção de um clima de agitação marítima, considerando-se que o transporte transversal é em média nulo. Esta seria a dinâmica que se pretendia reproduzir em modelo físico reduzido. Além disso, pretendia-se que o modelo reduzido reproduzisse um troço de praia com características típicas da costa Noroeste Portuguesa, onde situações persistentes de acreção e erosão ocorrem a barlamar e a sotamar de uma estrutura transversal à praia, respectivamente.

Nesta secção, começam por descrever-se as condições hidrodinâmicas e morfo-sedimentares características de um troço da costa Noroeste Portuguesa, seleccionado para ser reproduzido no modelo físico (secção 5.3.2). Na secção 5.3.3 descreve-se o procedimento seguido para o dimensionamento do modelo físico construído. Partindo da definição das dimensões da praia a reproduzir, tendo em conta os constrangimentos impostos pelas dimensões disponíveis no laboratório, e escolhido o material a utilizar para a sua construção seleccionam-se os critérios de escala que serão considerados na definição do modelo. De acordo com esses critérios, o tamanho do material do fundo e a distorção do modelo fixam as escalas das grandezas físicas intervenientes nos processos que foram considerados importantes, definindo o modelo construído. Na secção 5.3.4 apresenta-se uma estimativa das condições hidrodinâmicas e de transporte sedimentar esperadas no modelo físico construído.

5.3.2. CONDIÇÕES HIDRODINÂMICAS E CARACTERÍSTICAS MORFO-SEDIMENTARES NO PROTÓTIPO

O caso de estudo utilizado para estabelecimento das condições em protótipo foi um troço de praia, onde se faz sentir a influência de uma estrutura transversal à praia: a região envolvente de um esporão

com 145 m de comprimento (Veloso-Gomes *et al.*, 2007) localizado a Sul da povoação da Vagueira, no sector costeiro barra de Aveiro – Mira, onde foram efectuadas recolhas quadrimestrais de amostras de sedimentos durante um período de 5 anos (capítulo 2, secção 2.3.2.1), Figura 5.3. No Quadro 5.6 apresenta-se um resumo dos parâmetros fundamentais para a caracterização hidrodinâmica e morfo-sedimentar no protótipo.



Figura 5.3. Caso de estudo utilizado no estabelecimento das condições em protótipo a reproduzir no modelo físico reduzido com fundos móveis ('Google Earth', 2010).

As condições de agitação marítima caracterizam-se por uma altura de onda significativa média entre 1 m e 2 m, um período de pico médio entre 8 s e 12 s, e uma direcção de incidência da onda ao largo de cerca de 15º. O nível médio da água do mar é de +2 m ZH (zero hidrográfico). Estas condições correspondem a condições típicas da costa Noroeste Portuguesa (capítulo 2, secção 2.3.1).

Não existe grande precisão em relação ao valor do transporte longitudinal médio anual ao longo da costa Noroeste Portuguesa. Os vários autores indicam valores que se situam entre 1 e 2 milhões m^3/ano, o que é consistente com uma capacidade de transporte sólido longitudinal de 1.8 milhões m^3/ano de uma onda com uma altura de onda de 2 m e uma direcção de incidência ao largo de 10º, conforme previsto pela fórmula de CERC, 1984, para um valor de 0.2 do seu coeficiente empírico.

Quadro 5.6. Parâmetros fundamentais para a caracterização hidrodinâmica e morfo-sedimentares no protótipo.

Altura de onda significativa média, H_s	1 – 2 m
Período de pico médio, T_p	8 – 12 s
Direcção média junto à base da praia	10ºNW
Nível médio da água do mar	+2 m (ZH)
Transporte longitudinal potencial	1 - 2 milhões m^3/ano
Declive da face da praia	0.05
Diâmetro mediano dos sedimentos	0.5 mm
Influência da estrutura transversal	500 m para Norte e para Sul

Da análise das amostras recolhidas nas campanhas referidas (capítulo 2, secção 2.3.2.1), o trecho de praia a reproduzir é essencialmente constituída por areia de quartzo, $\rho_s = 2650\ kg/m3$, com um valor médio para o diâmetro mediano dos grãos $d_{50} = 0.5\ mm$. Admite-se que o perfil de praia mantém uma configuração de equilíbrio (entre a profundidade de fecho, DoC, e o ZH) e apresenta um declive regular na sua parte emersa de 0.05 (entre o ZH e o limite de espraiamento da onda, Ru) como é característico nesta região (capítulo 2, secção 2.3.2.1). Admite-se que o esporão influencia de forma significativa a praia onde foi implantado numa extensão de cerca de 1000 m, 500 m a barlamar e 500 m a sotamar.

O modelo reduzido construído deveria comportar toda a zona activa da praia entre o limite de espraiamento máximo e o limite submerso até ao qual ocorrem variações mensuráveis do perfil activo (capítulo 3, secção 3.2.5). Estes limites podem ser estimados utilizando as conclusões de Roberts *et al.*, 2007:

$$DoC \sim 3H_b \tag{5.154}$$

$$Ru \sim H_b \tag{5.155}$$

Cada uma das condições de agitação marítima a reproduzir iria influenciar a variação do fundo na largura activa do perfil de praia, que seria tanto maior quanto maior a altura de onda na rebentação (equações (5.154) e (5.159)).

A praia deveria ser construída com uma largura que comportasse o maior perfil activo, definido pelas condições de agitação marítima a reproduzir (secção 5.3.2.1), garantindo-se, desta forma, que as restantes condições iriam ter influência numa largura que estaria contida na praia construída. Para as condições de agitação marítima a testar, a maior altura de onda na rebentação seria $H_b = 2.9\ m$, estimada através da seguinte expressão (capítulo 3, secção 3.2.2).

$$H_b = 0.39 g^{1/5} \left(\mathrm{T_p H_s}^2\right)^{2/5}. \tag{5.156}$$

Assim, para uma altura de onda significativa igual a 2 m e um período de pico igual a 12 s, o perfil activo de praia deveria ser limitado por uma profundidade de cerca de 8.7 m e uma elevação de cerca de 2.9 m, perfazendo uma altura total de cerca de 12 m.

Em conformidade com o que foi exposto, pretendia-se reproduzir em modelo reduzido uma praia com uma dimensão longitudinal de cerca de 1000 m e uma dimensão vertical de cerca de 12 m.

5.3.3. Dimensionamento do Modelo Físico 3D com Fundos Móveis

5.3.3.1. Dimensões Úteis para a Construção do Modelo

O modelo físico foi construído no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica (LH) da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (SHRHA) do Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) que tem as dimensões de 12 m de largura, 28 m de comprimento e profundidades máximas de 1.20 m e está equipado com um sistema de geração da agitação marítima com múltiplos batedores, que incorpora um sistema de absorção dinâmica da reflexão.

Dada a versatilidade de geração deste sistema (permite a geração de agitação marítima segundo direcções oblíquas em relação à direcção de excursão das pás) foram equacionadas diversas possibilidades para a colocação do modelo com fundos móveis no interior do tanque, procurando optimizar-se o máximo espaço útil para a sua construção. Uma possibilidade seria a sua colocação segundo a direcção longitudinal principal do tanque, cuja dimensão permitiria uma praia extensa. Este posicionamento iria exigir que a agitação marítima fosse gerada obliquamente em relação à normal ao sistema de geração, sendo limitada a área onde as condições seriam uniformes. Na Figura 5.4 representa-se esquematicamente o limite desta área em função do ângulo de incidência da agitação gerada na sua aproximação à praia. Para que as condições de agitação fossem uniformes numa extensão de cerca de 10 m junto à parede longitudinal do tanque de ondas deveriam ser geradas a 45º com a normal ao sistema de geração, aproximando-se da praia com um ângulo de cerca de 45º. No entanto, os ângulos de aproximação da onda à praia deveriam ser pequenos (~10º), pelo que esta hipótese de colocação teve que ser excluída. Optou-se pela colocação segundo a direcção transversal.

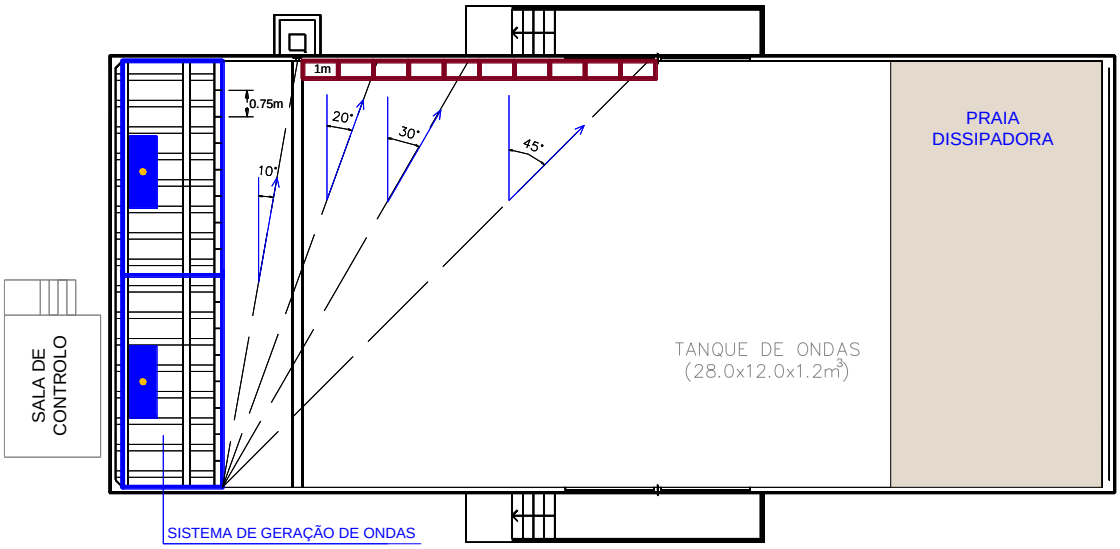


Figura 5.4. Colocação do modelo físico segundo a direcção longitudinal principal.

Neste caso, como se pretendia uma direcção de incidência das ondas junto à base da praia de cerca de 10º, para garantir que seria gerada uma corrente longitudinal ao longo da praia, quanto mais afastado do gerador fosse colocado o modelo, menor seria a sua dimensão longitudinal, Figura 5.5. Os três batedores do extremo esquerdo do sistema de geração, não puderam ser utilizados na realização da experiência. A corrente longitudinal que seria induzida ao longo da praia devia ser atenuada a sotamar

da praia para não dar origem a uma corrente circular no interior do tanque, chegando-se à solução final de colocação segundo a direcção transversal mas com uma obliquidade de 10º, à frente da praia dissipadora, Figura 5.6. Desta forma, seria possível atenuar a corrente a sotamar, e além disso, a colocação oblíqua da praia relativamente à orientação do sistema de geração permitiria que a sua extensão aumentasse em cerca de 3 m e que e a agitação fosse gerada segundo a normal ao sistema de geração e, por outro lado.

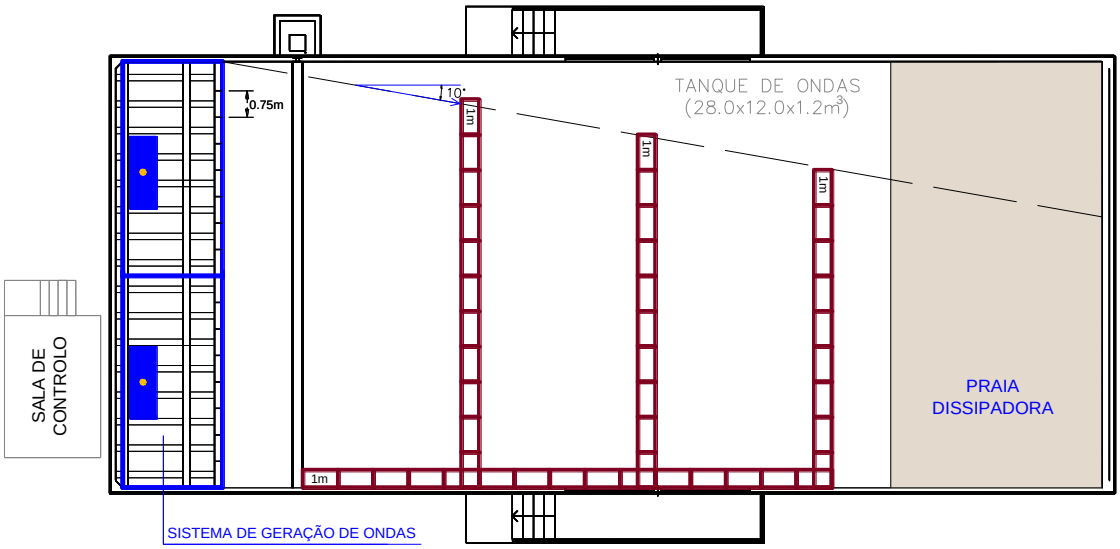


Figura 5.5. Colocação do modelo físico segundo a direcção transversal.

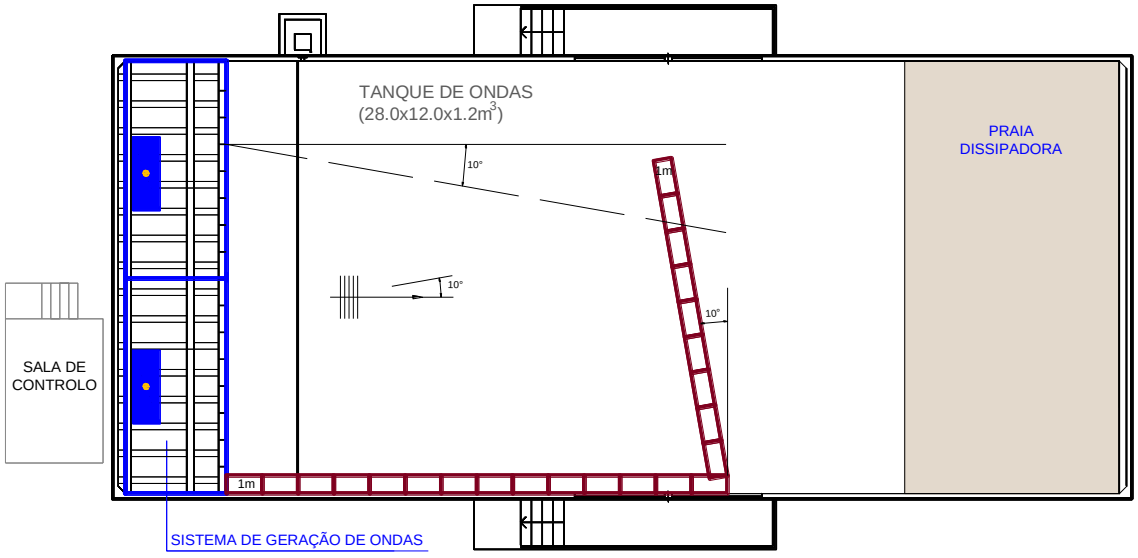


Figura 5.6. Colocação do modelo físico segundo a direcção transversal com uma obliquidade de 10º.

O espaço efectivamente disponível para a construção do modelo físico com fundos móveis permitia acomodar uma praia com uma extensão de cerca de 10 m. Para uma escala horizontal $N_x = 100$ poder-se-ia reproduzir a extensão de praia pretendida (1000 m), mas a altura da praia, que apresentava em

protótipo uma altura de cerca de 12 m (entre a profundidade de fecho e o limite de espraiamento), seria de apenas 12 cm, tornando-se muito difícil a medição de variações do perfil transversal.

Equipamentos para medição de variações do fundo com cerca de 1 mm de resolução, como o que seria utilzado, apenas detectariam variações do fundo correspondentes a 10 cm no protótipo. Em levantamentos do perfil de praia ao longo do tempo, a menor variação que se pode medir corresponde à resolução do equipamento de medição utilizado, podendo admitir-se que variações inferiores a este valor não têm significado. Kraus *et al.*, 1999, referem que a resolução do equipamento mais preciso era de 2.54 cm. Para que variações desta ordem pudessem ser medidas no modelo, a escala vertical deveria ser menor do que a horizontal.

A dimensão longitudinal da praia a reproduzir podia ser reduzida até 500 m, avaliando-se alternadamente a situação de erosão e de acreção ($N_x \geq 50$). A altura do modelo devia ser máxima para a medição de variações do fundo móvel ao longo do tempo com uma resolução aceitável. Alturas de praia inferiores a 25 cm, correspondentes a uma resolução de 5 cm em protótipo, consideram-se inaceitáveis (o que implica $N_z \leq 50$). A profundidade do tanque permitia a construção de um modelo com uma altura máxima de cerca de 1.2 m, o que para reproduzir uma altura de cerca de 12 m no protótipo, corresponderia a uma escala vertical $N_z = 10$. Numa primeira abordagem admitiu-se que o modelo teria que ser distorcido. A maior escala horizontal possível no intervalo $50 \leq N_x \leq 100$, que permitisse acomodar a maior extensão de praia entre 500 m e 1000 m, e a menor escala vertical possível no intervalo $10 \leq N_z \leq 50$, que permitisse a melhor resolução, para medição de variações do fundo.

5.3.3.2. Propriedades do Fluido e do Material do Fundo

Por questões práticas de construção e operação de modelos hidrodinâmicos com uma dimensão considerável, o fluido preferencialmente utilizado é a água doce, idêntico ao fluido no protótipo (água salgada). A aceleração da gravidade não poderia ser reduzida, mantendo-se também no modelo como no protótipo. Tratando-se de um modelo com fundos móveis é também necessário decidir qual o material a utilizar para reproduzir os sedimentos. Em modelos de areia, a redução das dimensões das partículas sedimentares, pode introduzir efeitos de escala importantes, uma vez que grãos muito finos no protótipo não podem ser reduzidos sem que o seu modo de transporte seja modificado no modelo. A alternativa que poderia ser considerada seria o recurso a materiais de maiores diâmetros, mas mais leves (Figura 5.1, Quadro 5.3), para modelar as partículas sedimentares. Silva *et al.*, 2006, utilizaram pequenos cilindros de PVC ($d_{50} = 4.13\,mm;\ s = 1.57$) e areia ($d_{50} = 1.82\,mm;\ s = 2.65$) como material sedimentar, num estudo de caracterização experimental do escoamento originado pela ruptura de uma barragem, num canal com fundo móvel, Figura 5.7.

Os autores concluíram que o transporte de material era diferente entre ensaios com PVC e areia. No primeiro caso, a menor densidade permitia uma maior mobilização de material do fundo para o escoamento, ocupando mesmo toda a altura do escoamento à passagem da frente de onda, e provocando alterações significativas da batimetria do fundo, Figura 5.7 (em cima). No caso da areia, a quantidade de material em suspensão era bastante inferior, pelo que o escoamento ocorria praticamente com uma coluna de água "limpa", onde apenas os grãos de pequenas dimensões eram transportados, Figura 5.7 (em baixo). Em modelos costeiros, a utilização de materiais leves como material de fundo, tem o grande inconveniente de fazer com que o movimento dos grãos em resposta à acção das ondas se faça não só debaixo de água, mas também fora desta, especialmente na zona de rebentação e na praia (Kamphuis, 1985). Por este motivo não se equacionou a hipótese de utilização de outro material mais leve como material sedimentar no modelo, optando-se pela areia de quartzo.

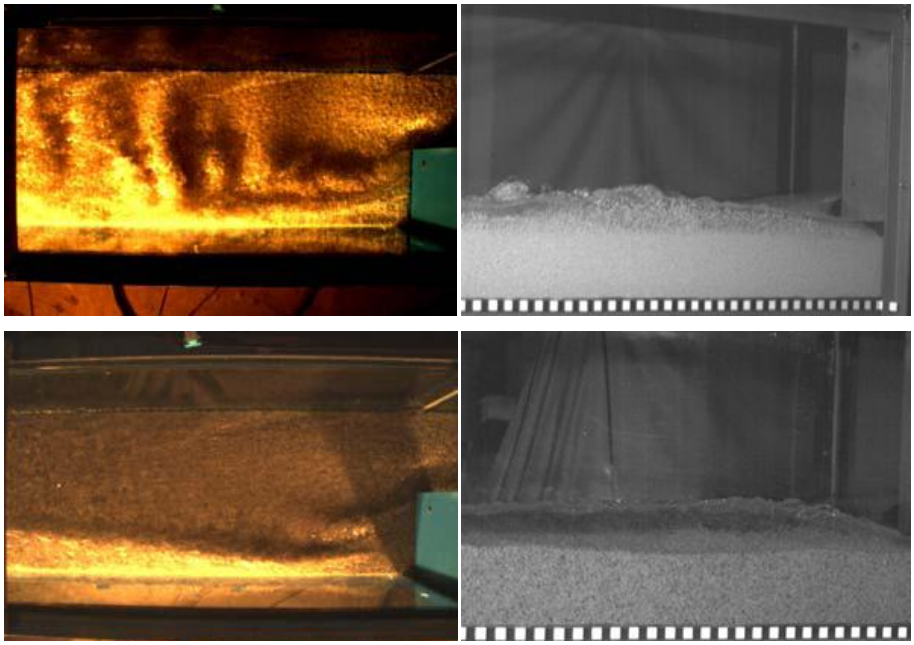


Figura 5.7. Visualização do escoamento originado pela ruptura de uma barragem num canal com fundo móvel: PVC (em cima) e areia (em baixo). Vista em planta (esquerda) e vista lateral (direita) [retirado de Silva *et al.*, 2006].

A escala de classificação das partículas, de acordo com a sua dimensão, usada universalmente por sedimentologistas é a de *Udden-Wentworth* (Udden, 1914; Wentworth, 1922, capítulo 2, secção 2.3.2.1). De acordo com esta classificação as areias apresentam diâmetros característicos no intervalo $[0.0625; 2]\ mm$. A areia que se viria a utilizar no modelo físico deveria apresentar um diâmetro que fosse reduzido, comparativamente com o diâmetro característico no protótipo, tendo-se admitido que $0.3\ mm$ seria o valor-limite superior. Contudo, a areia muito fina pode ter comportamentos já mais característicos de sedimentos coesivos, podendo ocorrer zonas de acumulação. Estas considerações resultaram na definição de um primeiro intervalo associado ao tamanho dos sedimentos a utilizar no modelo, $[0.1; 0.3]\ mm$, e na fixação de algumas propriedades físicas (capítulo 3, secção 3.4.1.1) e respectivas escalas, Quadro 5.7.

Quadro 5.7. Grandezas físicas fixadas pelas propriedades do fluido e do material sedimentar no modelo com fundos móveis.

Grandeza	Protótipo	Modelo	N
g ($m.s^{-2}$)	9.81	9.81	1.00
ν ($cm^2.s^{-1}$)	0.0136	0.0132	1.03
ρ ($kg.m^{-3}$)	1027	1000	1.03
ρ_s ($kg.m^{-3}$)	2650	2650	1.00
s	2.58	2.65	0.97
ρ'	1.58	1.65	0.96

5.3.3.3. Critérios de Semelhança

Os processos relevantes para o estudo deviam manter-se no modelo como no protótipo. No entanto a semelhança completa não é possível. Para a semelhança dos processos hidrodinâmicos, o modelo devia ser não distorcido e obedecer aos critérios de semelhança de *Froude* (secção 5.2.4), ficando reconhecido que os efeitos de escala viscosos e as formas de fundo, que se desenvolvem à escala do

protótipo, podem interferir na hidrodinâmica do modelo. Como o modelo teria que ser não distorcido, os processos hidrodinâmicos seriam afectados de efeitos de escala (secção 5.2.4.3).

Para a semelhança dos processos de transporte sedimentar, e uma vez que se pretendiam reproduzir os processos dominantes na zona de empolamento e rebentação, onde ocorrem elevados níveis de turbulência, admitiu-se que dominava o transporte em suspensão, tipificado por altos níveis de turbulência que elevam os sedimentos na coluna de água, após o que são transportados em suspensão pelas correntes. Este modo de transporte sedimentar está intrinsecamente ligado a processos de erosão e deposição sedimentar, erosão localizada e outros problemas resultantes da acção energética das ondas. Admitiu-se que as leis de semelhança adoptadas deviam manter o parâmetro velocidade de queda no modelo como no protótipo (secção 5.2.5.3). Idealmente o modelo seria não distorcido e adoptar-se-iam as leis de Dean, 1985. Como o modelo teria que ser distorcido, foram equacionadas as leis de escala estabelecidas por Le Méhauté, 1970, Vellinga, 1982, Hughes, 1983 e Wang *et al.*, 1990, que, de acordo com Dean, 1985, permitiriam que os perfis de praia fossem semelhantes no modelo e no protótipo. Foi também considerada a possibilidade de se utilizarem critérios de escala para modelos em que o modo de transporte sedimentar dominante é o transporte em suspensão, mas que não incluíam a semelhança da velocidade de queda (Noda, 1972, Ito e Tsuchiya, 1984, e de Hallermeier, 1985). Segundo Dean, 1985, a escala da velocidade de queda relaciona-se com a escala de comprimento através da eq.(5.127). Na Figura 5.8 representa-se a escala de comprimento em função do diâmetro mediano dos sedimentos no intervalo de interesse para dois diâmetros medianos em protótipo.

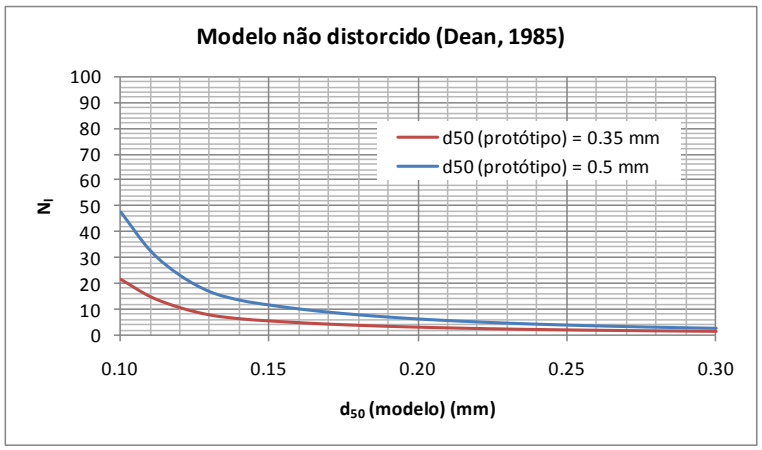


Figura 5.8. Escala de comprimento de acordo com as recomendações de Dean, 1985, para dois diâmetros medianos em protótipo, em função do diâmetro mediano no modelo.

Para o cálculo da velocidade de queda utilizaram-se as formulações empíricas de Hallermeier, 1981b, apresentadas no capítulo 3, secção 3.4.1.2. Na figura pode ver-se que a menor escala de comprimento permitida quando se utiliza material sedimentar no modelo com dimensões no intervalo pretendido, $[0.1; 0.3]\,mm$, para um diâmetro mediano no protótipo, $d_{50} = 0.5\,mm$, é $N_l = 50$. Esta escala de comprimento apenas permitiria a reprodução de metade da extensão de praia pretendida. Os sedimentos teriam que ser areia muito fina ($d_{50} = 0.1\,mm$), difícil de adquirir e que poderia já apresentar comportamentos característicos de materiais coesivos. Por outro lado, a escala $N_l = 50$ produziria um modelo com uma altura de cerca de 25 cm, o que resultaria numa baixa resolução para a medição de variações morfológicas.

Assim, o modelo deveria ter que ser distorcido, utilizando-se um dos critérios para modelos distorcidos em que o parâmetro velocidade de queda é igual no modelo e no protótipo (Le Méhauté, 1970, Vellinga, 1982, Hughes, 1983 e Wang *et al.*, 1990, Quadro 5.4), que permite que além associado ao tamanho dos sedimentos seja também possível escolher uma das escalas de comprimento. Hughes, 1993, refere que as evidências experimentais parecem sustentar a ideia de que se devem utilizar os critérios definidos por Vellinga, 1982, e Wang *et al.*, 1990. Estes critérios estabelecem relações de escala muito semelhantes entre si. No entanto, são os critérios de Le Méhauté, 1970, e Hughes, 1983, que permitem a maior distorção. Na Figura 5.9 representam-se as escalas horizontais estabelecidas pelos diferentes autores, em função do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo, para dois diâmetros medianos em protótipo, e em função da escala vertical.

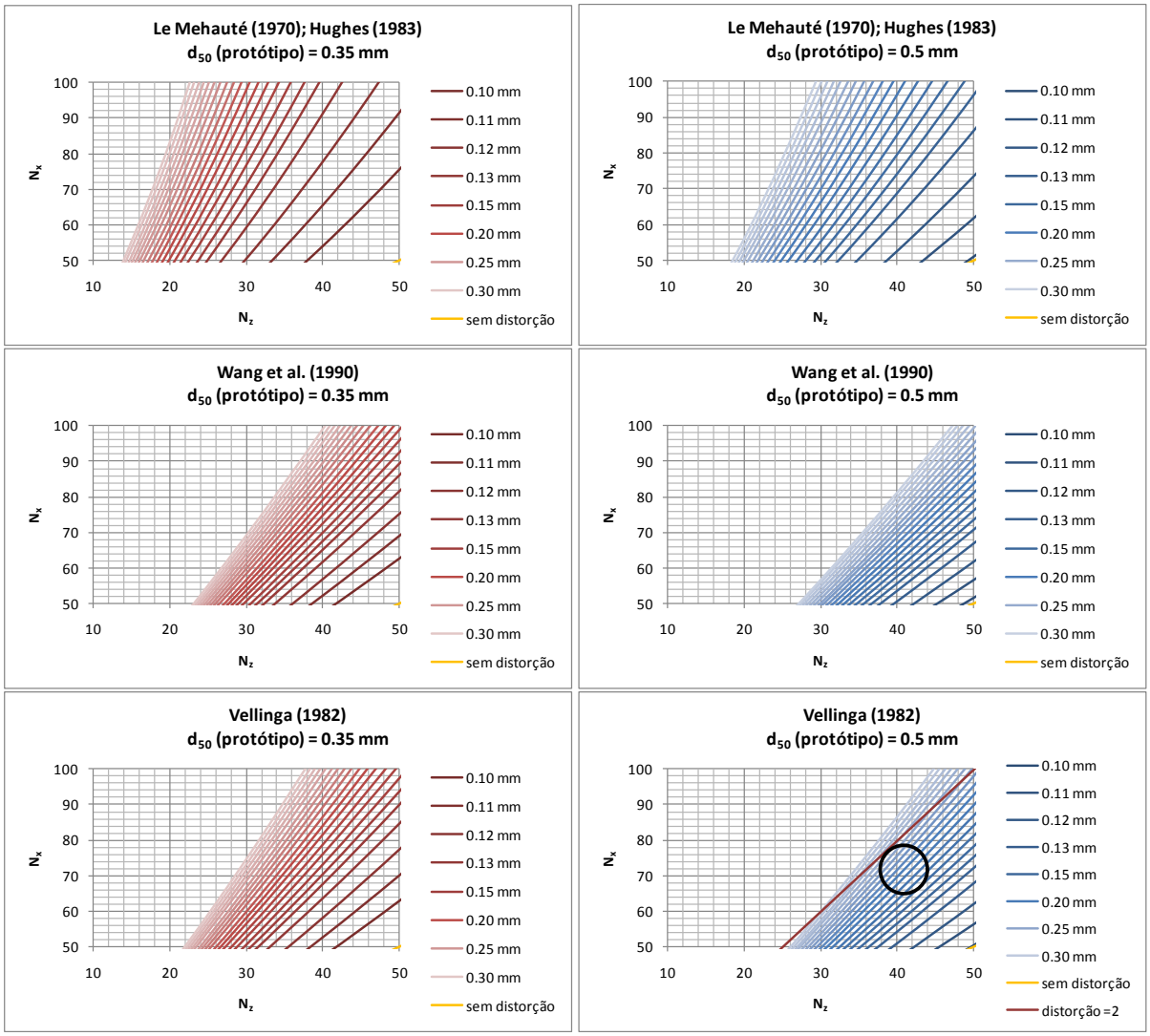


Figura 5.9. Escala horizontal estabelecida com base em critérios para modelos distorcidos de transporte em suspensão dependentes da velocidade de queda, em função do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo e da escala vertical, para os diâmetros medianos em protótipo de 0.35 mm (esquerda) e de 0.5 mm (direita).

Uma vez que se pretende fazer uma análise da evolução temporal do perfil transversal de praia, a escala de tempo morfológico é também importante. Em todos os critérios referidos, com excepção para o de Hughes, 1983, a escala de tempo morfológico corresponde à escala de tempo de *Froude*,

para um comprimento característico definido pela dimensão vertical. Hughes, 1983, considera que esta escala é também dependente da distorção do modelo, Figura 5.10.

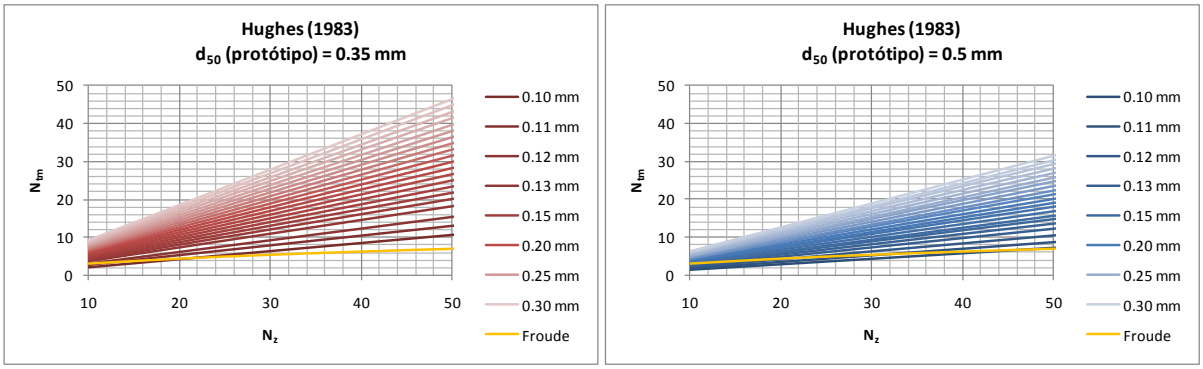


Figura 5.10. Escala de tempo morfológico estabelecida com base em critérios para o modelo distorcido de transporte em suspensão dependente da velocidade de queda (Hughes, 1983), em função da escala vertical e do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo, para dois diâmetros medianos em protótipo.

Alguns autores desenvolveram critérios de escala para modelos onde o transporte em suspensão é o modo de transporte sedimentar dominante, sem considerar a semelhança para o parâmetro de velocidade de queda. Como exemplos importantes de modelos de transporte em suspensão com critérios de escala independentes da velocidade de queda, destacaram-se (secção 5.2.5.3) os modelos de Noda, 1972, Ito e Tsuchiya, 1984, e de Hallermeier, 1985. Nos três modelos o modo hidrodinâmico é reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*.

Na Figura 5.11 representam-se a escala de comprimento em função do diâmetro mediano dos sedimentos, para dois diâmetros medianos em protótipo, de acordo com as recomendações de Noda, 1972. Ao contrário das leis de escala estabelecidas para modelos distorcidos em que o parâmetro velocidade de queda é mantido em semelhança, os critérios de escala de Noda, 1972, determinam que a escala horizontal diminua com o aumento do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo, havendo uma redução da distorção do modelo que tende a aproximar-se da escala de protótipo. Estes critérios de escala não permitem, para os tamanhos de sedimento seleccionados, $[0.1; 0.3]\ mm$, a obtenção da escala horizontal pretendida ($50 \leq N_x \leq 100$).

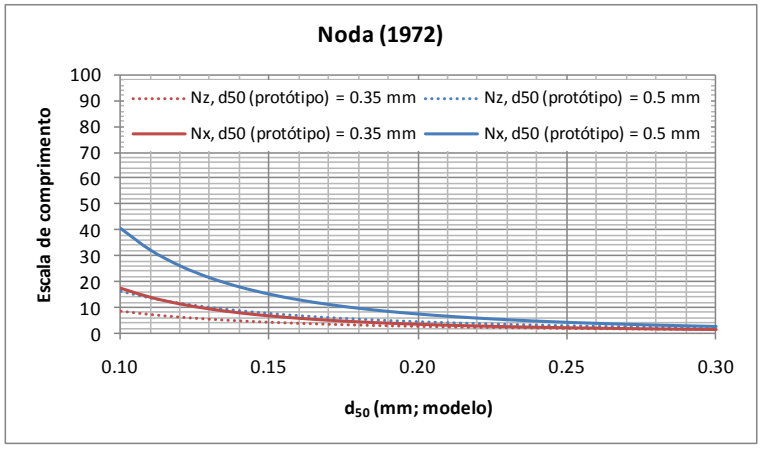


Figura 5.11. Escala de comprimento em função do diâmetro mediano no modelo, para dois diâmetros medianos do protótipo (Noda, 1972).

Já o modelo não distorcido de Ito e Tsuchiya, 1984, poderia ser construído à escala horizontal pretendida desde que a areia utilizada no modelo fosse muito fina $[0.1; 0.14]mm$, Figura 5.12. No entanto, tratando-se de um modelo não distorcido, a escala de comprimentos para a dimensão vertical, não permitiria a resolução necessária para a medição das variações morfológicas.

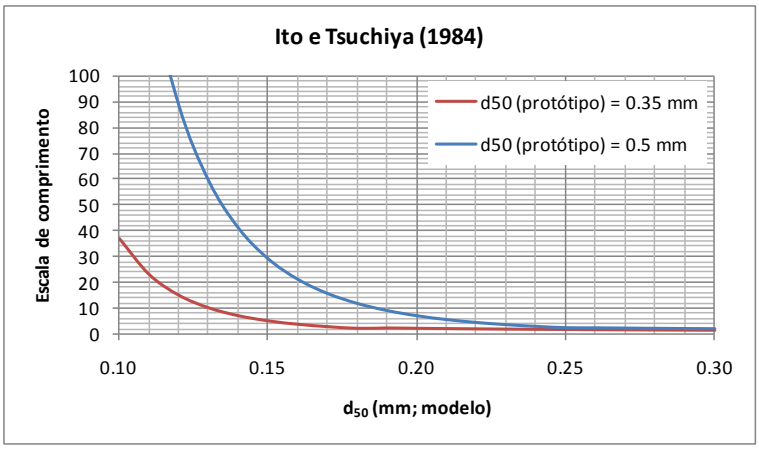


Figura 5.12. Escala de comprimento em função do diâmetro mediano no modelo, para dois diâmetros medianos do protótipo Ito e Tsuchiya, 1984.

Os critérios estabelecidos por Hallermeier, 1985, também poderiam ser utilizados para a definição das escalas de um modelo distorcido. No entanto, de acordo com o autor, a distorção é função do período da onda incidente, pelo que a utilização destes critérios teria o inconveniente de um novo modelo dever ser construído para cada conjunto de condições de agitação marítima a testar. Na Figura 5.13 representam-se graficamente as escalas de comprimentos estabelecidas por Hallermeier, 1985, em função do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo, para dois diâmetros medianos em protótipo, e para dois períodos médios da agitação incidente (8 s, 12 s).

Por exemplo, num modelo construído com sedimentos de diâmetro mediano de 0.20 mm, sob acção de agitação marítima com um período (médio) de 12 s em protótipo, à escala vertical $N_z = 40$, a escala horizontal seria $N_x = 57$. Para outras condições de agitação marítima, por exemplo com um período médio de 8s em protótipo, a escala horizontal passaria a ser $N_x = 69$. Note-se também que, ao contrário dos critérios para modelos distorcidos, em que a velocidade de queda é mantida em semelhança, a escala vertical varia na relação inversa do diâmetro mediano dos sedimentos no modelo.

Neste contexto, interessa também referir o trabalho de Kamphuis, 1991a, que numa abordagem completamente diferente, construiu um modelo tridimensional com fundos móveis de areia para o estudo da taxa de transporte longitudinal potencial, num tanque de dimensões relativamente reduzidas, 23.4 m x 10.0 m. O autor optou por não tentar reproduzir uma situação de protótipo, podendo considerar-se que o modelo construído se encontrava à escala real. Inicialmente foi construída uma praia com um declive 1:10, que consistia numa base em betão coberta por uma camada de areia com 10 cm de espessura. Os sedimentos utilizados tinham diâmetros medianos de 0.105 mm e 0.18 mm. O modelo esteve em operação por períodos de 7 horas, tendo sido feitas medições horárias de alturas e ângulos de incidência das ondas, bem como da distribuição transversal da velocidade da corrente longitudinal, das taxas de transporte e da evolução dos perfis de praia. Este estudo permitiu o estabelecimento de uma fórmula empírica para a estimativa da taxa de transporte longitudinal de sedimentos que, mais tarde, viria a ser considerada uma das melhores, quando confrontada com um vasto conjunto de observações de campo e obtidas em laboratório (capítulo 3, secção 3.5.1).

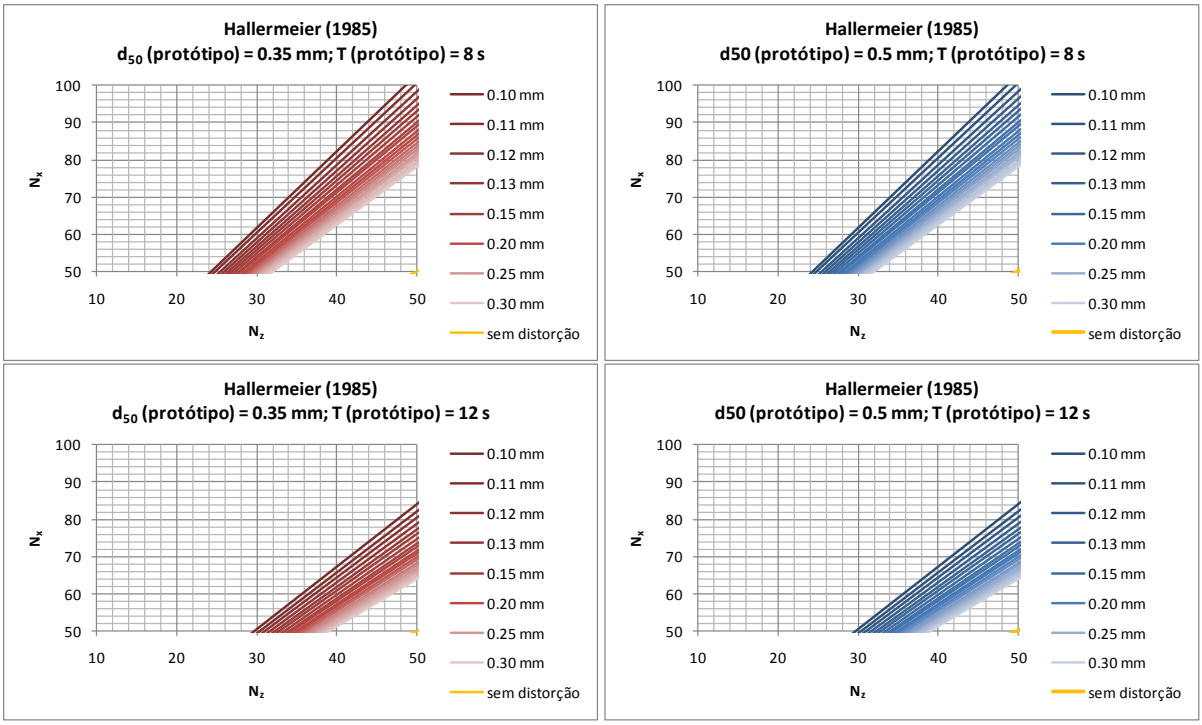


Figura 5.13. Escalas de comprimentos estabelecida de acordo com Hallermeier, 1985, para dois diâmetros medianos do protótipo, e para dois períodos médios da agitação incidente.

Em suma, da análise efectuada aos critérios de escala que poderiam ser utilizados para o projecto do modelo tridimensional com fundos móveis que viria a ser construído, conclui-se que, para as condições de protótipo que se pretendiam reproduzir, os critérios para modelos não distorcidos não poderiam ser utilizados. As relações de escala de Dean, 1985, não permitiam a redução necessária e as de Ito e Tsuchiya, 1984, apenas a permitiam para um material de fundo muito fino que poderia, como foi já referido, evidenciar comportamentos indesejados. No primeiro caso, usando no modelo sedimentos com um diâmetro mediano de 0.1 *mm*, poder-se-ia reproduzir uma praia com uma extensão máxima de 450 m e medir variações do fundo móvel para valores em protótipo de 5 cm. Por outro lado, a ausência da distorção iria dificultar a obtenção de uma resolução aceitável na medição das variações do fundo. A possibilidade de construção de um modelo geometricamente não distorcido foi assim definitivamente abandonada. As relações de escala de Hallermeier, 1985, independentes da velocidade de queda, foram também abandonadas, uma vez que exigiriam a construção de um novo modelo para cada conjunto de condições de agitação marítima a testar. Os critérios definidos por Noda, 1972, permitiriam a reprodução da praia com uma extensão máxima de apenas 400 m, mas com a altura desejada. No entanto, os sedimentos a utilizar para a construção do modelo teriam que ser muito finos, com um diâmetro mediano de cerca de 0.1 *mm*. Além disso, alguns autores que reviram o trabalho de Noda, 1972, haviam declarado que os perfis de praia não eram adequadamente reproduzidos (cf. secção 5.2.5.3). Qualquer dos critérios de escala definidos para modelos distorcidos de transporte em suspensão, dependentes da velocidade de queda (Le Méhauté, 1970, Hughes, 1983, Wang *et al.*, 1990 e Vellinga, 1982) permitiria a reprodução da situação pretendida. Adoptar-se-iam as leis de Vellinga, 1982, estabelecidas com base num grande número de testes em modelo físico e recomendadas por Dean, 1985. Para além dos efeitos de escala associados à ausência de semelhança completa para os processos hidrodinâmicos, esperavam-se efeitos de escala acrescidos que advinham da ausência de semelhança completa para os processos de transporte sedimentar e da distorção do modelo (secção 5.2.5.5).

5.3.3.4. Escolha do Tamanho dos Sedimentos no Modelo

Pretendia-se reproduzir em modelo físico a parte activa de uma praia longitudinalmente uniforme com dimensões, $\Delta x_p, \Delta y_p, \Delta z_p$, cujo perfil transversal, entre o limite submerso até ao qual ocorrem variações mensuráveis do fundo (profundidade de fecho, DoC_p) e o zero hidrográfico (ZH), se admitiu estar de acordo com o perfil de equilíbrio de Dean, 1991 (capítulo 3, secção 3.5.2):

$$z = -SPA\mathrm{x}^{2/3}, \tag{5.157}$$

em que SPA representa o parâmetro de *Dean*, e se relaciona com o tamanho dos sedimentos através da velocidade de queda, ω, através da expressão:

$$SPA = 0.067(100\,\omega)^{0.44}. \tag{5.158}$$

A velocidade de queda pode ser estimada em função do diâmetro mediano dos sedimentos, $d_{50,p}$, por exemplo, através das expressões (3.127) e (3.128), apresentadas no capítulo 3, secção 3.4.1.2.

Admitiu-se também que o perfil transversal da praia apresentava um declive regular na sua parte emersa, m_p, entre o ZH e o limite de espraiamento da onda, Ru_p, e que o nível médio da água do mar era NM.

A largura da praia a reproduzir, Δx_p, é então dada pela equação:

$$\Delta\mathrm{x}_p = \left(\frac{DoC_p - NM}{SPA}\right)^{3/2} + \frac{Ru_p + NM}{m_p}. \tag{5.159}$$

Como foi visto na secção 5.2.4.3, num modelo distorcido, o limite de espraiamento da onda não é reproduzido pela escala vertical, mas sim por uma escala menor:

$$N_{Ru} = \frac{\mathrm{N_z}}{\mathrm{N_x}}\mathrm{N_z} < \mathrm{N_z}. \tag{5.160}$$

E portanto, este limite seria maior no modelo do que o obtido a partir da escala vertical:

$$Ru_m > \frac{Ru_p}{\mathrm{N_z}}. \tag{5.161}$$

Considerou-se um valor equivalente em protótipo, $Ru_{p,eq}$, de forma a obter-se em modelo, usando a escala vertical, o mesmo limite de espraiamento que se obteria usando a escala distorcida:

$$Ru_{p,eq} = \frac{Ru_p}{\mathrm{N_z}/\mathrm{N_x}}. \tag{5.162}$$

Os valores da profundidade de fecho e do limite de espraiamento da onda podem ser estimados em função da altura de onda na rebentação, equações (5.154) e (5.155), respectivamente. Assim, a largura do perfil activo em protótipo era função da altura de onda na rebentação, do diâmetro mediano dos sedimentos e do declive da face da praia, de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta\mathrm{x}_p = \left(\frac{3H_{b,p} - NM}{SPA}\right)^{3/2} + \frac{\frac{\mathrm{N_x}}{\mathrm{N_z}}H_{b,p} + NM}{m_p}. \tag{5.163}$$

Cada uma das condições de agitação marítima a testar iria influenciar a variação do fundo na largura activa do perfil de praia, que seria tanto maior quanto maior a altura de onda na rebentação. A praia deveria ser construída com uma largura que comportasse o maior perfil activo, definido pelas condições de agitação marítima a testar (secção 5.3.2.1), garantindo-se desta forma que as restantes condições iriam ter influência numa largura que estaria contida na praia construída.

A escala vertical era limitada pela profundidade do tanque, d_{max}, e pela altura do perfil activo de praia no protótipo.

$$N_z = \frac{\left(\frac{\mathrm{N_x}}{\mathrm{N_z}} + 3\right) H_{b,p}}{\mathrm{d}_{max}}. \tag{5.164}$$

Uma vez que se trata de um modelo onde o transporte longitudinal é um importante processo, dever-se-ia reproduzir a maior extensão possível da praia, de forma a tentar minimizar os efeitos das fronteiras, no espaço útil disponível no interior do tanque ($l_{max} \times wd_{max}$), ou seja minimizar a escala horizontal limitada pelas condições:

$$\begin{cases} N_x = \dfrac{\Delta \mathrm{y}_p}{\mathrm{l}_{max}} \\ N_x = \dfrac{\Delta \mathrm{x}_p}{\mathrm{wd}_{max}} \end{cases}. \tag{5.165}$$

A escala do diâmetro mediano dos sedimentos de acordo com os critérios definidos por Vellinga, 1982, obter-se-ia em função da escala da velocidade de queda, dependente do diâmetro mediano dos sedimentos no protótipo, e das escalas horizontal e vertical, Figura 5.9, Quadro 5.4.

Resumindo, na escolha do diâmetro mediano dos sedimentos a utilizar no fundo teve-se em consideração o seguinte conjunto de condições:

$$\begin{cases} N_x = \left(\dfrac{N_g N_z}{N_\omega^2}\right)^{0.28} \\ N_x = \dfrac{\Delta \mathrm{y}_p}{\mathrm{l}_{max}} = \dfrac{\Delta \mathrm{x}_p}{\mathrm{wd}_{max}} \\ \Delta \mathrm{x}_p = \left(\dfrac{3H_{b,p} - NM}{SPA}\right)^{3/2} + \dfrac{\frac{\mathrm{N_x}}{\mathrm{N_z}} H_{b,p} + NM \cdot}{m_p} \\ N_z = \dfrac{\mathrm{d}_{max}}{\left(\frac{\mathrm{N_x}}{\mathrm{N_z}} + 3\right) H_{b,p}} \end{cases} \tag{5.166}$$

O volume de areia necessário à construção do modelo, no caso de este apresentar inicialmente um perfil médio entre a profundidade de fecho e o limite de espraiamento, era dado por:

$$V = \frac{\Delta \mathrm{z_p} \Delta \mathrm{y_p} \Delta \mathrm{x_p}}{2 \mathrm{N_z} \mathrm{N_x}^2}. \tag{5.167}$$

Pelo facto de existir alguma areia média disponível, decidiu-se construir uma base com essa areia, sobre a qual seria colocada uma camada da areia fina, de acordo com as dimensões calculadas, com 20 cm de espessura, para a qual seria necessário um volume:

$$V_{20} = \left[1 - \left(1 - \frac{0.2 \mathrm{N_z}}{\Delta \mathrm{z_p}}\right)^2\right] \mathrm{V}. \tag{5.168}$$

Numa primeira abordagem tinha-se considerado que o modelo seria distorcido, com a menor escala horizontal possível no intervalo, $50 \leq N_x \leq 100$, e a maior escala vertical possível no intervalo $10 \leq N_z \leq 50$ (secção 5.3.3.1). Foi também seleccionada areia como material de fundo, definindo-se um primeiro intervalo para o tamanho dos grãos, caracterizado pelo diâmetro mediano, $[0.1; 0.3]\ mm$, e fixados alguns parâmetros físicos e respectivas escalas (secção 5.3.3.2). Dos critérios de semelhança indicados na secção anterior escolheram-se as recomendações de Vellinga, 1982.

Os sedimentos a utilizar na construção do modelo (diâmetro mediano e volume) deviam ser seleccionados mediante um compromisso entre:

- a possibilidade de reprodução da maior extensão de praia possível, de forma a reduzir os efeitos das fronteiras laterais do modelo; esta extensão era limitada pela dimensão útil efectiva no interior do tanque de $l_{max} = 8.4\ m$, uma vez que a sua extensão longitudinal era a mais limitativa;
- a utilização da maior escala vertical, que permitisse a medição de variações do fundo móvel ao longo do tempo, com a melhor resolução possível;
- a minimização da distorção, para redução dos efeitos de escala que daí adviriam.

Na Figura 5.14 representam-se as principais grandezas condicionantes em função do diâmetro mediano dos sedimentos e extensão da praia a reproduzir. Para um determinada extensão da praia, aumentar o diâmetro dos sedimentos no modelo corresponderia a aumentar a escala vertical, mas também a distorção e o volume necessário à construção do modelo. Para um determinado diâmetro, aumentar a extensão da praia a reproduzir, resultaria numa redução da escala vertical e do volume necessário à construção do modelo, mas também num aumento da distorção. A distorção é mais sensível ao diâmetro dos sedimentos no intervalo considerado do que à escala horizontal, para os valores pretendidos.

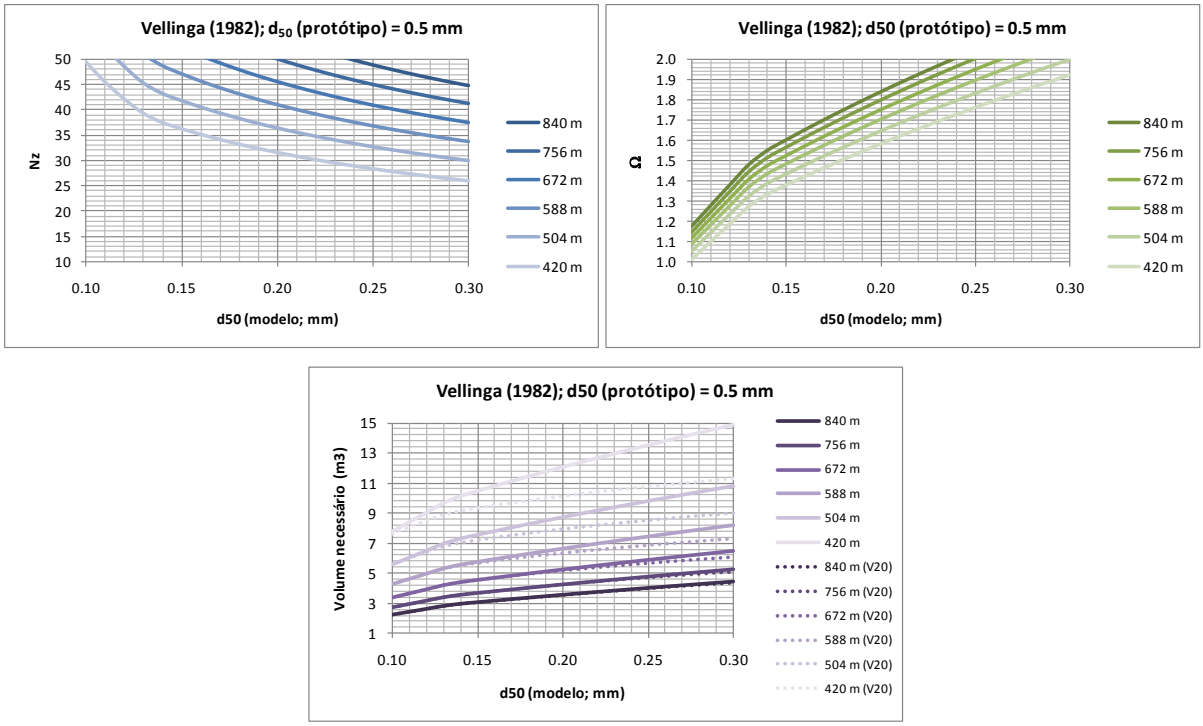


Figura 5.14. Escala vertical, distorção do modelo e volume necessário à sua construção, em função do diâmetro mediano dos sedimentos e da extensão longitudinal da praia em protótipo.

Para um diâmetro mediano superior a $0.24\ mm$, independentemente da escala horizontal, a distorção é sempre superior a 2. Para se conseguir uma escala vertical aceitável, para uma extensão média da praia, no intervalo de interesse, o diâmetro mediano deve ser superior a $0.20\ mm$. Com base nas considerações anteriores optou-se por tentar adquirir $10\ a\ 20\ m^3$ de areia com um diâmetro mediano compreendido entre $0.17\ mm\ e\ 0.25\ mm$. Foram adquiridos 25.6 m^3 (26.5 toneladas) de areia seca à empresa SIBELCO Portuguesa Lda. Trata-se de uma areia de sílica com uma baridade de 1037 kg/m^3 e um diâmetro médio do grão de 0.273 mm.

No Quadro 5.8 e na Figura 5.15 apresentam-se os resultados da análise granulométrica desta areia, efectuada de acordo com a norma NP EN 933-1 (IPQ, 2000).

Quadro 5.8. Quadro construído com base nos resultados da análise granulométrica dos sedimentos utilizados para a construção do modelo reduzido.

Abertura (mm)	% Retido	% Retido acumulado	% Passado acumulado
1.000	0.00	0.00	100.00
0.710	0.00	0.00	100.00
0.500	0.00	0.00	100.00
0.355	4.67	4.67	95.33
0.250	58.20	62.87	37.13
0.180	29.66	92.53	7.47
0.125	7.12	99.65	0.35
0.090	0.34	99.99	0.01
0.063	0.01	100.00	0.00
<0.063	0.00	100.00	0.00

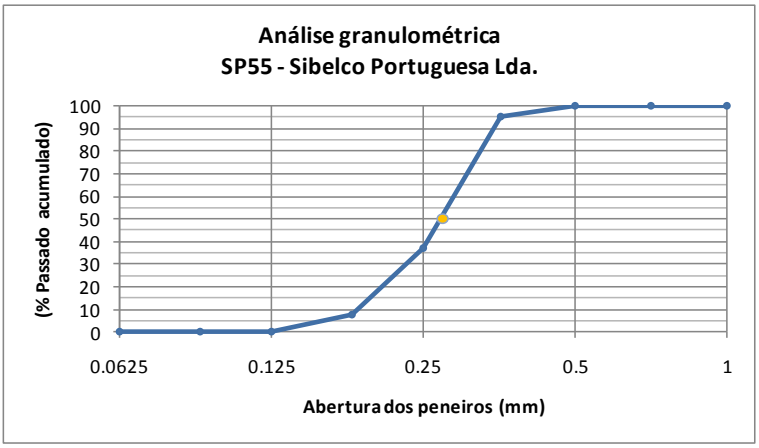


Figura 5.15. Percentagem de sedimentos passados acumulada, na análise granulométrica dos sedimentos utilizados para a construção do modelo.

5.3.3.5. Geometria do Modelo

Escolhido o sedimento que seria utilizado na construção do modelo físico tridimensional com fundos móveis, tendo em consideração todos os constrangimentos impostos pelas dimensões do tanque e pelas condições hidrodinâmicas e morfo-sedimentares a reproduzir, além de se ter fixado o diâmetro mediano dos sedimentos e a respectiva escala, ficaram também fixadas as grandezas físicas, velocidade de queda (capítulo 3, secção 3.4.1) e parâmetro de escala de *Dean* (capítulo 3, secção 3.5.2), importantes para o dimensionamento do modelo, Quadro 5.9.

Quadro 5.9. Grandezas físicas relacionadas com as propriedades dos sedimentos e respectivas escalas.

Grandeza	Protótipo	Modelo	N
d_{50} (mm)	0.50	0.27	1.9
ω (ms^{-1})	0.0622	0.0349	1.8
SPA	0.1497	0.1161	1.3

Para um modelo construído com areia com as características indicadas no Quadro 5.9, apresenta-se no Quadro 5.10, a distorção, a extensão da praia a reproduzir, a altura do modelo e os volumes necessários, em função das escalas geométricas nos intervalos de variação permitidos.

Quadro 5.10. Parâmetros de dimensionamento do modelo com fundos de areia ($d_{50} = 0.27\ mm$) em função das escalas geométricas, para os intervalos de variação seleccionados.

d_{50} (modelo) = 0.27 mm							
N_x	100	90	80	70	60	50	74
N_z	47	43	40	36	32	27	37
N_x/N_z	2.13	2.08	2.03	1.97	1.90	1.83	1.99
$\Delta x_p\ (m)$	840	756	672	588	504	420	620
$\Delta z_m\ (m)$	0.32	0.34	0.37	0.40	0.45	0.51	0.39
$V\ (m^3)$	6.1	7.3	8.8	11.0	14.2	19.1	10.1
$V_{20}(m^3)$	5.3	6.1	7.0	8.2	9.8	12.0	7.7

Escolheu-se uma extensão de praia de 620 m, que considerada suficiente para que não se observassem apenas os efeitos das fronteiras, resultando num modelo com uma altura de 39 cm que permitiria que se efectuassem medições das variações do fundo com uma resolução correspondente a 3.7 cm em protótipo. Seria necessário um volume de sedimentos de 10 m^3, podendo-se poupar aproximadamente 2 m^3 se fosse utilizada uma base com areia mais grosseira disponível. Ficaram assim fixadas as escalas geométricas do modelo e a sua distorção (Quadro 5.11).

Quadro 5.11. Escalas geométricas e distorção do modelo físico com fundos de areia.

Escala horizontal, N_x	74
Escala vertical, N_z	37
Distorção, $\Omega = \frac{N_x}{N_z}$	2.0

No Quadro 5.12 apresentam-se as dimensões do modelo construído em unidades de protótipo e de modelo. A profundidade de água corresponde à maior profundidade de fecho esperada para as condições de agitação marítima a reproduzir, tendo sido equacionada a possibilidade de definir um nível de repouso um pouco superior, mas tal não foi efectuado, para que houvesse um volume de sedimentos disponível durante a realização da experiência, para uma eventual alimentação da praia.

Quadro 5.12. Dimensões do modelo físico com fundos de areia.

Parâmetro	Protótipo	Modelo
$\Delta y\ (m)$	620	8.4
$\Delta x\ (m)$	455	6.2
$\Delta z\ (m)$	14.5	0.39
$\overline{m}$	0.05	0.10
$h\ (m)$	8.7	0.24
Δz_{emersa} (m)	5.8	0.16

Assim, o modelo viria a ser construído com uma altura de 40 cm, uma largura de 6.2 m e uma dimensão longitudinal de 8.4 m, o que corresponde a um declive médio de 0.06 ou um ângulo com a

horizontal de cerca de 4º. No protótipo o declive médio do perfil é cerca de 0.03. A profundidade da água era de 24 cm. A parte emersa da praia tinha 16 cm de altura.

Na Figura 5.16 representa-se o esquema do trecho de praia em protótipo e a sua reprodução em modelo distorcido. O plano representa o nível de repouso da superfície livre e as linhas brancas representam a posição aproximada da linha de rebentação e do limite de espraiamento, para a altura de onda significativa na rebentação de 2.9 m. Note-se que no modelo o limite de espraiamento coincide com o limite do modelo, tendo sido considerada a sua distorção geométrica. Na Figura 5.17 representa-se o perfil activo do trecho de praia em protótipo (esquerda) e a sua reprodução em modelo distorcido, bem como o perfil de equilíbrio de Dean, 1991, para o diâmetro mediano dos sedimentos de fundo no modelo, $d_{50} = 0.27\ mm$. Note-se que o perfil reproduzido mantendo a semelhança na sua geometria, se afasta consideravelmente do perfil de equilíbrio de *Dean* para os sedimentos utilizados.

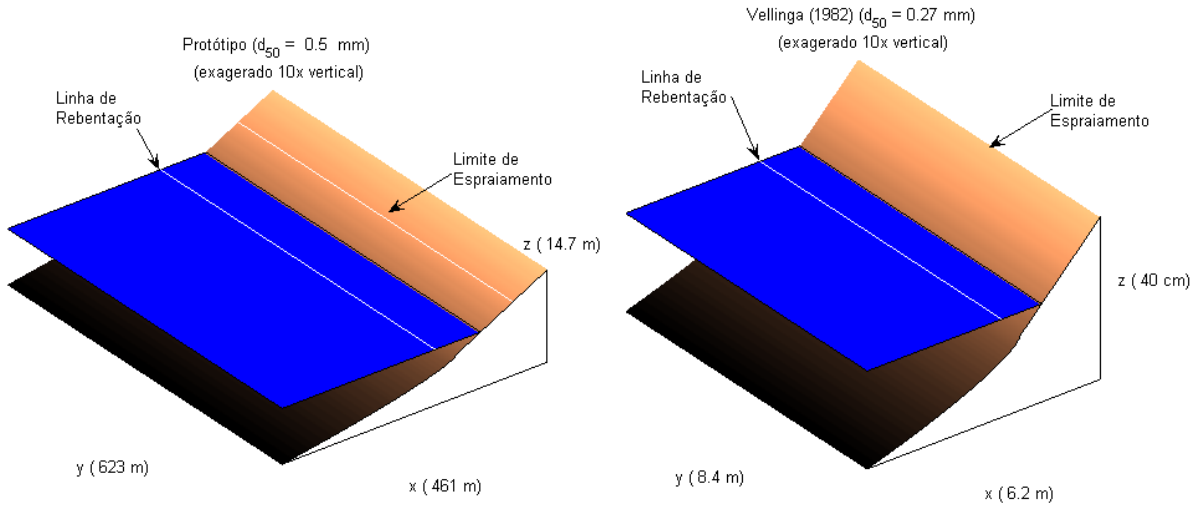


Figura 5.16. Esquema do trecho de praia em protótipo e a sua reprodução em modelo físico, de acordo com as escalas geométricas e as dimensões definidas no Quadro 5.12.

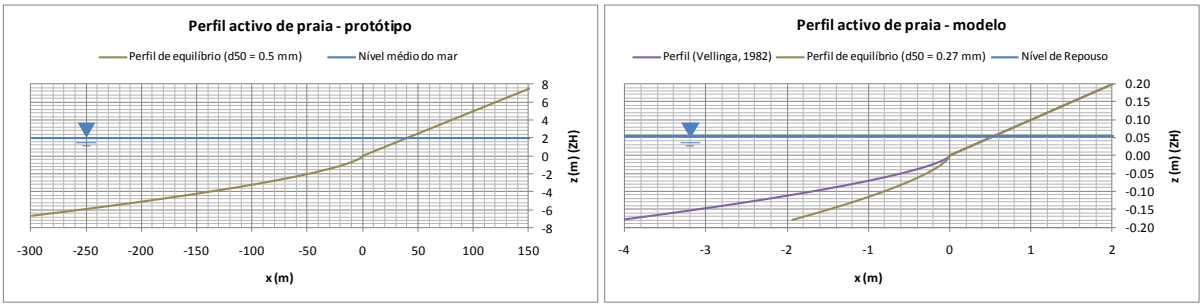


Figura 5.17. Perfil activo de praia e a sua reprodução em modelo físico, de acordo com as escalas geométricas e as dimensões definidas no Quadro 5.12.

5.3.4. Condições Hidrodinâmicas e Características Morfo-Sedimentares no Modelo

As condições de agitação marítima a reproduzir no modelo físico devem ser semelhantes às que se fazem sentir no protótipo, optando-se, por esse motivo, por utilizar agitação irregular. Com base nas condições mais frequentes em protótipo (secção 5.3.2), seleccionaram-se as condições de teste

representadas no Quadro 5.13, pelos parâmetros caracterizadores, altura de onda significativa, H_s, período de pico, T_p, e ângulo de incidência (médio) junto à base da praia, θ.

Quadro 5.13. Condições de agitação marítima junto à base da praia que viriam a ser reproduzidas em modelo físico.

Condições	Protótipo			Modelo		
de teste	$H_s\ (m)$	$T_p\ (s)$	$\theta\ (°)$	$H_s\ (cm)$	$T_p\ (s)$	$\theta\ (°)$
1	2	8	10	5.39	1.32	10
2	2	10	10	5.39	1.64	10
3	2	12	10	5.39	1.97	10
4	1.5	8	10	4.04	1.32	10
5	1.5	10	10	4.04	1.64	10
6	1.5	12	10	4.04	1.97	10
7	1	8	10	2.70	1.32	10
8	1	10	10	2.70	1.64	10
9	1	12	10	2.70	1.97	10

Ao serem utilizadas condições de agitação marítima irregulares, esperavam-se no interior do tanque alturas de onda maiores do que a altura de onda significativa. Para efeito de dimensionamento da praia utilizou-se a altura de onda significativa na rebentação, contudo deveria tentar garantir-se que mesmo as maiores alturas geradas não rebentariam antes de chegar à praia.

Admite-se que as alturas de onda máximas geradas no interior do tanque se relacionam com as alturas de onda significativas através da seguinte expressão (Goda, 2000):

$$H_{max} = (1.6\sim2)H_s. \tag{5.169}$$

Para se fazer uma estimativa das condições hidrodinâmicas sobre o modelo, recorreu-se à teoria linear da onda, na sua propagação entre a zona de geração e a rebentação (capítulo 3, secção 3.2.1.2). Começaram por obter-se as condições ao largo, com base nas condições pretendidas junto à base da praia, que foram depois propagadas até à zona de rebentação.

O cálculo do comprimento de onda em função do comprimento de onda ao largo, L_0, e da profundidade, h, foi efectuado através de um método iterativo para a resolução da equação resultante da relação de dispersão (capítulo 3, secção 3.2.1.2):

$$L = L_0 tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right). \tag{5.170}$$

A altura de onda foi estimada através da expressão:

$$H = K_s K_r H_0, \tag{5.171}$$

em que H_0 representa a altura de onda ao largo, K_r o coeficiente de refracção e K_s o coeficiente de empolamento (capítulo 3, secção 3.2.1.2).

O ângulo de incidência da onda em relação à normal à praia, a uma dada profundidade, foi obtido através da *Lei de Snell*:

$$\theta = \text{asen}\left(\frac{L}{L_0} sen\theta_0\right), \tag{5.172}$$

em que θ_0 representa o ângulo de incidência da onda ao largo (capítulo 3, secção 3.2.1.2).

Nas figuras, Figura 5.18, Figura 5.19 e Figura 5.20 representam-se o perfil transversal de praia e a variação da altura de onda significativa entre a base da praia e a rebentação, para as condições de teste. Como seria de esperar as maiores ondas rebentam primeiro, para maiores profundidades.

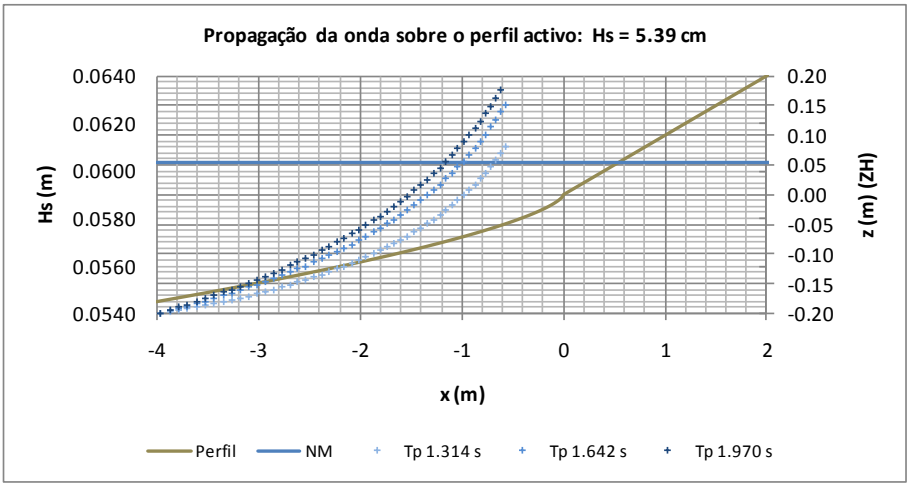


Figura 5.18. Propagação da altura de onda significativa sobre o perfil transversal no modelo, para as condições de teste 1, 2, 3, $H_s = 5.39\ cm$.

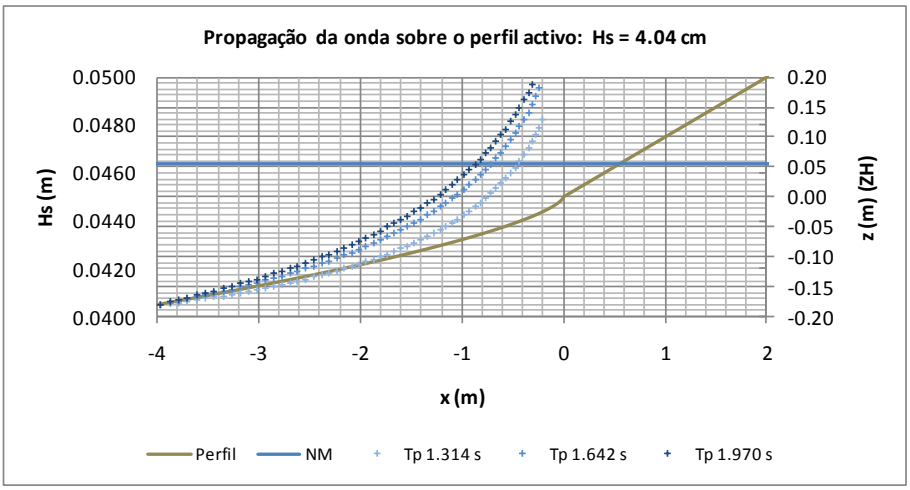


Figura 5.19. Propagação da altura de onda significativa sobre o perfil transversal no modelo, para as condições de teste 4, 5, 6, $H_s = 4.04\ cm$.

No Quadro 5.14 apresentam-se os resultados da estimativa dos parâmetros caracterizadores das condições de teste de agitação na rebentação, tendo em consideração que a profundidade de água seria de 24 cm e que a direcção de incidência das ondas junto à base da praia, em relação à direcção perpendicular à praia, seria de 10º. Esperava-se que a rebentação ocorresse de forma significativa para profundidades compreendidas entre cerca de 6 cm ($H_s = 2.70\ cm$) e 10.5 cm ($H_s = 5.39\ cm$), podendo ocorrer até cerca de 19 cm de profundidade, quando fossem geradas ondas com alturas entre a altura de onda significativa e a altura de onda máxima ($H_s = 5.39\ cm$ e $H_{max} = 10.80\ cm$). Para o conjunto de condições a testar, a zona sobre a qual se esperava que ocorresse rebentação significativa das ondas e portanto onde seriam de esperar as maiores modificações do perfil associadas ao transporte longitudinal de sedimentos, encontrava-se limitada pelas linhas distanciadas da linha de costa de 55 cm e 115 cm, mas poder-se-ia estender até uma distância de cerca de 315 cm, para as maiores ondas.

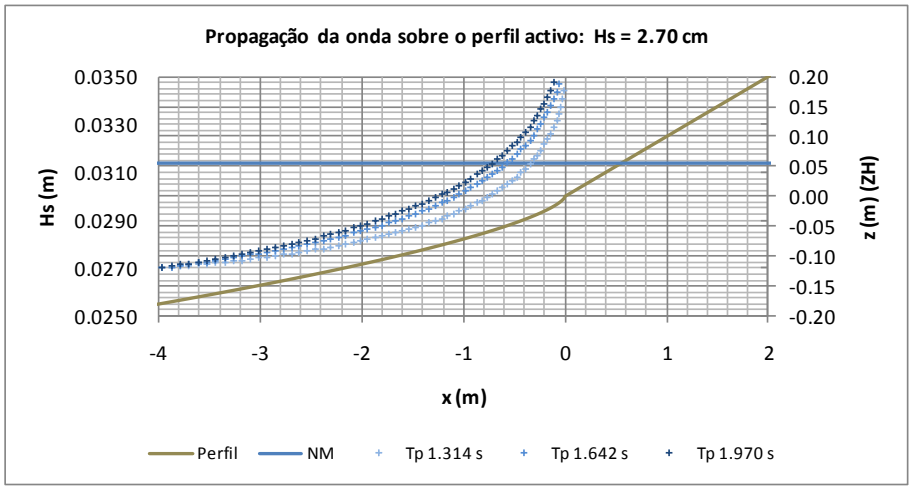


Figura 5.20. Propagação da altura de onda significativa sobre o perfil transversal no modelo, para as condições de teste 7, 8, 9, $H_s = 2.70\ cm$.

Quadro 5.14. Parâmetros caracterizadores das condições de teste de agitação marítima junto à rebentação (altura de onda significativa, H_b, altura de onda máxima, H_{maxb}, profundidades de rebentação respectivas, h_b e h_{maxb}, e ângulos de incidência respectivos, θ_b e θ_{maxb}).

Condições de teste	$T_p\ (s)$	$H_s\ (cm)$	$H_b\ (cm)$	$h_b\ (cm)$	$\theta_b\ (°)$	$H_{max}\ (cm)$	$H_{maxb}\ (cm)$	$h_{maxb}\ (cm)$	$\theta_{maxb}\ (°)$
1	1.31	5.39	6.10	10.24	7.0	10.78	11.08	18.60	9.1
2	1.64	5.39	6.28	10.24	6.8	10.78	11.20	18.60	9.0
3	1.97	5.39	6.34	10.51	6.8	10.78	11.23	18.87	9.0
4	1.31	4.04	4.82	7.82	6.1	8.09	8.64	14.29	8.1
5	1.64	4.04	4.95	8.09	6.1	8.09	8.78	14.56	8.1
6	1.97	4.04	5.01	8.36	6.1	8.09	8.84	14.83	8.1
7	1.31	2.70	3.44	5.66	5.3	5.39	6.10	10.24	7.0
8	1.64	2.70	3.54	5.93	5.2	5.39	6.28	10.24	6.8
9	1.97	2.70	3.61	5.93	5.2	5.39	6.34	10.51	6.8

Note-se ainda que, tal como seria de esperar, o efeito da refracção das ondas, na sua propagação sobre o modelo com fundos móveis, resultará numa redução do seu ângulo de incidência. As ondas de menores alturas e maiores períodos, ou seja, menor declividade, serão as mais afectadas pela refracção e pelo empolamento. Para as condições de teste, num determinado local no interior do tanque, a profundidade total máxima esperada é de cerca de 30 cm.

O sistema de geração de agitação marítima só pode gerar alturas de onda até um limite máximo imposto pela condição mais restritiva, entre o limite de rebentação das ondas no interior do tanque e o limite de desempenho do gerador. Estas condições são função da profundidade da água e do período característico das ondas a gerar.

Na Figura 5.21 representam-se os limites impostos pela rebentação e pelo desempenho do gerador (excursão máxima dos batedores de 1.08 m), bem como as condições de teste, alturas de onda significativas e alturas de onda máximas, para a profundidade de água de 24 cm, que viria a ser utilizado nos ensaios. Para períodos de onda pequenos, o critério de rebentação das ondas é o mais limitativo, enquanto para ondas de longo período, é o limite de desempenho do gerador que impõe o valor máximo para a altura da onda.

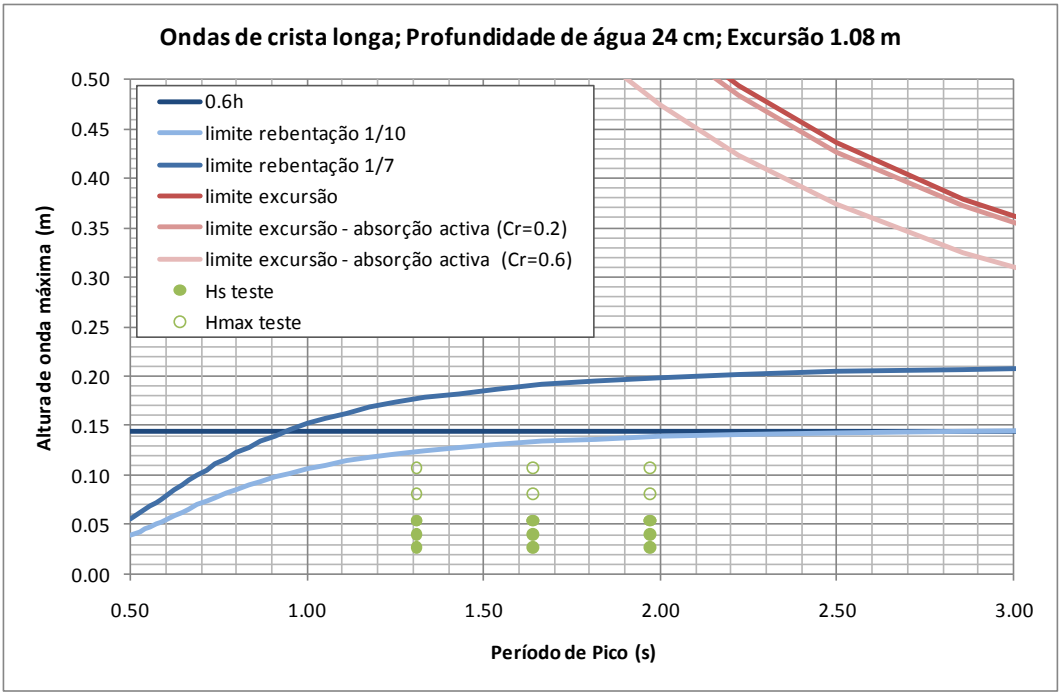


Figura 5.21. Altura de onda máxima gerada no interior do tanque do LH-SHRHA-DEC-FEUP, equipado com um sistema de geração com absorção dinâmica da reflexão (HR Wallingford).

O critério de rebentação no interior do tanque, de acordo com o manual do sistema de geração de agitação marítima (Beresford, 2003), é dado pelas seguintes condições:

$$H = \frac{L}{7}\tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \text{ ou } H = \frac{L}{10}\tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right). \qquad (5.173)$$

$$H \leq 0.6\ h$$

O desempenho do gerador é limitado pela sua excursão máxima, velocidade e força. No caso de se activar o sistema de absorção dinâmica da reflexão, a altura de onda máxima que pode ser gerada será reduzida.

Na figura apresentada verifica-se que para as condições de teste, tanto a altura de onda significativa, como a altura de onda máxima se encontravam abaixo dos limites máximos para a altura de onda no interior do tanque.

Foi também possível fazer uma estimativa da taxa de transporte longitudinal esperada nos ensaios que viriam a ser realizados. Admitindo a validade da expressão (5.135) para a estimativa da taxa de transporte de massa submersa, determinou-se, através da expressão (5.136), a escala para a taxa de transporte sólido longitudinal esperada, a partir das escalas horizontal, vertical e do diâmetro dos sedimentos, já estabelecidas (Quadro 5.9, Quadro 5.11). Também se considerou a expressão de CERC, 1984, equação (5.138), com uma escala para a taxa de transporte naturalmente diferente, equação (5.139). No Quadro 5.15 apresentam-se os valores obtidos.

Quadro 5.15. Escalas para a taxa de transporte longitudinal.

N_{Q_s} (Kamphuis, 1991a),	10401
$N_{Q_{s,CERC}}$ (CERC, 1984),	8327

No Quadro 5.16 apresenta-se uma estimativa das taxas de transporte esperadas no decorrer dos ensaios, obtidas por cada uma das formulações acima referidas, para as alturas de onda significativas e para as alturas de onda máximas. Estas estimativas indicam que as taxas de transporte longitudinal de massa submersa, devem variar entre cerca de 5 a 40 kg/h, podendo ser superiores, uma vez que ondas com altura superior à altura de onda significativa causarão maior transporte, podendo ir até cerca de 200 kg/h. Note-se que a formulação CERC sobrestima significativamente as taxas de transporte, comparativamente com a formulação de Kamphuis, para as alturas de onda máximas.

Quadro 5.16. Taxas de transporte longitudinal esperadas no modelo físico.

Condições de teste	$Q_s\ (kg/hora)$	$Q_{s,CERC}\ (kg/hora)$	$Q_{smax}\ (kg/hora)$	$Q_{s,CERCmax}\ (kg/hora)$
1	18.37	35.32	70.74	203.28
2	26.87	37.20	100.52	207.18
3	36.05	38.19	133.13	209.24
4	10.65	17.33	40.22	97.60
5	15.63	18.38	57.89	101.13
6	21.03	18.94	77.19	102.98
7	4.95	6.40	18.37	35.32
8	7.29	6.83	26.87	37.20
9	9.90	7.09	36.05	38.19

5.3.5. Dimensionamento da Estrutura de Defesa Transversal à Praia

Pretendia reproduzir-se em modelo físico uma estrutura transversal (esporão) construída com enrocamento (secção 5.3.2). Uma das condições para a correcta reprodução de estruturas costeiras em modelo físico (secção 5.2.6) é de que estas devem ser geometricamente não distorcidas. Uma vez que o modelo de praia construído seria distorcido, teve que encontrar-se um método expedito para o dimensionamento da estrutura a implementar na praia.

Admitiu-se que a escala geométrica do modelo da estrutura era igual à escala vertical do modelo com fundos de areia ($N_l = N_z$) uma vez que era também esta a escala de comprimentos característicos utilizada para a reprodução dos processos hidrodinâmicos de acordo com a semelhança de *Froude*. Para a semelhança do parâmetro de estabilidade (secção 5.2.6), o peso dos blocos do manto resistente devia obedecer à relação de escala apresentada na expressão (5.153). Note-se que se a distorção do modelo fosse considerada a escala para o peso dos blocos seria menor, dada por:

$$\mathrm{N_{W_b}} = \frac{\mathrm{N_z}}{\mathrm{N_x}} \frac{\mathrm{N_{\gamma_b}} \mathrm{N_z}^3}{\mathrm{N}_{\left(\frac{\gamma_b}{\gamma}-1\right)}^3} < \frac{\mathrm{N_{\gamma_b}} \mathrm{N_z}^3}{\mathrm{N}_{\left(\frac{\gamma_b}{\gamma}-1\right)}^3}. \tag{5.174}$$

Uma vez que se pretendia assegurar a estabilidade da estrutura durante a realização dos testes experimentais e que o objectivo da sua construção seria a medição da variação do fundo a barlamar e a sotamar da sua zona de implantação, não se pretendendo efectuar medições rigorosas da interacção entre a estrutura e as acções hidrodinâmicas, optou-se por reproduzi-la sem distorção geométrica.

A estrutura transversal a reproduzir no modelo com fundos de areia seria muito simples, com duas camadas de blocos de enrocamento e com um perfil uniforme desde a praia até à cabeça, Figura 5.22. Para a semelhança do número de estabilidade, admitindo um peso volúmico dos blocos no protótipo $\gamma_{b,p} = 25.00\ kN/m^3$, um peso volúmico dos blocos no modelo $\gamma_{b,m} = 24.00\ kN/m^3$, um peso volúmico da água salgada $\gamma_p = 10.25\ kN/m^3$ e da água doce $\gamma_m = 10.00\ KN/m^3$, para uma escala de comprimento característico $N_l = N_z = 37$, a escala para o peso dos blocos, estimada através da

expressão (5.153), seria $N_{W_b} = 48\,586$. Assim, como os blocos de enrocamento do manto resistente no protótipo apresentavam um peso variável entre cerca de 90 a 120 kN e os da risberma um peso entre 10 e 20 kN, para a semelhança do número de estabilidade, o peso dos blocos do manto resistente no modelo devia variar entre 185 gf e 247 gf, e o peso dos blocos da risberma entre 20 gf e 41 gf.

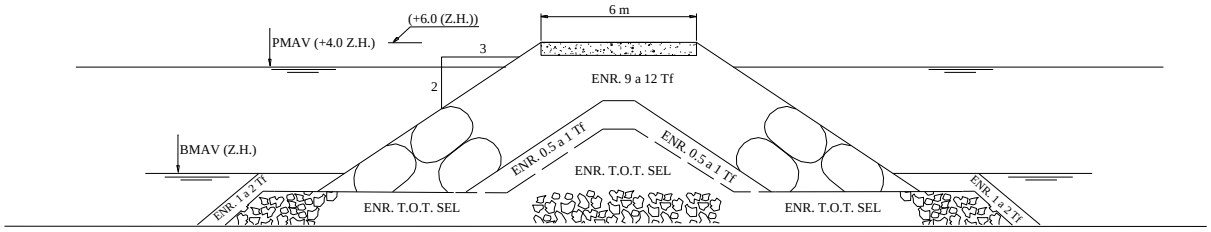


Figura 5.22. Perfil transversal da estrutura construída com enrocamento e reproduzida no modelo.

A dimensão característica dos blocos foi também estimada, através da expressão:

$$e_b = k_\Delta \sqrt[3]{\frac{W_b}{\gamma_b}}, \tag{5.175}$$

em que o coeficiente de forma, k_Δ, se admitiu igual à unidade.

Assim, os blocos de enrocamento utilizados para a construção da estrutura transversal no modelo deviam ter as características indicadas no Quadro 5.17. Em termos práticos, foram seleccionados elementos pétreos com um diâmetro característico de cerca de 4.5 cm para o manto resistente da estrutura e entre 2 cm e 2.5 cm para a construção da risberma.

Quadro 5.17. Características dos blocos de enrocamento utilizados na construção da estrutura transversal no modelo reduzido com fundos de areia.

$W_{b,manto}\ (gf)$	185-247
$W_{b,risberma}\ (gf)$	20-41
$e_{b,manto}\ (cm)$	4.3-4.7
$e_{b,risberma}\ (cm)$	2.0-2.6

Era necessário garantir que a cota do coroamento da estrutura seria superior ao limite de espraiamento das condições de agitação marítima a testar. O maior valor de altura de onda significativa junto à rebentação, estimado na secção anterior (cf. Quadro 5.14) foi $H_b = 6.34\ cm$. Como foi visto na secção 5.2.4.3, o espraiamento das ondas seria distorcido, em virtude de o modelo com fundos de areia ser distorcido. O limite de espraiamento poderia ser obtido pela expressão (5.155), mas levando em consideração a distorção do espraiamento, expressão (5.90), $Ru_{p,eq} \sim \frac{H_b N_z}{N_z/N_x} = 4.15\ m$. Assim, para um nível médio da água do mar de +2 m ZH, a cota do coroamento do esporão deveria ser +6.15 m ZH. A cabeça da estrutura deveria localizar-se a profundidades entre cerca de 2 m (0 ZH) e 4 m (-2 m ZH). Estes valores de cota determinaram o posicionamento da estrutura no modelo com fundos de areia: tendo em conta a sua topo-hidrografia, um esporão com uma cota de coroamento de 6.15 m ZH e a cabeça localizada sobre cotas de -2 m ZH, teria uma altura de 22 cm e um comprimento de 3.4 m. No Quadro 5.18 apresenta-se um resumo das principais características da estrutura transversal reproduzida no modelo reduzido distorcido com fundos de areia.

Quadro 5.18. Características da estrutura transversal construída no modelo físico com fundos de areia.

Parâmetro	Protótipo	Modelo
$Nível\ do\ coroamento\ (m)$	4.15	0.112
$Nível\ junto\ à\ cabeça\ (m)$	-4.00	0.108
[24]$Comprimento\ (m)$	145	3.36
$Largura\ do\ coroamento\ (m)$	6	0.054
$Declive\ do\ talude$	2:3	2:3
$Número\ de\ camadas$	2	2

Os níveis do coroamento e junto à cabeça são referidos ao nível médio da água do mar (+2 m ZH) no protótipo e ao nível de repouso da superfície livre no modelo. Note-se que, de acordo com a escala vertical, o comprimento da estrutura em protótipo que estaria a ser reproduzido seria de cerca de 126 m, enquanto, de acordo com a escala horizontal, seria de cerca de 252 m.

O facto de a estrutura ser reproduzida sem distorção, de acordo com a escala vertical do modelo com fundos móveis, e com a topo-hidrografia do modelo junto à sua zona de implantação irá ter repercussões em termos da sua zona de influência, que será maior no modelo. Este efeito terá que ser considerado na análise dos dados de medição dos perfis transversais.

5.4. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL, SISTEMAS DE MEDIÇÃO E DADOS ADQUIRIDOS

5.4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve os testes experimentais realizados em modelo físico reduzido com fundos de areia para avaliação de parâmetros associados a modelos de evolução de linha de costa. Com a realização dos trabalhos experimentais pretendia-se:

- adquirir um conjunto de dados que permitisse uma melhor compreensão da transformação do perfil transversal de praia sob a influência das condições de agitação marítima mais frequentes na costa Noroeste Portuguesa, optando-se por avaliar a evolução do perfil activo de praia em situação persistente de erosão e acreção;
- compreender melhor os processos de transporte longitudinal, para as condições testadas;
- contribuir para o desenvolvimento de um modelo de evolução da linha de costa , mas que incorpora a actualização das cotas do perfil transversal de praia.

Foi construído um modelo tridimensional com fundos de areia, que reproduzia a parte activa de uma praia, sob a acção de agitação irregular com uma direcção de incidência oblíqua, em relação à normal à praia, que induzia um transporte longitudinal de sedimentos para sotamar. O facto de não existir alimentação sedimentar a barlamar iria resultar numa situação de erosão persistente da praia. A barlamar de uma estrutura transversal o perfil transversal iria evoluir em situação de acreção continuada.

[24] Note-se que o comprimento da estrutura em protótipo não é reproduzido em modelo por nenhuma das escalas geométricas, vertical ou horizontal, porque em modelo foi determinado considerando a topo-hidrografia do modelo junto à sua zona de implantação, de forma a que a sua cabeça se encontrasse à profundidade pretendida.

Foram efectuadas medições das condições de agitação junto à base da praia e ao longo da zona de rebentação, das taxas de transporte sólido longitudinal e da evolução do perfil activo transversal da praia.

Nesta secção começa por descrever-se o procedimento adoptado nos testes experimentais realizados (secção 5.4.2) e a instalação experimental (secção 5.4.3). De seguida, descrevem-se os sistemas de medição utilizados e apresentam-se os dados adquiridos nos testes experimentais realizados. A secção 5.4.4 é dedicada ao sistema de geração e aquisição de dados de agitação e a secção 5.4.5 ao sistema perfilador de fundos, apresentando-se os perfis de praia medidos. Na secção 5.4.6 é descrito o método de recolha de sedimentos a sotamar da praia construída, apresentando-se os resultados das pesagens efectuadas ao longo dos testes.

5.4.2. DESCRIÇÃO GERAL DOS TESTES

Os testes consistiram de ensaios de 1 hora de acção contínua de agitação marítima sobre o modelo reduzido com fundos de areia, seguidos de uma paragem para que fossem efectuadas as medições necessárias. O nível de repouso da superfície livre foi mantido constante em todos os testes, com um valor de 24 cm junto à base da praia. Foram realizados quatro séries de testes (Quadro 5.19).

Quadro 5.19. Resumo dos testes realizados em modelo reduzido com fundos de areia.

Série	Testes	$\Delta t\ (h)$	$H_s\ (m)$ (protótipo)	$T_p\ (s)$ (protótipo)	$H_s\ (cm)$ (modelo)	$T_p\ (s)$ (modelo)	$\theta\ (°)$ (modelo)	$h\ (cm)$ (modelo)	Descrição
I.1	57-78	21	1	8	2.70	1.31	10	24.0	Praia uniforme - Erosão
I.2	79-99	21	1	12	2.70	1.97	10	24.0	
I.3	100-115	14	2	12	5.39	1.31	10	24.0	
I.4	116-124	9	2	8	5.39	1.97	10	24.0	
II	125-130	6	2	12	5.39	1.97	10	24.0	Praia uniforme - Erosão
III	132-148	17	2	12	5.39	1.97	10	24.0	Estrutura transversal - Acreção
IV	149-165	17	2	12	5.39	1.97	10	24.0	Estrutura transversal - Erosão

Na série de testes I considerou-se a praia em erosão (uma vez que não havia alimentação sedimentar a barlamar) sob acção de quatro condições de agitação marítima variáveis em altura e período de onda. Esta série perfez um total de tempo de acção da agitação marítima de 65 horas. Nos restantes testes, as condições de agitação marítima foram mantidas constantes, caracterizadas por uma altura de onda significativa, $H_s = 2\,m$, e um período de onda de pico, $T_p = 12\,s$. A série de testes II foi essencialmente realizada para avaliação da influência do perfil inicial de praia na sua evolução. Esta série seria também utilizada como referência para as duas séries restantes, para cuja realização foi construída uma estrutura transversal à praia e avaliada a evolução do perfil a sotamar e a barlamar da mesma. A duração das séries de testes variou entre 6 e 21 horas no modelo.

Nas figuras seguintes apresentam-se fotografias tiradas por um sistema de câmaras sincronizadas, utilizado para monitorização dos testes. Na Figura 5.23 apresenta-se uma fotografia tirada durante a realização da série de testes I, para a qual se reproduziu a praia em situação persistente de erosão, uma vez que não foi efectuada alimentação sedimentar a barlamar. Na Figura 5.24 a fotografia foi tirada durante a série III, na qual se pretendia avaliar a evolução do perfil transversal a barlamar de uma estrutura transversal à praia. Na Figura 5.25 apresenta-se uma fotografia do modelo durante a realização da série de testes IV, durante a qual se efectuou a medição do perfil a sotamar da estrutura transversal. Na Figura 5.26 pode ver-se a influência de uma estrutura curvilínea que foi construída após a realização dos testes planeados, para mera observação do efeito da curvatura da estrutura na configuração da linha de costa na região adjacente, a barlamar da sua zona de implantação.

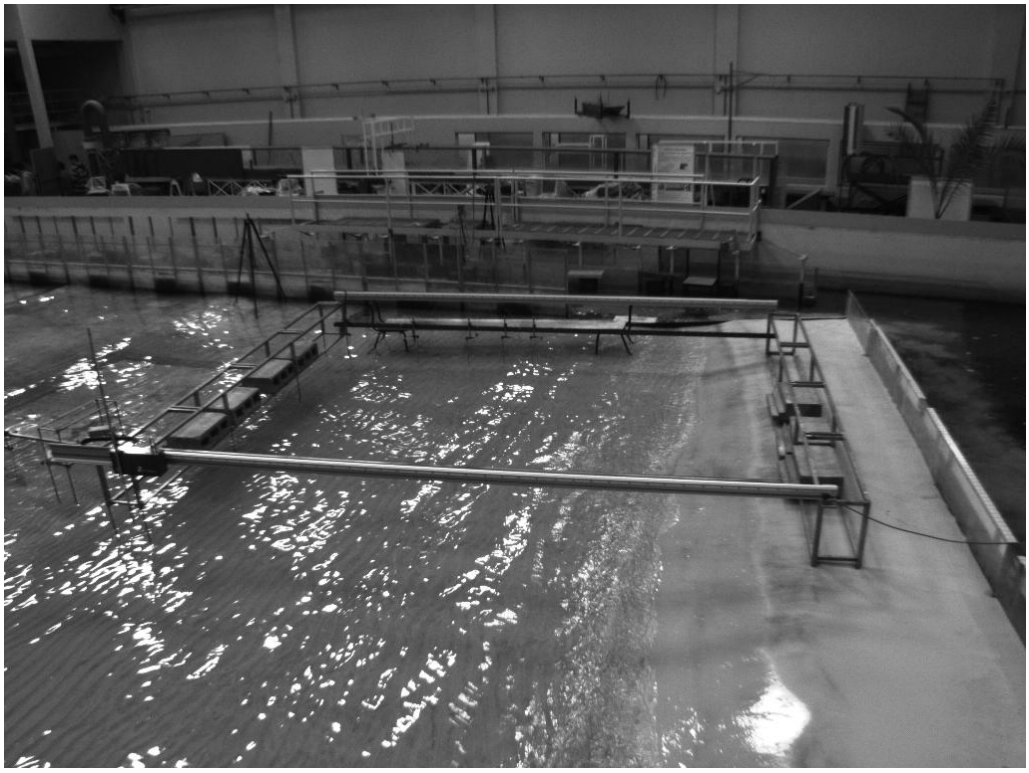


Figura 5.23. Modelo físico reduzido com fundos de areia, de uma praia uniforme em situação de erosão, durante a realização da série de testes I.

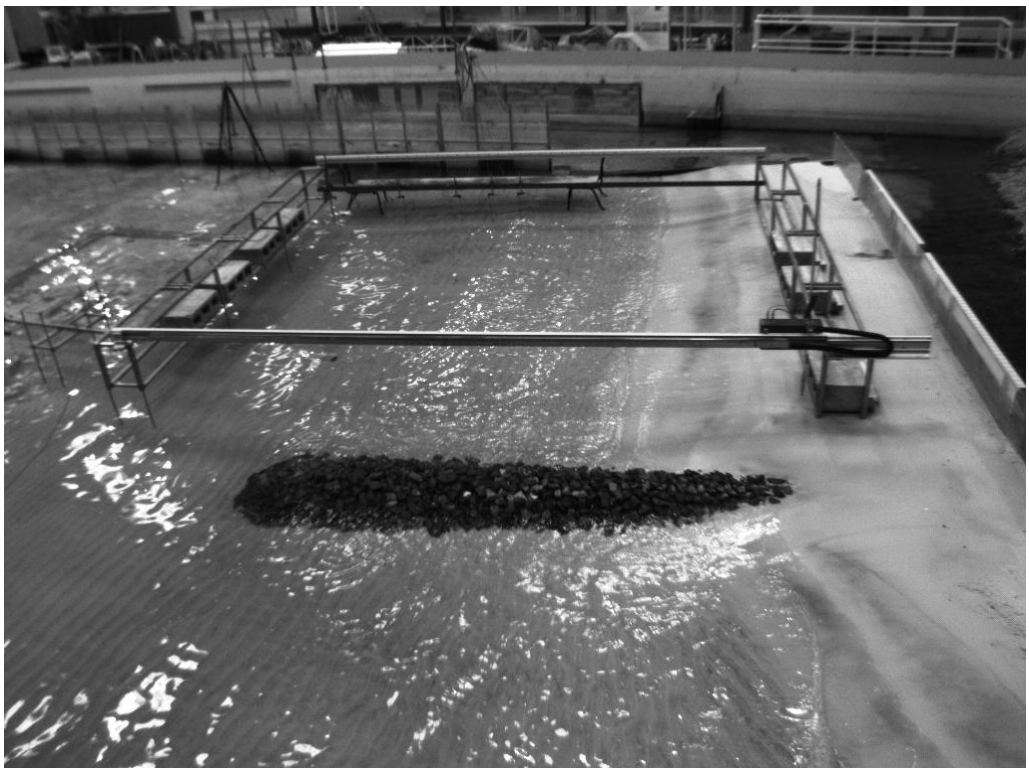


Figura 5.24. Modelo físico reduzido com fundos de areia, de uma praia uniforme em situação de erosão, durante a realização da série de testes III.

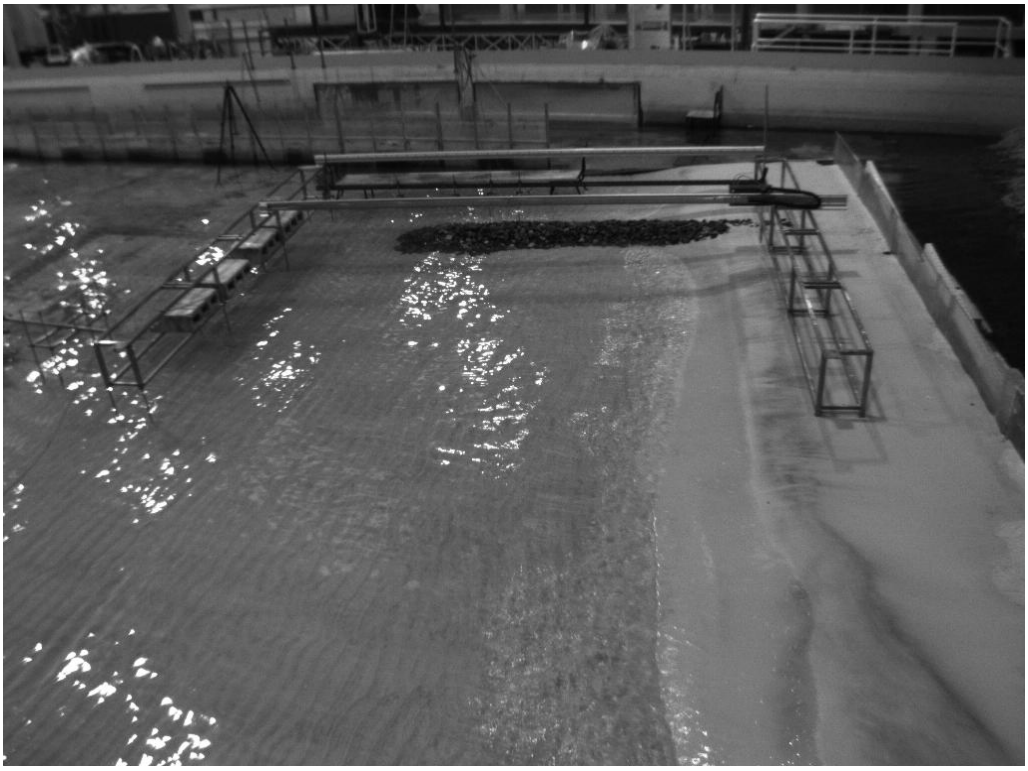


Figura 5.25. Modelo físico reduzido com fundos de areia, de uma praia uniforme em situação de erosão, durante a realização da série de testes IV.

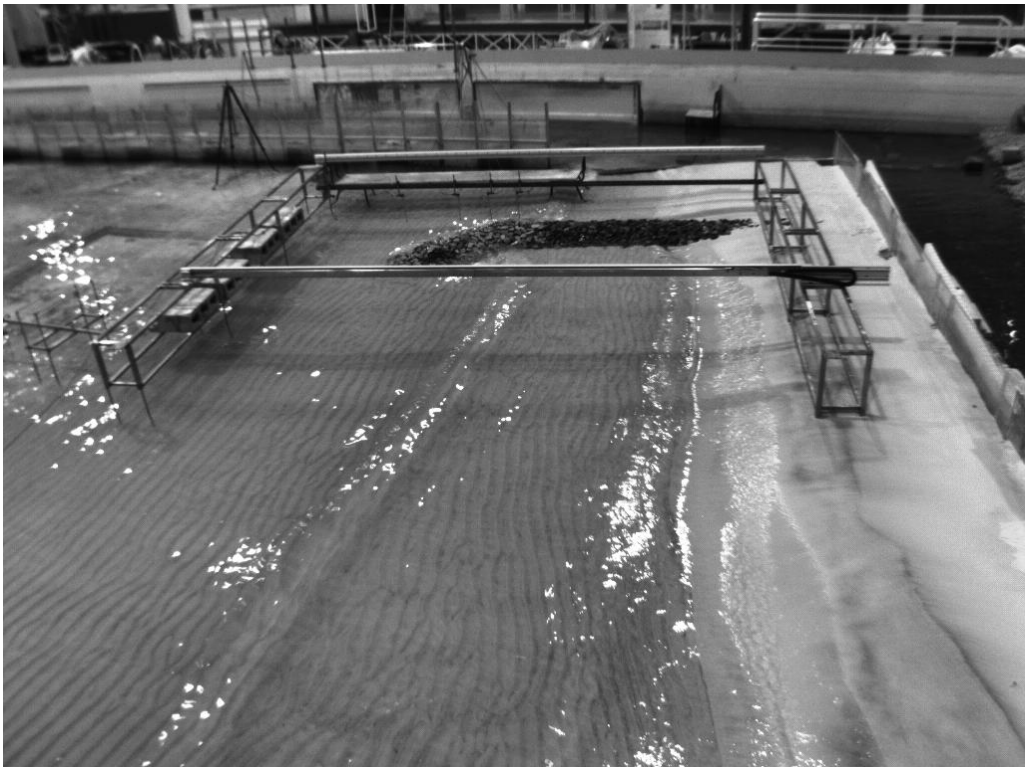


Figura 5.26. Influência de uma estrutura curvilínea a sotamar da sua zona de implantação (observação após a realização dos testes planeados).

A configuração desta estrutura é semelhante à dos dois esporões portugueses mais recentes: o do Areão e do Poço da Cruz, localizados a Sul da Costa Nova.

O perfil transversal do modelo apresentava um declive aproximado de 0.06, e a linha de costa apresentava uma obliquidade de cerca de 10º em relação à direcção das cristas das ondas (secção 5.3.3.5). Esta configuração iria resultar num transporte longitudinal de sedimentos ao longo da praia, mobilizados por acção de uma corrente de deriva.

No início de cada série de testes foi construído o modelo reduzido com fundos de areia (Figura 5.27), tendo-se utilizado uma areia mais grosseira disponível, para a construção da base da praia, que foi separada por um material geotêxtil, da camada superior de areia fina ($d_{50} = 0.27\ mm$) com cerca de 20 cm de altura.



Figura 5.27. Detalhes de construção do modelo físico com fundos de areia no tanque de ondas.

No início da série de testes III foi construída uma estrutura transversal (Figura 5.28) junto ao limite de sotamar do modelo com fundos de areia e no início da série IV construiu-se a mesma estrutura, mas desta vez, junto à extremidade de barlamar da praia. A estrutura tinha um comprimento de 3.4 m, a sua cota de coroamento localizava-se a cerca de 11 cm medidos em relação ao nível de repouso da superfície da água e a sua cabeça encontrava-se a uma profundidade 11 cm (secção 5.3.5). Para a construção do esporão, efectuada a partir do coroamento, foi utilizada uma estrutura metálica coberta com rede, cujo enchimento foi feito com gravilha (Figura 5.28). Sobre esta estrutura foram colocadas duas camadas de blocos de pedra com uma dimensão característica pouco variável em torno de um valor médio de cerca de 4.5 cm (secção 5.3.5). Na Figura 5.29 apresenta-se uma fotografia com o aspecto final da estrutura construída a barlamar da praia.



Figura 5.28. Detalhes de construção da estrutura transversal no modelo físico com fundos de areia.

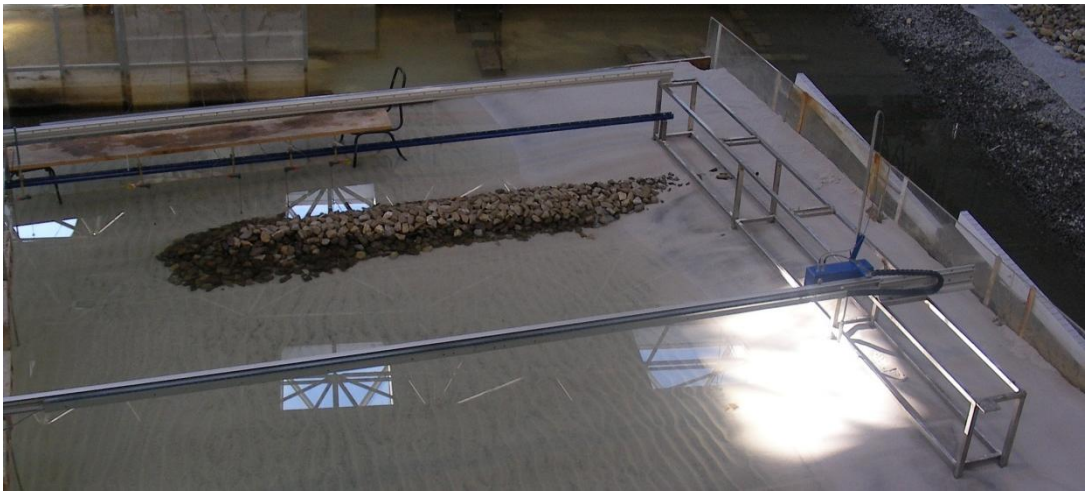


Figura 5.29. Estrutura transversal construída a barlamar da praia.

Em águas profundas, junto à sua zona de geração, a agitação marítima é multi-direccional, mas na sua propagação em águas pouco profundas em direcção à costa começa a sentir o efeito da refracção e do empolamento, havendo uma redução da sua dispersão direccional. Junto à rebentação, a agitação marítima é razoavelmente bem representada por ondas de crista longa (capítulo 3, secção 3.2.1).

Assim, as condições de agitação marítima que actuaram sobre o modelo da praia foram condições irregulares de crista longa, não tendo sido considerada dispersão direccional. A série irregular de ondas unidireccionais foi gerada segundo a normal ao sistema de geração, através de um sinal aleatório, de acordo com um espectro de *Jonswap* ($\gamma = 3.3$), que se repetia após cerca de 650 ondas. O espectro incidente da agitação marítima foi medido no início de cada hora de teste, junto à base da praia e ao longo da zona de empolamento, por períodos de tempo variáveis entre 10 minutos e 1 hora.

A corrente longitudinal induzida pela agitação marítima não foi medida, mas os sedimentos acumulados ao fim de cada hora de teste foram recolhidos a sotamar da praia. A determinação da massa submersa dos sedimentos acumulados permitiu a obtenção da variação da taxa de transporte sólido longitudinal ao longo dos testes. Foram efectuadas medições regulares do perfil de fundo e foi monitorizada a rebentação das ondas e a uniformidade longitudinal da praia. Os perfis transversais de praia foram medidos após cada hora de teste em quatro secções, espaçadas longitudinalmente de 1 m, perfazendo uma extensão de 3 m. Apenas foram efectuadas medições da variação do perfil de fundo numa zona central da praia. Segundo a direcção transversal as medições do perfil apresentavam uma resolução de 0.05 m. Foi também utilizado um sistema de câmaras sincronizadas, para monitorização da uniformidade da praia, através do posicionamento das linhas de água e de rebentação.

5.4.3. Descrição Geral da Instalação Experimental

Os testes foram realizados no tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP, que desde Maio de 2007 está equipado com um sistema de geração de agitação marítima do tipo pistão, multi-elemento, que incorpora um sistema activo de absorção da reflexão (*HR Wallingford*). Na Figura 5.30 representa-se em planta a instalação experimental no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP e na Figura 5.31 apresenta-se fotografia com uma vista geral da mesma.

O modelo reduzido foi construído ao fundo do tanque, à frente da praia dissipadora, segundo uma direcção rodada de 10º em relação à direcção transversal do tanque, e ocupando uma área de cerca de 10 m x 8 m (Figura 5.30). Como foi referido na secção 5.3.3.1, esta forma de colocação do modelo físico reduzido no interior do tanque permitiu o aumento da sua extensão longitudinal em cerca de

3 m. Além disso, a geração da agitação incidente segundo a direcção normal ao sistema de geração possibilitou a selecção de um método de geração que apresenta vantagens, quando comparado com o necessário à geração de agitação segundo uma direcção oblíqua, em relação à normal ao sistema de geração (secção 5.4.4.1). Também a corrente de deriva induzida pela agitação marítima ao longo da praia e que a sotamar encontraria a parede do tanque, pode naturalmente ser conduzida para a praia dissipadora e aí dissipada, evitando-se desta forma a criação de uma corrente circular no interior do tanque. Foram utilizados guias de ondas de acrílico colocados segundo a direcção de propagação das ondas, para evitar perdas laterais de energia segundo a direcção paralela às cristas das ondas.

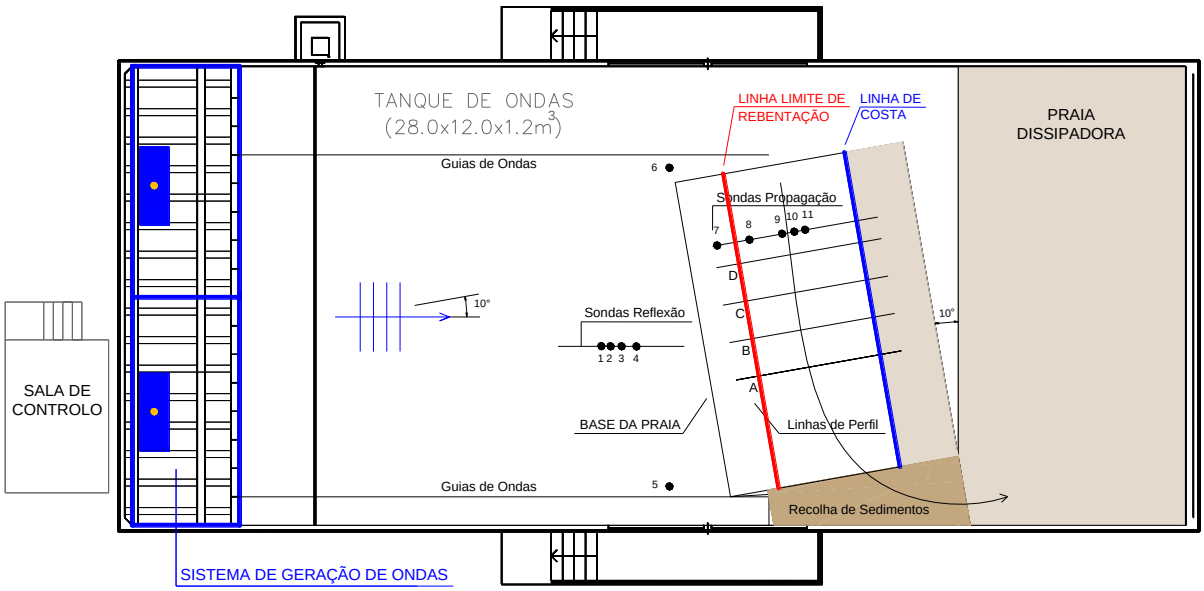


Figura 5.30. Instalação para avaliação experimental de parâmetros associados a modelos de evolução de linha de costa no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP.

Na Figura 5.30 podem identificar-se as zonas do modelo onde eram efectuadas as medições:

- a sotamar da praia, a zona de recolha de sedimentos, entre o limite de espraiamento das ondas e a linha-limite até à qual se esperava que ocorresse rebentação;
- na zona central do modelo com fundos de areia, a área de medição da variação dos perfis de fundo nas quatro posições longitudinais (A, B, C e D) espaçadas de 1 m entre si.

Nesta figura foi também marcada a posição da linha de costa no início dos testes. Indica-se ainda a localização das sondas de níveis hidrodinâmicos utilizadas para a medição da elevação da superfície livre:

- quatro sondas (sondas 1, 2, 3 e 4) junto à base da praia, para determinação do espectro de agitação incidente e análise de reflexão da praia;
- um par de sondas para medição do nível de água a barlamar e a sotamar do modelo (sondas 5 e 6);
- uma série de cinco sondas (sondas 7, 8, 9, 10, 11) ao longo de um perfil de praia, para posterior análise da propagação das ondas na zona de empolamento.

Foi também utilizado um sistema de câmaras sincronizadas para monitorização da posição da linha de costa e da linha de rebentação, no decurso dos testes experimentais (Figura 5.31).

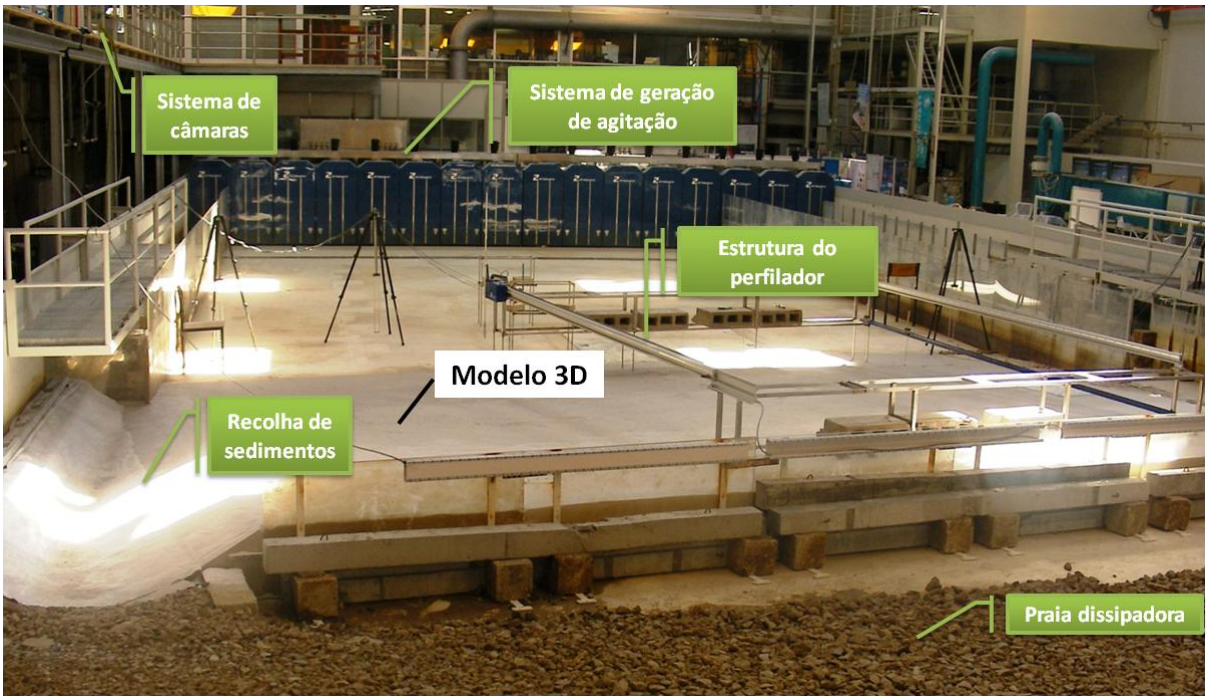


Figura 5.31. Vista geral da instalação para avaliação experimental de parâmetros associados a modelos de evolução de linha de costa no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP.

O procedimento experimental iniciava-se diariamente com o ajuste da profundidade da água no interior do tanque, seguido da calibração das sondas de níveis hidrodinâmicos. A luminosidade do sistema de câmaras sincronizadas era ajustada e fazia-se a programação diária das filmagens. Dava-se então início aos testes propriamente ditos, fazendo-se o ajuste dos parâmetros de geração e de aquisição da agitação marítima. Seguiam-se os testes com uma hora de acção da agitação marítima sobre a praia, seguidos de uma paragem para medição dos perfis transversais e recolha dos sedimentos acumulados a sotamar da praia. A verificação diária da profundidade da água no interior do tanque era efectuada por leitura numa régua, com uma resolução de 1 mm, que se encontrava colada ao vidro da parede do tanque. A realização de algumas medições de profundidade no interior do tanque mostrou que esta variava, sendo cerca de 7 mm superior à medida pela régua, traduzindo alguma irregularidade do fundo do tanque. Assim, o nível de repouso da superfície livre era diariamente ajustado para 228 mm junto à parede do tanque, tentando garantir-se uma profundidade de 235 mm junto à base da praia. A sua verificação diária mostrou variações máximas da ordem de 1mm, admitindo-se ser este o erro associado à medição do nível de repouso da superfície livre.

5.4.4. Sistema de Geração e Aquisição da Agitação Marítima

O sistema de geração e aquisição de agitação marítima é do tipo pistão, multi-elemento, e incorpora um sistema activo de absorção da reflexão (*HR Wallingford*). É composto por uma unidade de controlo existente num gabinete próprio, juntamente com os sistemas informáticos, onde estão instalados os softwares de geração e de aquisição e análise de sinal, pela unidade de geração propriamente dita, colocada no interior do tanque, e por sondas de níveis hidrodinâmicos para medição instantânea da elevação da superfície livre.

O sistema opera em profundidades até 1 m e tem incorporado um sistema activo de absorção da reflexão, sendo possível a geração de ondas de crista longa (2D) ou curta (3D), para estados de mar regulares e irregulares. A aquisição e a análise de dados são efectuadas por recurso a um software, que

permite a análise espectral de ondas irregulares, análise estatística e análise de reflexão, sendo também possível a fácil exportação de dados para posterior tratamento.

A unidade de geração é composta por duas unidades modulares, com oito elementos estreitos cada, revestidos a fibra de vidro, com movimento independente entre si (pás, 75 cm de largura), podendo funcionar como um batedor do tipo serpente, e gerar ondas segundo uma vasta gama de direcções, Figura 5.32. As pás encontram-se montadas sobre uma estrutura comum em aço, sobre a qual se encontram as componentes electrónicas e de precisão, sempre acima do nível de água, Figura 5.33.



Figura 5.32. Sistema de geração de agitação marítima (*HR Wallingford*) instalado no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP.



Figura 5.33. Detalhe das pás constituintes do sistema de geração da agitação marítima.

Todas as componentes são revestidas a aço anti-corrosão o que assegura que a manutenção do equipamento seja bastante simples. O movimento de cada uma das pás é accionado por um motor eléctrico e a possibilidade de movimentação lateral foi minimizada de forma a prevenir fenómenos de interferência nos movimentos oscilatórios gerados. A sua excursão máxima é de 1.08 m, a velocidade máxima de 87 cm/s e a força máxima de 1.5 kN. O controlo dos motores é feito através de um sistema digital que pode dar indicação de parâmetros como a velocidade do motor, a corrente e a temperatura. Os controladores dos motores e toda a electrónica associada ao sistema encontram-se encerrados numa cabine montada sobre a unidade de geração. Por trás das pás existe um elemento em material plástico reticulado e esponjoso, que tem como função absorver ondas indesejadas que se formam nessa zona.

De uma forma simplificada o sistema de geração funciona da seguinte forma, Figura 5.34. O estado de mar pretendido é seleccionado e induzido sob a forma de um sinal, que é posteriormente convertido, através de uma função de transferência, em movimentos das pás. De acordo com uma outra função de transferência (quociente entre a altura da onda e a excursão da pá em função da profundidade), os movimentos das pás são convertidos em agitação marítima no interior do tanque. As sondas de níveis hidrodinâmicos aí colocadas adquirem séries temporais de valores de voltagens que, por calibração, são convertidos em registos instantâneos da elevação da superfície livre, permitindo a obtenção das características da agitação no interior do tanque, Figura 5.34.

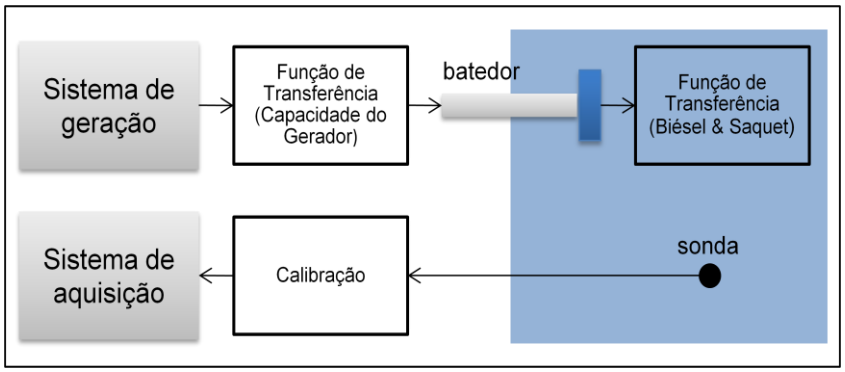


Figura 5.34. Representação esquemática do funcionamento do sistema de geração e aquisição de agitação marítima.

O sistema apresenta um limite máximo para as alturas de onda a gerar, imposto pela condição mais restritiva, entre o limite de rebentação das ondas no interior do tanque e o limite de desempenho do gerador (secção 5.3.3.5, condições hidrodinâmicas). Estas condições são função do nível de água e do período característico das ondas a gerar. Para períodos de onda pequenos, o critério de rebentação das ondas é o mais limitativo, enquanto para ondas longas, de grande período, é o limite de desempenho do gerador que impõe o valor máximo para a altura da onda. Este sistema multi-elemento tem a capacidade de produzir ondas que se propagam segundo uma direcção diferente da direcção longitudinal principal. Contudo, em regimes de alta frequência podem ser geradas adicionalmente ondas indesejadas, pelo que o ângulo de inclinação relativamente à direcção longitudinal principal é limitado, em função da frequência das ondas geradas (*Multi-Element Wave Generation System with AC Drives and Dynamic Wave Absorption*, 2007). As características do tanque e a função de transferência das pás determinam os limites em frequência do gerador. No tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP o intervalo de frequências foi fixado entre 0.05 e 3 Hz.

A reflexão que pode ocorrer nas paredes do tanque pode ser significativa, devendo por isso ser analisada e quantificada sempre que possível. Se as ondas reflectidas atingem o gerador, as ondas geradas são afectadas pela interacção com as primeiras, podendo resultar em instabilidades das ondas no interior do tanque e consequente invalidação de ensaios. Este problema será tanto maior quanto menor for a área do tanque, devendo ser considerado no projecto dos modelos físicos. Para a minimização do efeito da reflexão deve ser equacionada a utilização de guias de ondas, colocados de forma a evitar a propagação lateral de energia, para fora da área útil de operação do modelo físico, e de técnicas de absorção passivas, como a colocação de cascalho junto às paredes do tanque.

No caso de serem esperadas reflexões significativas no interior do tanque, o sistema de absorção activa deve ser accionado. O princípio de absorção activa tira partido de a direcção das ondas reflectidas apresentarem uma direcção oposta à direcção da onda originalmente gerada. A forma de actuação

deste sistema pode ser descrita esquematicamente como está indicado na Figura 5.35. De uma forma simplificada, o sistema de absorção activa manipula o sinal da posição das pás de forma a que as ondas geradas correspondam à diferença entre a onda pretendida e a onda reflectida. Sendo a onda reflectida obtida pela diferença entre a onda medida junto às pás sem que seja feita compensação da reflexão e a onda pretendida. Desta forma, a onda no interior do tanque será sensivelmente igual à onda pretendida. Esta técnica é adequada para a absorção das ondas que reproduzem a agitação marítima no interior do tanque, não sendo tão eficiente na absorção das ondas de longo período, cuja aplicação requereria grandes excursões das pás do sistema de geração, que muitas vezes excederiam os limites dos sistemas correntes (Kirkegaard, 2007).

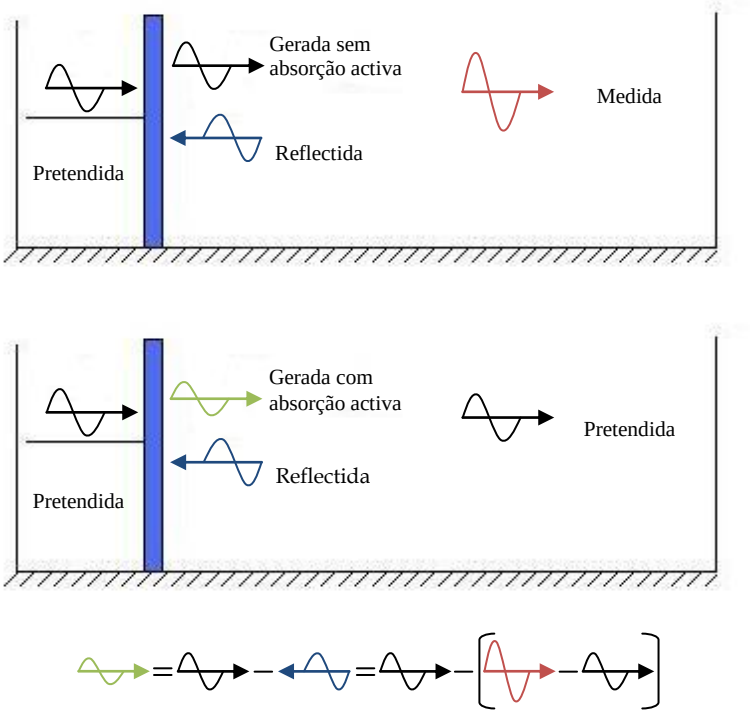


Figura 5.35. Representação esquemática da forma de actuação do sistema de absorção activa.

5.4.4.1. Geração de Estados de Mar

O sistema permite a geração de diversos tipos de estados de mar, para o que existem diferentes métodos de geração, acessíveis através do software sintetizador de ondas, *HR Wave Generation Control Program*. No Quadro 5.20 indicam-se os métodos disponíveis e os tipos de estados de mar que podem ser gerados utilizando cada um deles.

A geração de ondas regulares é efectuada através de um módulo simples de geração *regular*.

O método da *soma de senos* permite a geração de 400 ondas do tipo seno em tempo real. Para um número de ondas superior a geração deverá ser efectuada a partir de ficheiros previamente gerados. A forma espectral pode ser inteiramente definida pelo utilizador ou seleccionada entre uma das formas teóricas disponíveis, permitindo uma geração unidireccional, bidireccional e multi-direccional, com direcção média segundo a direcção longitudinal principal ou segundo um ângulo oblíquo em relação a esta. Na geração multi-direccional o estado de mar deve ser definido pelo utilizador, através de uma matriz de densidade espectral de energia, em função de um vector de frequências e de direcções. Este método também pode ser utilizado para a geração de ondas regulares com uma direcção oblíqua.

Quadro 5.20. Tipos de estados de mar gerados e métodos de geração.

Método	Estado de Mar		
	Tipo	Direcção	Crista
Regular	Regular	Normal	Longa
Soma de senos	Irregular	Normal	Longa/Curta
		Oblíqua/Bidireccional	Longa
		Multi-direccional	Curta
	Regular	Oblíqua	Longa
Ruído branco filtrado	Irregular	Normal	Longa/Curta
A partir de ficheiro de séries temporais de posição das pás	Repetição de estados de mar		

O método do *ruído branco filtrado* consiste na utilização de uma fonte de ruído branco para produção de um sinal digital, ao qual é aplicado um filtro, cujas características são obtidas por utilização de FFT (*Fast Fourier Transform*) sobre o espectro pretendido, para geração de uma série temporal de movimentos das pás. Este método apresenta como principais vantagens: a possibilidade de geração de longas sequências de ondas não repetidas (importante no teste de modelos com respostas não-lineares); a possibilidade de geração da mesma sequência aleatória em diferentes ensaios (importante em testes comparativos); a produção de um espectro sem descontinuidades; e que o agrupamento de ondas se faça naturalmente da mesma forma que na realidade. Para aplicações em águas pouco profundas permite a simulação realista do efeito de '*set-down*'[25]. Além disso utiliza a reflexão nas paredes do tanque para alargar a área de homogeneidade de estados de agitação 3D.

A *repetição de estados de mar* é também possível, a partir da importação de séries temporais de posições das pás, guardadas em ficheiros ASCII, que também incluem o nº de pás, a profundidade e a duração do teste.

A geração de sinais que exijam muito processamento, como pode acontecer quando se utiliza o método da *soma de senos* com elevada resolução espectral, pode ser executada a partir de ficheiros criados previamente. Para qualquer estado de agitação gerado podem ser guardadas, em ficheiros deste tipo, séries temporais das posições das pás, para posterior repetição do mesmo estado de agitação.

O software de geração de sinal é acedido pelo utilizador através de uma interface gráfica, onde deve ser indicada a escala do modelo e a profundidade da água, e a interacção pode passar a ser feita em termos de unidades de protótipo.

Os métodos de geração de estados de mar disponíveis neste sistema são, actualmente, os mais avançados. De facto, respostas realistas a problemas que envolvem a acção das ondas só podem ser obtidas em laboratório, se as características relevantes para o problema forem adequadamente reproduzidas, motivo pelo qual houve um esforço de investigação neste âmbito. Alguns problemas requerem ainda algum desenvolvimento científico, tais como, a reprodução em laboratório de ondas de longo período e de geração de estados do mar multi-direccionais (Kirkegaard, 2007).

[25] Neste contexto 'set-down' designa ondas o efeito de geração de oscilações de longo período que surge do agrupamento natural das ondas de superfície geradas pelo vento, com particular importância em águas pouco profundas (capítulo 3, secção 3.2.4).

Método do Ruído Branco Filtrado

O método do *ruído branco filtrado* consiste na utilização de um 'shift register' de 65 bits para produção de um sinal digital utilizado na definição das posições das pás ao longo do tempo, que por sua vez irão produzir agitação irregular com a densidade espectral de energia pretendida. O sinal de ruído branco é gerado pelo 'shift register' através do output de números inteiros aleatórios com uma distribuição normal. Cada número é traduzido por uma sequência com um número de bits, n. A cada posição da sequência está associado um factor de ponderação, cujo cálculo é efectuado a partir dos parâmetros do espectro pretendido e da função de transferência das pás. A frequência de output do 'shift register' é de 8 vezes a frequência de pico, f_p, do espectro a reproduzir. Se a parte activa do 'shift register' tem n bits, a sequência de números aleatórios repetir-se-á após $2^n - 1$ pulsos.

Este método de geração obriga à utilização de um *filtro passa-baixo* para remoção de réplicas do espectro em altas frequências, o que implica que o espectro e a sua réplica estejam bem separados no domínio da frequência. É também desejável que o espectro seja definido no maior número de frequências possível. A frequência do relógio do sistema, f_{clock}, foi escolhida de forma a que o espectro pretendido se situasse entre 0 e $2f_p$, existindo o afastamento necessário para aplicação do filtro. O sistema é caracterizado por 16 ordenadas espectrais para o espectro pretendido (entre 0 e $2f_p$); um filtro passa-baixo, com 32 variáveis (entre 0 e $4f_p$) e uma frequência de corte $f_{cut} = 2f_p$; e um 'shift register' de 65 fases. Neste sistema, $f_{clock} = 8f_p$, o que também evita 'aliasing'[26] entre $2f_p$ e $4f_p$.

O sinal do *ruído branco filtrado* apresenta uma distribuição normal o que garante que as alturas de onda geradas obedecem à distribuição de *Rayleigh*. O modelo de agitação irregular utilizado é um modelo estatisticamente completo para a descrição dos estados de mar, incluindo os fenómenos de agrupamento de ondas. Para garantir que o agrupamento se faz como em protótipo devem ser realizados testes suficientemente longos.

A escolha de sequências de números aleatórios mais longas, ou seja uma maior extensão do sinal gerado sem que haja repetição, $T_{ciclo} = (2^n - 1)/f_{clock}$, não irá alterar o conteúdo espectral das ondas geradas, mas irá permitir uma melhor resolução espectral. A série de ondas geradas sem repetição conterá um maior número de ondas e encontrar-se-ão alturas de onda máximas superiores.

Função de Transferência

A função de transferência entre a voltagem do sinal pretendido e as alturas de onda geradas pode ser considerada como a composição de duas funções de transferência. Uma entre a voltagem do sinal pretendido e a excursão das pás (que normalmente é independente das frequências presentes) e uma segunda entre a excursão das pás e as alturas de onda geradas. Esta última pode ser determinada teoricamente, mas na prática verificam-se desvios entre o espectro pretendido e o espectro gerado. Isto é especialmente devido a uma resposta pobre para sinais de alta frequência e a efeitos hidráulicos junto à face das pás.

Os valores teóricos da função de transferência são habitualmente utilizados como primeira aproximação num método iterativo, para a determinação dos coeficientes da função de transferência,

[26] Na amostragem de sinais de banda limitada, o teorema de amostragem de *Nyquist-Shannon* fornece a condição, para a frequência de amostragem, necessária à adequada reconstrução do sinal original a partir da sua versão amostrada. Essa condição é de que, a frequência de amostragem seja pelo menos o dobro da frequência máxima do sinal que se pretende reproduzida sem ambiguidade através da amostragem (designada frequência de *Nyquist*). Frequências, f, com valores superiores à frequência de *Nyquist* podem ser observadas no sinal mas não se distinguem de outras componentes ($Nf_N + f$ e $Nf_N - f$, em que N representa um número inteiro). Esta ambiguidade é designada por 'aliasing'.

que permitem o melhor ajuste entre o espectro gerado e o pretendido. O espectro pretendido é definido usando 16 ordenadas espectrais com o pico localizado em $8\Delta f$ ($\Delta f = f_{clock}/64$). Os espectros das posições das pás são medidos em 2^n pontos, sendo "alisados" para 32 bandas, e comparados com o espectro medido. Os coeficientes da função de transferência são ajustados de forma a reduzir as diferenças que possam existir, repetindo-se o procedimento até que o espectro gerado seja idêntico ao pretendido. Para ondas de crista longa (geradas em tanque) esperam-se algumas variações das alturas ao longo da frente de onda, sendo aconselhável que, neste procedimento de calibração do espectro, se utilize o resultado da média dos espectros medidos em vários pontos alinhados com a frente de onda para o ajuste.

Compensação de '*set-down*'

Como foi referido, as ondas de superfície geradas pelo vento tendem a agrupar-se naturalmente dando origem a ondas de longo período (da ordem de 1 a 3 minutos) forçadas. Sob a acção de um grupo de ondas com maiores amplitudes, verifica-se um aumento da energia cinética associada ao movimento orbital das partículas de água e uma consequente diminuição da pressão, que resulta num abaixamento do nível médio da superfície livre ('*set-down*'). Este efeito é compensado por uma subida do nível médio da superfície livre debaixo de grupos de ondas de menor amplitude, produzindo uma perturbação oscilatória de longo período ligada aos grupos de ondas. Em águas profundas os grupos ocorrem de forma desordenada, mas em águas menos profundas as ondas tendem a propagar-se com velocidades mais próximas entre si e os padrões de agrupamento mantêm-se por mais tempo, intensificando a perturbação. Este efeito torna-se mais importante em condições de mar severas, uma vez que a energia é proporcional ao quadrado da altura de onda, e em águas pouco profundas (capítulo 3, secção 3.2.4).

O sistema de geração reproduz ondas geradas segundo a teoria de geração de ondas de primeira ordem. A condição de fronteira imposta pelas pás da máquina de geração resulta na geração de uma onda de segunda ordem, que não existe na realidade, com uma amplitude semelhante ao '*set-down*', mas desfasada de 180º. Esta 'falsa' onda propagar-se-ia no interior do tanque de ondas, interferindo com o '*set-down*' que se propaga a uma velocidade diferente. Para a reprodução realista do efeito do '*set-down*' a 'falsa' onda deve ser eliminada (Beresford, 2003).

De acordo com as notas de Frigaard, 2007, a teoria de geração de ondas foi extensivamente explorada nas duas últimas décadas, tendo sido apresentados diversos métodos para o cálculo dos termos de segunda ordem (sub-harmónicas e super-harmónicas) da elevação da superfície livre (ou dos movimentos das pás). Foi dada particular atenção aos termos sub-harmónicos (longo período), uma vez que são considerados os mais importantes para as aplicações práticas.

Schaffer, 1996, apresenta a teoria de segunda ordem para a geração de ondas, através de sistemas de geração do tipo utilizado neste estudo, incluindo os termos sub-harmónicos e super-harmónicos, numa perspectiva de unificação e compactação dos trabalhos anteriormente desenvolvidos neste âmbito. O trabalho segue uma abordagem semelhante à de Sand, 1982, e tem como principal objectivo a determinação dos movimentos de segunda ordem das pás do sistema de geração, requeridos para a obtenção de um campo de ondas homogéneo, do qual tenham sido suprimidas as ondas de segunda ordem falsamente geradas. O resultado principal da teoria é apresentado em termos de funções de transferência de segunda ordem, que relacionam as ondas primárias com um sinal de geração de segunda ordem. O autor conclui que a utilização de um sinal correcto até à segunda ordem, permite que sejam evitadas ondas 'falsas', indicando também uma outra possibilidade de aplicação da teoria desenvolvida, que consiste na previsão das ondas 'falsas' geradas, quando são utilizados sinais de controlo de primeira ordem.

O sistema de geração utilizado faz a compensação de '*set-down*' através da adição de um sinal de segunda ordem ao sinal primário em tempo real, minimizando outros efeitos de segunda ordem, que surgem sob a forma de ondas 'falsas' geradas junto à face da máquina de geração e que se propagam para o interior do tanque (Beresford, 2003).

As praias são altamente reflectivas a ondas de longo período (capítulo 3, secção 3.2.4), mas enquanto em ambientes costeiros naturais as ondas de longo período reflectidas podem escapar para o largo, em laboratório elas ficam inevitavelmente aprisionadas. A utilização de sistemas de absorção activa, junto às pás de geração, e de sinais de controlo, que corrigem os efeitos não-lineares que aí surgem, permitem que estes efeitos sejam minimizados no interior do tanque de ondas. No entanto, o conhecimento ainda limitado das ondas de longo período condiciona a capacidade da sua reprodução em laboratório (Kirkegaard, 2007).

Os problemas relacionados com este tipo de ondas são considerados de demais importância pelos laboratórios, em estudos com modelos físicos reduzidos que envolvem processos hidrodinâmicos em águas pouco profundas, sendo desejável que a sua análise seja incluída nos estudos realizados. Diversos laboratórios desenvolveram tecnologias de controlo de geração de ondas e absorção activa, que tentam lidar com o problema das ondas de longo período. No entanto existem problemas práticos sérios de aplicação das mesmas (como a excursão das pás do sistema de geração necessária à consideração de ondas de longo período em estados de mar severos, Kirkegaard, 2007). As tecnologias de controlo e absorção activa continuam a ser alvo de investigação, estando actualmente a ser seguida uma abordagem de modelação compósita, que consiste na utilização paralela de modelos numéricos e físicos. Por exemplo, Zhang *et al.*, 2007, utilizam esta técnica, combinando um modelo de *Boussinesq* (MIKE 21 BW) para a simulação numérica da transformação das ondas com um modelo físico, no qual as ondas são geradas por um sistema de geração do tipo pistão, que inclui a absorção activa da reflexão. Nesta combinação o modelo físico encontra-se inserido no domínio do modelo numérico, sendo este último que fornece as condições de fronteira junto à máquina do sistema de geração do primeiro. Neste estudo, a transferência de dados entre os modelos inclui as séries temporais de elevação de superfície e as velocidades médias integradas ao longo da coluna de água, variáveis ao longo da máquina de geração, e é efectuada por recurso a uma teoria 'unificada' de geração de ondas, que considera os efeitos não-lineares em águas pouco profundas (Zhang e Schäffer, 2004). Os exemplos de aplicação indicaram que a teoria é adequada para a transferência de dados entre o modelo numérico e o modelo físico. Contudo, existe a necessidade de aprofundar o conhecimento dos fenómenos relacionados com ondas de longo período, tal como ocorrem na natureza (Kirkegaard, 2007).

5.4.4.2. Aquisição e Análise de Dados

O sistema de aquisição de dados comunica com as sondas de níveis hidrodinâmicos colocadas no interior do tanque, através de um módulo de monitorização de ondas e de um software de aquisição e análise de dados: *HR WaveData*.

O módulo de monitorização é um dispositivo robusto que permite a medição rápida de níveis de água. O seu princípio de funcionamento baseia-se na medição da corrente que atravessa um par de fios de aço inoxidável, que compõem as sondas de níveis hidrodinâmicos, que funcionam como um condensador, sendo a diferença de potencial entre os fios proporcional à sua profundidade de imersão. A medição desta diferença da potencial variável entre $\pm 10\,V$ é convertida numa medição instantânea da profundidade de imersão, directamente relacionada com a elevação da superfície livre.

O software inclui uma rotina para calibração das sondas, uma rotina de visualização e processamento em tempo real de um número limitado de parâmetros, e um conjunto de rotinas de análise de dados,

relativos aos estados de agitação medidos. As análises possíveis são a análise estatística e espectral das séries temporais de elevação da superfície livre e a análise de reflexão. É também possível exportar as séries temporais medidas para ficheiros de texto.

A calibração das sondas de níveis hidrodinâmicos consiste na obtenção de uma recta por ajuste linear, que relaciona os valores da profundidade de imersão das sondas com as medições das respectivas voltagens do sinal. Na Figura 5.36 pode ver-se um exemplo das rectas de calibração obtidas a partir de três pontos de calibração, para quatro sondas, tendo-se conseguido um coeficiente de correlação de 0.9999 para a sonda 3 e de 1 para as restantes. Recomenda-se a utilização de cinco pontos de calibração, mas verifica-se uma boa fiabilidade quando são utilizados apenas três. Na realização dos testes experimentais apenas se consideravam válidas as calibrações com três pontos que permitiam coeficientes de correlação superiores a 0.9999. Na mesma figura (em cima), apresentam-se fotografias dos dois tipos de sondas de níveis hidrodinâmicos utilizadas. As sondas de níveis hidrodinâmicos apresentam uma resolução superior a 1mm na medição da elevação da superfície livre.

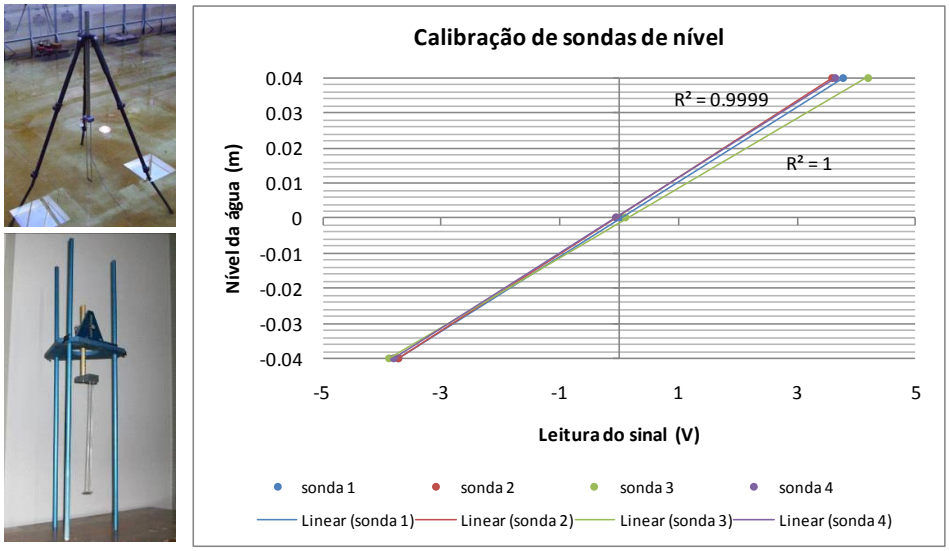


Figura 5.36. Calibração de sondas de níveis hidrodinâmicos.

Com base nos resultados da calibração são criados ficheiros que permitem a conversão das medições das voltagens no modelo físico, em valores instantâneos de elevação da superfície livre no modelo, através da expressão:

$$\eta = f_{c(m/V)}\left(\eta_{(V)} - \eta_{0(V)}\right) \text{ (m)}, \tag{5.176}$$

em que η representa a elevação da superfície livre, f_c o factor de calibração, $\eta_{(V)}$, as medições em Volts, e $\eta_{0(V)}$ o zero em Volts.

Uma vez que a condutividade das sondas depende de condições externas (temperatura e humidade do ar e da água), sendo que a condutividade da água aumenta cerca de 2% por 1ºC, a relação linear varia no tempo, pelo que devem ser efectuadas calibrações regulares. Durante a realização dos testes experimentais foram efectuadas calibrações diárias das sondas.

Quando se opta por trabalhar com valores de protótipo, os dados adquiridos em modelo são convertidos para valores em protótipo, sendo necessário indicar a escala de comprimentos característicos, N_l. Quando é indicado ao sistema que é considerada a semelhança de *Froude* este assume as seguintes relações de escala, para algumas das grandezas importantes:

$$N_T = \sqrt{N_l} \tag{5.177}$$

$$N_u = \sqrt{N_l} \tag{5.178}$$

$$N_F = N_\rho {N_l}^3. \tag{5.179}$$

É também possível optar pela semelhança de *Reynolds*, para estudos em que as forças viscosas assumam um papel preponderante em detrimento das forças gravíticas.

A monitorização dos ensaios através do software de aquisição e análise de dados permite a avaliação do seu andamento. Enquanto a aquisição é efectuada, são apresentados em tempo real alguns parâmetros estatísticos cumulativos caracterizadores da agitação marítima (número de ondas, alturas de onda máxima, média do décimo das maiores alturas de onda, média do terço das maiores alturas de onda e altura média do sinal) e apresentada a evolução gráfica do sinal da elevação da superfície livre para dois dos canais em aquisição. Para todos os canais em aquisição, agrupados em conjuntos de dezasseis, é indicada a estatística do sinal (média e respectivo desvio padrão, valores máximo e mínimo, e o parâmetro $\frac{máximo - mínimo}{desvio\ padrão}$).

O software permite uma análise estatística e uma análise espectral das séries temporais de elevação da superfície livre, através das quais são determinados os parâmetros que caracterizam os estados de agitação gerados. Esta análise pode ser feita de forma independente para cada canal de medição, sendo possível a aplicação de diversas técnicas de suavização espectral, eliminação de tendências nas séries temporais e truncação.

A aquisição de dados é efectuada em blocos de 256 registos por canal de aquisição armazenados em formato de texto. A frequência de amostragem, f_a, deve ser pelo menos 4 vezes a frequência máxima, f_{max}, que interessa medir, para assegurar que o sinal amostrado reproduz adequadamente o sinal que se pretende medir. Por outro lado, $f_{max} = 2f_p$, pelo que $f_a \geq 8f_p$, recomendando-se um valor que pode ir até $40f_p$, para também permitir a adequada análise estatística dos dados. O tempo de um ciclo de geração de ondas não repetidas, T_{ciclo}, é determinado pelo critério mais limitativo entre os seguintes: deve incluir um mínimo de 4096 pulsos para assegurar a correcta reprodução do espectro através do *método do ruído branco filtrado* com compensação de '*set-down*', deve incluir o número de ondas requeridas, e deve ser uma potência de 2. O tempo de aquisição deve ser suficientemente longo para satisfazer os dois primeiros critérios, mas não tão longo quanto T_{ciclo}, se isso significar um elevado excedente temporal.

O utilizador pode optar por trabalhar em valores de protótipo ou de modelo, por indicar a taxa ou a frequência de amostragem e por indicar o número de pontos de dados a adquirir ou o tempo de aquisição. O número de pontos a adquirir deve ser proporcional a 512. Se o utilizador optar por indicar o tempo de aquisição, o software pode fazer pequenos ajustes para garantir que será adquirido um número de pontos proporcional a 512.

Análise no Domínio do Tempo

O sinal que se apresenta na Figura 5.37 representa um trecho de uma série temporal de medições da elevação da superfície livre. O sinal flutua em torno de um valor médio que, no caso da elevação da superfície livre, é muito próximo do zero das sondas de níveis hidrodinâmicos. Há uma clara vantagem em que tal aconteça, para que a resolução do instrumento seja maximizada.

A análise do sinal no domínio do tempo utiliza o *método dos zeros descendentes*, que consiste na detecção dos pontos em que o sinal cruza o nível médio em sentido descendente.

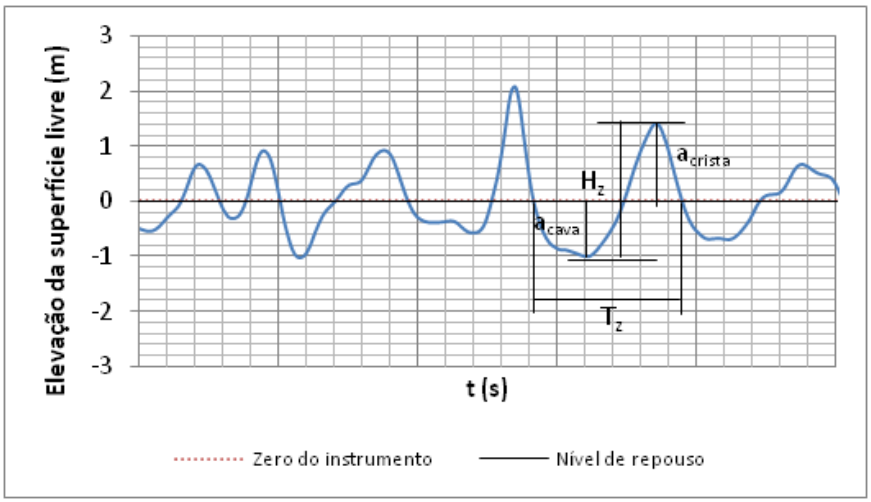


Figura 5.37. Exemplo de um trecho de uma série temporal de elevação da superfície livre.

Os pontos do sinal que se encontram sobre o nível médio ou abaixo deste e que são antecedidos por um ponto que se encontre acima deste, são identificados como zeros descendentes. Dois zeros descendentes sucessivos definem uma onda, cuja altura corresponde à distância vertical entre o nível máximo e o nível mínimo do sinal entre eles. O período corresponde ao intervalo de tempo entre os dois zeros descendentes, Figura 5.37. O software identifica o primeiro zero descendente no sinal e todos os subsequentes, armazenando esta informação, bem como os valores das alturas e dos períodos respectivos. Com base nesta informação é efectuada uma análise estatística, que apenas considera ondas completas, e que inclui uma contagem das mesmas. Através da análise no domínio do tempo são determinados parâmetros caracterizadores do sinal (média e respectivo desvio padrão, valores máximo e mínimo, $\frac{máximo - mínimo}{desvio\ padrão}$) e os parâmetros caracterizadores da agitação marítima (número de ondas, período médio do teste, altura de onda máxima, média do décimo das maiores alturas de ondas, média do terço das maiores alturas de ondas (altura significativa), altura média do sinal e uma lista das ondas identificadas, ordenadas por ordem decrescente).

Análise no Domínio da Frequência

A análise no domínio da frequência assenta na estimativa do espectro de potência do sinal, ou seja na determinação da densidade de energia em função da frequência. A estimativa espectral é efectuada com base no *método do periodograma* modificado por uma janela de *Hanning*. O *método do periodograma* consiste na aplicação do algoritmo de FFT a um sinal composto por N pontos igualmente espaçados no tempo, $\Delta t_a = 1/f_a$, determinando as ordenadas de densidade de energia em $N/2$ frequências espaçadas do inverso da duração do sinal, $\Delta f = 1/T_{sinal}$, no intervalo 0 a $f_a/2$. Para uma aplicação eficiente deste algoritmo N deve ser uma potência de 2. Aumentar f_a corresponde a alargar a gama de frequências na estimativa espectral. Para uma melhor resolução espectral é a duração do sinal T_{sinal} que deve ser aumentada, ou seja, o tempo de aquisição. Um espectro estimado directamente através deste método é caracterizado por uma elevada variância, mesmo para uma elevada resolução espectral. No intuito de reduzir este efeito está incluído no processo de estimação uma técnica de suavizamento do espectro, que consiste em segmentar o sinal num determinado número de troços sobrepostos (em 50% da sua extensão) e estimar o espectro para cada um deles, fazendo-se a média destes espectros para obtenção do resultado final. Por outro lado, a aplicação da FFT pressupõe que o sinal seja periódico, de período igual à sua duração, pelo que se deve garantir que não existem disparidades entre os valores iniciais e finais do sinal. Para evitar descontinuidades, antes da aplicação da FFT aos troços do sinal, estes são multiplicados por uma função variável ao

longo da janela de dados. Esta função assume um valor unitário no centro da janela de dados e valores decrescentes no sentido das extremidades, onde se anula (janela de *Hanning)*. Quanto maior for a extensão dos troços maior será a variância espectral, mas menor o viés do espectro. O software permite que o utilizador seleccione o tamanho desta janela. Detalhes acerca da técnica de estimativa espectral descrita podem ser encontrados em Sand, 1985. O software permite ainda que o alisamento do espectro seja efectuado após a sua estimativa, por aplicação de uma média móvel (método de *Daniel*).

Deve-se ter em atenção que na estimativa espectral apenas há confiança nos resultados obtidos na gama de frequências correspondente à gama do espectro gerado, devendo haver algum cuidado nos valores espectrais obtidos correspondentes a frequências inferiores a 10% da f_p.

Os resultados da estimativa espectral permitem a obtenção de diversos parâmetros caracterizadores da agitação marítima, como por exemplo a f_p. O cálculo de outros parâmetros é efectuado após a determinação dos momentos espectrais. De uma forma genérica, o momento espectral de ordem l é estimado através da expressão:

$$m_{\mathrm{l}} = \sum_{\mathrm{k}} S(f_{\mathrm{k}}) f_k^{\mathrm{l}} \Delta \mathrm{f}, \qquad \mathrm{k} = 1, 2, \mathrm{N}/2, \mathrm{l} = 0, 1, 2, \ldots \tag{5.180}$$

em que $S(f_k)$ representa a ordenada espectral da frequência f_k.

Recorrendo a alguns momentos espectrais é então possível obter os parâmetros caracterizadores da agitação marítima (altura significativa, $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$, período médio, $T_{02} = 4\sqrt{m_0/m_2}$ e uma medida de baixa ordem para a largura espectral, $\varepsilon_{e1} = \sqrt{1 - {m_2}^2/(m_0 m_4)}$).

Segundo Aziz-Tayfun, 1993, para que a análise da elevação da superfície livre no domínio do tempo seja afectada de um erro pequeno, é necessário que esta seja amostrada a com uma frequência bastante maior do que o dobro da frequência de *Nyquist* (frequência de amostragem mínima necessária para a adequada análise espectral). Segundo o autor, o erro na estimativa da altura de onda pode ser obtido através da expressão:

$$E_H = -\frac{\pi^2}{6}\left(\frac{\Delta t_a}{T_{02}}\right)^2. \tag{5.181}$$

Admitindo que o sinal é gerado a partir de um espectro de *Jonswap*, para o qual $T_p = T_{02}/0.87$ (Beresford, 2003), é possível obter uma estimativa do erro na determinação das alturas de onda através da análise no domínio do tempo, em função do período e da taxa de amostragem da elevação da superfície livre, Figura 5.38. Por exemplo, para uma taxa de amostragem de 0.25 s o erro nas estimativas das alturas de onda é inferior a 1%, para a gama de valores de período de pico representada, entre 5 e 20 s. Para um período de pico de 10 s o erro é de 0.14%.

O mesmo autor, Aziz-Tayfun, 1993, analisou também os erros envolvidos na estimativa do período a partir de uma série temporal de elevação da superfície livre. A estimativa destes erros não é tão directa.

O autor indica que a frequência de amostragem deve ser aumentada com o aumento da largura espectral, uma vez que existe probabilidade de ocorrência de 'aliasing' de ondas de período mais curto com ondas de período mais longo, o que resulta numa sobrestimativa do período, se a frequência de amostragem não for suficientemente elevada. O autor examinou três larguras espectrais, utilizando como medida da largura espectral o parâmetro:

$$\varepsilon_{e2} = \sqrt{\frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1}, \tag{5.182}$$

determinando a relação entre o período médio e a frequência de amostragem mínima requerida, para a obtenção de um erro inferior a 1% na estimativa do período de onda, Quadro 5.21.

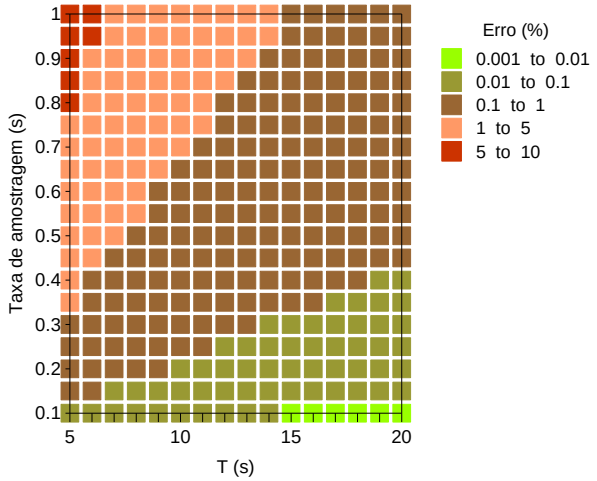


Figura 5.38. Erro na determinação das alturas de onda através da análise no domínio do tempo, em função do período e da taxa de amostragem da elevação da superfície livre.

Quadro 5.21. Relação mínima requerida, entre o período médio e a frequência de amostragem, para a obtenção de um erro inferior a 1% na estimativa do período de onda.

Espectro	ε_{e2}	$T_{02}/\Delta t_a$
Jonswap (banda estreita)	0.25	20
Pierson-Moskowicz	0.42	30
Banda larga	0.62	50

Para o exemplo anterior (taxa de amostragem de 0.25 s e um período de pico de 10 s), $T_{02}/\Delta t_a = 35$, pelo que o erro na estimativa de T_{02} será inferior a 1% para um espectro de *Jonswap* ($\varepsilon_2 = 0.25$) ou de *Pierson-Moskowicz* ($\varepsilon_2 = 0.42$), mas será superior a 1% para um espectro de banda larga ($\varepsilon_2 = 0.62$).

Existem ainda algumas opções complementares para a análise dos dados. As opções para os dados brutos incluem a remoção da tendência, o alisamento ou o encurtamento da série temporal. As opções para a análise espectral incluem a truncação do espectro, por defeito, para a gama de frequências entre zero e $f_a/4$. O software dispõe ainda de outras ferramentas de análise, que permitem o descarregamento do sinal para um ficheiro, sendo também possível a sua truncação de forma a incluir apenas o número de ondas desejado.

O sistema incorpora também um software que permite que seja efectuada a análise de reflexão.

Análise de Reflexão

A análise de reflexão é efectuada através da medição de séries temporais de elevação da superfície livre em quatro sondas de níveis hidrodinâmicos com espaçamentos conhecidos entre si, colocadas sobre uma profundidade constante. A análise é efectuada através de um procedimento que envolve um ajuste pelo método dos mínimos quadrados, dos parâmetros medidos, por uma série de sondas de níveis hidrodinâmicos, à sua previsão teórica. Para ondas regulares o método é descrito por Isaacson, 1991, como sendo uma simplificação do método utilizado por Mansard e Funke, 1980, para medição da reflexão utilizando sondas fixas num contexto de agitação irregular.

Na Figura 5.39 representa-se esquematicamente a reflexão normal de ondas regulares. A elevação da superfície livre é o resultado da sobreposição das ondas incidentes e reflectidas. Por conveniência, considera-se a origem das coordenadas horizontais, x, como sendo a intersecção entre a superfície reflectora e o nível de repouso da superfície livre.

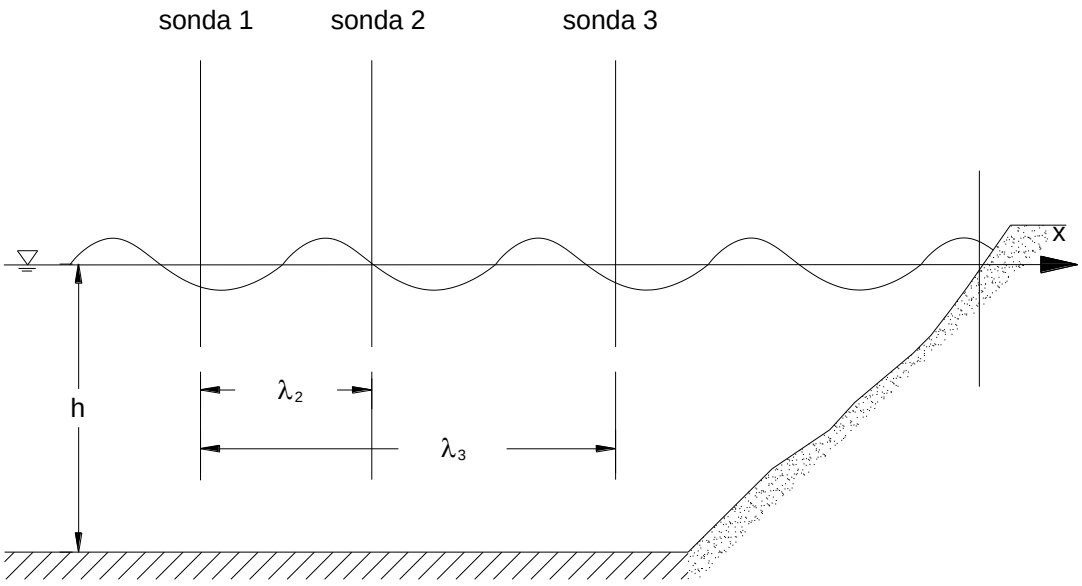


Figura 5.39. Representação esquemática da reflexão normal de ondas regulares, cuja análise é efectuada, utilizando três sondas hidrodinâmicas.

Admitindo que o tempo começa a contar quando a crista da onda atravessa a abcissa, $x = 0$, a elevação da superfície livre pode ser representada pela seguinte expressão, em notação complexa:

$$\eta = a_i e^{i(kx-\omega t)} + a_r e^{-i(kx+\omega t-\phi)}, \tag{5.183}$$

em que a_i representa a amplitude da onda incidente, a_r a amplitude da onda reflectida, e ϕ a diferença de fase entre a onda incidente e a reflectida; k representa o número de onda e ω a frequência angular, relacionando-se pela relação de dispersão, de acordo com a teoria linear da onda:

$$\omega^2 = gk\ tanh\ kh, \tag{5.184}$$

em que h representa a profundidade da água e g a aceleração da gravidade.

A altura da onda incidente corresponde ao dobro da sua amplitude:

$$H_i = 2a_i, \tag{5.185}$$

e o coeficiente de reflexão é dado por:

$$C_r = \frac{a_r}{a_i}. \tag{5.186}$$

Admitindo que o período de onda é conhecido, ω e k também o são. A determinação das ondas reflectida e incidente é possível através do conhecimento das três incógnitas H_i, C_r e ϕ (ou a_i, a_r e ϕ). As posições, x_p, $p = 1, 2, \ldots$, de p sondas colineares com a direcção da onda podem ser escritas em função da posição da sonda 1:

$$x_n = x_1 + \lambda_p, \tag{5.187}$$

em que λ_p é a distância entre a sonda p e a sonda 1.

Esta equação pode ser escrita na sua forma adimensional:

$$kx_p = kx_1 + \Delta_p, \tag{5.188}$$

em que $\Delta_p = k\lambda_p$.

A elevação da superfície livre nas posições das sondas pode ser escrita como na expressão (5.183):

$$\eta_p = a_i e^{i(kx_1 + \Delta_p - \omega t)} + a_r e^{-i(kx_1 + \Delta_p + \omega t - \phi)}. \tag{5.189}$$

Por outro lado as medições efectuadas podem ser expressas por:

$$\eta_p{}^{med} = A_p e^{i(\varphi_1 + \delta_p - \omega t)}, \tag{5.190}$$

em que $\delta_p = \varphi_p - \varphi_1$, A_p são medições de amplitude e φ_p o ângulo de fase, na sonda p.

A expressão (5.190) pode ser escrita de uma forma mais conveniente:

$$\eta_n{}^{med} = B_p e^{-i\omega t}, \tag{5.191}$$

em que $B_p = A_p e^{i(\varphi_1 + \delta_p)}$. Ou ainda,

$$\eta_p{}^{med} = \left(b_i e^{i\Delta_p} + b_r e^{-i\Delta_p}\right) e^{-i\omega t}, \tag{5.192}$$

em que:

$$b_i = a_i e^{ikx_1} \; e \; b_i = a_i e^{i(kx_1 - \phi)}. \tag{5.193}$$

Assim, a soma dos quadrados dos desvios entre as amplitudes complexas medidas, por exemplo por 3 sondas, e as previstas teoricamente é dada por:

$$E^2 = \sum_{p=1}^{3} \left(b_i e^{i\Delta_p} + b_r e^{-i\Delta_p} - B_p\right)^2. \tag{5.194}$$

Este erro é minimizado quando:

$$\frac{\partial E^2}{\partial b_i} = \frac{\partial E^2}{\partial b_r} = 0. \tag{5.195}$$

O que resulta nas seguintes equações:

$$\begin{cases} \sum_{n=1}^{3} e^{-i\Delta_n}\left(b_i e^{i\Delta_p} + b_r e^{-i\Delta_p} - B_p\right) = 0 \\ \sum_{n=1}^{3} e^{i\Delta_p}\left(b_i e^{i\Delta_p} + b_r e^{-i\Delta_p} - B_p\right) = 0 \end{cases}. \tag{5.196}$$

A solução destas equações permite a obtenção de b_i e de b_r em função de B_p, ou de a_i, a_r e ϕ em função de A_p:

$$\begin{aligned} a_i &= |X_i| \\ a_r &= |X_r| \\ \chi &= arg(X_i) - arg(X_r) \end{aligned} \quad , \tag{5.197}$$

em que:

$$\begin{aligned} X_i &= \frac{s_2 s_3 - 3s_4}{s_5} \\ X_r &= \frac{s_1 s_4 - 3s_3}{s_5}, \\ \chi &= 2kx_1 - \phi \end{aligned} \tag{5.198}$$

e:

$$\begin{aligned} s_1 &= \sum_{n=1}^{3} e^{i2\Delta_p}, & s_2 &= \sum_{n=1}^{3} e^{-i2\Delta_p} \\ s_3 &= \sum_{n=1}^{3} A_p e^{i(\delta_p+\Delta_p)}, & s_4 &= \sum_{n=1}^{3} A_p e^{i(\delta_p-\Delta_p)} \\ s_5 &= s_1 s_2 - 9 \end{aligned} \quad . \tag{5.199}$$

Conhecidos a_i, a_r e χ, obtêm-se H_i de (5.185), C_r de (5.186) e $\phi = 2kx_1 - \chi \pm 2\pi m$, em que m é um número inteiro, escolhido de forma a: $0 \leq \phi \leq 2\pi$.

Este método pode facilmente ser estendido ao caso de reflexão oblíqua, Figura 5.40. Se as sondas hidrodinâmicas se encontrarem colocadas ao longo do eixo dos xx, todo o procedimento anterior é válido desde que a equação (5.188) se passe a escrever $kcos\gamma\ x_p = k\ cos\ \theta\ x_1 + \Delta_p$, e portanto, $\Delta_p = k\ cos\ \theta\ \lambda_p$.

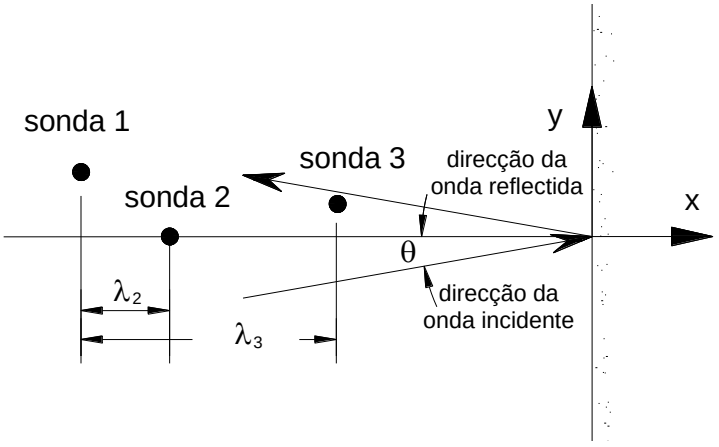


Figura 5.40. Representação esquemática de reflexão oblíqua.

O método de análise de reflexão descrito no manual do sistema de aquisição e análise de dados de agitação marítima (Beresford *et al.*, 2005) é indicado como sendo válido para estados de mar quasi-3D, em que existe um único ângulo de incidência para cada frequência, logo também válido para reflexão oblíqua. Os pressupostos do método são de que não existe transmissão para lá da superfície reflectora, que a teoria linear da onda é válida e que um estado de agitação irregular pode ser representado pela sobreposição de ondas regulares. Trata-se de uma generalização para ondas irregulares do método apresentado acima (Isaacson, 1991), mas com um número arbitrário de sondas e

com os coeficientes de ponderação de Zelt e Skjelbreia, 1992, de acordo com o qual, as sondas não têm que ser colocadas em posições necessariamente colineares.

Admitindo que a agitação marítima pode ser representada pela sobreposição de um número infinito de ondas regulares, a elevação da superfície livre na sonda p será dada por:

$$\eta_p = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \left[e^{-i\Psi_{\mathrm{in,p}}} + C_{rn} e^{-i\Psi_{\mathrm{rn,p}}} \right] e^{i\sigma_n t}, \tag{5.200}$$

em que a_n, C_{rn} e σ_n são, respectivamente, a amplitude, o coeficiente de reflexão e a frequência da componente n. Na prática considera-se a sobreposição de um número finito de ondas $N = T_{sinal} . f_a$, com uma frequência:

$$\sigma_n = \frac{2\pi n}{T_{sinal}}, n = 0, \dots, N/2, \tag{5.201}$$

As fases das ondas incidentes e reflectidas são dadas por:

$$\begin{cases} \Psi_{\mathrm{in,p}} = k_{xn} x_p + k_{yn} y_p + \Psi_{\mathrm{in},1} \\ \Psi_{\mathrm{rn,p}} = -k_{xn} x_p + k_{yn} y_p + \Psi_{\mathrm{rn},1} \end{cases}, \tag{5.202}$$

em que k_{xn} e k_{yn} correspondem às componentes longitudinal e transversal (Figura 5.40) do número de onda para a componente n, k_n, dadas por:

$$\begin{cases} k_{xn} = k_n cos\ \theta_n \\ k_{yn} = k_n sin\ \theta_n \end{cases}, \tag{5.203}$$

em que θ_n representa o ângulo de incidência da componente n.

O número de onda para a componente n obtém-se da generalização da relação da dispersão para n componentes:

$$f_n{}^2 = g k_n\ tanh\ k_n h. \tag{5.204}$$

Representando as diferenças de fase para a componente n, na sonda p em relação à sonda 1, para a onda incidente e para a onda reflectida, respectivamente:

$$\begin{cases} \Delta_{\mathrm{n,p}} = k_{xn} x_{1p} + k_{yn} y_{1p} \\ \xi_{\mathrm{n,p}} = -k_{xn} x_{1p} + k_{yn} y_{1p} \end{cases}. \tag{5.205}$$

Aplicando a FFT às medições efectuadas pelas sondas obtém-se para a componente n:

$$B_{pn} = a_n e^{-i(\Psi_{\mathrm{in,p}} + \Delta_{\mathrm{n,p}})} + a_n C_{rn} e^{-i(\Psi_{\mathrm{rn,p}} + \xi_{\mathrm{n,p}})} \tag{5.206}$$

Ou, definindo os coeficientes de *Fourier* medidos na sonda 1:

$$\begin{cases} Z_{in} = a_n e^{-i\Psi_{\mathrm{in},1}} \\ Z_{rn} = a_n C_{rn} e^{-i\Psi_{\mathrm{rn},1}} \end{cases}. \tag{5.207}$$

Os coeficientes de *Fourier* medidos na sonda p, correspondem a:

$$B_{pn} = Z_{in} e^{-i\Delta_{\mathrm{n,p}}} + Z_{rn} e^{-i\xi_{\mathrm{n,p}}}. \tag{5.208}$$

Tal como no método descrito para a agitação regular, um ajuste pelo método dos mínimos, dos coeficientes de *Fourier* estimados com base nos valores medidos nas sondas, aos previstos teoricamente, permite a obtenção da amplitude da onda incidente, do coeficiente de reflexão e da diferença de fase para as n componentes, ou seja dos espectros de amplitude da agitação incidente, do coeficiente de reflexão e da diferença de fase.

O método implementado no sistema de aquisição e análise de dados de agitação marítima resulta de uma versão simplificada do método descrito. Está limitado a quatro sondas que se assumem colineares segundo a direcção perpendicular à superfície reflectora ($y_p = 0, p = 1,2,3$). Além disso, os coeficientes de ponderação aplicados no método dos mínimos quadrados são considerados unitários. Estes pressupostos permitem a simplificação das expressões (5.202) a (5.208), uma vez que $k_{yn}y_p = 0$, e consequentemente $\xi_{n,p} = -\Delta_{n,p}.$, obtendo-se as n componentes dos espectros de amplitude da agitação incidente, a_n, do coeficiente de reflexão, C_{rn} , e da diferença de fase, χ_n:

$$\begin{aligned} a_n &= |Z_{in}| \\ C_{rn} &= \frac{|Z_{rn}|}{|Z_{in}|} \\ \chi_n &= arg(Z_{rn}) - arg(Z_{in}) - 2k_{xn}x_1 \end{aligned} \quad , \tag{5.209}$$

sendo:

$$\begin{aligned} Z_{In} &= \frac{s_{1n}s_{3n} - 4s_{4n}}{s_{5n}} \\ Z_{rn} &= \frac{s_{2n}s_{4n} - 4s_{3n}}{s_{5n}} \end{aligned} \quad , \tag{5.210}$$

em que:

$$\begin{aligned} s_{1n} &= \sum_{p=1}^{4} e^{i2\Delta_{n,p}}, \qquad s_{2n} = \sum_{p=1}^{4} e^{-i2\Delta_{n,p}} \\ s_{3n} &= \sum_{p=1}^{4} B_{pn}e^{-i\Delta_{n,p}}, \qquad s_{4n} = \sum_{p=1}^{4} B_{pn}e^{i\Delta_{n,p}} \\ s_{5n} &= s_{1n}s_{2n} - 16 \end{aligned} \quad . \tag{5.211}$$

Um outro pressuposto do método é o de que a direcção de incidência da agitação é perpendicular à superfície reflectora ($\gamma_n = \gamma = 0,\ n = 0, \dots, N/2$) e portanto $k_{xn} = k_n$.

Um aspecto curioso das equações para os coeficientes de *Fourier* das ondas incidente e reflectida, expressão (5.210), é o facto de partilharem um denominador comum, que nas condições descritas se reduz a:

$$s_{5n} = 4\sum_{p=2}^{4}\sum_{q=1}^{p-1} \sin^2\left(k_{xn}x_{qp}\right) \tag{5.212}$$

A anulação deste denominador resultaria em valores infinitos para os coeficientes de *Fourier*. Isto aconteceria para espaçamentos entre as sondas múltiplos de meios comprimentos de onda, ou seja $x_{qp} = \frac{m}{2}L_n$, para todas as combinações de p e de q, em que m representa um número inteiro. Por exemplo, se o espaçamento entre a primeira e a segunda sonda, x_{12}, for o menor espaçamento entre sondas, haverá uma anulação do denominador para a frequência associada ao comprimento de onda $L_n = x_{12}$, se $x_{13} = \frac{m}{2}L_n$ e $x_{14} = \frac{l}{2}L_n$, em que m e l representam números inteiros maiores do que 1. Assim, uma forma de evitar a anulação do denominador é a de escolher espaçamentos que não correspondam a múltiplos de metade do espaçamento entre as duas primeiras sondas (Beresford *et al.*, 2005). No software de análise de dados do sistema existe uma rotina que, previamente à aquisição dos dados utilizados na análise, permite que sejam calculados os espaçamentos entre as sondas, que irão resultar numa análise válida para uma determinada gama de frequências.

Nos testes experimentais realizados a reflexão era oblíqua, sendo o ângulo entre a direcção de incidência da agitação e a direcção perpendicular à praia (Figura 5.40), de cerca de 10º, variando no tempo e no espaço, em função da evolução morfológica da praia. A utilização do software do sistema de aquisição e análise de dados para análise de reflexão oblíqua terá necessariamente um erro associado, existindo duas hipóteses para a colocação das quatro sondas colineares ($y_p = 0, p = 1, 2, 3$) em frente à praia, segundo a direcção:

1) perpendicular à praia no início de cada teste, e neste caso, existe um erro sistemático na determinação do número de onda da agitação incidente, uma vez que o software de análise admite que $\gamma_n = \gamma = 0,\ n = 0, \ldots, N/2$, e consequentemente $k_{xn} = k_n$, quando de facto $k_{xn} = 0.985\ k_n$. Este erro é inicialmente de apenas 1.5% para o comprimento de onda, propagando-se no procedimento de análise de reflexão;
2) de incidência das ondas, e neste caso, $k_{xn} = k_n\ e\ k_{yn} = 0$, pelo que deixa de existir o erro na determinação do número de onda da agitação incidente; no entanto é violado o pressuposto do método de que o eixo dos xx se encontra alinhado com a direcção perpendicular à praia.

Uma vez que a praia tinha tendência a rodar com o decorrer dos testes, no sentido de se orientar segundo a perpendicular à direcção de incidência da onda, não sendo prática a recolocação da série de sondas colineares no início de cada teste (obrigaria à calibração das mesmas e haveria dificuldade em estabelecer o alinhamento adequado), optou-se pela segunda opção, admitindo-se que a direcção de incidência da onda é próxima da direcção perpendicular à praia.

5.4.4.3. Dados de Agitação

Condições de Agitação Geradas

Os processos a estudar no modelo físico reduzido tridimensional com fundos de areia eram essencialmente devidos à acção da agitação marítima na zona de rebentação. As condições de agitação deviam ser as mais realistas possível, pelo que se optou por utilizar agitação irregular. Por outro lado, todas as condições de teste teriam uma direcção média de incidência junto à base da praia de cerca de 10º, e a colocação oblíqua da praia permitia que a agitação fosse gerada segundo a normal ao sistema de geração, dispensando a utilização do método da *soma de senos* para geração de agitação segundo uma direcção diferente desta. O método de geração da agitação escolhido foi o método do *ruído branco filtrado* com compensação do *'set-down'*. Como foi já referido, o método seleccionado apresenta algumas vantagens, sendo a mais importante para a aplicação em estudo, o facto de permitir a simulação realista do efeito de '*set-down'*, cuja importância foi já identificada por diversos autores em estudos de processos que ocorrem em águas pouco profundas (secção 5.4.4.1). Os efeitos da reflexão, no interior do tanque, foram minimizados, utilizando-se para tal: a capacidade de absorção activa do sistema de geração (secção 5.4.4.1); guias de ondas, colocados de forma a evitar a propagação lateral de energia, para fora da área útil de operação do modelo físico; cascalho colocado junto à parede do tanque oposta à máquina de geração. Optou-se por considerar condições irregulares de crista longa, uma vez que, a descrição de estados de mar multi-direccionais carece ainda de alguns aperfeiçoamentos e a dispersão direccional tende a reduzir-se em águas pouco profundas.

A função de densidade espectral ou espectro de variância representa a distribuição da energia das ondas no domínio da frequência, ou seja, admitindo que a agitação marítima é o resultado da sobreposição de um número, idealmente infinito, de componentes sinusoidais, o espectro representa a energia de cada uma dessas componentes, em função da sua frequência. A forma do espectro depende de factores externos de geração da agitação marítima, como sejam a velocidade do vento, a sua duração e o 'fetch', a profundidade das águas, a presença de ondulação e o estado de agitação.

Depende também dos mecanismos internos ao campo de ondas, como a interacção não-linear entre as diferentes componentes de onda e a dissipação de energia devida à rebentação ou ao atrito no fundo. Porém, a sua forma não é arbitrária obedecendo a determinadas propriedades de distribuição da energia comuns a qualquer espectro. A energia espectral atinge um valor máximo para a frequência de pico, diminuindo, quer no sentido das altas frequências, quer no sentido das baixas, tipicamente mais rapidamente neste sentido. Para as ondas de superfície geradas pelo vento as frequências tomam valores que se estimam no intervalo entre 0.03 Hz e 13.6 Hz. Estes limites são obtidos teoricamente, na prática considera-se um limite superior bastante mais baixo, de cerca de 1 Hz (Massel, 1996). As características dos espectros das ondas de superfície geradas pelo vento foram já bem estabelecidas, com base na análise de um grande número de registos de agitação marítima em diversas partes do mundo, tendo sido desenvolvidas formulações semi-empíricas para a sua descrição, tal como a apresentada por Hasselmann *et al.*, 1973, citado por Goda, 2000, baseada nos resultados de um programa de observação de ondas levado a cabo no mar do Norte (JOint North Sea WAve Project). O espectro de *Jonswap* foi originalmente parametrizado em função da velocidade do vento e do 'fetch', mas foi reescrito em função dos parâmetros caracterizadores da agitação marítima, altura de onda significativa e período de pico (Goda, 1988, citado por Goda, 2000):

$$S(f) = \beta_J {H_s}^2 {T_p}^{-4} f^{-5} exp\left[-1.25\left(T_p f\right)^{-4}\right] \gamma^{exp\left[-\frac{\left(T_p f-1\right)^2}{2\sigma^2}\right]} \tag{5.213}$$

em que:

$$\beta_J = \frac{0.0624\ (1.094 - 0.01915\ ln\gamma)}{0.230 + 0.0336\gamma - 0.185(1.9+\gamma)^{-1}}$$
$$\sigma = \begin{cases} \sigma_a \sim 0.07, & se\ f \le f_p \\ \sigma_b \sim 0.09, & se\ f \ge f_p \end{cases}. \tag{5.214}$$

O espectro de *Jonswap* fica caracterizado através de um parâmetro, γ, designado por 'parâmetro de reforço do pico'. Este parâmetro representa o quociente entre o valor máximo de densidade espectral de energia e o valor máximo (homólogo) do espectro de um estado de mar completamente desenvolvido (descrito pelo espectro de *Pierson-Moskowitz*, Ochi, 1998). Da análise dos resultados do programa de observação referido, para uma velocidade de vento constante, verificou-se que este parâmetro apresentava uma distribuição aproximadamente normal com um valor médio, $\gamma = 3.3$, e uma variância de 0.62, Ochi, 1998. A agitação marítima gerada pelo vento, sob a forma de vagas, ao propagar-se em águas profundas por longas distâncias adquire uma certa regularidade, ondulação, que advém do facto de as ondas de maiores períodos terem tendência a viajar mais rapidamente do que as de menor período. Em águas intermédias o espectro da agitação marítima gerada ao largo torna-se mais estreito, e, dependendo da distância percorrida, γ, pode aumentar o seu valor até 6. Na natureza é comum a coexistência de vagas (ondas geradas localmente) e ondulação proveniente do largo, o que se reflecte na ocorrência de um espectro com dois picos.

Os testes consistiram de ensaios de 1 hora de acção contínua de agitação irregular sobre o modelo reduzido com fundos de areia, seguidos de uma paragem para que fossem efectuadas as medições necessárias. A profundidade de água foi mantida constante em todos os testes, com um valor de 24 cm junto à base da praia, reproduzindo uma profundidade de 8.7 m no protótipo. Para cada estado de agitação irregular testado foram efectuados ensaios horários sucessivos até que se perfizesse uma duração total de acção dessas condições que fosse suficiente ao ajustamento morfológico da praia. A geração dos estados de agitação pretendidos, através do método do *ruído branco filtrado*, pressupõe a geração de um sinal aleatório, que se repetia ao final de cerca de 650 ondas, reproduzindo um espectro de *Jonswap* ($\gamma = 3.3$), definido com base nos parâmetros, altura de onda significativa e período de

onda de pico (cf. Quadro 5.19). Consideraram-se ondas de crista longa com uma direcção de propagação segundo a normal ao sistema (sem dispersão direccional). As alturas de onda significativas foram ajustadas ao valor pretendido, através de um parâmetro de ganho, que permite um ajuste uniforme das ordenadas espectrais, variando ligeiramente a altura de onda significativa, mas não alterando a forma do espectro. Na Figura 5.41 apresentam-se os espectros gerados pelo sistema para representação dos estados de agitação marítima testados, apresentando-se também o espectro teórico (linha de menor espessura) definido com base na expressão (5.213).

Condições de Agitação Medidas

A medição das condições de agitação marítima, nas diferentes localizações pré-seleccionadas no interior do tanque, foi efectuada através do sistema composto pelo conjunto de sondas de níveis hidrodinâmicos e pelo software de aquisição e análise de dados, descrito na secção anterior. Cada uma das sondas utilizadas efectuou registos da elevação da superfície livre, no início de cada hora de teste (secção 5.4.2), por um período de tempo variável, entre 10 minutos e 1 hora, suficiente para a aquisição de um ciclo completo de geração sem repetição. A frequência de amostragem $f_a = 24\,Hz$, correspondente a cerca de 4 Hz em protótipo, era suficiente para assegurar que o sinal amostrado reproduz adequadamente um sinal com uma f_{max} até 1 Hz (gama típica da agitação marítima, cf. capítulo 3, secção 3.1) e uma f_p até 0.5 Hz (f_p máxima das condições geradas de 0.125 Hz). A taxa de amostragem era $\Delta t_a = 0.25s$, o que faria prever, para os períodos de pico considerados ($T_p = 12s\ e\ T_p = 8s$), um erro na determinação das alturas de onda, através da análise no domínio do tempo, inferior a 1% (Figura 5.38). Esta taxa de amostragem garantia também que o erro na determinação dos períodos de onda seria inferior a 1% (para um espectro de *Jonswap* de banda estreita, Quadro 5.21).

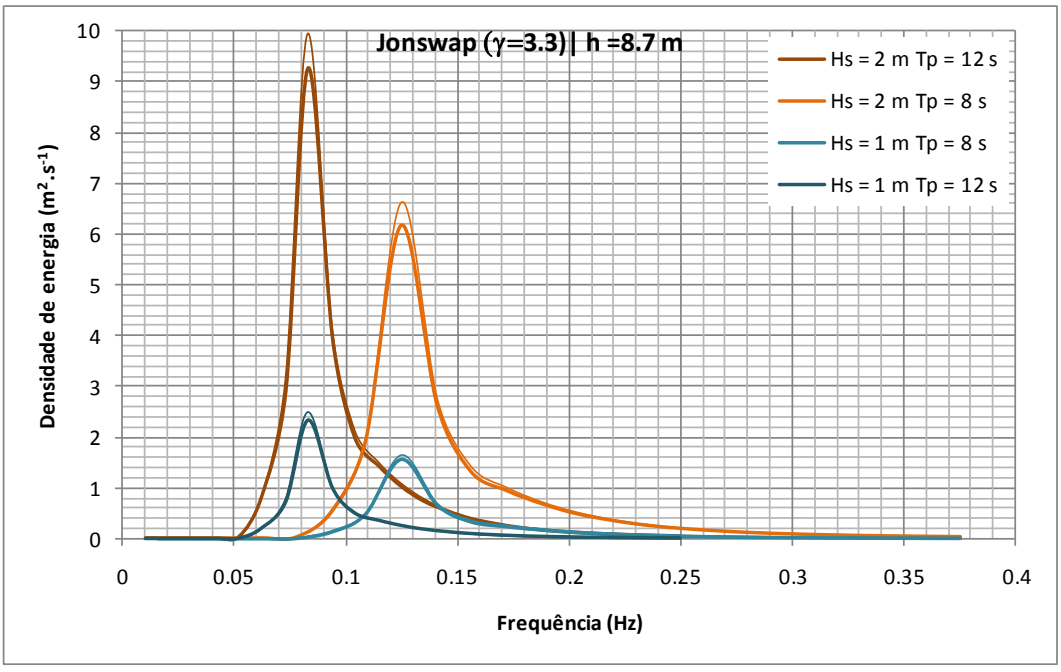


Figura 5.41. Espectros de *Jonswap* utilizados pelo sistema para geração dos estados de agitação marítima testados vs espectros teóricos.

O tempo de um ciclo de geração de ondas não repetidas, T_{ciclo}, foi determinado de forma a incluir 4096 pulsos para assegurar a correcta reprodução do espectro através do método do *ruído branco filtrado* com compensação de '*set-down*'. O tempo mínimo de aquisição devia incluir a duração de um ciclo de

ondas geradas sem repetição. No Quadro 5.22 apresenta-se o número aproximado de ondas não repetidas num ciclo de geração e o tempo do ciclo (valores no modelo), em função do período de onda de pico das condições de agitação marítima simuladas (valores no protótipo).

Quadro 5.22. Número de ondas geradas sem repetição.

$T_p\ (s)$	$T_{ciclo}\ (s)$	$T_{médio}\ (s)$	N_{ondas}
8	673.38	1.04	647
12	1010.07	1.48	682

A obtenção dos parâmetros caracterizadores dos estados de agitação medidos baseou-se na análise espectral (secção 5.4.4.2). Para aplicação da técnica de suavizamento espectral, a série temporal adquirida foi dividida em troços de 512 pontos (o sistema adquire séries temporais com um número de pontos múltiplo de 512). Uma vez que as séries temporais foram adquiridas por períodos de tempo longos, as estimativas espectrais são extremamente estáveis, com variâncias reduzidas e intervalos de confiança estreitos, para um grande número de graus de liberdade ($n_g > 100$).

Na Figura 5.42 apresentam-se os espectros gerados pelo sistema para representação dos estados de agitação marítima simulados, e os espectros medidos durante a realização da série I de testes experimentais, na sonda 1, colocada junto à base da praia (Figura 5.31), no primeiro e no último teste de cada sub-série. Da análise da figura verifica-se a o aparecimento de energia associada a altas e a baixas frequências, em virtude das interacções não-lineares entre as diferentes componentes da agitação marítima que ocorrem em águas pouco profundas (capítulo 3, secção 3.2.1.1).

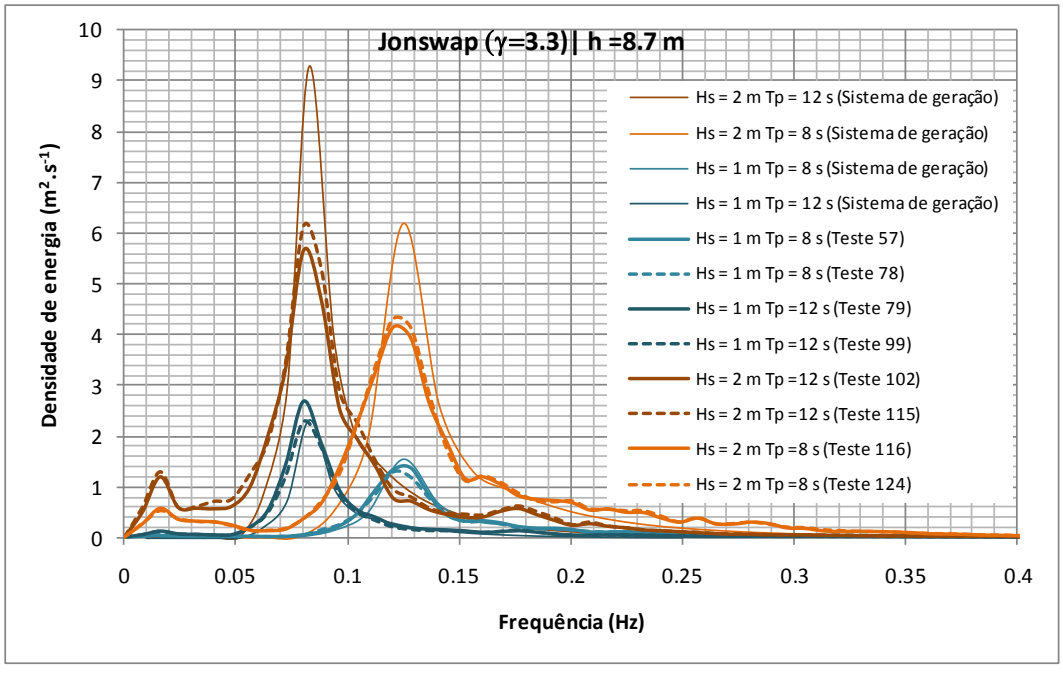


Figura 5.42. Espectros de *Jonswap* utilizados pelo sistema para geração dos estados de agitação marítima testados e espectros medidos durante a realização da série I de testes experimentais, na sonda 1, colocada junto à base da praia.

As quatro sondas de níveis hidrodinâmicos, sondas 1, 2, 3 e 4 (Figura 5.31) foram colocadas à mesma profundidade, junto à base da praia, encontrando-se alinhadas segundo a direcção de propagação da agitação, com um distanciamento entre a sonda 1 e a sonda 4 de cerca de 67 m no protótipo. Nas figuras seguintes, Figura 5.43 a Figura 5.46, apresentam-se os espectros medidos por estas sondas, durante a primeira e a última hora de teste de cada uma das sub-séries de testes, realizadas durante a série I de testes experimentais.

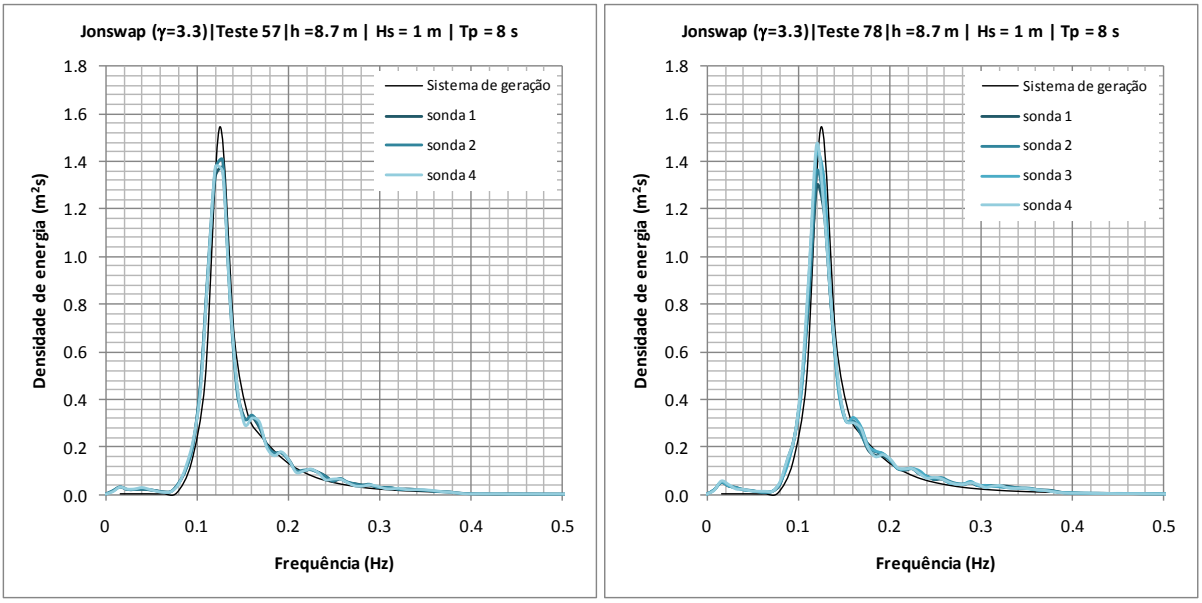


Figura 5.43. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.1.

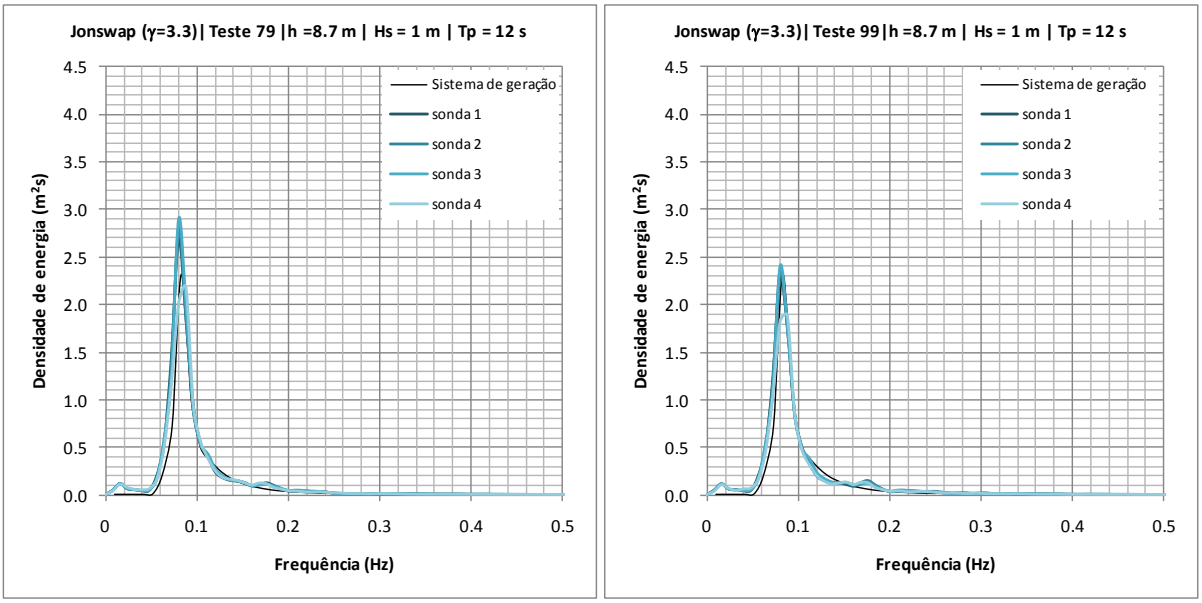


Figura 5.44. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.2.

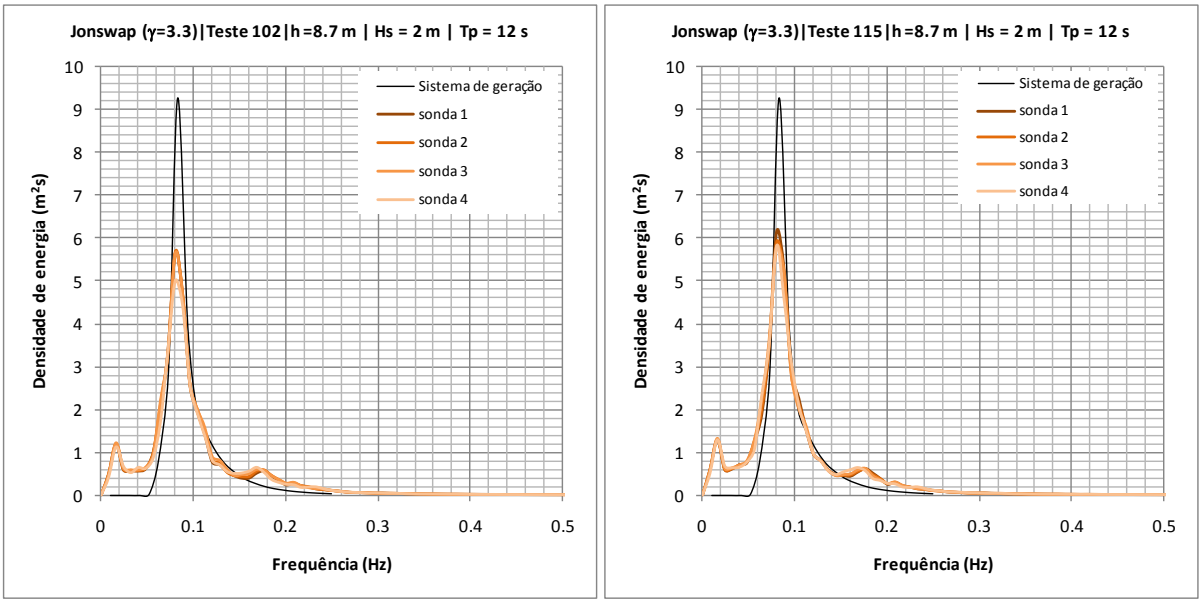


Figura 5.45. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.3.

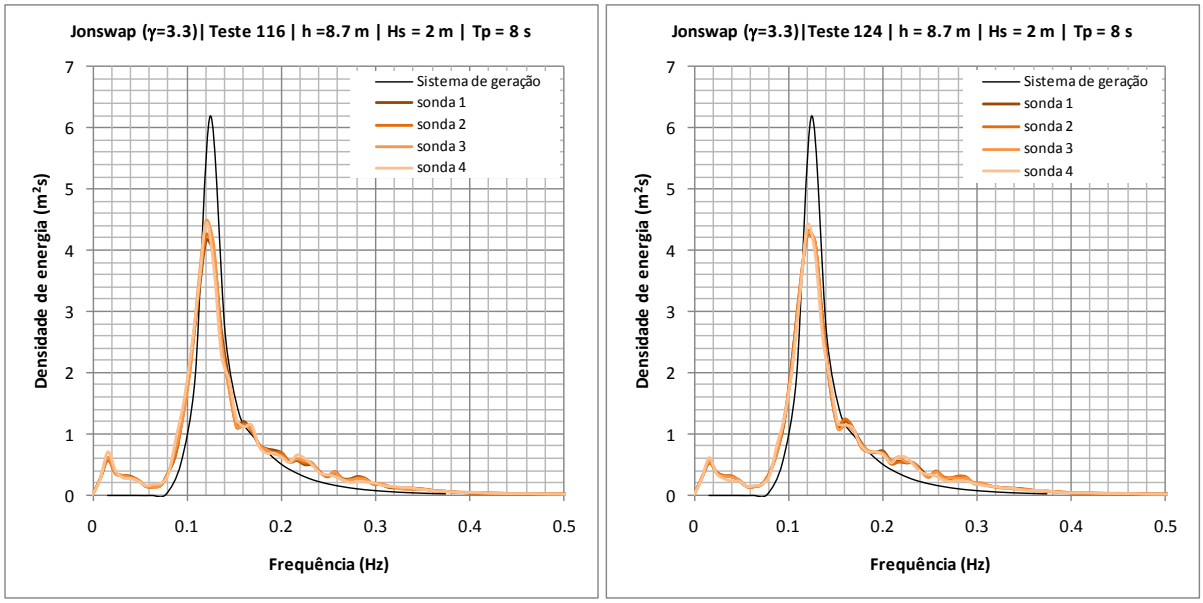


Figura 5.46. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos por quatro sondas colineares colocadas segundo a direcção de propagação da agitação, junto à base da praia. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.4.

Da análise das figuras é possível constatar que, independentemente dos estados de agitação gerados, as diferenças encontradas entre os espectros medidos pelas sondas referidas não têm expressão. Os espectros são idênticos para as quatro sondas, verificando-se também que as condições são repetidas com grande precisão, mesmo entre testes realizados em datas distintas.

As sondas hidrodinâmicas localizadas sobre a praia, sondas 7, 8, 9, 10 e 11 (Figura 5.31) encontravam-se alinhadas segundo a direcção perpendicular à praia, sobre uma profundidade variável, de acordo com o perfil transversal da praia. A distância entre a sonda colocada junto à base da praia e a sonda mais próxima da linha de costa era de cerca de 144 m (valor no protótipo). Nas figuras seguintes, Figura 5.47 a Figura 5.50, apresentam-se os espectros medidos por estas sondas, durante a primeira e a última hora de teste de cada uma das sub-séries de testes, realizadas durante a série I de testes experimentais.

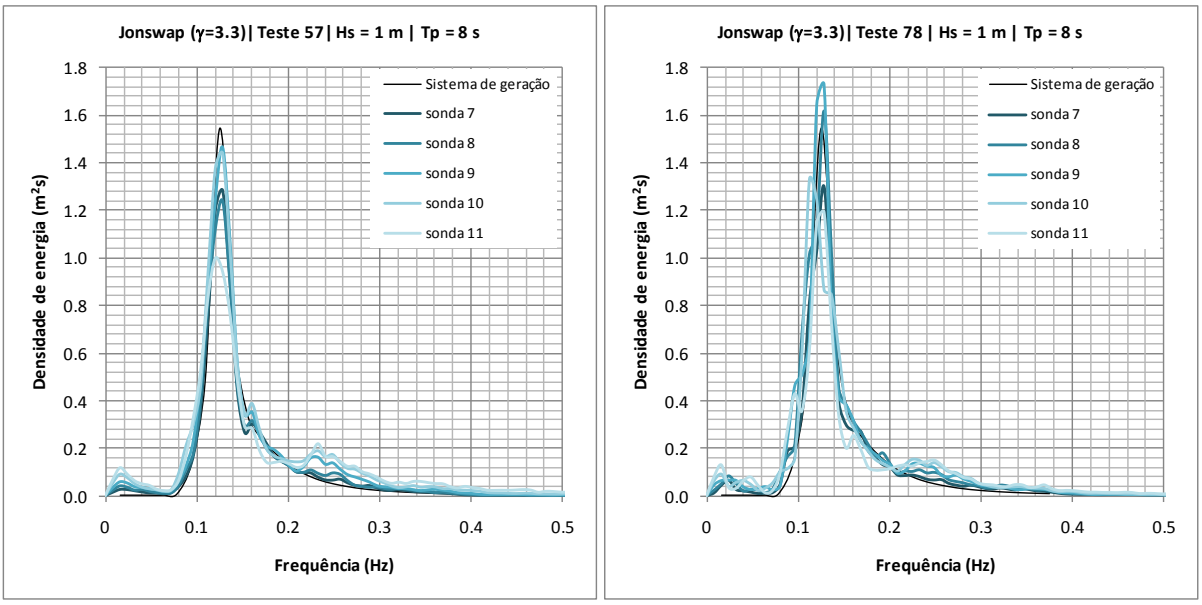


Figura 5.47. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.1.

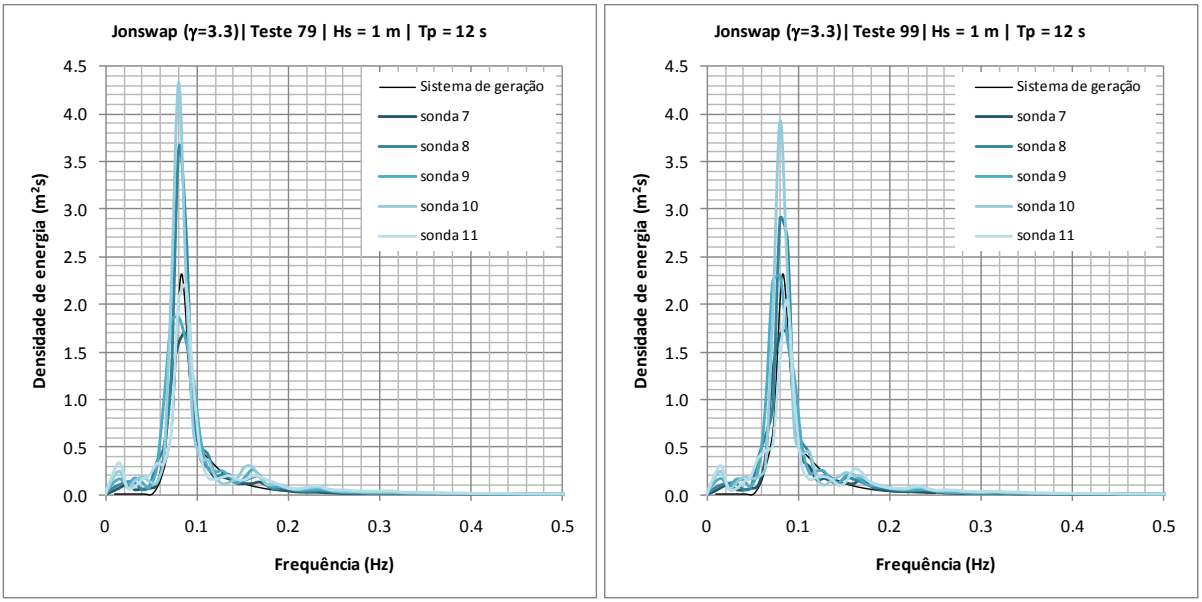


Figura 5.48. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.2.

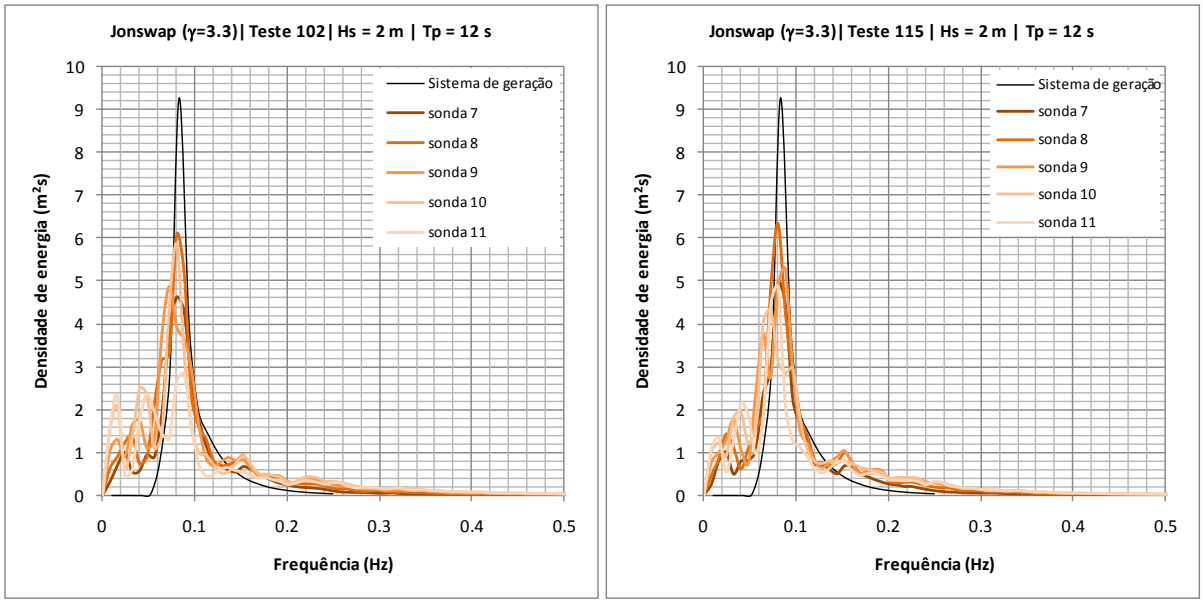


Figura 5.49. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.3.

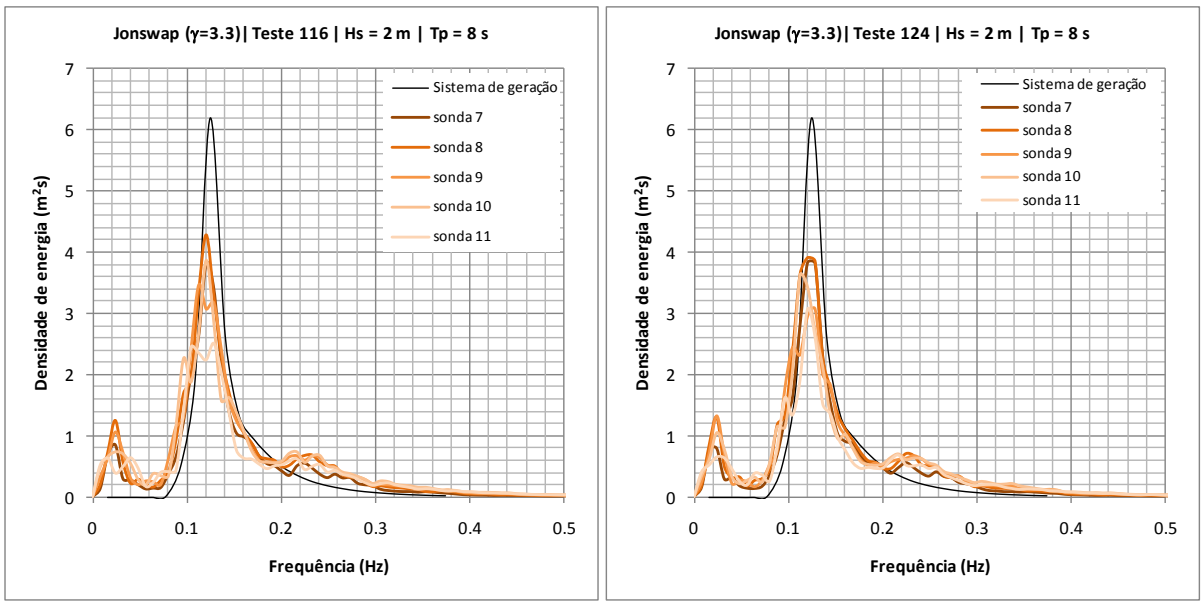


Figura 5.50. Espectro simulado pelo sistema de geração e espectros medidos entre a base da praia e a rebentação segundo uma direcção perpendicular. Primeiro (esquerda) e último (direita) testes da série I.4.

Da análise das figuras é possível verificar o efeito do empolamento durante as três primeiras sub-séries de testes. Particularmente evidente é também a transferência de energia entre as diferentes frequências do espectro, observando-se uma transformação de um espectro com um pico estreito junto à base da praia, para um espectro com múltiplos picos junto à rebentação.

Reflexão da Agitação na Praia

O facto de estarem presentes ondas de longo período no interior do tanque de ondas, como as geradas pelo sistema para compensação de '*set-down*', ou as 'falsas' que existiriam se esta compensação não

tivesse sido activada (secção 5.4.4.1), obriga a que se coloque a questão de que, se estas ondas fossem completamente reflectidas pela praia construída e eventualmente novamente reflectidas junto às pás do sistema de geração, poderiam criar instabilidades entre a praia e a zona de geração. No entanto, pelo facto de se ter utilizado a técnica de absorção activa da reflexão (secção 5.4.4.1), aceita-se que a energia destas ondas será absorvida junto às pás do sistema de geração (admitindo-se a sua eficiência).

No trabalho experimental realizado, foi analisada a reflexão das condições de agitação testadas na praia construída, através do método referido na secção 5.4.4.2. Para esse efeito foram colocadas quatro sondas de níveis hidrodinâmicos junto à base da praia (sondas 1, 2, 3 e 4, secção 5.4.3) sobre uma profundidade constante de 8.7 m (valor no protótipo). Optou-se pela colocação colinear das sondas segundo a direcção de incidência da agitação marítima, admitindo-se que esta direcção se aproximaria da perpendicular à praia, com o decurso dos testes. A escolha do espaçamento entre as sondas estabelece a gama de frequências para a qual o método, implementado no software de análise de dados do sistema de geração e aquisição de dados de agitação marítima (secção 5.4.4.2), é válido.

Previamente à aquisição dos dados foi efectuada a selecção do espaçamento entre as quatro sondas colineares utilizadas para análise de reflexão, através de uma ferramenta disponível no sistema, que permitisse a validade do método para a gama de frequências de interesse. Pretendia medir-se a reflexão das condições de agitação marítima testadas, caracterizadas pelos espectros de *Jonswap* com frequências de pico 0.083 Hz e 0.125 Hz. Admitiu-se que se pretendia analisar a reflexão associada às condições de agitação marítima, não se considerando a reflexão da banda de frequências associadas à energia infra-gravítica. Assim, pretendia determinar-se a configuração de colocação das quatro sondas que permitisse uma análise válida para a banda de frequência $0.04 < f < 0.3\ Hz$ (cf. Figura 5.41).

A ferramenta do sistema, que permite o teste de diferentes configurações de colocação das sondas colineares, utiliza o conhecimento da profundidade na qual as sondas hidrodinâmicas se encontram em operação, para averiguar qual a gama de frequências (utilizando a relação de dispersão para o cálculo do número de onda em função da frequência) que, para os espaçamentos indicados, garante valores superiores a 6 para o denominador dado pela expressão (5.212), o que assegura a validade do método (secção 5.4.4.2). Para cada par de sondas, a rotina implementada no sistema calcula o termo, $sin^2(k_{xn}x_{qp})$, indicando a gama de frequências para a qual a média dos seis termos calculados é superior a 0.25. Na Figura 5.51 apresenta-se uma imagem da janela de interface do sistema com o utilizador, onde esta selecção é efectuada. Podem ver-se os valores dos espaçamentos[27] seleccionados para a profundidade de 8.7 m, na qual se encontravam as quatro sondas. No gráfico, está representado o termo $\frac{1}{6}sin^2(k_{xn}x_{qp})$ para cada par de sondas, bem como o resultado da soma para os seis termos e a linha de corte para o valor 0.25. A vermelho encontram-se destacados os limites inferior e superior da gama de frequências para a qual a análise de reflexão é considerada válida. No estudo realizado a sonda 2 foi colocada a uma distância de 13 cm da sonda 1, a sonda 3 a uma distância de 32 cm, e a sonda 4 a uma distância de 90 cm. Para a profundidade de 24 cm a análise de reflexão era válida para as frequências com valores no protótipo compreendidas entre 0.039 e 2.87 Hz.

Os resultados obtidos pelo sistema, através do método de análise de reflexão descrito na secção 5.4.4.2, são a função densidade de energia incidente (espectro da agitação incidente, $S_{in}(f_n)$), a função densidade de energia reflectida (espectro da agitação reflectida, $S_{rn}(f_n)$), espectro do coeficiente de reflexão, dado pelo quociente:

[27] Para a determinação da distância horizontal entre as sondas foi considerada a escala vertical do modelo construído ($N_z = 37$) e não a horizontal, sendo esta a escala dos comprimentos característicos nos processos hidrodinâmicos. Quando são indicados valores no protótipo de distâncias horizontais, eles são obtidas através da escala horizontal ($N_x = 74$).

$$C_{rn}(f_n) = \sqrt{\frac{S_{in}(f_n)}{S_{rn}(f_n)}}, \tag{5.215}$$

e coeficiente de reflexão médio, definido como o quociente entre a energia total reflectida e a energia total incidente:

$$C_r = \sqrt{\frac{\sum_n S_{in}(f_n)}{\sum_n S_{rn}(f_n)}}. \tag{5.216}$$

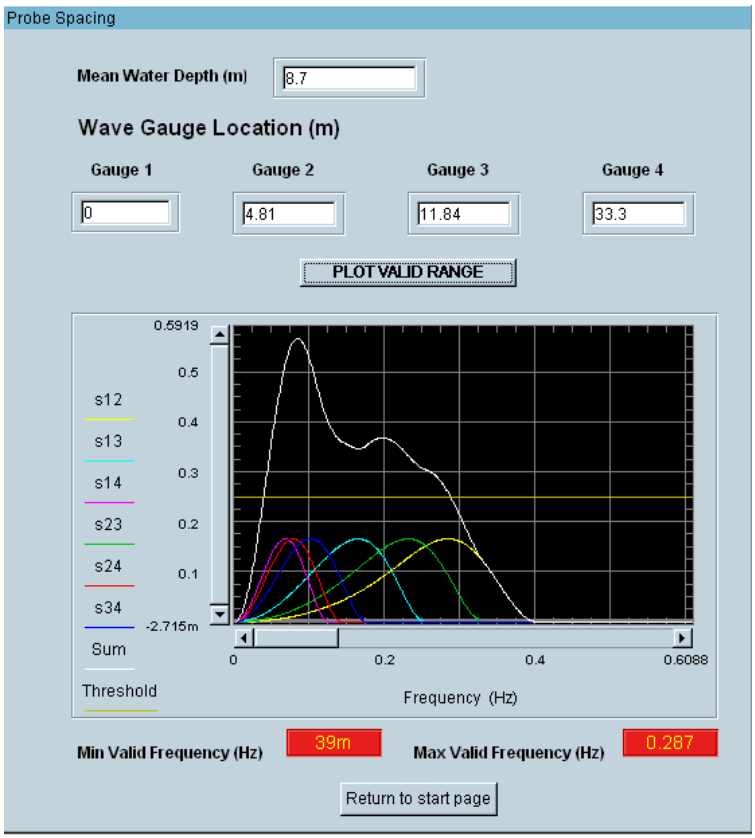


Figura 5.51. Janela de interface entre o sistema de aquisição de dados de agitação marítima e o utilizador, para determinação da gama de frequências para a qual a análise de reflexão é válida, em função do espaçamento entre as sondas utilizadas.

Note-se que $S_{in}(f_n)$ e $S_{rn}(f_n)$ representam, respectivamente, as variáveis $|Z_{In}|^2$ e $|Z_{rn}|^2$, definidas na secção 5.4.4.2. Para a estimativa espectral as séries temporais adquiridas são divididas num determinado número de troços, em função do número de pontos escolhido pelo utilizador para o comprimento de cada troço, sobrepostos em 50% da sua extensão. A cada troço é aplicada uma FFT obtendo-se como resultado final, a média dos resultados da aplicação da FFT aos troços individuais (detalhes da análise espectral podem ser encontrados na secção 5.4.4.2).

Nas figuras, Figura 5.52 a Figura 5.55, apresentam-se os espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão, obtidos durante o último teste de cada sub-série de testes realizados. Na figura respectiva, representam-se também os espectros obtidos, para a mesma

profundidade, para as mesmas condições de agitação marítima e para a mesma configuração de colocação das sondas, previamente à construção da praia.

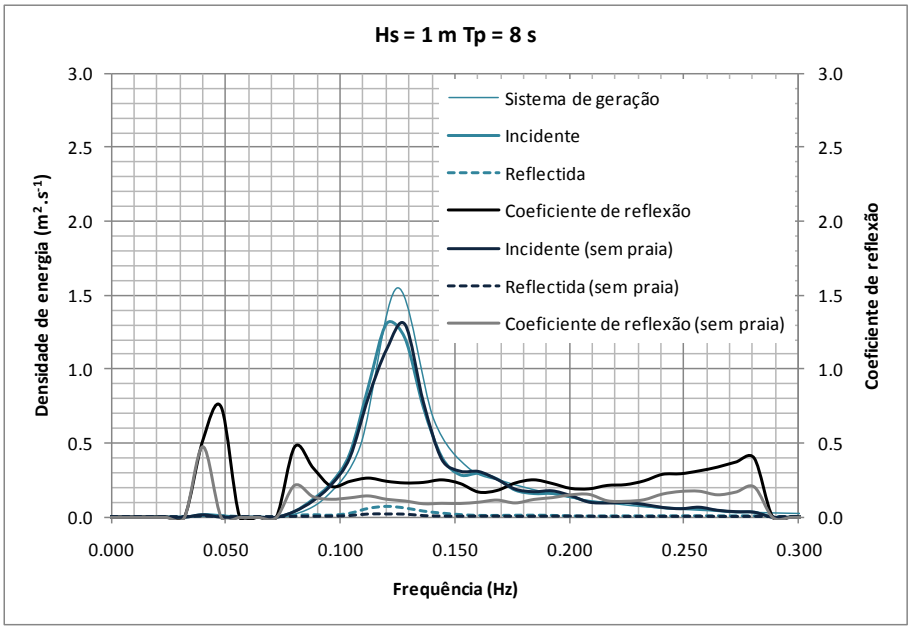


Figura 5.52. Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.1 de testes experimentais.

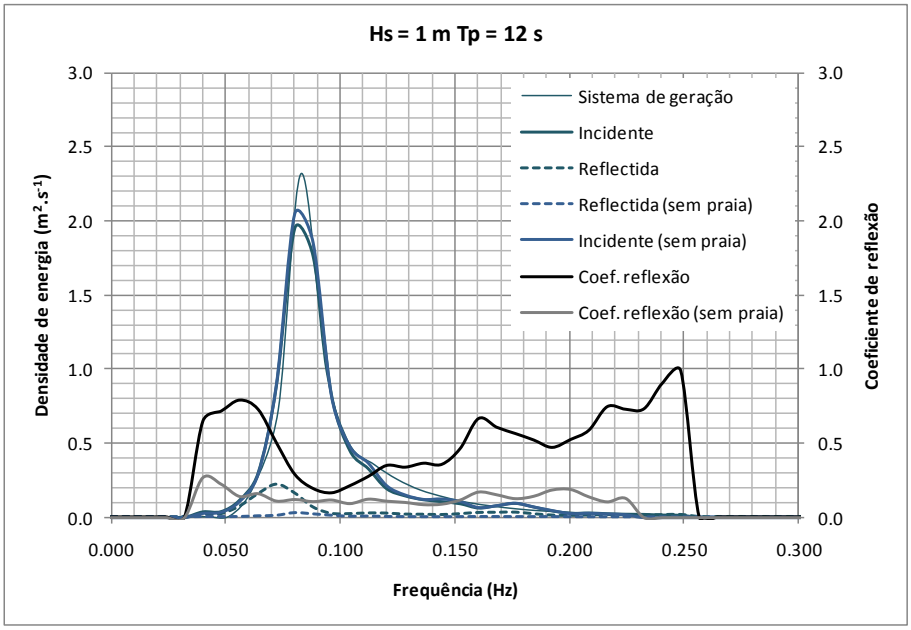


Figura 5.53. Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.2 de testes experimentais.

Da análise das figuras destaca-se o efeito reflectivo introduzido pela presença da praia. Este efeito é mais importante nas duas primeiras sub-séries de testes, verificando-se um aumento do coeficiente de reflexão até ao final da sub-série I.2 de testes experimentais, seguido de uma redução até ao final da

sub-série I.4 de testes experimentais, no final da qual ainda apresenta valores superiores aos observados na ausência da praia. Com excepção para a sub-série I.2 de testes experimentais, a variação do coeficiente de reflexão distribui-se uniformemente ao longo do espectro, excluindo as frequências mais baixas, onde o aumento relativo é superior, sendo superior a 1 para as condições de agitação marítima caracterizadas por uma altura de onda significativa igual a 2 m.

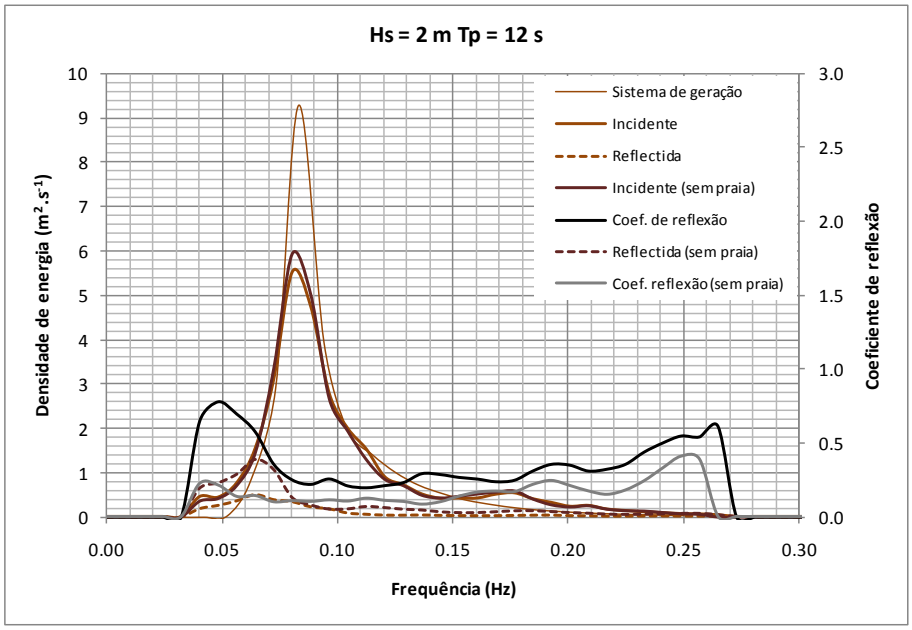


Figura 5.54. Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.3 de testes experimentais.

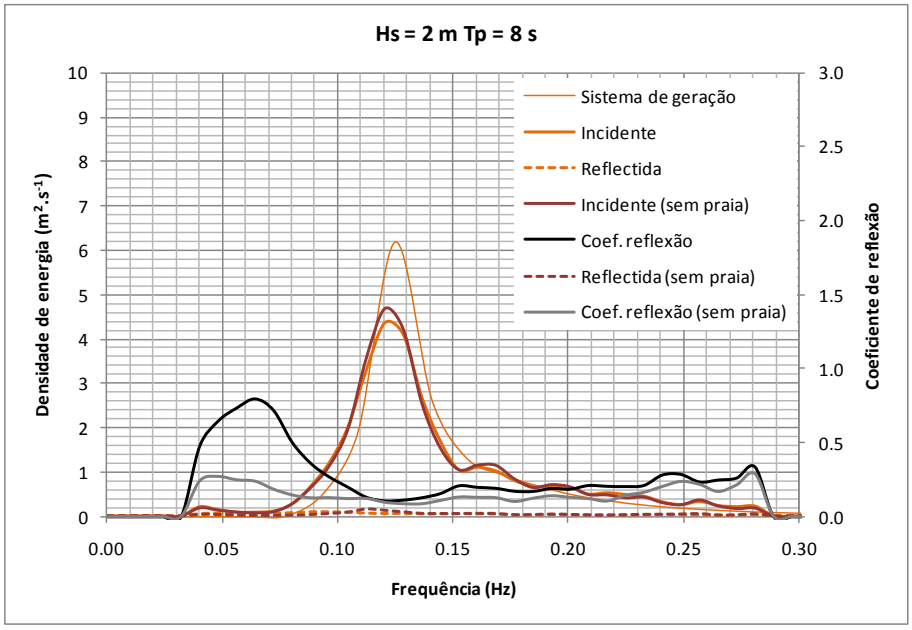


Figura 5.55. Espectros da agitação incidente, da agitação reflectida e do coeficiente de reflexão obtidos previamente à construção da praia e após a realização da sub-série I.4 de testes experimentais.

Este efeito observado para baixas frequências pode estar relacionado com a conclusão de Elgar *et al.*, 1994, acerca do estudo da reflexão numa praia natural, de que, para a banda de frequências infra-gravíticas, a energia que se propaga para o largo é superior à energia incidente, sugerindo que as ondas infra-gravíticas possam ser geradas a muito baixas profundidades.

5.4.5. Sistema Perfilador de Fundos

5.4.5.1. Introdução

O sistema utilizado para a medição da evolução temporal do perfil activo de praia foi um perfilador de fundo, modelo *HR Wallingford* (Figura 5.56), concebido para medição de perfis de fundo em modelo físico, podendo operar dentro e fora de água. O fundo é medido utilizando uma entre três tipos de sondas (sonda sensível ao toque, sonda laser e sonda com braço de arraste), o que permite o perfilamento de diversos tipos de materiais, com uma resolução vertical de ±0.5 mm, permitindo uma exactidão de ±1 mm no posicionamento horizontal.

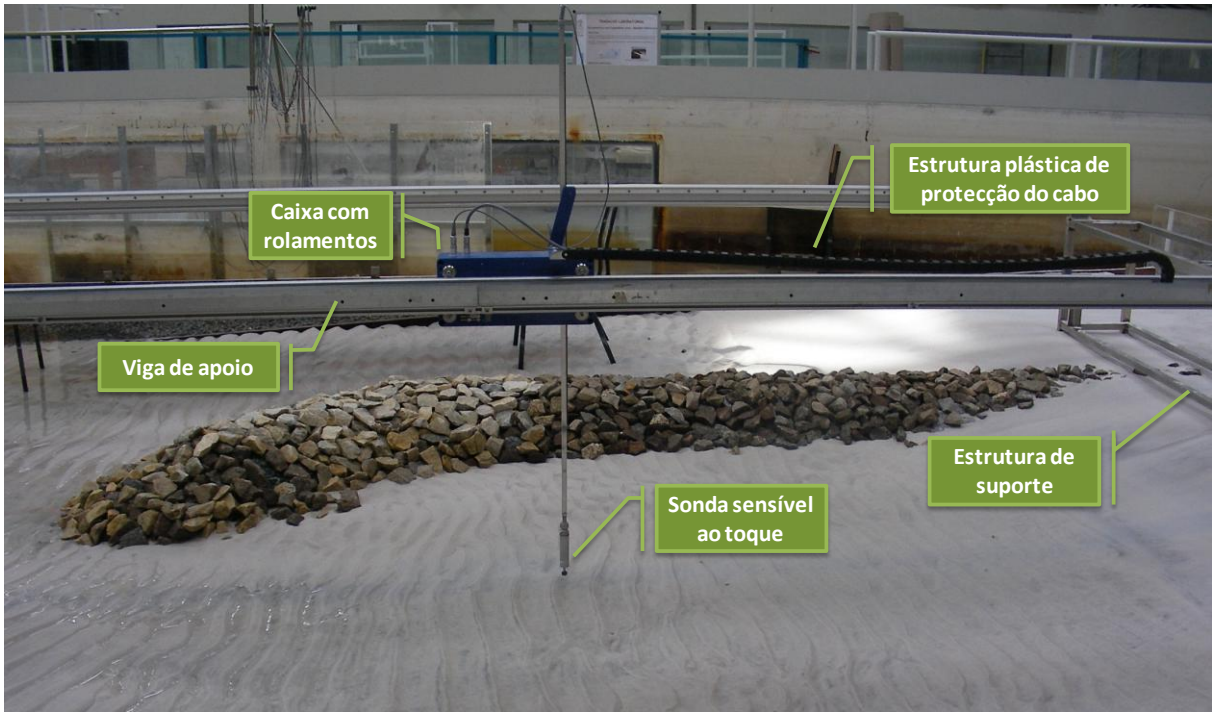


Figura 5.56. Sistema perfilador de fundo utilizado para medição da evolução do perfil transversal no modelo físico com fundos de areia, com a sonda sensível ao toque instalada.

O sistema perfilador é composto por um PC, uma viga de apoio em alumínio anodizado, uma caixa com rolamentos e uma sonda (Figura 5.56). A caixa com rolamentos movimenta-se ao longo da viga de apoio, à qual se encontra acoplada através de uma cremalheira, que assegura que o movimento horizontal se faça num determinado sentido, por acção de um motor. A secção a medir é delimitada na viga através da colocação de dois batentes, a cada um dos quais encosta um dos dois interruptores existentes lateralmente na caixa, fazendo parar o motor que controla o seu movimento horizontal. O comprimento horizontal de perfilamento pode ser estendido através da junção de secções de viga com um comprimento de 4.7 m cada, cuja composição deve ser apoiada de 4 em 4 m, para uma deflexão máxima de 0.5 mm.

A sonda é fixada e ligada na caixa com rolamentos, no interior da qual se encontram dois motores, que asseguram a sua movimentação horizontal e a movimentação da sonda, e toda a electrónica associada ao funcionamento do sistema. No Quadro 5.23 apresentam-se as principais especificações do sistema perfilador de fundos.

Quadro 5.23. Especificações do sistema perfilador de fundos (HR Wallingford).

Comprimento da viga de apoio	Múltiplos de 4.7 m
Excursão horizontal máxima (por secção de viga)	*4600 mm
Deflexão da viga (se apoiada de 4 m em 4m)	0.5 mm
Velocidade horizontal	até 100 mm/s
Resolução horizontal	±1 mm
Velocidade vertical	até 50 mm/s
Resolução vertical	±0.5 mm
Excursão vertical	**600 mm

*A este comprimento deve ainda ser subtraído o comprimento da caixa com rolamentos (380 mm).

** No caso da sonda sensível ao toque esta excursão faz-se a uma distância mínima de 340 mm.

O funcionamento do sistema é controlado a partir de uma interface DOS instalada num PC ligado à caixa com rolamentos, através de um cabo que se encontra encerrado numa estrutura flexível em plástico encaixado ao longo da viga de apoio (Figura 5.57). A aquisição de dados para o PC é efectuada através de dois cartões de interface encaixados em 'slots ISA full-size'. O software de controlo é bastante simples, apresentando dois modos gráficos de utilização, um para definição dos parâmetros de aquisição dos dados (ponto inicial de perfilamento, distância a percorrer, nome do ficheiro para armazenamento de dados, etc) e controlo manual do movimento perfilador, um outro para monitorização dos perfis adquiridos em tempo real.



Figura 5.57. Detalhe da estrutura flexível de encerramento do cabo do perfilador, encaixado ao longo da viga de apoio (esquerda), da extremidade da sonda laser (centro) e do braço de arraste (direita).

Os dados adquiridos consistem de listas numeradas de coordenadas horizontais e verticais, x, z. A viga de apoio deve ser montada numa estrutura de suporte, sobre o fundo que se pretende medir. Uma vez

que se pretendiam medir perfis transversais em quatro posições longitudinais do modelo físico com fundos móveis (secção 5.4.3), foram construídas duas estruturas de suporte em aço com seis apoios e um comprimento de 4 m, que serviam para apoiar cada uma das extremidades da viga. Para que os perfis de fundo fossem medidos sempre nas mesmas posições longitudinais, ao longo dos testes experimentais, foram efectuadas furações ao longo destas estruturas, nas quais era aparafusada a viga de apoio (Figura 5.56).

A sonda com braço de arraste é indicada para o perfilamento de fundos com pedras. O braço apresenta uma roda numa das extremidades e um contra peso na outra. À medida que a roda desliza sobre o fundo, é medido de forma contínua o ângulo em torno de um eixo perpendicular à caixa, à qual o braço está fixo. É a partir deste ângulo que são calculadas as coordenadas, x, z, da roda. Esta sonda não é indicada para fundos de areia, uma vez que a roda tem tendência a afundar-se, modificando o fundo à sua passagem.

A sonda laser é indicada para a medição de fundos reflectivos, como os que são constituídos por areia. No entanto, quando se pretendem medir perfis de fundo parcialmente submersos, os dados devem ser pós-processados, de forma a incluir os índices de refracção do meio em que as medições são efectuadas. Esta sonda apresenta um pequeno laser de baixa potência encerrado numa caixa à prova de água existente na extremidade da sonda (Figura 5.57). Quando esta sonda é utilizada, a caixa com rolamentos passa a ser movida de forma contínua ao longo da viga de apoio e, em simultâneo, a sonda é movida verticalmente de forma a manter-se sempre à mesma distância do fundo (entre 5 cm e 13 cm).

A sonda sensível ao toque permite que sejam efectuadas medições em pontos sucessivos ao longo de um perfil de fundo. A aquisição pode ser efectuada de forma automática ao longo da viga de apoio, para um passo horizontal fixo, definido pelo utilizador. Em cada ponto de medição a sonda desce até a sua extremidade leve tocar o fundo. Esta extremidade está aparafusada numa haste que pode deslizar verticalmente em relação ao corpo da sonda, sendo a posição do topo da haste medida por um sensor óptico encerrado no interior do corpo da sonda (Figura 5.56). Após a medição, a sonda é novamente elevada, deslocando-se horizontalmente para o ponto de medição seguinte.

5.4.5.2. Testes Preliminares

No estudo realizado, a medição das variações do fundo ao longo dos perfis transversais do modelo físico com fundos de areia poderia ser efectuada utilizando a sonda laser ou a sonda sensível ao toque. Realizaram-se alguns testes preliminares para a selecção da sonda a utilizar nos testes experimentais e para avaliação dos erros entre medições sucessivas do perfil. Nestes testes, a sonda laser evidenciou alguns comportamentos indesejados, entre os quais se destacam: a grande sensibilidade às condições de luminosidade e a dificuldade em efectuar medições debaixo de água, onde a presença de elevados níveis de sedimentos em suspensão, se traduz numa incapacidade de detecção do fundo.

Na Figura 5.58 apresenta-se uma série de 11 medições sucessivas de um perfil de praia (localização B, indicada na secção 5.4.3) utilizando a sonda sensível ao toque. Embora a resolução vertical do equipamento seja de cerca de 0.5 mm, verificando-se, em geral, diferenças entre medições sucessivas do mesmo perfil de cerca de 1 mm, o desvio padrão ao longo do perfil toma valores que por vezes ultrapassam os 2 mm, nas zonas do perfil em que existem pequenas protuberâncias ou afundamentos do fundo, mas que são inferiores a 5 mm. Isto está relacionado com o facto de a extremidade leve da sonda que toca o fundo apresentar um diâmetro de 10 mm, o que faz com que em zonas declivosas, para desvios mínimos na posição horizontal, que são sempre inferiores a 1 mm entre perfis (com um desvio padrão máximo ao longo do perfil de 0.36 mm), o toque no fundo resulte nas diferenças observadas na vertical.

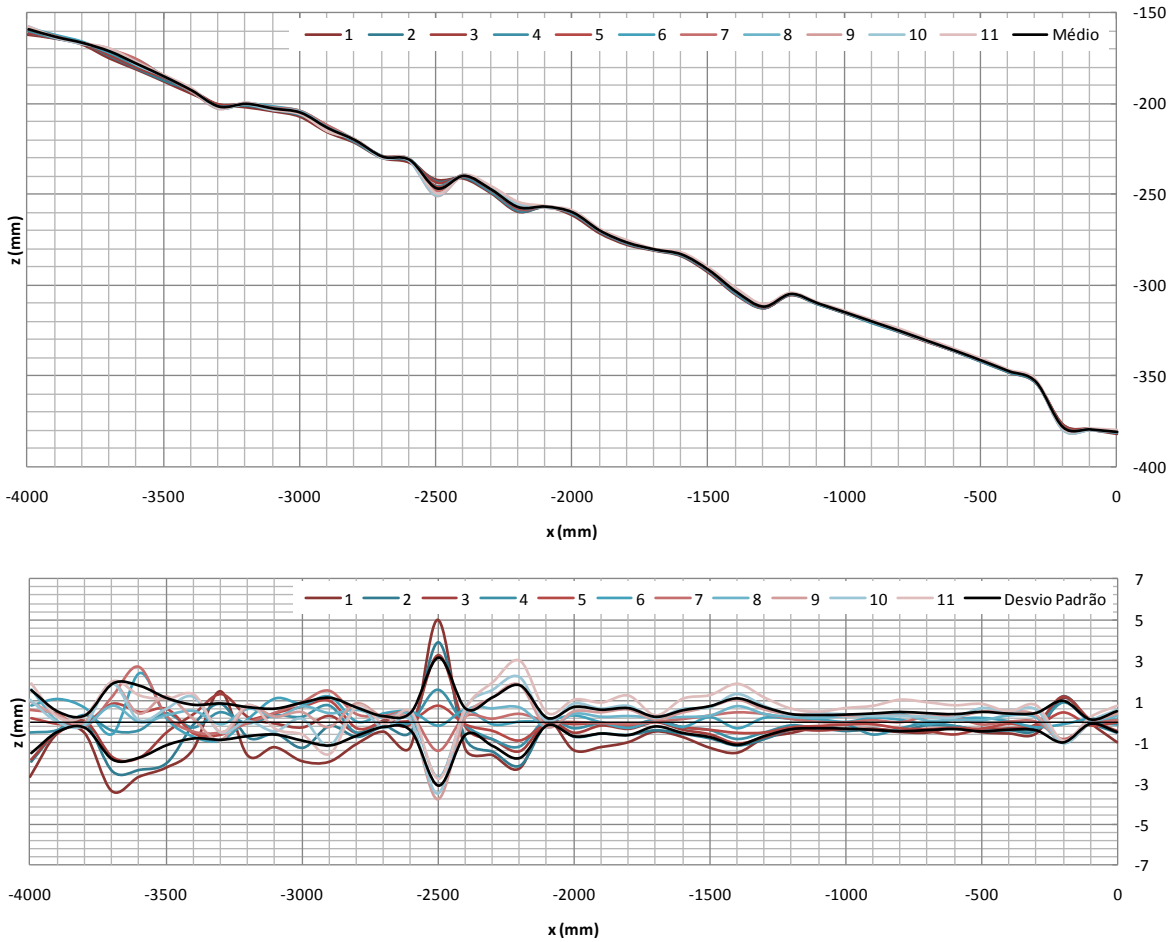


Figura 5.58. Medições sucessivas de um perfil na localização B da praia e perfil médio (em cima); Diferença entre os perfis medidos e o perfil médio e desvio padrão (em baixo).

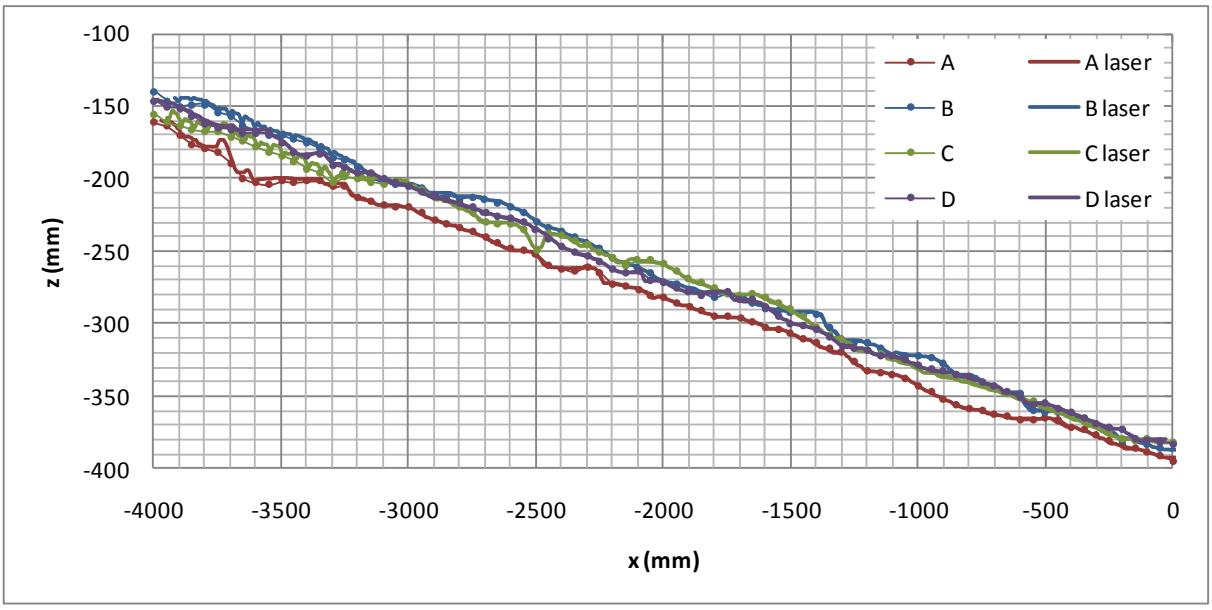


Figura 5.59. Perfis transversais medidos, nas localizações A, B, C e D da praia construída para a realização da série I de testes experimentais, utilizando a sonda sensível ao toque e a sonda laser.

Apesar de a sonda laser permitir a obtenção de um grande detalhe nas medições do fundo, por operar em modo contínuo ao longo do perfil transversal, apresenta, em contrapartida, algumas desvantagens quando comparada com a sonda sensível ao toque, que apenas adquire dados de posição do fundo em pontos igualmente espaçados (tipicamente 5 cm a 10 cm).

Na Figura 5.59 apresentam-se os perfis transversais medidos utilizando a sonda sensível ao toque e a sonda laser, nas localizações longitudinais A, B, C e D (indicadas na secção 5.4.3) da praia construída, para a realização da série I de testes experimentais, previamente ao enchimento do tanque de ondas. Da análise da figura destaca-se que, apesar de a sonda laser permitir maior detalhe na medição dos perfis, são por vezes encontradas discrepâncias nas medições, como as que se observam na parte superior da praia, para as localizações longitudinais B e C, que se pensa resultarem da sensibilidade desta sonda à luminosidade intensa, que incidia sobre essa zona da praia, na altura em que os perfis estavam a ser medidos.

A medição dos perfis transversais de praia, que estariam parcialmente submersos no decurso dos trabalhos experimentais, obrigaria ao pós-processamento dos dados adquiridos com a sonda laser, tendo em conta os diferentes índices de refracção dos meios em que tinham sido adquiridos. Dada a sensibilidade da sonda laser às condições ambientais e a necessidade de pós-processamento dos dados adquiridos, sendo estes problemas inexistentes para a sonda sensível ao toque, optou-se por efectuar a medição sistemática da variação dos perfis transversais ao longo dos testes experimentais com esta última, apenas se utilizando a sonda laser em situações pontuais.

5.4.5.3. Perfis de Praia

O sistema perfilador de fundos descrito na secção anterior foi utilizado para a medição sistemática dos perfis transversais na zona central da praia construída, em quatro localizações longitudinais A, B, C e D (Figura 5.30), com uma frequência horária, no final de cada teste de acção da agitação marítima.

O procedimento de medição era moroso, tendo-se revelado muito sensível a pequenas poeiras pousadas sobre a viga de apoio, que ao interporem-se à passagem dos rolamentos ou da cremalheira, resultavam numa paragem do sistema, que obrigava à limpeza da viga de apoio, de difícil concretização por esta se encontrar sobre a praia em estudo, que não podia ser danificada, e ao reinício das medições. A sonda propriamente dita exigia também uma limpeza regular. Para a medição em cada uma das posições longitudinais referidas era efectuado um reposicionamento manual da viga de apoio, que era aparafusada à estrutura em aço inoxidável construída para o suporte da mesma. A recolocação da viga tinha que ser efectuada por duas pessoas. As dificuldades de operação do sistema obrigaram a que a estratégia de medição dos perfis adoptada fosse a de garantir que, após cada hora de acção de agitação marítima, o perfil seria medido em pelo menos uma das quatro localizações longitudinais da praia, preferencialmente sempre a mesma. Sempre que possível, dependendo da disponibilidade de uma outra pessoa e de tempo, os perfis transversais eram medidos em todas as localizações previamente seleccionadas.

Os dados adquiridos consistiam de listas numeradas de coordenadas (x, z) medidas num referencial cuja origem correspondia na horizontal à posição de um dos batentes limitadores do movimento horizontal da caixa do sistema perfilador, e na vertical à posição mais elevada da sonda. As medições foram efectuadas com um espaçamento horizontal, $\Delta x = 5\,cm$. Todos os dados adquiridos foram inspeccionados e validados, tendo sido eliminados ou corrigidos os pontos em que foram detectados erros de medição. No Quadro 5.24 a Quadro 5.27, apresenta-se um resumo das medições de perfis transversais de praia realizadas durante a série I de testes experimentais, e na Figura 5.60 a Figura 5.63, apresentam-se os perfis medidos, em cada uma das quatro localizações longitudinais da praia, incluindo os perfis iniciais, medidos logo após a sua construção e antes do início dos testes.

Quadro 5.24. Perfis transversais medidos durante a série I.1 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D.

Série I.1 ($H_s = 1m$; $T_p = 8s$)																					
Teste	57	58	59	60	61	62	63	64	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78
Δt (h)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Perfis			A		A	A	A	A	A	A	A	A	A	A		A	A	A	A	A	A
			B		B	B		B	B		B	B		B		B			B	B	
			C		C	C		C	C		C	C		C		C			C	C	
			D		D	D		D	D		D	D		D	D	D			D	D	

Quadro 5.25. Perfis transversais medidos durante a série I.2 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D.

Série I.2 ($H_s = 1m$; $T_p = 12s$)																					
Teste	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99
Δt (h)	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
Perfis	A	A	A	A	A		A	A		A	A		A	A		A	A		A	A	A
	B	B	B	B	B		B	B		B	B		B	B		B	B		B	B	B
	C	C	C	C	C		C	C		C	C		C	C		C	C		C	C	C
	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D

Quadro 5.26. Perfis transversais medidos durante a série I.3 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D.

Série I.3 ($H_s = 2m$; $T_p = 12s$)														
Teste	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115
Δt (h)	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56
Perfis	A	A	A	A		A	A	A	A	A	A	A	A	A
	B	B	B	B	B	B	B	B		B	B	B	B	B
	C	C	C	C	C	C	C	C		C	C	C	C	C
	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D

Quadro 5.27. Perfis transversais medidos durante a série I.4 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D.

Série I.4 ($H_s = 2m$; $T_p = 8s$)									
Teste	116	117	118	119	120	121	122	123	124
Δt (h)	57	58	59	60	61	62	63	64	65
Perfis	A	A	A		A	A	A		A
	B	B	B		B				B
	C	C	C				C		C
	D	D		D			D	D	D

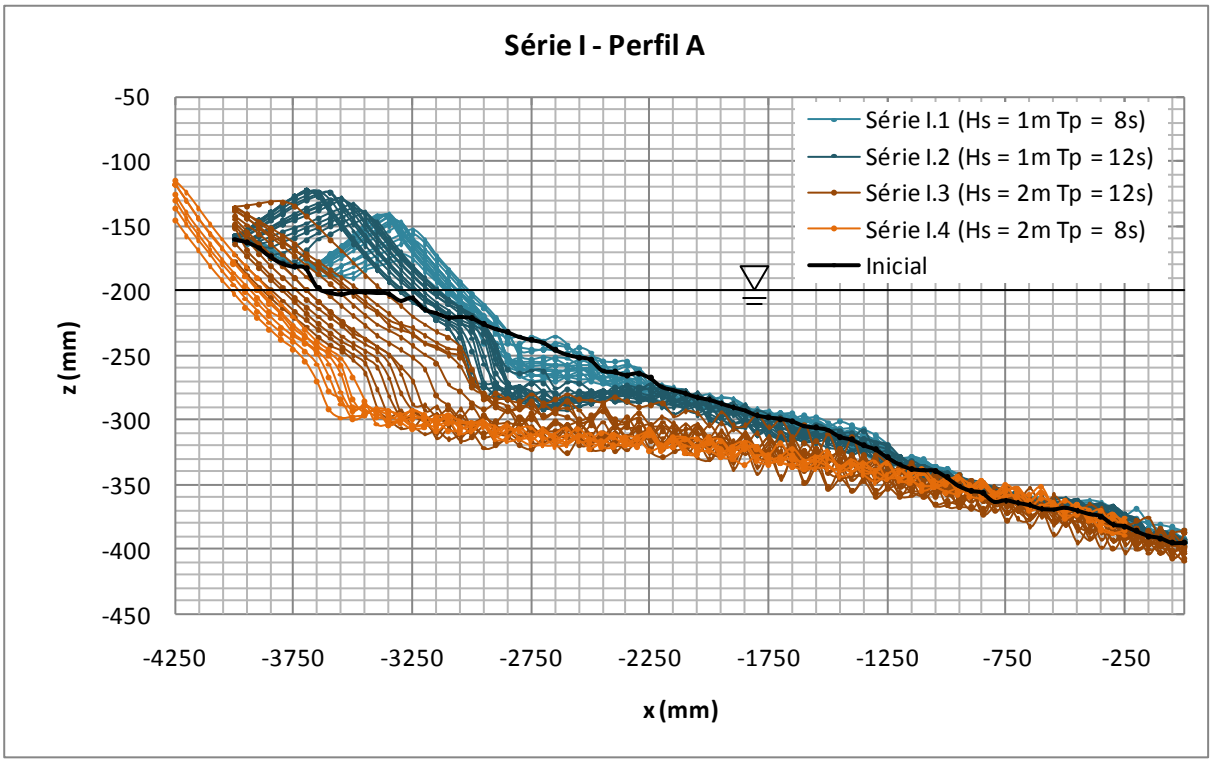


Figura 5.60. Perfis transversais medidos na localização A durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima.

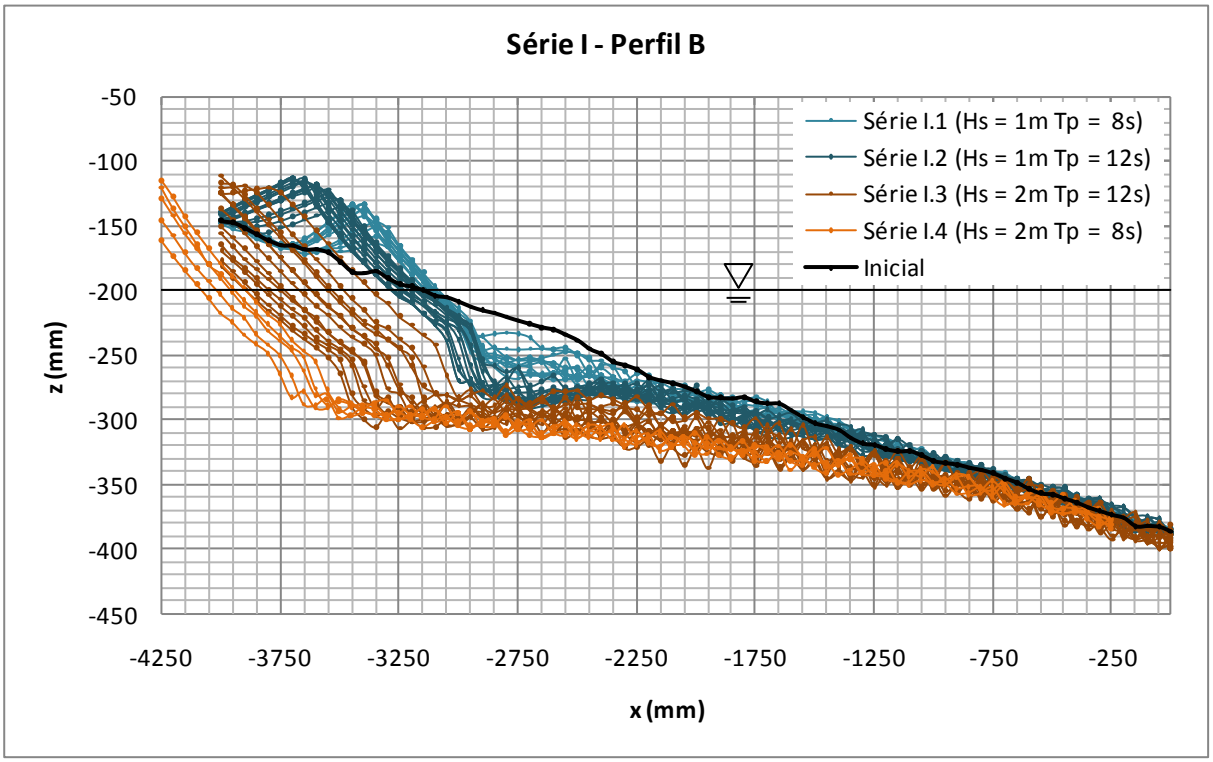


Figura 5.61. Perfis transversais medidos na localização B durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima.

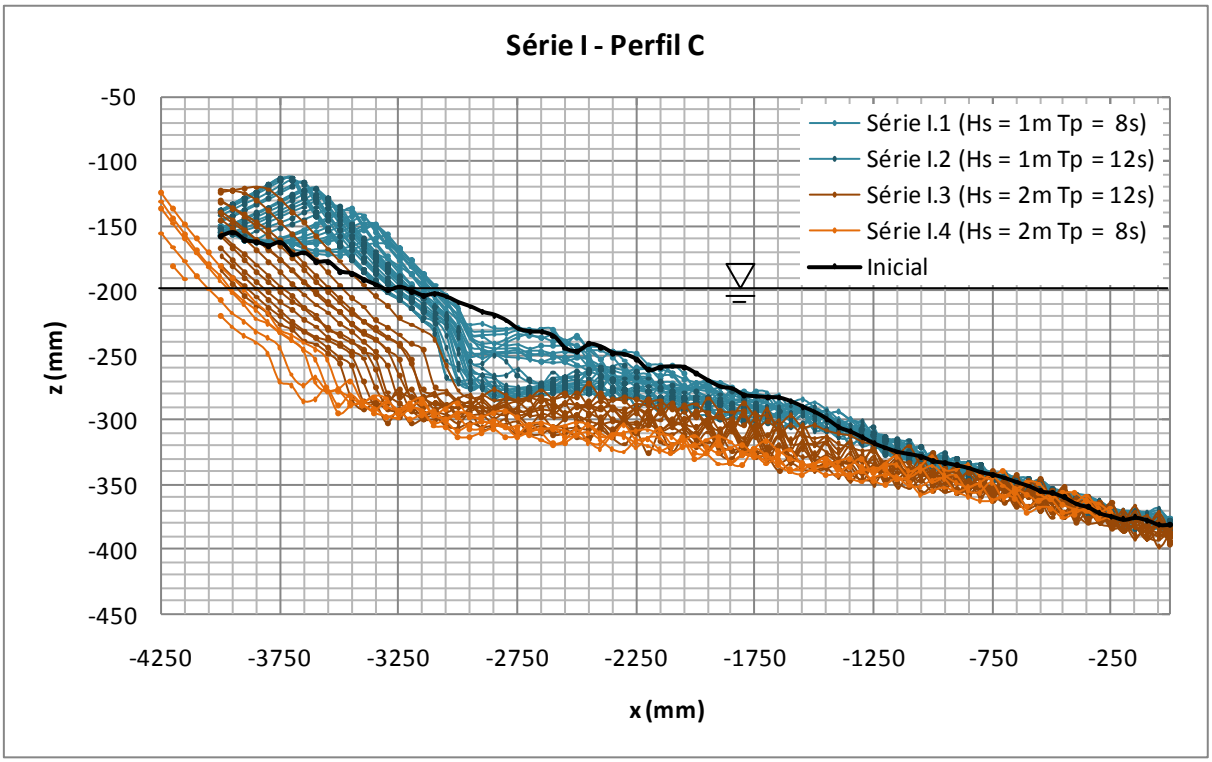


Figura 5.62. Perfis transversais medidos na localização C durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima.

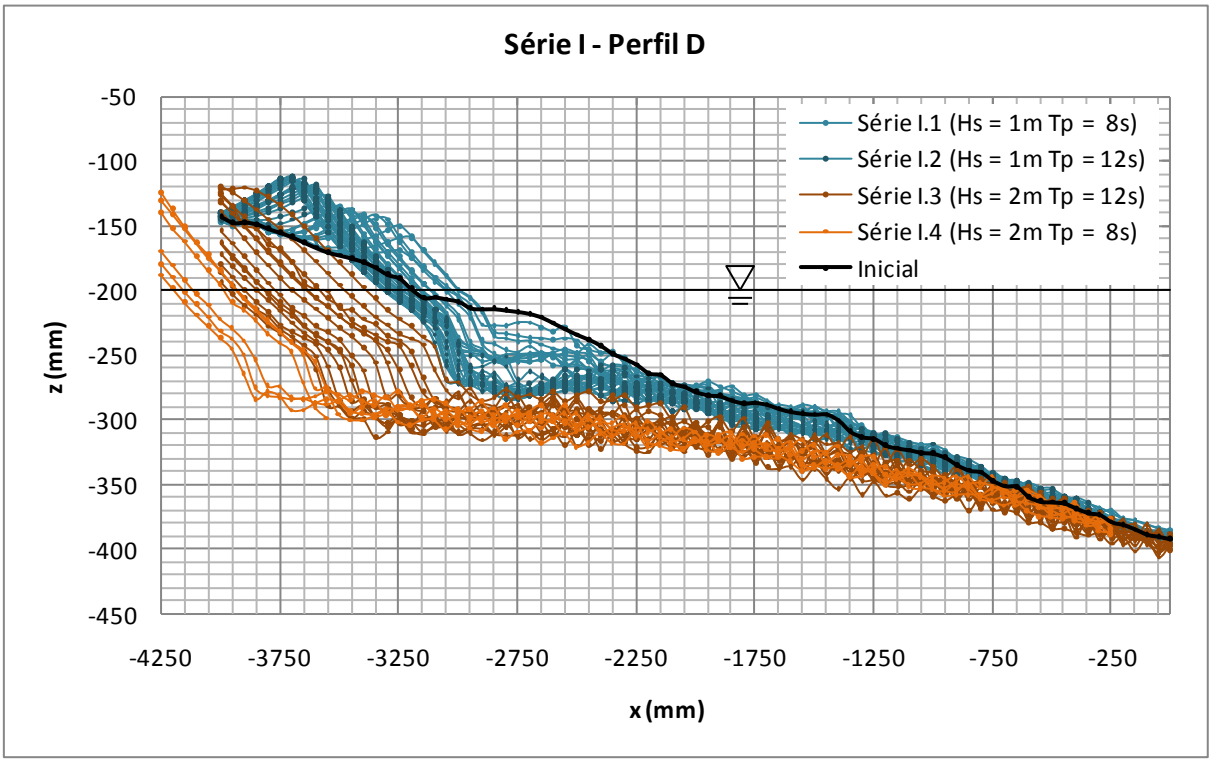


Figura 5.63. Perfis transversais medidos na localização D durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão) para as quatro condições de agitação marítima.

Esta série de testes experimentais teve uma duração total de 65 horas de acção de agitação marítima, tendo sido a sua conclusão determinada pelo desaparecimento da praia. Nos dados adquiridos durante a realização da série I de testes experimentais, foram encontrados erros em cerca de 4% dos pontos medidos (722 de 16848 pontos). Após a realização da série I.3 de testes experimentais deixou de ser possível a medição dos perfis até ao limite de espraiamento da onda, devido ao recuo da praia observado junto à linha de costa.

Antes do início da série de testes I.4 a viga de apoio foi invertida de forma a permitir um aumento, em cerca de 250 mm, da extensão horizontal para medição dos perfis. A posição-limite efectiva para a medição dos perfis corresponde não à posição do batente limitador, mas à posição da sonda, quando a caixa encosta no batente. Uma vez que a sonda é fixada numa posição mais próxima de uma das extremidades da caixa com rolamentos, a inversão da viga de apoio permitiu uma aproximação da posição-limite efectiva à posição do batente limitador. Para que a representação dos perfis medidos durante a série de testes I.4 fosse coerente com as restantes, foi efectuada uma transformação de coordenadas para o referencial inicial. Nos testes subsequentes a viga de apoio foi mantida na sua posição invertida em relação à posição inicial.

Na Figura 5.64 apresentam-se os perfis medidos nas quatro localizações longitudinais e no Quadro 5.28 apresenta-se o resumo das medições de perfis transversais de praia efectuadas durante a série II de testes experimentais. Esta série teve uma duração total de apenas 6 horas de acção de agitação, no final das quais os testes foram interrompidos, porque outros trabalhos simultaneamente em curso no laboratório envolviam a libertação de poeiras, cuja presença sobre a viga de apoio impedia o adequado funcionamento do sistema perfilador. Até à interrupção dos trabalhos, verificou-se um aumento significativo dos erros de medição, que ocorreram em cerca de 14% dos pontos medidos (288 de 2105).

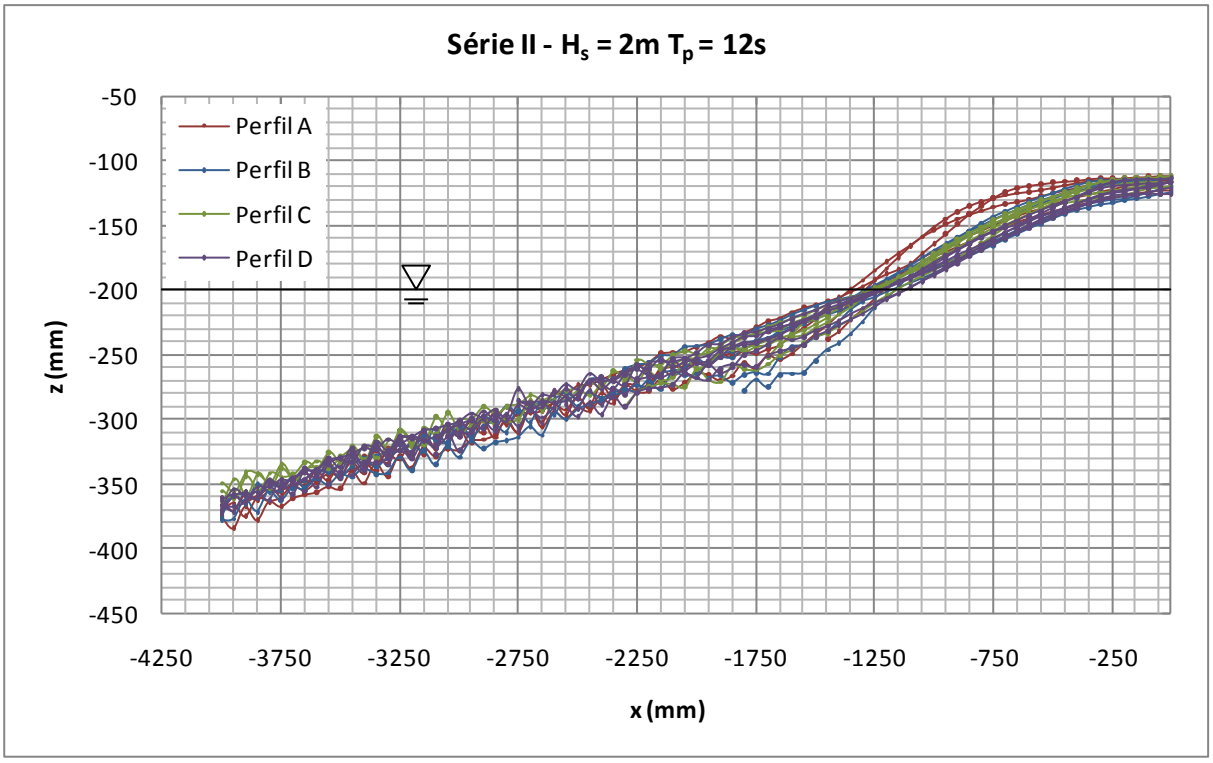


Figura 5.64. Perfis transversais medidos nas localizações A, B, C e D durante a série II de testes experimentais (praia uniforme em erosão, $H_s = 2\ m;\ T_p = 12\ s$).

Quadro 5.28. Perfis transversais medidos durante a série II de testes experimentais (praia uniforme em erosão) nas localizações longitudinais A, B, C, D.

	Série II ($H_s = 2m$; $T_p = 12s$)					
Teste	125	126	127	128	129	130
Δt (h)	1	2	3	4	5	6
Perfis	A	A		A	A	A
	B	B		B	B	B
	C	C	C	C	C	C
	D	D	D	D	D	D

No Quadro 5.29 apresenta-se o resumo das medições de perfis transversais de praia a barlamar da estrutura transversal realizadas durante a série III de testes experimentais, e na Figura 5.65 à Figura 5.69, apresentam-se os perfis medidos. Os perfis iniciais são os de menor declive junto à face da praia.

Quadro 5.29. Perfis transversais medidos durante a série III de testes (a barlamar da estrutura transversal) nas localizações longitudinais A, B e C e nas localizações intermédias AB e BC.

	Série III ($H_s = 2m$; $T_p = 12s$)																		
Teste	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	xxx	145	146	147	148
Δt (h)	2/3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Perfis	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
		AB		AB		AB		AB		AB		AB			AB		AB		AB
		B		B		B		B		B		B			B		B		B
		BC		BC		BC		BC		BC		BC			BC		BC		BC
		C		C		C		C		C		C			C		C		C

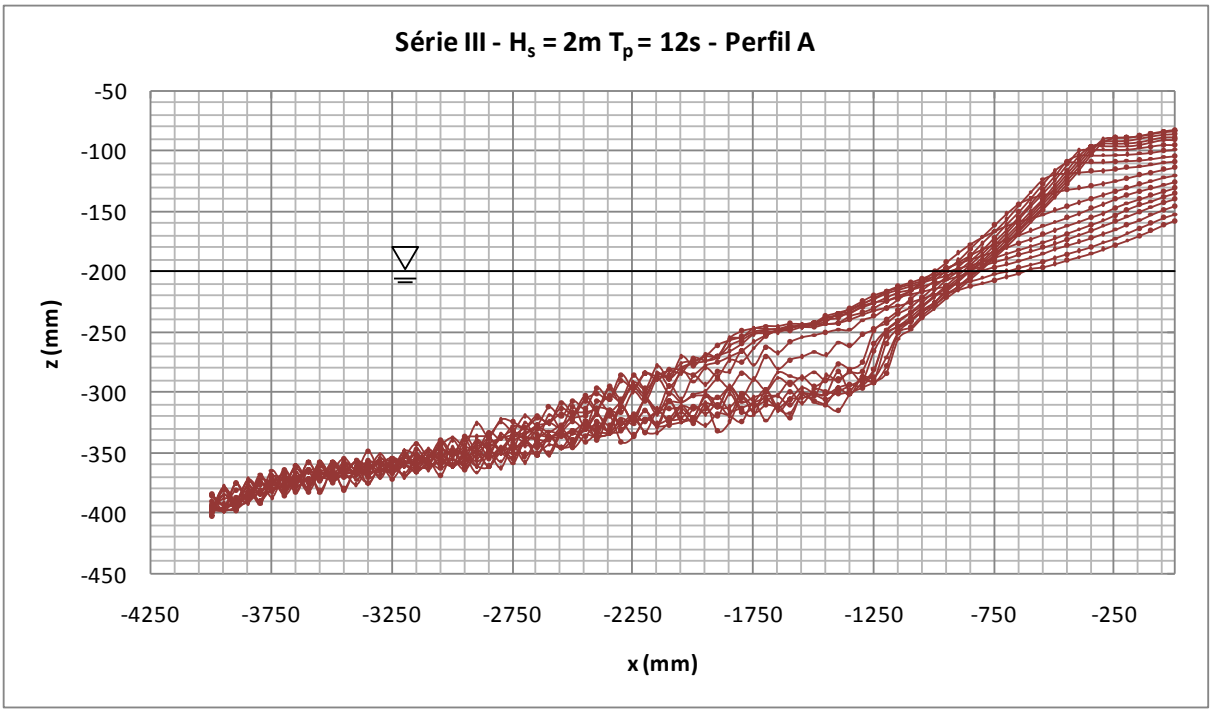


Figura 5.65. Perfis transversais medidos na localização A da praia construída durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal).

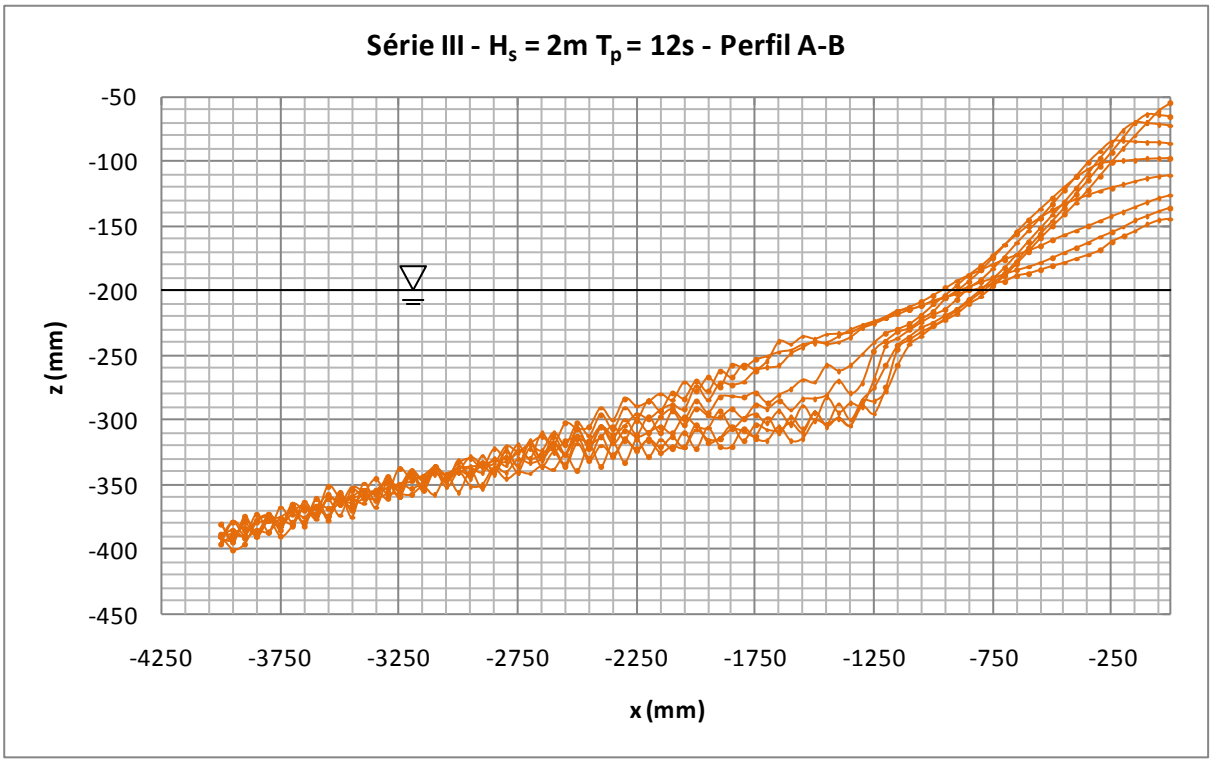


Figura 5.66. Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações A e B durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal).

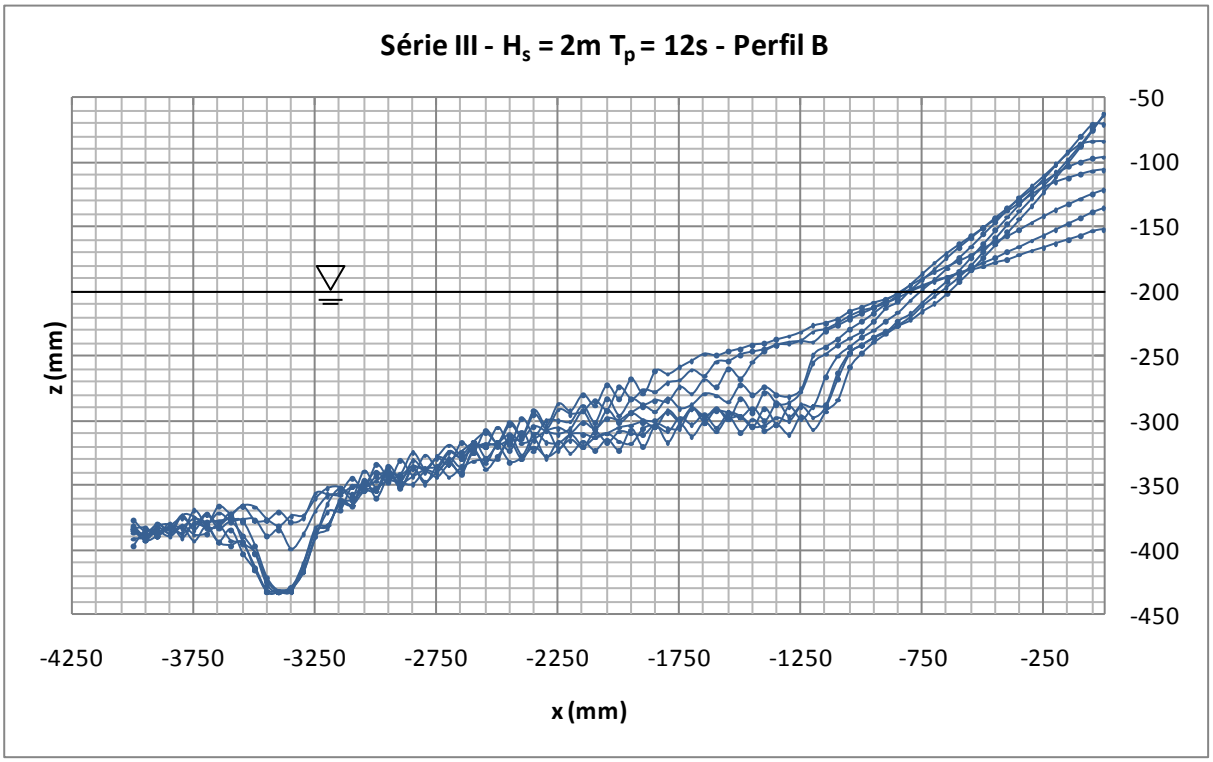


Figura 5.67. Perfis transversais medidos na localização B durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal).

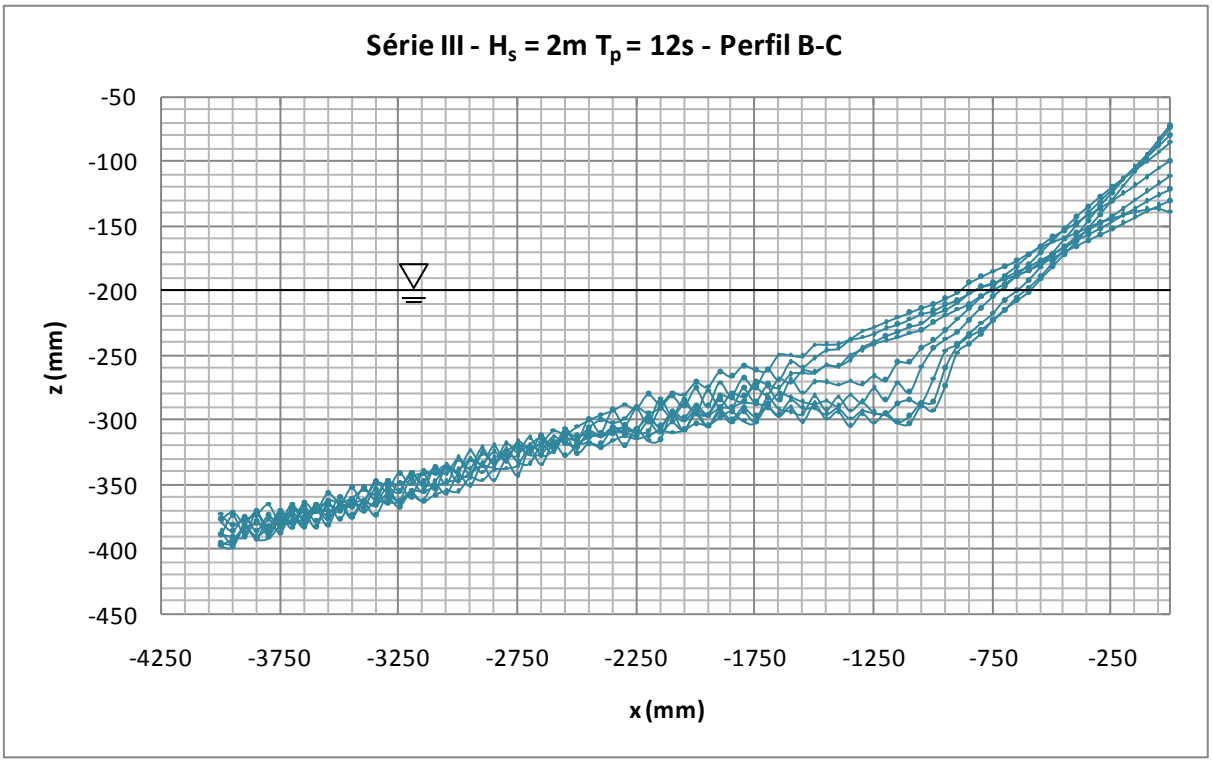


Figura 5.68. Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações B e C durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal).

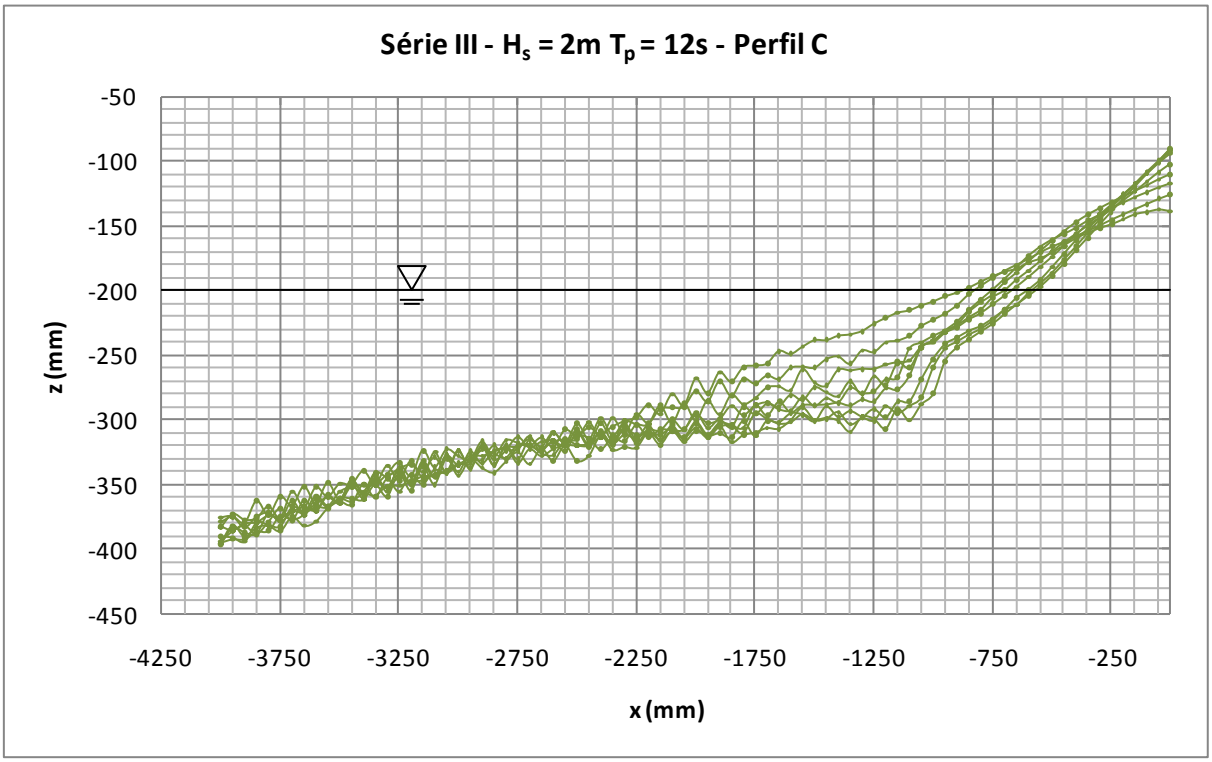


Figura 5.69. Perfis transversais medidos na localização C durante a série III de testes experimentais (a barlamar da estrutura transversal).

Esta série teve a duração de 18 horas de acção de agitação marítima. Os perfis foram medidos nas localizações longitudinais B e C (Figura 5.30) e nas posições intermédias, BC e CD.

Note-se na Figura 5.67 a ocorrência de um afundamento do perfil transversal junto ao limite submerso da praia, coincidente com a localização B dos perfis transversais. O aparecimento desta acentuada depressão na praia construída foi detectado aquando da realização dos testes experimentais, parecendo ficar a dever-se à perda de areia para o interior de um fosso existente no fundo do tanque de ondas, através de uma pequena abertura inadequadamente vedada. Tratava-se de uma perda extremamente localizada, de uma quantidade limitada de material de fundo, numa região onde o transporte sedimentar era reduzido, considerando-se que apenas influenciaria a variação do fundo nesse local. No processo de validação dos pontos medidos não foi excluído nenhum ponto entre os 4455 medidos.

No Quadro 5.30 apresenta-se um resumo das medições de perfis transversais de praia a barlamar da estrutura transversal, realizadas durante a série IV de testes experimentais e na Figura 5.70 à Figura 5.73 apresentam-se os perfis medidos.

Quadro 5.30. Perfis transversais medidos durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal) nas localizações longitudinais B e C e nas localizações intermédias BC e CD.

	Série IV ($H_s = 2m$; $T_p = 12s$)															
Teste	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	163	164	165
Δt (h)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Perfis	B	B		B		B		B			B	B	B	B		B
	BC	BC		BC		BC		BC			BC	BC	BC	BC		BC
	C	C		C		C		C			C	C	C	C		C
	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CD

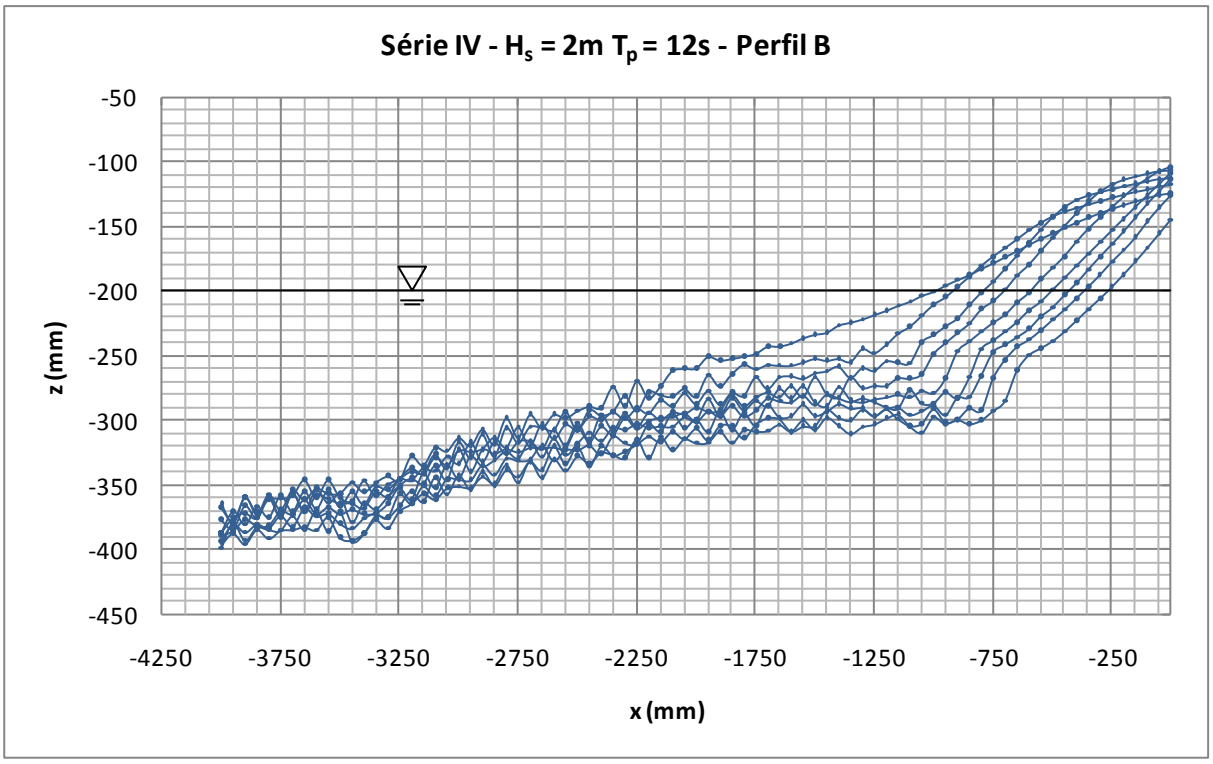


Figura 5.70. Perfis transversais medidos na localização B durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal).

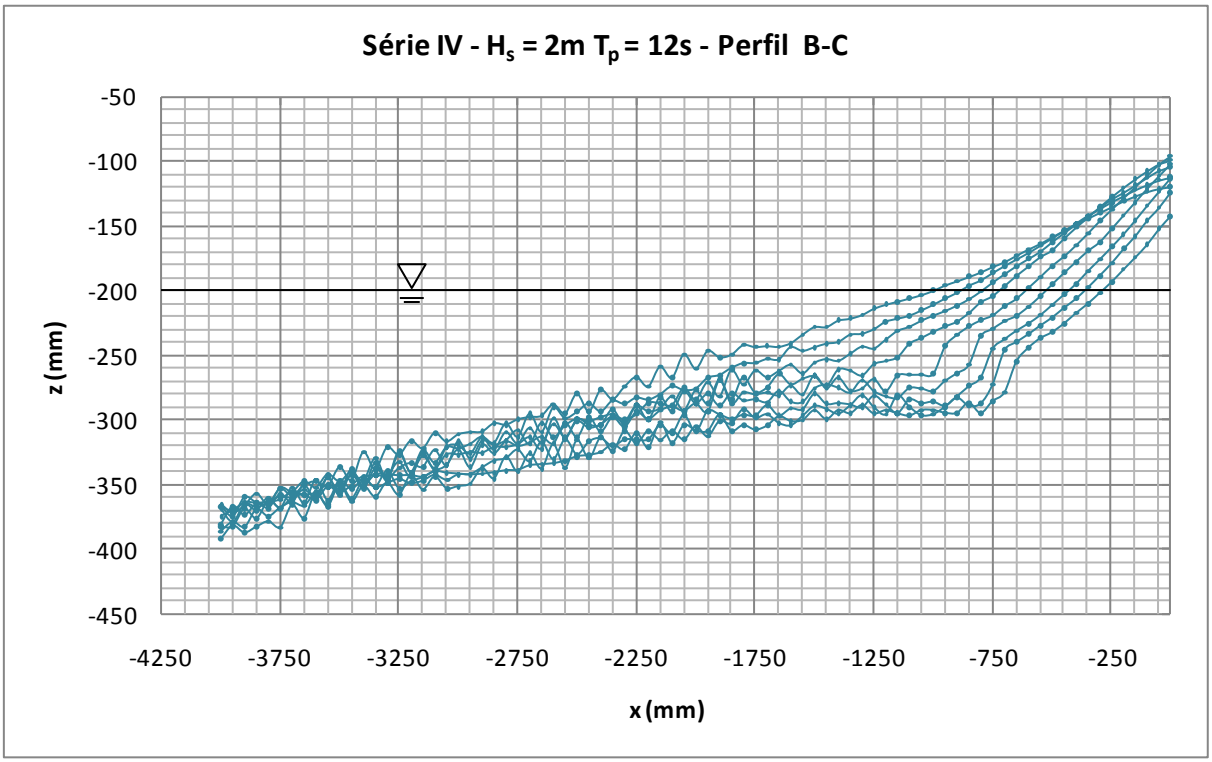


Figura 5.71. Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações B e C durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal).

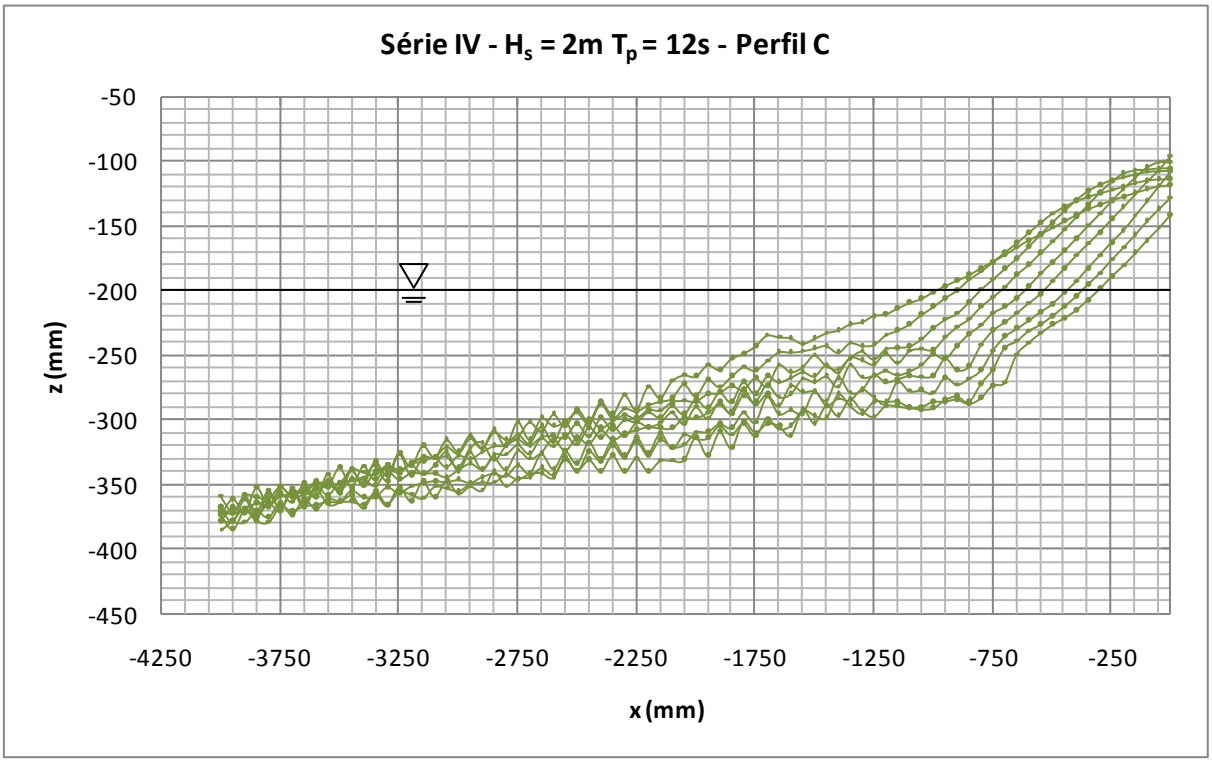


Figura 5.72. Perfis transversais medidos na localização C durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal).

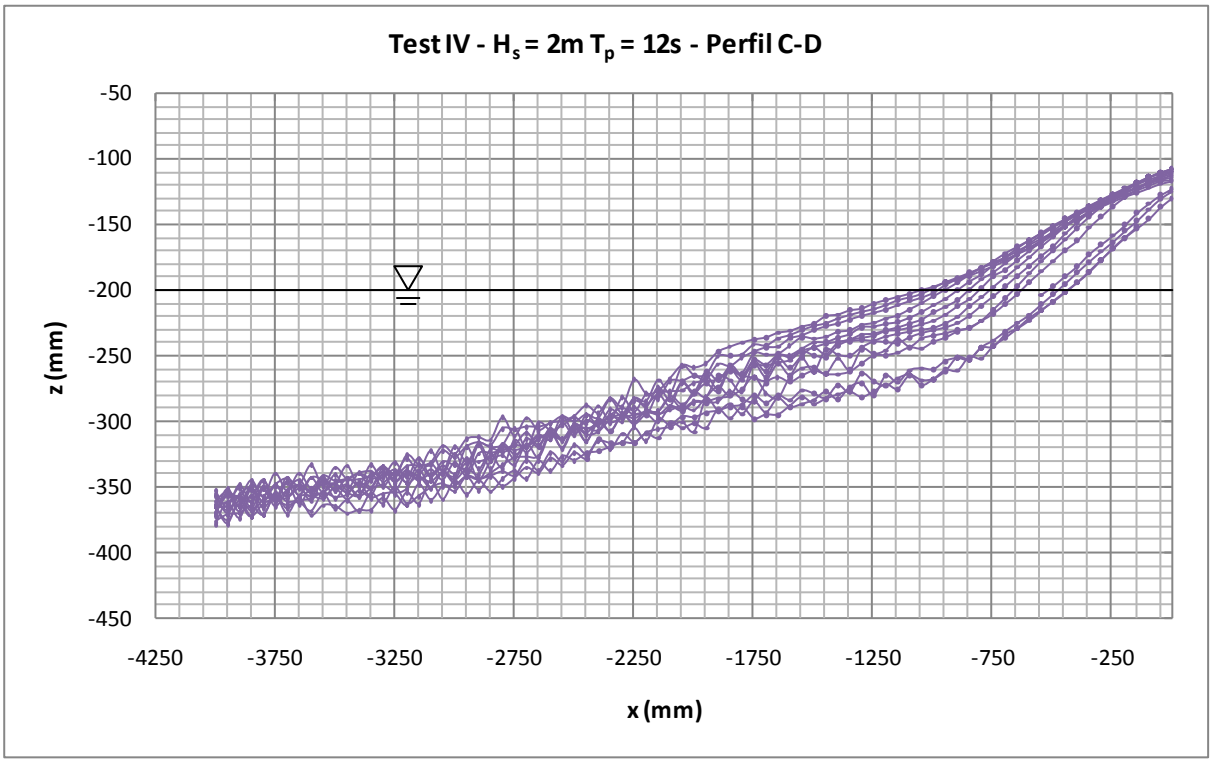


Figura 5.73. Perfis transversais medidos na localização intermédia entre as localizações C e D durante a série IV de testes experimentais (a sotamar da estrutura transversal).

Os perfis foram medidos nas localizações longitudinais B e C (Figura 5.30), na posição intermédia entre estas, BC, e na posição intermédia entre a localização C e D, CD. Esta série de testes perfez 16 horas de acção de agitação marítima. Também neste caso foi verificada uma perda localizada de areia, conforme referido para a série III de testes experimentais, sob o perfil transversal B. No processo de validação dos dados não foi excluído nenhum ponto entre os 3480 medidos.

5.4.6. Recolha de Sedimentos

Foi efectuada a recolha sistemática dos sedimentos transportados pela corrente longitudinal induzida pelas ondas na sua aproximação oblíqua à praia. Para esse efeito foi concebida uma armadilha de sedimentos muito simples, localizada a sotamar da praia, abrangendo toda a largura do perfil tranversal entre o limite máximo de rebentação e o limite de espraiamento máximo das ondas, para as condições de agitação marítima testadas (Figura 5.30). A armadilha consistia de uma depressão coberta com um geotêxtil, que permitia a passagem da água mas retinha os sedimentos (Figura 5.27, direita, e Figura 5.31). A permeabilidade à passagem da água era essencial, não só por questões práticas de recolha dos sedimentos, mas também para permitir que a corrente induzida ao longo da praia fosse direccionada para a praia dissipadora localizada atrás desta, onde seria atenuada, sendo a sua circulação reposta a barlamar (Figura 5.30), evitando-se assim a indução de correntes circulares à frente da praia (Visser, 1991).

Os sedimentos transportados durante uma hora de acção de agitação eram recolhidos manualmente (Figura 5.74) e posteriormente determinava-se a sua massa submersa. Para as condições de agitação que resultavam em taxas de transporte de massa submersa inferiores a 15 kg/hora (sub-série I.1 e I.2 de testes experimentais) a massa submersa dos sedimentos recolhidos foi medida directamente

utilizando, para tal, uma balança de suspensão calibrada, com uma resolução de 1 g. O material transportado era imerso num recipiente de grandes dimensões cheio com água e suspenso na balança.



Figura 5.74. Procedimento de recolha dos sedimentos transportados para sotamar da praia.

Por questões práticas, para maiores taxas de transporte, a massa submersa foi determinada indirectamente através da medição da massa saturada e da seguinte relação:

$$M_s = \frac{(\rho_s - \rho)(1-p)}{\rho_s(1-p) + \rho\, p} M, \tag{5.217}$$

em que M representa a massa saturada.

Este procedimento algo rudimentar era extremamente demorado e obrigava à disponibilidade de duas pessoas para a sua concretização, pelo que apenas foi seguido durante a série I de testes experimentais. Nas séries de testes subsequentes, sempre sob acção das mesmas condições de agitação marítima, que eram as que resultavam nas maiores taxas de transporte, os sedimentos acumulados a sotamar passaram a ser recolhidos uma vez por dia, tendo-se mantido o processo de pesagem dos sedimentos saturados, apenas para controlo da taxa média de transporte sólido.

No Quadro 5.31 apresentam-se os valores obtidos para a taxa de transporte de massa submersa ao longo das sub-séries I.1 e I.2 de testes experimentais (praia uniforme em erosão) e no Quadro 5.32 os valores obtidos ao longo das sub-séries de testes I.3 e I.4.

Durante a sub-série de testes II, em que foi repetida a sub-série I.3 por um período de tempo mais curto, a taxa média de massa submersa foi de 38 kg/hora, ligeiramente inferior à média de 42 kg/hora encontrada para a sub-série I.3 de testes. Na sub-série III, durante a qual, para as mesmas condições de agitação marítima, se observou o efeito de uma estrutura transversal a barlamar da sua zona de implantação, a taxa média de transporte sólido reduziu-se para 28 kg/hora, reflectindo o efeito de bloqueio sedimentar por parte da estrutura. O efeito a sotamar da estrutura transversal, presenciado durante a sub-série IV de testes experimentais, para as mesmas condições de agitação marítima, manifestou-se num aumento da taxa média de transporte sedimentar para 53 kg/hora. Esta situação é difícil de justificar de uma outra forma, que não a de admitir que a estrutura transversal tem o efeito de aumentar a taxa de transporte sólido longitudinal, eventualmente, por aumentar o gradiente de transporte sólido entre a zona da praia abrigada pela estrutura e a zona exposta, bloqueando completamente os volumes sedimentares provenientes de barlamar.

Quadro 5.31. Taxa de transporte de massa submersa durante as sub-séries I.1 e I.2 de testes experimentais (praia em erosão).

Série I.1 ($H_s = 1m;\ T_p = 8s$)			Série I.2 ($H_s = 1m;\ T_p = 12s$)		
Teste	Δt (horas)	$Q_{s,med}$ (kg/hora)	Teste	Δt (horas)	$Q_{s,med}$ (kg/hora)
57	2	0.20	79	22	7.12
58	2	0.20	80	23	8.39
59	3	3.04	81	24	11.07
60	4	2.19	82	25	9.50
61	5	3.38	83	26	10.37
62	6	1.85	84	27	9.82
63	7	5.18	85	28	11.01
64	8	3.34	86	29	11.21
66	9	3.59	87	30	10.31
67	10	3.58	88	31	11.43
68	11	3.28	89	32	12.30
69	12	4.13	90	33	10.75
70	13	4.80	91	34	10.49
71	14	5.39	92	35	11.14
72	15	8.33	93	36	10.41
73	16	5.47	94	37	10.66
74	17	4.98	95	38	11.18
75	18	5.36	96	39	11.98
76	19	5.25	97	40	11.47
77	20	5.58	98	41	10.40
78	21	5.44	99	42	11.57

Quadro 5.32. Taxa de transporte de massa submersa durante as sub-séries I.3 e I.4 de testes experimentais (praia em erosão).

Série I.3 ($H_s = 2m;\ T_p = 12s$)			Série I.4 ($H_s = 2m;\ T_p = 8s$)		
Teste	Δt (horas)	$Q_{s,med}$ (kg/hora)	Teste	Δt (horas)	$Q_{s,med}$ (kg/hora)
102	43	39.42	116	57	23.95
103	44	48.88	117	58	25.22
104	45	45.58	118	59	25.80
105	46	40.53	119	60	23.61
106	47	47.32	120	61	28.39
107	48	40.03	121	62	32.39
108	49	38.15	122	63	24.27
109	50	41.40	123	64	24.03
110	51	42.91	124	65	27.28
111	52	39.26			
112	53	43.81			
113	54	43.36			
114	55	43.41			
115	56	40.77			

5.5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.5.1. INTRODUÇÃO

Nesta secção são analisados os dados adquiridos durante os testes experimentais realizados com o modelo físico reduzido, construído com fundos de areia, com o objectivo de avaliar a evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de erosão, sob acção de condições de agitação marítima típicas da costa Noroeste Portuguesa. Existem algumas dificuldades inerentes à interpretação dos resultados obtidos, devidas aos efeitos de escala e de laboratório presentes num modelo deste tipo (secção 5.2.5.5) e à complexidade e nível do conhecimento dos processos de interacção, entre ondas e sedimentos, que ocorrem junto à zona de rebentação. Admite-se que estes processos são adequadamente reproduzidos na região de rebentação do modelo tridimensional e que não existem perdas de areia, para o exterior do mesmo, segundo a direcção transversal da praia, pelo que se considera que as variações do volume de sedimentos da praia são devidas ao transporte sólido longitudinal, enquanto a alteração da forma dos perfis transversais de praia se deve essencialmente ao transporte transversal.

A análise dos dados adquiridos passa necessariamente pela identificação dos efeitos de escala e de laboratório presentes nos testes realizados. Na secção 5.5.2 é efectuada a identificação desses efeitos e sempre que possível, a sua quantificação. Na secção 5.5.3 utilizam-se as séries temporais de perfis transversais adquiridas durante a realização da série I de testes experimentais, para analisar a resposta de uma praia em situação persistente de erosão (uma vez que não foi efectuada alimentação sedimentar a barlamar) às diferentes condições de agitação testadas. Esta análise é complementada através da quantificação de um conjunto de parâmetros seleccionados para a esquematização de um perfil de praia típico. Os perfis de praia medidos são também classificados em função de alguns desses parâmetros e da sua forma, através de critérios disponíveis na literatura. Na secção 5.5.4, utilizam-se os resultados apresentados na secção 5.5.3, para analisar a transformação da agitação sobre a praia, em particular, os processos de reflexão e rebentação, considerando o efeito da distorção do modelo. A conjugação dos dados obtidos no modelo, para as taxas de transporte sólido longitudinal, com os resultados apresentados na secção 5.5.3, permitiu a determinação da escala de tempo morfológico, necessária para a integração dos resultados experimentais nas simulações numéricas realizadas com o modelo LTC.

5.5.2. IDENTIFICAÇÃO DE FONTES DE ERROS (PRECISÃO DAS MEDIÇÕES, EFEITOS DE LABORATÓRIO E DE ESCALA)

As possíveis fontes de erro na realização de testes em modelo físico são: erros de escala, efeitos de laboratório e precisão dos instrumentos de medição. Os dois primeiros assumem, em geral, uma maior importância. Na secção 5.4, em que são descritos os sistemas de medição utilizados, são também indicados os erros associados às suas medições. Nesta secção discutem-se, especialmente, os efeitos de laboratório e de escala.

5.5.2.1. Efeitos de Laboratório

Os principais efeitos de laboratório, que podem estar presentes no modelo físico construído são os que se relacionam com a reflexão junto às fronteiras físicas (paredes do tanque e pás do sistema de geração de agitação) e com a geração mecânica de agitação (secção 5.2.4.2). A geração mecânica de ondas introduz frequentemente ondas transversais indesejadas no interior do tanque. A interacção não-linear das ondas geradas pode dar origem a harmónicas de ordem superior em ondas regulares e ondas longas falsas em agitação irregular. O sistema de geração utilizado (secção 5.4.4) tem incorporado um sistema de absorção activa que minimiza os efeitos da reflexão junto às pás de geração e um método

de compensação dos efeitos não-lineares, que consiste na adição de um sinal de segunda ordem corrigido, ao sinal primário de geração. Na parede do tanque, oposta ao sistema de geração, existia também uma praia de cascalho construída com o intuito de aí minimizar as reflexões. Admite-se que as técnicas adoptadas para a minimização destes efeitos são adequadas.

Uma vez que, durante a realização dos testes experimentais foram induzidas correntes longitudinais ao longo da praia construída, temia-se que essas correntes pudessem circular no interior do tanque, interferindo com a dinâmica que se pretendia reproduzir. Este efeito foi considerado na selecção da forma de colocação do modelo no interior do tanque (secção 5.3.3.1), tendo-se optado por uma colocação ligeiramente oblíqua em relação à direcção transversal do mesmo, que permitia que a corrente induzida fosse atenuada a sotamar do modelo, na praia dissipadora, construída com cascalho, ao fundo do tanque.

5.5.2.2. Efeitos de Escala

Os efeitos de escala que afectam o modelo construído com fundos móveis incluem, não só os que são devidos às dissimilitudes para os processos hidrodinâmicos, mas também aqueles que surgem das dissimilitudes para os processos sedimentares. Tendo em conta que o modelo teve que ser geometricamente distorcido, para que fosse possível acomodar a extensão horizontal da praia (620 m) em profundidades reduzidas (14.5 m), acresciam outros efeitos, resultantes das relações de escala adoptadas.

Os principais efeitos de escala relacionados com os processos hidrodinâmicos provêm das dissimilitudes associadas às forças consideradas de menor importância, como as forças de viscosidade e de tensão superficial, quando o modelo físico de ondas curtas é definido através dos critérios de *Froude*. No modelo físico construído, os processos hidrodinâmicos foram reproduzidos de acordo com a semelhança de *Froude*, esperando-se efeitos de escala relacionados com a incorrecta reprodução das forças viscosas e de tensão superficial, que poderiam afectar os fenómenos de transformação das ondas, como a reflexão, a transmissão e a dissipação, por atrito e na rebentação (secção 5.2.4.2). No modelo construído o número de *Reynolds* é reduzido de um factor de cerca de $n^{3/2}/N_\nu \sim 190$.

Os efeitos de escala devidos às forças de tensão superficial traduzem-se num amortecimento do movimento da superfície livre, podendo também afectar a celeridade das ondas e, consequentemente, na incorrecta reprodução de fenómenos como a refracção. Valores de referência (secção 5.2.4.2) indicam que as forças de tensão superficial contribuem em cerca de 1% para o balanço das forças de inércia, em profundidades de 2 cm e períodos de onda de 0.35 s, podendo aumentar para valores inferiores destas grandezas. O conteúdo energético das condições de agitação irregular testadas, associado às frequências em que estes efeitos poderiam assumir alguma importância ($f > 2.85\ Hz$) era praticamente nulo (secção 5.4.4.3), considerando-se que os efeitos de escala devidos às forças de tensão superficial tinham pouco significado no modelo construído.

Os processos turbulentos de dissipação são adequadamente reproduzidos pela semelhança de *Froude*, sendo de esperar que os processos que ocorrem na camada-limite turbulenta também o sejam. No entanto, a redução do número de *Reynolds* no modelo físico, faz com que os efeitos viscosos sejam mais pronunciados, havendo uma maior probabilidade de os escoamentos oscilatórios em regime turbulento no protótipo passarem a regimes de transição no modelo. Nesta hipótese, as ondas de superfície são atenuadas por atrito interno e por atrito na camada-limite junto ao fundo. A atenuação das ondas por atrito interno, durante a sua propagação no interior do tanque de ondas, é habitualmente reduzida, uma vez que a distância percorrida é curta. A atenuação junto a um fundo liso foi quantificada na secção 5.2.4.2, através de um exemplo, sendo de cerca de 5% no caso de uma onda com uma altura de 8 cm e um período de 1.2 s, ao percorrer 50 m no interior de um tanque de ondas

com uma profundidade de 40 cm. No estudo realizado, a distância percorrida pela agitação entre a zona de geração, junto às pás do sistema de geração, e a base da praia é de cerca de 12 m (Figura 5.31), considerando-se que a atenuação da agitação por atrito junto ao fundo do tanque é bastante reduzida, inferior ao erro associado à sua medição (secção 5.4.4.3).

A classificação dos regimes hidráulicos de escoamentos oscilatórios junto ao fundo pode ser efectuada com base na Figura 3.17 (capítulo 3, secção 3.4.1.3). Recorrendo à teoria linear da onda, aplicada a uma onda com uma altura igual à altura de onda significativa e um período igual ao período de onda de pico, estimaram-se, para cada conjunto de condições de agitação marítima testadas (Quadro 5.19), os valores do número de *Reynolds* (expressão (3.147), capítulo 3, secção 3.4.1.3) e da rugosidade relativa (expressão (3.148), capítulo 3, secção 3.4.1.3) ao longo do perfil transversal da praia.

Na Figura 5.75 e no Quadro 5.33 apresentam-se os valores obtidos, no protótipo e no modelo, para a profundidade geometricamente semelhante de 3.82 m e 10.3 cm, respectivamente, correspondente à zona da praia compreendida entre a sua base e a rebentação. Para o cálculo da rugosidade relativa admitiu-se que o fundo era liso, podendo a rugosidade de *Nikuradse* ser obtida em função do tamanho dos sedimentos (expressão (3.143), capítulo 3, secção 3.4.1.3).

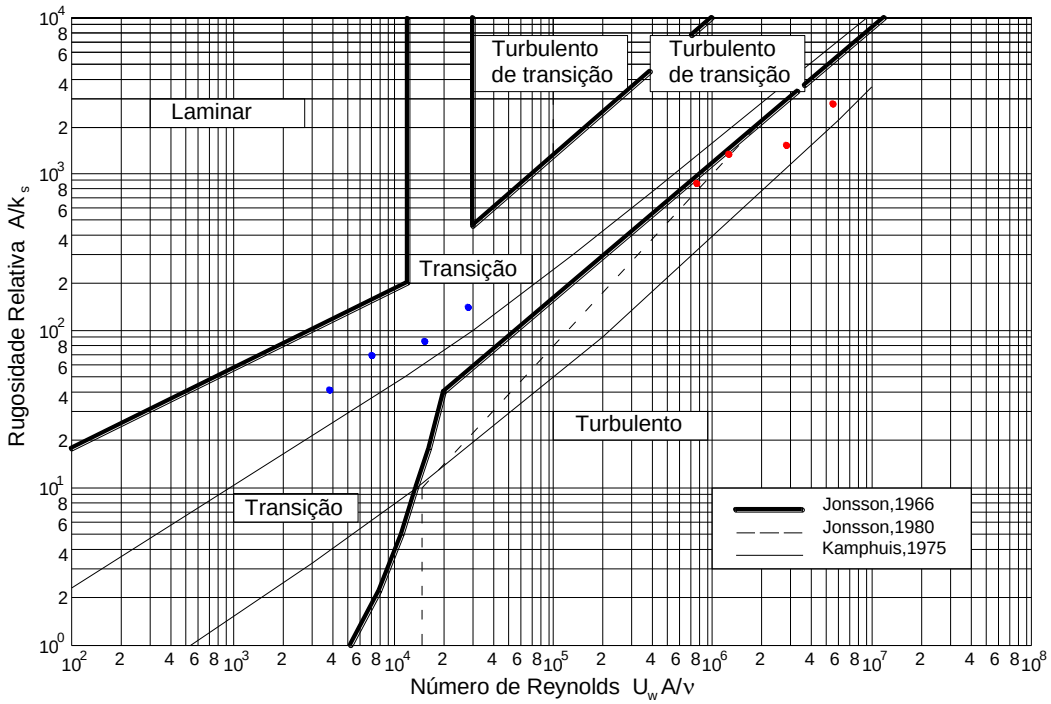


Figura 5.75. Classificação dos regimes hidráulicos do escoamento junto ao fundo liso, correspondentes às condições testadas, no modelo (azul) e no protótipo (vermelho), com base na Figura 3.17 (capítulo 3, secção 3.4.1.3) ($d_{50,p} = 0.5\ mm, d_{50,m} = 0.27\ mm; h_p = 3.83\ m, h_m = 10.3\ cm$).

Da análise da Figura 5.75 e do Quadro 5.33, verifica-se que, para a profundidade escolhida, o regime do escoamento junto ao fundo evidencia uma clara tendência para passar do tipo turbulento no protótipo para o regime de transição no modelo, devido à redução do número de *Reynolds* e à redução da rugosidade relativa no modelo.

Quadro 5.33. Parâmetros para a classificação do regime hidráulico do escoamento junto ao fundo liso, para as condições testadas ($d_{50,p} = 0.5\ mm, d_{50,m} = 0.27\ mm;\ h_p = 3.83\ m, h_m = 10.3\ cm$).

Parâmetros	$H_s\ (m)$	$T_p\ (s)$	$A\ (m)$	$U_w\ (ms^{-1})$	$\nu\ (cm^2s^{-1})$	R_w	$k_s\ (mm)$	A/k_s
Protótipo	1.13	8	1.06	0.83	0.0119	7.43E+05	1.25	849
	1.18	12	1.74	0.91	0.0119	1.34E+06	1.25	1396
	2.36	12	3.49	1.83	0.0119	5.36E+06	1.25	2792
	2.26	8	2.12	1.67	0.0119	2.97E+06	1.25	1698
Modelo	0.030	1.31	0.029	0.137	0.0100	3.92E+03	0.675	42
	0.032	1.97	0.047	0.150	0.0100	7.07E+03	0.675	70
	0.064	1.97	0.094	0.300	0.0100	2.83E+04	0.675	140
	0.061	1.31	0.057	0.274	0.0100	1.57E+04	0.675	85

No entanto, para a classificação efectuada admitiu-se um fundo liso, quando na realidade apareceram 'ripples' no fundo (sendo também provável a existência das 'ripples' no protótipo), as quais estiveram sempre presentes durante a realização dos testes experimentais. De facto, a existência de formas no fundo modifica de forma significativa a rugosidade e a classificação do regime hidráulico do escoamento na camada-limite junto ao fundo. Este aspecto será discutido na secção seguinte. Se o tamanho dos sedimentos tivesse sido reproduzido de acordo com a escala geométrica (vertical), a rugosidade relativa no modelo seria igual à rugosidade relativa no protótipo, e para a mesma redução do número de *Reynolds*, esperava-se uma tendência de que o regime do escoamento passasse a ser laminar (Figura 5.75).

O facto de o modelo ser distorcido tem implicações em termos da transformação da agitação sobre a praia construída. Com efeito, da análise apresentada na secção 5.2.4.3, concluiu-se que num modelo hidrodinâmico de ondas curtas (reproduzido de acordo com os critérios de semelhança de *Froude*, geometricamente distorcido) os processos de transformação da agitação sobre uma batimetria seriam afectados por essa distorção. Para a adequada reprodução dos fenómenos de empolamento e refracção das ondas, a escala de comprimentos característicos devia ser igual à escala da dimensão vertical $N_L = N_z = 37$, tendo sido esta a escala adoptada no modelo construído (secção 5.2.4.3). Para esta relação de escalas, o fenómeno da difracção não foi adequadamente reproduzido no modelo. A rebentação foi afectada, podendo ocorrer uma transição do seu carácter, por exemplo, de progressiva para mergulhante. O limite de espraiamento máximo das ondas era maior no modelo do que no protótipo e esperava-se também uma maior reflexão das ondas na praia. Os fenómenos de transformação da onda sobre a praia serão analisados na secção 5.5.4.

No que diz respeito aos efeitos de escala relacionados com o transporte de sedimentos, estes são devidos aos efeitos viscosos na camada-limite junto ao fundo, às características do material sedimentar utilizado e à existência de formas de fundo. O modelo foi projectado como um modelo distorcido, cujo modo de transporte sedimentar dominante era o transporte em suspensão (secção 5.3.3). Dos parâmetros que foram considerados importantes para os processos sedimentares (secção 5.2.5), número de *Froude* densimétrico, $\frac{\rho {u_*}^2}{\gamma_s d}$, número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, $\frac{u_* d}{\nu}$, densidade relativa $\frac{\rho_s}{\rho}$, comprimento relativo, $\frac{l}{d}$, e velocidade de queda relativa, $\frac{\omega}{u_*}$, apenas foi mantida a semelhança para a densidade relativa (de uma forma aproximada, uma vez que foi utilizada água doce para reproduzir a água salgada do mar e se utilizou areia para a construção do modelo).

Como foi visto na secção 5.2.4.2, fora da zona de rebentação, os agentes hidrodinâmicos (ondas e correntes) actuam sobre os sedimentos através do atrito que exercem junto ao fundo. Esta acção é expressa em termos da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo (força de atrito exercida pelo

escoamento por unidade de área do fundo). A tensão de corte junto ao fundo em escoamentos oscilatórios é também oscilatória, com uma amplitude dada pela expressão (5.71). Esta grandeza pode também ser representada por uma velocidade de corte (ou de atrito) junto ao fundo, definida por conveniência matemática, mas que pode ser relacionada com as flutuações turbulentas das componentes de velocidade do escoamento $\tau_0 = \rho {u_*}^2$.

Num modelo hidrodinâmico de ondas curtas, definido de acordo com a semelhança de *Froude*, a escala para esta grandeza será dada por:

$$N_{u_*} = {N_{f_w}}^{1/2} N_{U_w}. \tag{5.218}$$

Os factores de atrito junto ao fundo, em escoamentos rugosos turbulentos, podem ser estimados em função da rugosidade relativa, por exemplo, através das seguintes expressões (capítulo 3, secção 3.4.1.3):

$$\begin{aligned} f_w &= 0.3, && se\ A/k_s \leq 1.57 \\ f_w &= 0.00251 e^{5.21(A/k_s)^{-0.19}}, && se\ A/k_s > 1.57 \end{aligned} \tag{5.219}$$

Se o tamanho dos sedimentos tivesse sido reproduzido de acordo com a escala geométrica (vertical)[28], o comprimento relativo seria igual no modelo e no protótipo, bem como a rugosidade relativa e os factores de atrito junto ao fundo. Nesta hipótese a escala da velocidade de atrito seria igual à escala de velocidades:

$$N_{u_*} = N_{U_w} = {N_z}^{1/2}. \tag{5.220}$$

As tensões de corte junto ao fundo seriam reproduzidas de acordo com a semelhança de *Froude* para as tensões de corte (escala geométrica), o número de *Froude* densimétrico seria igual no modelo e no protótipo e o número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos seria reduzido da mesma quantidade que o número de *Reynolds* do escoamento. Poderia haver semelhança para o transporte por arrastamento, apesar da tendência de transição para o regime laminar, mas as velocidades de queda seriam muito reduzidas no modelo, ocorrendo um transporte em suspensão exagerado. Os resultados desta análise são consistentes com as conclusões de Alsina *et al.*, 2007a (secção 5.2.5.5).

No modelo construído, o parâmetro de comprimento relativo não é igual no modelo e no protótipo, sendo os sedimentos no modelo relativamente maiores do que no protótipo (20 vezes maiores do que se fossem reproduzidos de acordo com a escala geométrica), pelo que a rugosidade relativa seria menor no modelo do que no protótipo (fundo liso, Figura 5.75 e Quadro 5.33). Kamphuis, 1985, indica que as forças necessárias para o movimento das partículas serão exageradas. Mogridge e Kamphuis, 1972, indicaram que o parâmetro do comprimento relativo é o mais importante para a adequada reprodução das formas de fundo, esperando-se que estas não fossem adequadamente reproduzidas no modelo (secção seguinte). Também a percolação no fundo é função do parâmetro do comprimento relativo, e portanto, não seria adequadamente reproduzida no modelo.

No Quadro 5.34 apresentam-se os valores estimados, com base nos valores apresentados no Quadro 5.33, para os parâmetros que foram considerados importantes para a reprodução dos processos de transporte sedimentar, admitindo-se que o escoamento era rugoso turbulento e que o fundo era liso (as expressões utilizadas para o cálculo são apresentadas no capítulo 3, secção 3.4.1.3). Da análise destes resultados verifica-se que os factores de atrito são maiores no modelo do que no protótipo e que as tensões de corte e as velocidades de atrito são exageradas em relação aos valores de *Froude*. O número de *Froude* densimétrico é reduzido e o número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos

[28] Os sedimentos teriam um diâmetro mediano de 0.01 mm, muito inferior ao diâmetro característico das areias (secção 5.3.3.2).

também (ainda que de uma quantidade inferior à do caso em que o tamanho dos sedimentos é reproduzido de acordo com a escala geométrica). O parâmetro velocidade de queda é cerca do dobro no modelo, factor que pode ser indicativo de uma redução das taxas de transporte em suspensão.

Quadro 5.34. Parâmetros para a avaliação dos efeitos de escala devidos às dissimilitudes relacionadas com o transporte sedimentar para as condições testadas, admitindo um fundo liso e um escoamento rugoso turbulento ($\omega_p = 62\ cms^{-1},\ \omega_m = 35\ cms^{-1}; h_p = 3.83\ m, h_m = 10.3\ cm$).

Parâmetros	H_s (m)	T_p (s)	f_w	$\tau_w\ (m^2s^{-2})$	$u_*\ (ms^{-1})$	ω/u_*	Re_*	F_*	S_*
Protótipo	1.13	8	0.011	3.802	0.061	1.022	25.6	0.478	9.2
	1.18	12	0.009	4.013	0.063	0.995	26.3	0.504	9.2
	2.36	12	0.008	13.644	0.115	0.540	48.4	1.714	9.2
	2.26	8	0.009	12.723	0.111	0.559	46.8	1.599	9.2
Modelo	0.030	1.314	0.032	0.304	0.017	2.003	4.7	0.069	4.5
	0.032	1.970	0.026	0.290	0.017	2.050	4.6	0.066	4.5
	0.064	1.970	0.019	0.870	0.029	1.183	8.0	0.199	4.5
	0.061	1.314	0.024	0.886	0.030	1.173	8.0	0.203	4.5
Escala	37	6	0.3-0.4 (<1)	13-16 (<37)	~4 (<6)	0.5	5-6	7-9	2

Conforme referido na secção 5.2.5.5 o incumprimento da semelhança para o parâmetro de *Shields*, está presente em todos os modelos físicos costeiros. Dean, 1985, referiu que a semelhança do parâmetro de *Shields* não é importante em processos sedimentares junto à costa, porque a mobilização dos sedimentos é feita pela turbulência das ondas na rebentação e não pela tensão de corte junto ao fundo. Segundo Kamphuis, 1985, a incorrecta reprodução do número de *Froude* densimétrico (equivalente ao parâmetro de Shields) e do número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos resulta em transportes sedimentares incorrectos para velocidades do escoamento baixas, havendo um exagero dos períodos de tempo em que não há movimento de sedimentos, devido ao carácter oscilatório do escoamento. Uma vez que a acção do escoamento oscilatório junto ao fundo é menor em maiores profundidades, estes efeitos de escala são mais pronunciados em estudos de transporte sedimentar em águas profundas.

Dean, 1985, apresentou a representação gráfica do parâmetro de *Shields* crítico (retirada de Madsen e Grant, 1976), ou seja, a curva que define o limiar de entrada em movimento das partículas sedimentares sob acção de um escoamento, em função do número de *Froude* densimétrico e de um parâmetro equivalente ao número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, S_* (expressão (5.148)). No Quadro 5.34 para além dos valores do número de *Froude* densimétrico, apresentam-se também os valores do parâmetro equivalente ao número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos. Para a profundidade considerada pode-se verificar na Figura 5.2 (secção 5.2.5.5), que os pares de valores estimados se encontram acima do limiar de entrada em movimento.

Soulsby, 1997, indica a seguinte expressão (expressão (3.139), capítulo 3, secção 3.4.1.3) como sendo representativa da curva de *Shields*:

$$\theta_{wc} = \frac{0.24}{D_*} + 0.055(1 - e^{-0.02D_*}), \tag{5.221}$$

em que D_* representa o tamanho adimensional dos sedimentos (expressão (3.131), capítulo 3, secção 3.4.1.3). Através da expressão anterior estimou-se o valor crítico do parâmetro de *Shields*, no modelo e no protótipo, $\theta_{wc,p} = 0.033$, $\theta_{wc,m} = 0.042$. Pode verificar-se no Quadro 5.34 que apesar de o número de *Froude* densimétrico (equivalente ao parâmetro de *Shields*) ser relativamente menor no modelo do que no protótipo, assume valores acima dos valores críticos, tanto no modelo como no protótipo.

É de consenso geral que os efeitos de escala devidos à incorrecta reprodução do parâmetro de *Shields* têm uma importância reduzida em modelos dominados pela turbulência, na zona de rebentação. Contudo, fora da zona de rebentação o transporte por arrastamento assume uma maior importância, podendo decorrer da dissimilitude deste parâmetro importantes efeitos de escala (Hughes, 1993).

Nesta secção tentaram identificar-se os principais efeitos de escala presentes no estudo realizado e sempre que possível foi efectuada a sua quantificação. O modelo físico foi definido como um modelo distorcido de ondas curtas reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*, sendo os principais efeitos de escala associados aos processos hidrodinâmicos, aqueles que provinham da distorção do modelo e das dissimilitudes associadas às forças de viscosidade e de tensão superficial. A distorção do modelo tinha implicações directas nos fenómenos de transformação da onda: a difracção não seria adequadamente reproduzida; a rebentação seria afectada, podendo ocorrer transição do seu carácter; o espraiamento das ondas era maior no modelo do que no protótipo; esperava-se uma maior reflexão das ondas na praia. Os efeitos de escala devidos às forças de tensão superficial consideram-se pouco significativos, porque o conteúdo energético das condições de agitação irregular testadas, associado às frequências em que estes efeitos poderiam assumir alguma importância, era praticamente nulo. A redução do número de *Reynolds* no modelo físico implicava que os efeitos viscosos poderiam ser mais pronunciados no modelo, esperando-se uma atenuação das ondas de superfície por atrito interno e por atrito na camada-limite junto ao fundo. Considera-se que a atenuação por atrito interno era desprezável, porque a distância percorrida no interior do tanque era curta. Contudo, a conjugação da dissimilitude do número de *Reynolds*, com o aumento da rugosidade junto ao fundo e consequente redução da rugosidade relativa, resultaria na incorrecta reprodução dos processos na camada-limite junto ao fundo. Com efeito, verificou-se uma clara tendência de mudança de regime hidráulico do escoamento oscilatório, entre o tipo turbulento, no protótipo, e o de transição no modelo. As dissimilitudes na camada-limite junto ao fundo têm importantes implicações ao nível do transporte de sedimentos. No modelo construído os sedimentos eram maiores do que o que a escala geométrica determinaria, pelo que a rugosidade relativa era menor, esperando-se uma incorrecta reprodução das formas de fundo. Admitindo um fundo liso e um regime rugoso turbulento, os factores de atrito são maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e a velocidade de atrito são exageradas em relação aos valores determinados pela semelhança *Froude*. O número de *Froude* densimétrico é reduzido e o número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos também (ainda que de uma quantidade inferior à do caso em que o tamanho dos sedimentos é reproduzido de acordo com a escala geométrica). O parâmetro da velocidade de queda é superior no modelo (podendo ocorrer uma ligeira redução das taxas de transporte em suspensão). Os valores estimados para o número de *Froude* densimétrico (parâmetro de *Shields*) e para o número de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, para as condições testadas, garantem o início do movimento dos sedimentos. No entanto, as forças necessárias à sua mobilização seriam relativamente maiores do que as forças determinadas pela semelhança de *Froude* (responsáveis pela mobilização dos sedimentos com um tamanho reproduzido de acordo com a escala geométrica). Admite-se que as dissimilitudes encontradas para os processos na camada-limite junto ao fundo sejam pouco significativas na zona de rebentação. Contudo, entre a base da praia e a zona de rebentação, considera-se que o transporte sedimentar é incorrectamente reproduzido.

Note-se que a análise anterior se baseou no pressuposto de que o fundo do modelo da praia era liso e o escoamento era rugoso turbulento. Observou-se que este pressuposto não correspondia à realidade, uma vez que foi permanente a presença das ‘ripples’ no modelo, entre a base da praia e a zona de rebentação (sendo também provável a sua existência no protótipo). Na secção seguinte analisa-se o facto de a presença destas ondulações no fundo modificar de forma significativa a rugosidade na camada-limite e os processos de interacção entre o escoamento oscilatório e os sedimentos.

5.5.2.3. Formas de Fundo

Imediatamente após o início dos testes experimentais, durante os quais a praia foi submetida à acção de agitação irregular, observou-se que se desenvolveram padrões regulares de ondulações no fundo (‘ripples’). As cristas destas formas de fundo orientavam-se paralelamente às cristas da agitação, denotando o seu padrão. Na Figura 5.76, na qual é possível identificar um padrão de difracção, em torno da cabeça de uma estrutura construída com enrocamento no modelo. O aparecimento destas estruturas morfológicas ocorreu em poucos minutos em toda a extensão da praia entre a sua base e a zona de rebentação, tendo sido mais rápido junto às suas fronteiras. Como foi visto na secção anterior, num modelo com fundos de areia em que o tamanho dos sedimentos não é reproduzido de acordo com a escala geométrica, ou seja, em que o parâmetro do comprimento relativo não é igual no modelo e no protótipo, as formas de fundo não são adequadamente reproduzidas.

As observações de campo mostram que a interacção não-linear entre o escoamento oscilatório associado à propagação da agitação marítima e um fundo não coesivo em águas pouco profundas resulta, frequentemente, no desenvolvimento de estruturas morfológicas, cujas dimensões podem ser muito superiores às das partículas que as constituem, evidenciando por vezes padrões de uma espantosa regularidade. Estas formas de fundo influenciam de forma decisiva a estrutura da camada-limite junto ao fundo, e, consequentemente, desempenham um papel fundamental na mecânica do transporte sedimentar das zonas costeiras (Blondeaux, 2001). Estas formas são diversas, apresentando diferentes geometrias e dimensões, que vão desde ondulações de pequena escala (~cm, ´ripples’), média escala (~m, ´megaripples’ e dunas), a grandes escalas (~100 m, ondas de areia) (Soulsby, 2008). As formas de fundo influenciam as características de atrito e de turbulência no escoamento junto ao fundo, com repercussões directas (migração de formas de fundo) e indirectas (suspensão exagerada) no transporte sedimentar (Soulsby, 1997).



Figura 5.76. Ondulações do fundo de areia (´ripples’) presentes em todos os testes experimentais, realizados em modelo reduzido com fundos de areia.

As formas de fundo observadas no decurso dos trabalhos experimentais foram identificadas como sendo 'ripples', caracterizadas por padrões regulares, com alturas entre 10 e 15 mm e comprimentos de onda de cerca de 10 cm (Faraci e Foti, 2002). O comprimento de onda das 'ripples' é comparável à amplitude das oscilações do fluido junto ao fundo e as suas cristas são ortogonais à direcção de propagação da agitação marítima.

Na Figura 5.77 representam-se quatro pequenos troços de séries de coordanadas de posição do fundo, medidas ao longo do perfil transversal, entre a base da praia construída e a zona de rebentação, um para cada uma das condições de agitação testadas durante a série I de testes experimentais. No gráfico é possível identificar o tipo de forma de fundo observado no modelo físico.

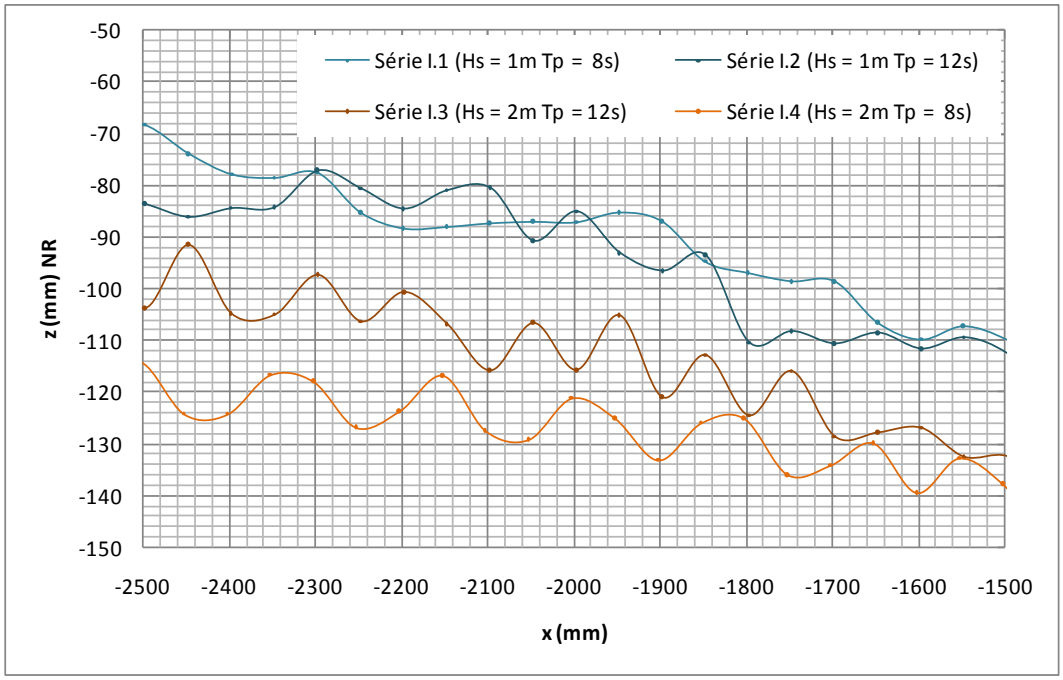


Figura 5.77. Ondulações do fundo de areia (´ripples') presentes em todos os testes experimentais realizados (exemplo extraído da série I de testes experimentais).

O mecanismo de formação das 'ripples' é qualitativamente conhecido (Blondeaux, 2001). Uma pequena perturbação no fundo de areia liso, ao interagir com o escoamento, induz fluxos que se vão sobrepor ao movimento oscilatório. Estes fluxos são pequenas células de recirculação, cuja forma, intensidade e direcção dependem das ondulações do fundo e das características do escoamento oscilatório. Se o escoamento junto ao fundo fluir das cavas para as cristas das ondulações da perturbação, com a intensidade necessária, as ondulações tendem a crescer. A tendência de acumulação de grãos junto às cristas das ondulações é contrariada pela gravidade que os empurra no sentido da cava. Assim, o crescimento das ondulações é controlado por estes dois efeitos. As ondulações não crescem indefinidamente, porque os efeitos não-lineares modificam os fluxos, atingindo-se o equilíbrio por aumento da declividade da forma. Blondeaux, 2001, refere o trabalho de Vittori e Blondeaux, 1990, para a descrição da formação das 'ripples': um fundo estável para valores reduzidos do parâmetro de *Shields*; um fundo em equilíbrio constituído por ondulações caracterizadas por alturas reduzidas, para as quais não há separação entre o escoamento e o fundo; e ondulações com grandes alturas e separação entre o fundo e o escoamento. Faraci e Foti, 2002, investigaram este tipo de formas de fundo, nomeadamente no que diz respeito à sua geometria no equilíbrio (altura,

comprimento e declividade) e à sua velocidade de migração, estendendo a análise dos estudos acima referidos ao regime turbulento, incluindo a observação de escoamentos com números de *Reynolds* de intervalo mais abrangente.

Com base na representação gráfica da Figura 5.77 pode fazer-se uma estimativa do comprimento e da altura das ondulações observadas em laboratório (considerando 5 ondulações para o troço da sub-série I.4, 7 para a sub-série I.3, 6 para a sub-série I.2, e apenas 2 no caso da sub-série I.1), cujos resultados se apresentam no Quadro 5.35.

Quadro 5.35. Geometria das 'ripples' observadas entre a base da praia e a zona de rebentação (profundidade média de 10.3 cm).

Série I	$\lambda\ (cm)$	$\zeta\ (mm)$
I.1 ($H_s = 1\ m,\ T_p = 8\ s$)	18.5	7.0
I.2 ($H_s = 1\ m,\ T_p = 12\ s$)	12.5	8.2
I.3 ($H_s = 2\ m,\ T_p = 12\ s$)	12.2	12.7
I.4 ($H_s = 2\ m,\ T_p = 8\ s$)	16.0	11.8

Faraci e Foti, 2002, propuseram fórmulas semi-empíricas em alternativa às de Nielsen, 1981, referido pelos autores, dependentes de dois parâmetros, para a descrição da geometria das 'ripples' (comprimento λ e altura ζ das ondulações) sobre um fundo plano, com base na observação de escoamentos em laboratório, caracterizados por um parâmetro de mobilidade (expressão (3.146), capítulo 3, secção 3.4.1.3) no intervalo, $3 < \psi < 30$.

Segundo os autores, o comprimento das ondulações (adimensionalizado pela excursão semi-orbital do escoamento junto ao fundo, A (expressão (3.150), capítulo 3, secção 3.4.1.3) pode ser determinado através da expressão:

$$\frac{A}{\lambda} = \frac{0.08291}{Re_d} {Re_w}^{0.68}, \tag{5.222}$$

em função do número de *Reynolds* do escoamento, Re_w, (expressão (3.147), capítulo 3, secção 3.4.1.3) e de um número de *Reynolds* dos sedimentos, Re_d, dado pela seguinte expressão:

$$Re_d = \frac{U_w d_{50}}{\nu}, \tag{5.223}$$

em que U_w representa a amplitude da velocidade orbital junto ao fundo (expressão (3.149), capítulo 3, secção 3.4.1.3).

A altura das ondulações (adimensionalizada pela excursão semi-orbital do escoamento junto ao fundo) pode ser determinada através da expressão:

$$\frac{\zeta}{A} = \left[1 - \frac{0.022}{0.275}\sqrt{\psi}\right] e^{-\left(0.0076 {Re_w}^{0.5} + 0.1681\right)}. \tag{5.224}$$

em que Re_w representa o número de *Reynolds* do escoamento e ψ o parâmetro de mobilidade dos sedimentos.

No Quadro 5.36 apresentam-se os resultados das estimativas obtidas, através das formulações propostas, para a geometria das ondulações observadas no modelo físico, entre a base da praia e a zona de rebentação ($h = 10.3\ cm$). Neste quadro apresentam-se também os valores dos parâmetros característicos do escoamento e do material sedimentar de fundo, necessários para a aplicação das formulações referidas.

Quadro 5.36. Geometria das 'ripples' estimada através das formulações semi-empíricas de *Faraci e Foti, 2002,* entre a base da praia e a zona de rebentação ($h = 10.3\ cm$).

Série I	Re	Re_d	A/λ	ψ	ζ/A	$\lambda\ (cm)$	$\zeta\ (mm)$
I.1 ($H_s = 1\ m,\ T_p = 8\ s$)	3.92E+03	37	0.62	4.3	0.44	4.6	12.5
I.2 ($H_s = 1\ m,\ T_p = 12\ s$)	7.07E+03	41	0.85	5.2	0.36	5.6	17.2
I.3 ($H_s = 2\ m,\ T_p = 12\ s$)	2.83E+04	81	1.09	20.6	0.15	8.7	14.1
I.4 ($H_s = 2\ m,\ T_p = 8\ s$)	1.57E+04	74	0.80	17.2	0.22	7.2	12.5

Da análise dos resultados verifica-se que os valores do parâmetro de mobilidade estão incluídos no intervalo de valores dos escoamentos observados por Faraci e Foti, 2002, para o estabelecimento das formulações utilizadas. As condições de teste são consistentes com as dos autores, como se pode inferir da análise da Figura 5.78 e da Figura 5.79, nas quais se apresentam as observações e as curvas de Faraci e Foti, 2002, e sobre estas as estimativas para as condições no modelo físico reduzido.

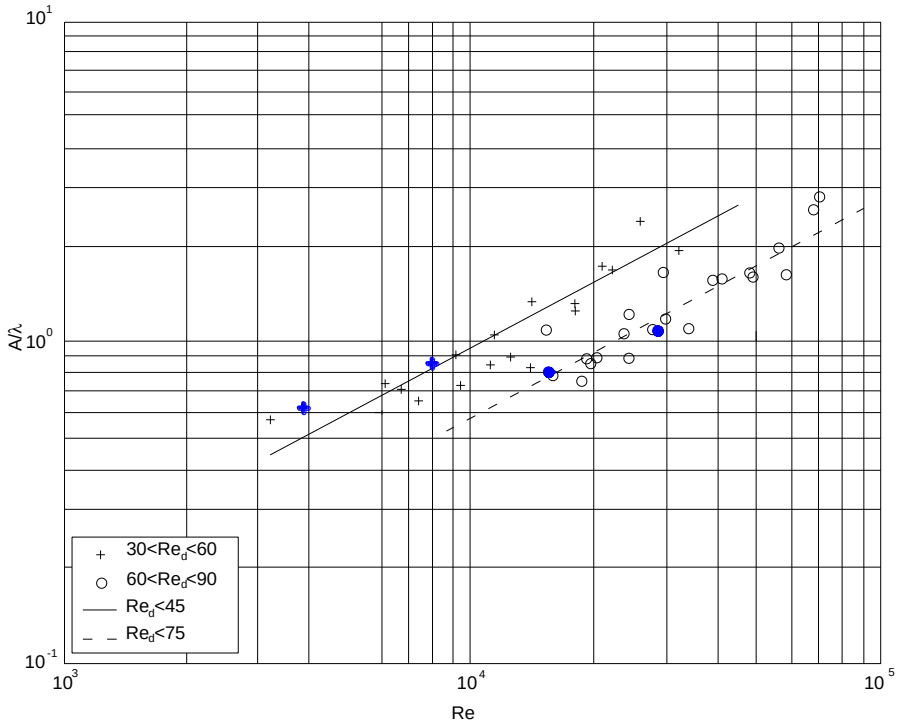


Figura 5.78. Estimativas dos comprimentos das ondulações observadas no modelo físico reduzido (azul), sobrepostas às observações e curvas de Faraci e Foti, 2002.

Traykovski *et al.*, 1999, estudaram a evolução temporal das propriedades geométricas e a migração das 'ripples' resultantes da acção da agitação marítima sobre um fundo de areia de tamanho médio a grosseiro, com base em observações no campo, a uma profundidade de cerca de 11 m, por um período de seis semanas (LEO-15, Beach Haven ridge, 1995). Na Figura 5.80 apresenta-se uma imagem ilustrativa do tipo de observações realizadas no campo e que serviram de base ao estudo apresentado em Traykovski *et al.*, 1999 (http://www.whoi.edu/science/AOPE/people/ptraykovski/leo15.html). Os autores calcularam o transporte em suspensão junto ao fundo, multiplicando as medições da concentração de areias em suspensão junto ao fundo, pelas medições de velocidades do escoamento.

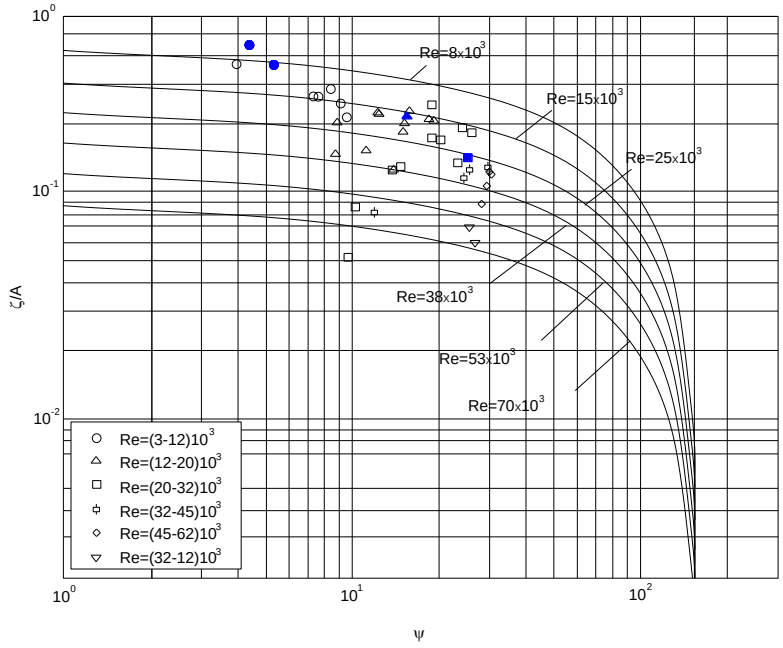


Figura 5.79. Estimativas das alturas das ondulações observadas no modelo físico reduzido, sobrepostas (azul) às observações e curvas de Faraci e Foti, 2002.

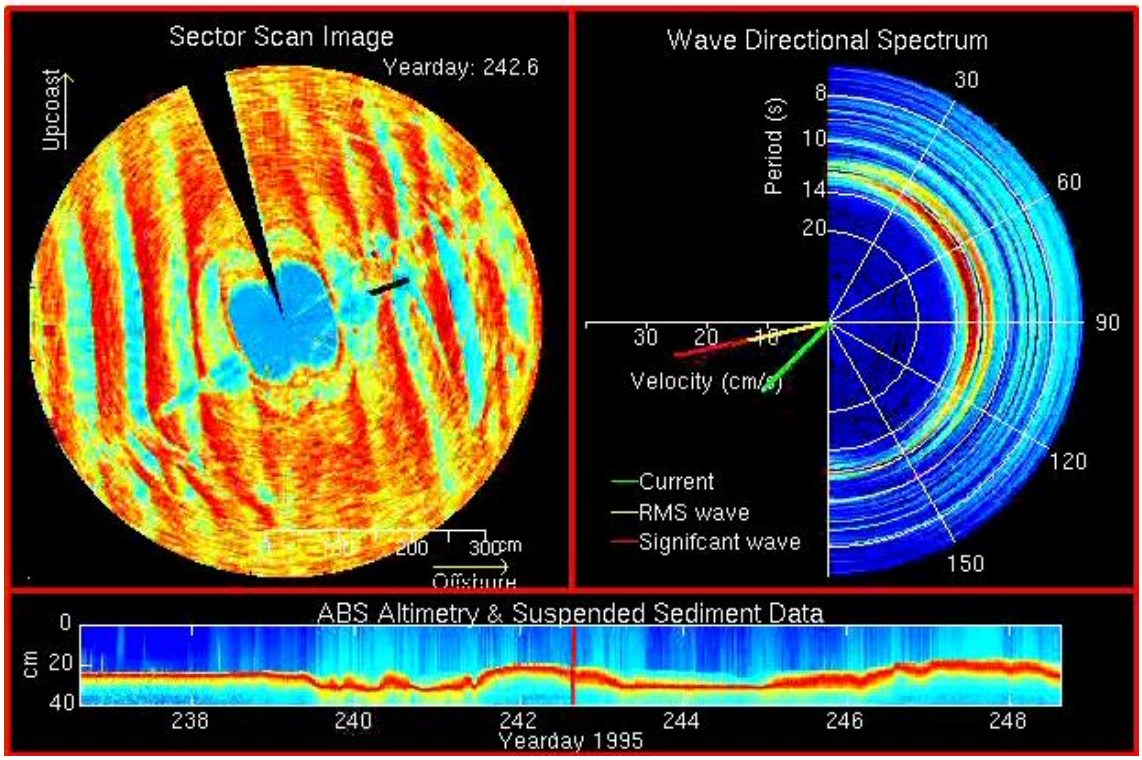


Figura 5.80. Exemplo das observações no campo que serviram de base ao estudo apresentado em Traykovski et al., 1999 (http://www.whoi.edu/science/AOPE/people/ptraykovski/leo15.html): Imagem de varrimento do sector de estudo obtida com sonar (em cima, esquerda); Variações da elevação do fundo obtidas com um sistema acústico de 'backscatter' (em baixo); Espectro direccional da agitação marítima (em cima, direita).

As medições foram realizadas sob condições de agitação marítima semelhantes às condições de protótipo que se reproduziram no modelo físico reduzido, sendo que, na situação mais severa, apesar de os períodos de onda serem longos, entre 16 s e 18 s, as alturas de onda significativa dificilmente ultrapassaram os 2 m. Em relação à geometria das ondulações observadas em LEO-15, Traykovski *et al.*, 1999, concluíram que os comprimentos máximos eram bem determinados através de formulações semi-empíricas dependentes do período de onda (como a de Nielsen, 1992, igual à de Nielsen, 1981, indicada por Faraci e Foti, 2002). Outra interessante conclusão do trabalho é a de que o modo dominante do transporte sedimentar transversal junto ao fundo, em locais como o observado, pode ser o determinado pela migração das 'ripples', uma vez que, quando se admite que o volume de sedimentos contido nestas formas é transportado na sua migração, este transporte será pelo menos de uma ordem de grandeza superior ao transporte em suspensão.

As formulações de Nielsen, 1981 (validadas no estudo de Traykovski *et al.*, 1999 e indicadas por Faraci e Foti, 2002) foram obtidas com base em observações de campo ($2 < \psi < 200$), permitindo a estimativa da altura e do comprimento das ondulações que poderiam existir no protótipo. Estas formulações são apenas dependentes do parâmetro de mobilidade do escoamento e da excursão semi-orbital das partículas junto ao fundo.

A formulação para a estimativa do comprimento das ondulações é dada pela expressão:

$$\frac{\lambda}{A} = e^{\frac{693-0.37ln^8\psi}{1000+0.75ln^7\psi}}, \tag{5.225}$$

E a formulação para a estimativa das alturas das ondulações é dada por:

$$\frac{\zeta}{A} = 21\psi^{-1.85}. \tag{5.226}$$

Estas formulações foram aplicadas às condições no protótipo ($h = 3.82\ m$), apresentando-se os resultados no Quadro 5.37, juntamente com os valores estimados para o parâmetro de mobilidade.

Quadro 5.37. Geometria das 'ripples' no protótipo, estimada através das formulações semi-empíricas de Nielsen, 1981, entre a base da praia e a zona de rebentação ($h = 3.82m$).

Série	ψ	l/A	ζ/A	l (cm)	ζ (mm)
I.1 ($H_s = 1\ m,\ T_p = 8\ s$)	89.6	0.1204	0.0051	12.8	5.5
I.2 ($H_s = 1\ m,\ T_p = 12\ s$)	107.7	0.1076	0.0037	18.8	6.4
I.3 ($H_s = 2\ m,\ T_p = 12\ s$)	430.8	0.0510	0.0003	17.8	1.0
I.4 ($H_s = 2\ m,\ T_p = 8\ s$)	358.3	0.0560	0.0004	11.9	0.8

Da análise do quadro nota-se que, para as condições de agitação marítima caracterizadas no protótipo por uma altura de onda significativa de 2 m (sobre uma profundidade de 8.7 m), os valores do parâmetro de mobilidade são superiores aos dos escoamentos observados no campo, utilizados por Nielsen, 1981, no estabelecimento das formulações. A comparação entre os resultados apresentados no Quadro 5.35 e no Quadro 5.37 mostra que, para as condições de agitação testadas, as dimensões características das ondulações de fundo ('ripples') observadas no modelo físico, apresentam menores comprimentos e maiores alturas do que as que seriam observadas no protótipo, mas são da mesma ordem de grandeza.

Os perfis transversais medidos, quando convertidos para valores de protótipo, serão afectados pelo exagero geométrico das ondulações observadas no modelo físico. Com efeito, a ocorrência das 'ripples' que, no modelo físico reduzido, apresentam geometrias idênticas às geometrias características no protótipo, resulta em importantes efeitos de escala, que se traduzem em dissimilitudes nos

processos de interacção entre o escoamento oscilatório e o fundo de areia, e consequentemente, no transporte de sedimentos. A rugosidade junto a fundos com 'ripples' deixa de ser definida em função da dimensão das partículas e passa a depender da geometria das formas do fundo, sendo os factores de atrito e as tensões de corte junto ao fundo também modificados. Neste caso a rugosidade de *Nikuradse* pode ser estimada a partir do comprimento de rugosidade z_0 (capítulo 3, secção 3.4.1.3).

Os parâmetros intervenientes na classificação dos regimes hidráulicos do escoamento junto a um fundo liso, para as condições testadas, representados na Figura 5.75 e apresentados no Quadro 5.33, foram recalculados para a mesma profundidade considerando a existência das 'ripples' tanto no modelo como no protótipo, Figura 5.81 e Quadro 5.38.

Para a definição da geometria das formas de fundo, utilizaram-se no protótipo os valores obtidos através das formulações de Nielsen, 1981 (Quadro 5.37), enquanto no modelo se utilizaram as estimativas efectuadas com base nas formulações de Faraci e Foti, 2002 (Quadro 5.35).

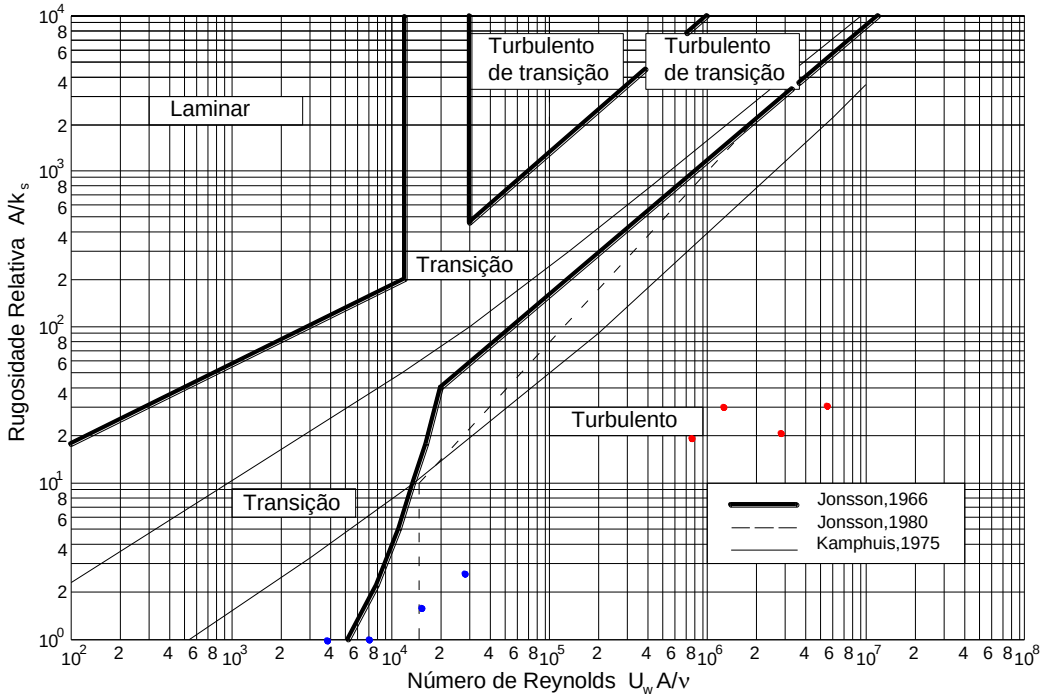


Figura 5.81. Classificação dos regimes hidráulicos dos escoamentos testados no estudo realizado em modelo físico, no modelo (azul) e no protótipo (vermelho), para um fundo com 'ripples', com base na Figura 3.17 (capítulo 3, secção 3.4.1.3) ($d_{50,p} = 0.5\ mm, d_{50,m} = 0.27\ mm;\ h_p = 3.83\ m, h_m = 10.3\ cm$).

Comparando os resultados obtidos quando se admitiu que o fundo era liso com os agora apresentados, considerando a existência das 'ripples', destaca-se o seguinte. Se num fundo liso se tinha verificado uma clara tendência para o escoamento passar do tipo turbulento no protótipo para o regime de transição no modelo, num fundo com 'ripples', devido à redução da rugosidade relativa que se verifica no modelo e no protótipo, essa tendência reduz-se, esperando-se escoamentos turbulentos tanto no protótipo como no modelo. A rugosidade junto ao fundo aumenta de forma significativa e a rugosidade relativa diminui, o que, para os mesmos valores do número de *Reynolds* do escoamento, considerados na análise em que se admitiu que o fundo era liso, resulta numa tendência de transição para o regime turbulento. Desta forma, a ocorrência das 'ripples' faz com que a importância dos efeitos de escala devidos à redução do número de *Reynolds*, relacionados com a transição do regime

do escoamento junto ao fundo, seja menor. No Quadro 5.39 apresentam-se os valores estimados, com base nos valores apresentados no Quadro 5.38, para os parâmetros que foram considerados importantes para a reprodução dos processos de transporte sedimentar, admitindo-se agora que o escoamento era rugoso turbulento e que o fundo apresentava 'ripples'.

Quadro 5.38. Parâmetros considerados na classificação dos regimes hidráulicos do escoamento junto ao fundo com 'ripples', para as condições testadas ($d_{50,p} = 0.5\ mm,\ d_{50,m} = 0.27\ mm;\ h_p = 3.83\ m, h_m = 10.3\ cm$).

Parâmetros	$H_s\ (m)$	$T_p\ (s)$	$A\ (m)$	$U_w\ (ms^{-1})$	$\nu\ (cm^2s^{-1})$	Re_w	$k_s\ (mm)$	A/k_s
Protótipo	1.13	8	1.06	0.83	0.0119	7.43E+05	58.73	18.1
	1.18	12	1.74	0.91	0.0119	1.34E+06	60.29	28.9
	2.36	12	3.49	1.83	0.0119	5.36E+06	111.00	31.4
	2.26	8	2.12	1.67	0.0119	2.97E+06	107.12	19.8
Modelo	0.030	1.31	0.029	0.137	0.0100	3.92E+03	34.49	0.83
	0.032	1.97	0.047	0.150	0.0100	7.07E+03	49.15	0.96
	0.064	1.97	0.094	0.300	0.0100	2.83E+04	36.83	2.56
	0.061	1.31	0.057	0.274	0.0100	1.57E+04	36.05	1.59

Quadro 5.39. Parâmetros para a avaliação dos efeitos de escala devidos às dissimilitudes relacionadas com o transporte sedimentar para as condições testadas, admitindo um fundo com 'ripples' e um escoamento rugoso turbulento ($\omega_p = 62\ cms^{-1},\ \omega_m = 35\ cms^{-1}; h_p = 3.83\ m, h_m = 10.3\ cm$).

Parâmetros	H_s (m)	T_p (s)	f_w	$\tau_w(m^2s^{-2})$	$u_*\ (ms^{-1})$	ω/u_*	Re_*	F_*
Protótipo	1.13	8	0.051	18.068	0.133	0.469	55.731	2.270
	1.18	12	0.039	16.794	0.128	0.486	53.729	2.110
	2.36	12	0.038	64.352	0.250	0.248	105.177	8.085
	2.26	8	0.048	68.598	0.258	0.241	108.591	8.619
Modelo	0.030	1.314	0.300	2.815	0.053	0.658	14.326	0.644
	0.032	1.970	0.300	3.384	0.058	0.600	15.706	0.774
	0.064	1.970	0.196	8.851	0.094	0.371	25.401	2.025
	0.061	1.314	0.296	11.124	0.105	0.331	28.477	2.545
Escala	37	6	0.1-0.2 (<1)	5-7 (<37)	~2.5 (<6)	0.7-0.8	3-4	3-4

A presença das 'ripples' resulta num aumento dos factores de atrito, das tensões de corte e da velocidade de atrito junto ao fundo. Também os números de *Froude* densimétrico e de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos aumentam. Da comparação destes resultados com os da situação em que se admitiu que o fundo era liso, apresentados no Quadro 5.34, destaca-se o seguinte. Os factores de atrito são relativamente maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e a velocidade de atrito são ainda mais exageradas, em relação aos valores que se obteriam se o tamanho dos sedimentos fosse reproduzido pela escala geométrica. No entanto, a ocorrência das 'ripples' no fundo resulta numa menor redução dos números de *Froude* densimétrico e de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, sendo de esperar uma mais fácil mobilização sedimentar. Note-se ainda que o parâmetro de velocidade de queda relativo é apenas ligeiramente superior no modelo, podendo resultar numa ligeira subavaliação das taxas de transporte em suspensão. Assim, a presença das 'ripples' no fundo parece ser benéfica na redução de alguns efeitos de escala relacionados com a camada-limite junto ao fundo e com os processos de transporte sedimentar.

5.5.3. Comportamento da Praia sob Acção da Agitação

A partir do momento em que os testes experimentais foram iniciados e as primeiras ondas foram geradas, com o aparecimento de formas de fundo, presenciou-se a propagação da agitação marítima, desde a sua zona de geração até à praia, segundo a direcção longitudinal principal do tanque de ondas. As ondas incidiam obliquamente junto à base da praia, o que era particularmente evidente pela orientação da linha de rebentação, induzindo uma corrente longitudinal, que resultava num transporte sólido para sotamar. Esta corrente comportou-se conforme esperado, fluindo de barlamar para sotamar e inflectindo junto à parede do tanque em direcção à praia dissipadora existente ao fundo do mesmo, onde era atenuada, torneando, à sua passagem, a praia junto à fronteira de sotamar. Em resposta à acção continuada da agitação a praia sofreu variações morfológicas, que serão analisadas nesta secção, para a série I de testes experimentais.

5.5.3.1. Resposta da Praia à Acção da Agitação

Na Figura 5.82 e na Figura 5.83 apresenta-se a evolução do perfil transversal da praia, nas localizações longitudinais extremas de levantamento do fundo, A e D (Figura 5.30), ao longo do tempo de acção da agitação marítima. Os modelos digitais apresentados resultaram da interpolação para uma malha (utilizando uma técnica de 'kriging', disponível no software Surfer, Golden Software, Inc.) dos perfis transversais medidos (apresentados na Figura 5.60 e na Figura 5.63, respectivamente, e resumidos no Quadro 5.24 a Quadro 5.27).

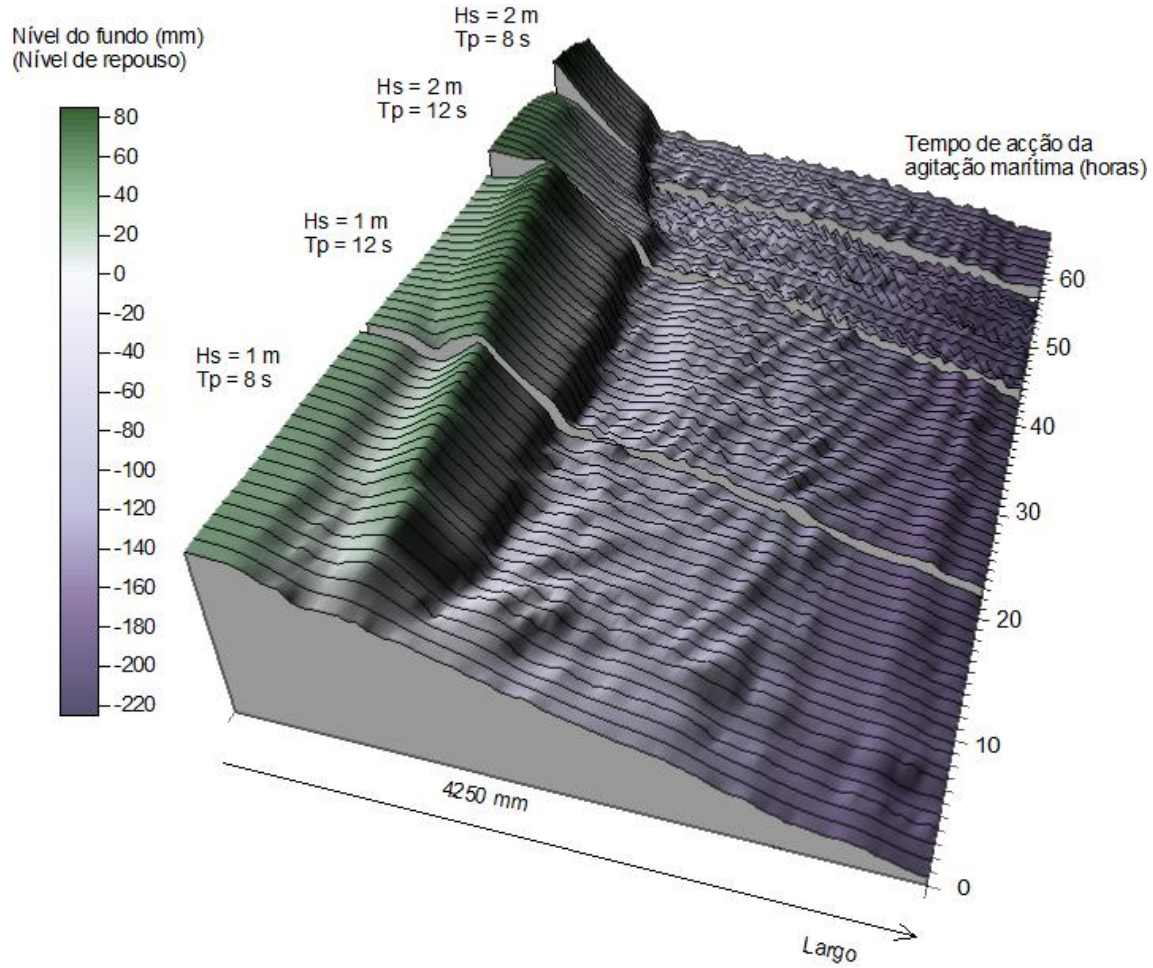


Figura 5.82. Perfis transversais medidos na localização A (Figura 5.30) da praia construída durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão).

Durante as primeiras 4 a 5 horas de acção da agitação marítima foi possível observar um ajustamento do perfil transversal, que se revelou bastante uniforme longitudinalmente, como se pode inferir da comparação da Figura 5.82 (localização A) com a Figura 5.83 (localização D), e das figuras nas quais se apresentam os perfis transversais medidos durante a série I de testes experimentais (Figura 5.60 a Figura 5.63). Nesta fase inicial o transporte sólido longitudinal foi reduzido, facto evidenciado pela reduzida deposição sedimentar observada a sotamar da praia (cf. secção 5.4.6, Quadro 5.31), ficando o ajustamento a dever-se ao transporte transversal. A partir da terceira hora de teste verificou-se o desenvolvimento de uma berma, cuja crista parecia coincidir com o limite de espraiamento máximo das ondas e de um pequeno desnível submerso associado à rebentação[29]. Após 7 horas, o perfil transversal teria já adquirido a configuração que viria a manter durante a primeira sub-série de testes. Sempre que se alteravam as condições de agitação actuantes, o perfil sofria ajustamentos em termos de transporte transversal, observando-se também uma modificação do padrão das 'ripples' no fundo.

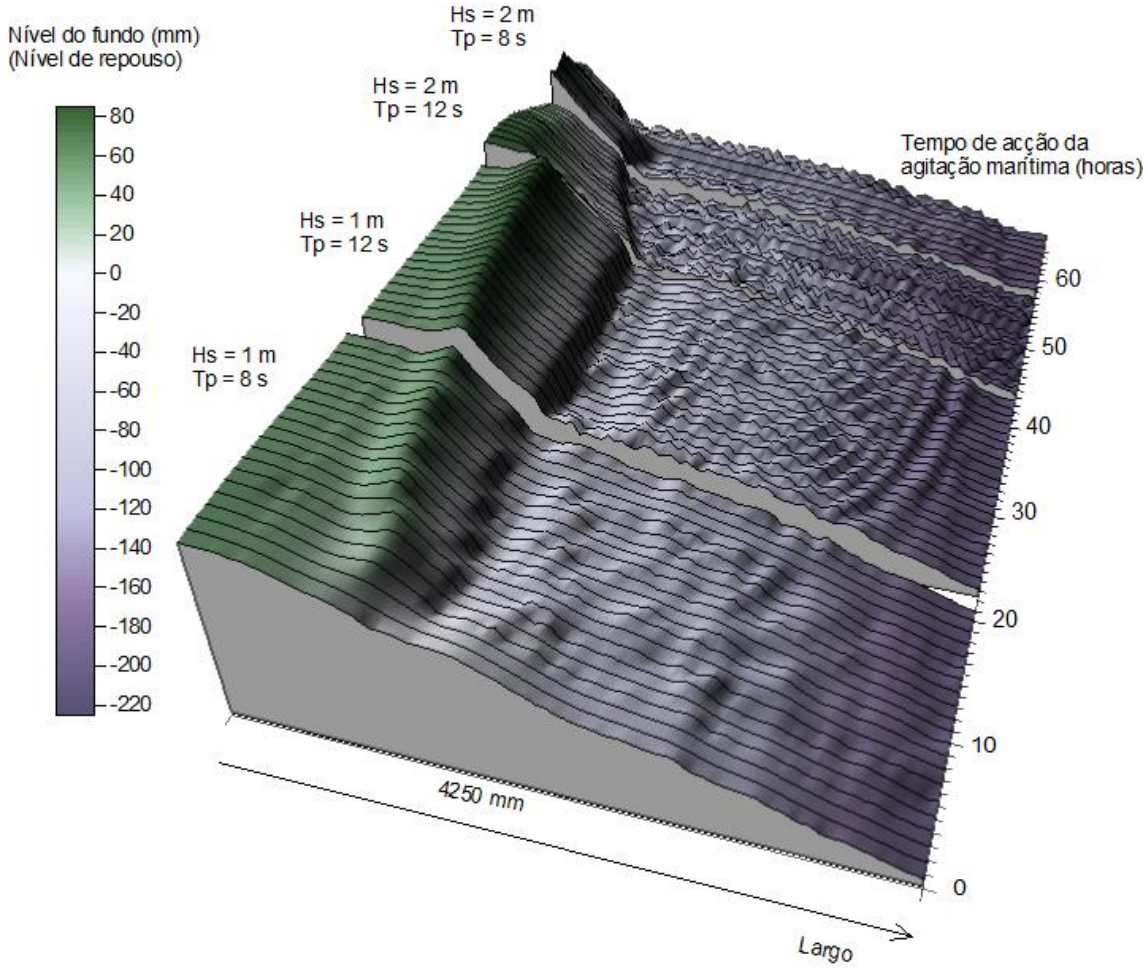


Figura 5.83. Perfis transversais medidos na localização D (Figura 5.30) da praia construída durante a série I de testes experimentais (praia uniforme em erosão).

Sob acção das condições de agitação marítima caracterizadas por uma altura de onda significativa de 1m e um período de onda de pico de 8s (sub-série I.1 - $H_s = 1\,m,\ T_p = 8\,s$), o crescimento da berma

[29] Esta zona parece coincidir com a região do perfil transversal de praia em que coincide a rebentação da onda presente com o refluxo da onda anterior.

ocorreu de forma continuada até às 14 horas de teste. Na sétima hora de teste a agitação marítima foi gerada com um valor de altura de onda significativa ligeiramente superior à da globalidade dos testes desta sub-série (por lapso no ajuste do ganho do sistema de geração), o que imediatamente se reflectiu numa descontinuidade da evolução do perfil (cf. Figura 5.82).

Durante a sub-série I.2 de testes experimentais ($H_s = 1\ m,\ T_p = 12\ s$), o aumento do período de pico de onda reflectiu-se num crescimento significativo da altura da berma, num aprofundamento do desnível associado à rebentação, num aumento da concavidade da face da praia e numa alteração do padrão das ondulações de fundo (secção 5.5.2.3, Figura 5.82 e Figura 5.83). A duplicação do valor de altura de onda significativa, na transição para a sub-série I.3 de testes experimentais ($H_s = 2\ m,\ T_p = 12\ s$), repercutiu-se numa diminuição do declive da face da praia, da concavidade da face da praia e da altura do desnível associado à rebentação, e numa nova alteração do comprimento das ondulações de fundo (secção 5.5.2.3, Figura 5.82 e Figura 5.83). Foi durante esta série de testes que se verificaram as maiores modificações morfológicas da praia e as maiores taxas de transporte sólido longitudinal (cf. Quadro 5.32). Na sub-série I.4 de testes a agitação ($H_s = 2\ m,\ T_p = 8\ s$) passou a ser gerada de forma a apresentar um período de onda de pico inferior ao da sub-série de testes anterior, observando-se um ligeiro aumento do declive da face praia e uma alteração do padrão das ondulações de fundo (secção 5.5.2.3, Figura 5.82 e Figura 5.83). Nesta fase, a parte emersa da praia era já muito estreita tendo sido este o factor que determinou a conclusão da série de testes experimentais. No decurso deste conjunto de testes foi evidente o recuo continuado da linha de costa, consistente com a situação de erosão persistente, devida ao transporte sólido longitudinal que ocorria no sentido de sotamar sem que existisse compensação sedimentar por alimentação sedimentar a barlamar da praia. O recuo da linha de costa era mais evidente junto ao extremo de barlamar da zona de levantamento dos perfis transversais (Figura 5.83) do que junto ao extremo de sotamar (Figura 5.82).

5.5.3.2. Definição de Parâmetros para Esquematização dos Perfis Transversais

A análise da evolução morfológica da praia durante a série I de testes experimentais é complementada através da definição de um conjunto de parâmetros seleccionados para a esquematização do perfil transversal (Quadro 5.40 e Figura 5.84).

Quadro 5.40. Parâmetros utilizados para esquematização do perfil transversal.

Profundidade de fecho	DoC
Profundidade de rebentação	h_b
Profundidade da crista da barra	h_{crista}
Profundidade da cava (limite do desnível associado à rebentação)	h_{cava}
Declive exterior da barra submersa	m_{ext}
Declive de rebentação	m_b
Declive médio do perfil	$\bar{m}$
Declive da face da praia	m_f

De acordo com a sua definição, os parâmetros que se consideraram relevantes foram extraídos das séries horárias (tempo de acção da agitação) de coordenadas de posição do fundo, adquiridas ao longo dos perfis transversais de praia (Figura 5.60 a Figura 5.63), cujos valores foram convertidos para o protótipo, através da aplicação das escalas geométricas. Nesta conversão as ondulações do fundo eram geometricamente exageradas, uma vez que no protótipo a sua geometria teria dimensões da mesma ordem de grandeza que as dimensões observadas no modelo (secção 5.5.2.3).

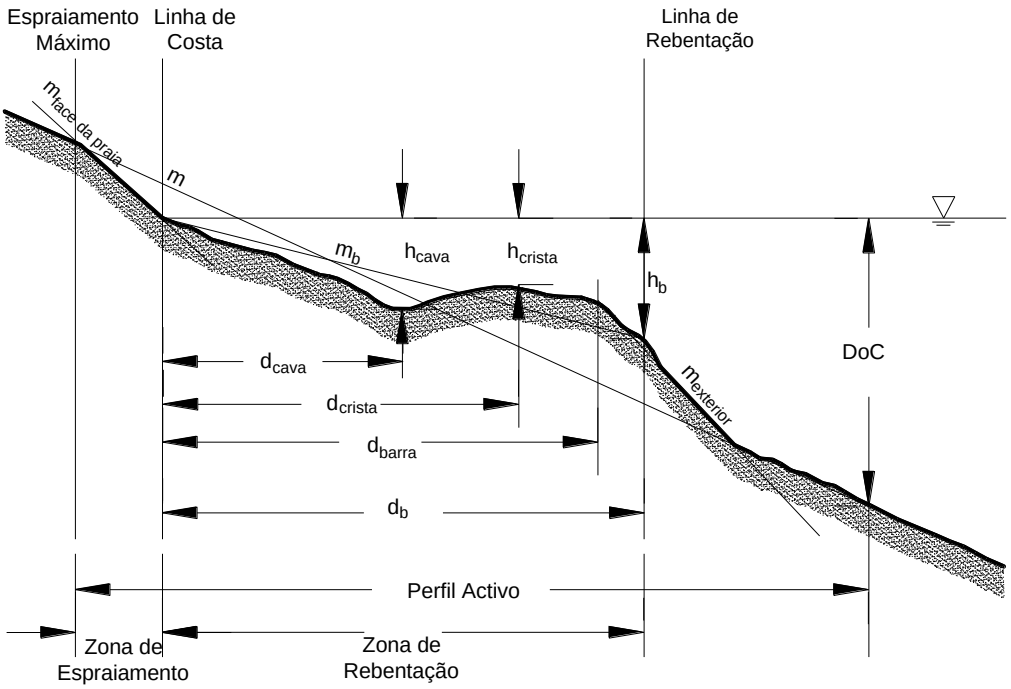


Figura 5.84. Representação esquemática de um perfil transversal de praia típico, para a definição dos parâmetros considerados na avaliação da evolução da praia (adaptado de Kamphuis e Kooistra, 1990).

O referencial adoptado para a medição das coordenadas de posição do fundo tem origem no nível de repouso da superfície livre, junto à extremidade mais profunda da praia, com o eixo dos *xx* a apontar no sentido de terra e o eixo dos *zz* a apontar no sentido da parte emersa da praia. O nível de repouso da superfície livre foi medido utilizando o sistema perfilador de fundo, que ao percorrer o perfil transversal no sentido do 'mar' permitia a identificação do primeiro ponto de medição que se encontraria submerso. Este ponto foi identificado para uma série de perfis transversais, tendo-se interpolado a cota do nível de repouso, entre este e o ponto anterior, encontrando-se o valor de -204 mm ± 6 mm.

As ondulações do fundo dificultam a identificação das profundidades características, nomeadamente da profundidade de rebentação, da profundidade da cava e da profundidade de fecho. No intuito de tentar reduzir o efeito de escala introduzido pela presença das 'ripples', foi equacionada a possibilidade de aplicação de um filtro digital às séries de coordenadas de posição do fundo medidas, para remoção do ruído e das ondulações com comprimentos de onda pequenos dos perfis transversais medidos. A técnica de filtragem foi estabelecida através de uma analogia com a análise de séries temporais no domínio da frequência. Desenvolveu-se uma rotina em MATLAB que, através da aplicação de um filtro passa-baixo de *Butterworth* no domínio do número de onda (inverso do comprimento de onda), iria permitir a eliminação das ondulações do fundo, cujos comprimentos de onda fossem inferiores a um determinado valor.

Na Figura 5.85 apresenta-se um exemplo de aplicação desta técnica de alisamento a um perfil transversal medido (Série I.1, Teste 78), sendo considerados diferentes valores de corte, apresentando-se também os desvios observados entre o perfil filtrado e o perfil original. Da análise da figura é possível constatar que para um valor de corte de 500 mm, as principais estruturas morfológicas do perfil são preservadas durante a filtragem, eliminando-se, no entanto, as ondulações de pequenos comprimentos de onda. Para valores de corte superiores (667 mm e 1000 mm) verifica-se que são já

eliminadas estruturas que se consideram importantes, tais como a crista da berma ou o desnível associado à rebentação. Assim, garantindo que a variação média dos perfis transversais medidos seria preservada durante a filtragem, escolheu-se o valor de corte de 500 mm, para o seu alisamento.

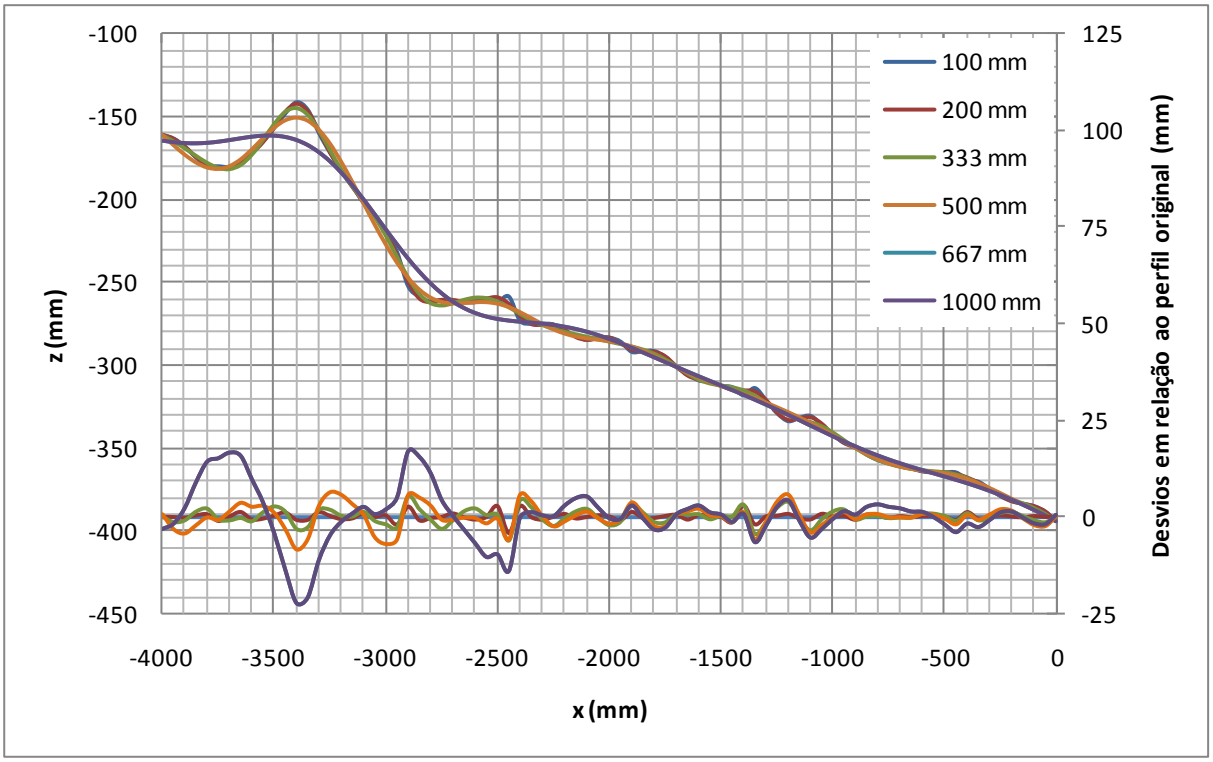


Figura 5.85. Aplicação da técnica de alisamento a um perfil transversal medido (Série I.1, Teste 78) para diferentes valores de corte e desvios observados entre o perfil filtrado e o perfil original.

Na Figura 5.86 podem observar-se os perfis medidos e alisados, na localização longitudinal A. Da análise da figura é possível a identificação da berma nos perfis das duas primeiras sub-séries de testes, que deixa de estar presente a partir da terceira sub-série, altura em que a face da praia se torna mais dissipativa. Nos perfis de todas as sub-séries está presente um desnível associado à rebentação junto à face da praia, ainda que pouco proeminente na sub-série I.4, sendo também possível detectar a existência de uma barra pouco desenvolvida, apenas com significado na sub-série I.2 e eventualmente na sub-série I.3.

Para cada conjunto de condições de agitação estimou-se a profundidade de rebentação após propagação desde a zona de geração, através da teoria linear da onda e de um critério simples de rebentação (secção 5.3.3.5, Quadro 5.14), para o que se admitiu que a agitação irregular pode ser aproximada por uma onda caracterizada pela altura de onda significativa e pelo período de onda de pico. As profundidades de rebentação estimadas encontram-se representadas a tracejado na Figura 5.86, com a cor correspondente à sub-série de testes respectiva. Em termos morfológicos, esta profundidade localiza-se na parte anterior da barra do perfil transversal (Figura 5.84). Pese embora, a dificuldade de uma identificação rigorosa deste parâmetro sobre os perfis medidos, devido ao desenvolvimento pouco acentuado da barra, foi efectuada uma estimativa visual dessa profundidade, que se encontra também indicada através das setas mais afastadas da base da praia na Figura 5.86, com a cor correspondente à sub-série de testes respectiva.

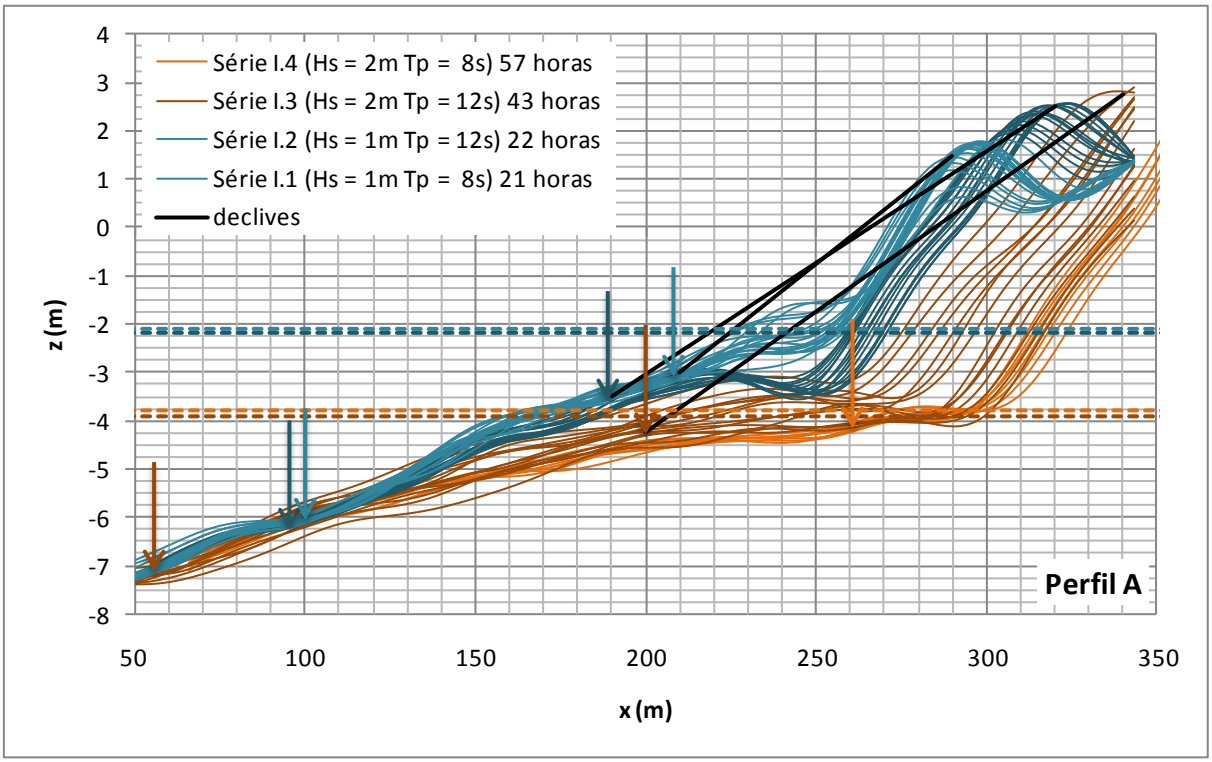


Figura 5.86. Perfis transversais medidos na localização longitudinal A (após conversão para valores de protótipo e filtragem de variações de pequenas dimensões).

Verifica-se que a profundidade de rebentação é variável ao longo dos testes, apesar de as condições de agitação marítima serem mantidas constantes. Por exemplo, durante as sub-séries I.2 e I.3 de testes verifica-se um afundamento do perfil transversal entre a zona de rebentação e a parte emersa da praia, inferindo-se da forma do perfil que a rebentação ocorre a diferentes profundidades ao longo dos testes. Por este motivo, as estimativas da profundidade de rebentação, obtidas através de um critério de rebentação simples, não são representativas das profundidades de rebentação reais, variáveis em função da variação morfológica da praia devida à situação continuada de erosão. Com efeito, com excepção para a sub-série I.4 de testes, constata-se que numa situação de erosão persistente o perfil de praia tem tendência a manter a sua forma global, mas o recuo da linha de costa não se traduz por uma mera translação do perfil sobre a profundidade de fecho (capítulo 3, secção 3.5.2), verificando-se também um afundamento da zona do perfil entre a zona de rebentação e a face da praia (sub-série I.2 e I.3). A partir desta representação foi também efectuada uma estimativa aproximada do declive de rebentação (entre a profundidade de rebentação e a crista da berma ou o limite emerso das medições, com excepção para o declive da sub-série I.4, para a qual se admitiu que o declive de rebentação coincidia com o declive da face da praia). Na Figura 5.86 representam-se ainda, através das setas mais próximas da base da praia, com a cor correspondente à sub-série de testes respectiva, as profundidades de fecho identificadas visualmente. No caso da sub-série I.4 esta profundidade localizava-se junto à base da praia (8.7 m), já fora da região de levantamento do fundo.

Determinou-se o declive médio dos perfis medidos, ou seja, o declive da recta que une o limite emerso de cada perfil, correspondente à crista da berma (ou ao limite das medições, no caso em que a crista da berma não está presente) ao limite submerso até ao qual foram efectuadas medições (Figura 5.84 e Quadro 5.40). O declive da face da praia (Figura 5.84 e Quadro 5.40) foi também determinado através de uma regressão linear dos pontos adquiridos em cada perfil, entre o mesmo limite emerso e o nível de repouso da superfície livre.

Na Figura 5.87 representam-se os valores obtidos ao longo do tempo de acção de agitação para os dois declives característicos, em cada uma das localizações longitudinais de medição. Representam-se também os valores médios dos declives e os respectivos desvios máximos observados segundo a direcção longitudinal da praia.

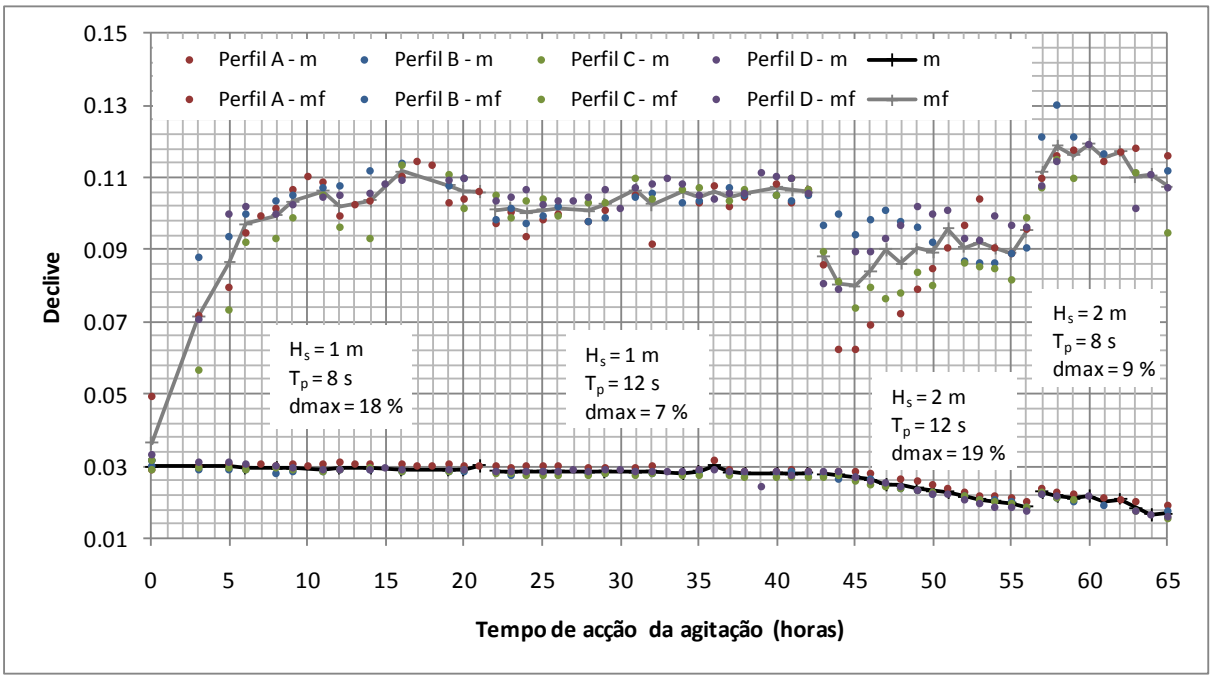


Figura 5.87. Declive da face da praia e declive médio dos perfis transversais medidos ao longo da série I de testes experimentais, para as quatro localizações longitudinais A, B, C e D.

Da análise da figura é possível constatar que o declive médio do perfil apresentou uma variação longitudinal bastante reduzida, com desvios máximos em relação à média inferiores a 10%, o que reflecte a uniformidade longitudinal da praia. No final da sub-série I.1 de testes o declive médio da praia tinha-se reduzido 3% em relação ao seu valor inicial, no final da segunda 7%, no final da terceira 30% e no final da quarta 44%. As variações observadas para as sub-séries I.3 e I.4 estão directamente relacionadas com o desaparecimento da berma, e com a diminuição da altura da praia junto ao limite emerso das medições. O declive da face da praia manteve-se também uniforme longitudinalmente, mas com maiores variações que ocorreram simultaneamente às maiores variações no tempo, coincidentes com a transição para novas condições de agitação. A redução do declive da face da praia durante a sub-série I.3 merece algum destaque (cf. Figura 5.60 a Figura 5.63), denotando um aumento dos processos de dissipação de energia. Em termos globais, o declive da face da praia que se desenvolveu (valores no protótipo ~0.1 para as sub-séries I.1 e I.2, ~0.09 para a sub-série I.3 e ~0.11 para a sub-série I.4) é cerca de duas vezes superior ao utilizado como referência no protótipo (0.05).

Como tinha sido já referido, a distorção geométrica do modelo teria o efeito de exagerar o limite de espraiamento das ondas (expressão (5.90), secção 5.2.4.3), o que pode explicar um exagero da altura da berma e consequentemente do declive da face da praia. A escala vertical era duas vezes menor do que a horizontal pelo que o limite de espraiamento seria duas vezes maior no modelo, esperando-se uma duplicação da altura da berma e do declive da face da praia, o que é consistente com a situação observada.

A posição da linha de costa ao longo da série I de testes experimentais foi também extraída dos perfis medidos. Na Figura 5.88 apresenta-se a sua variação em relação à posição inicial, para cada localização longitudinal.

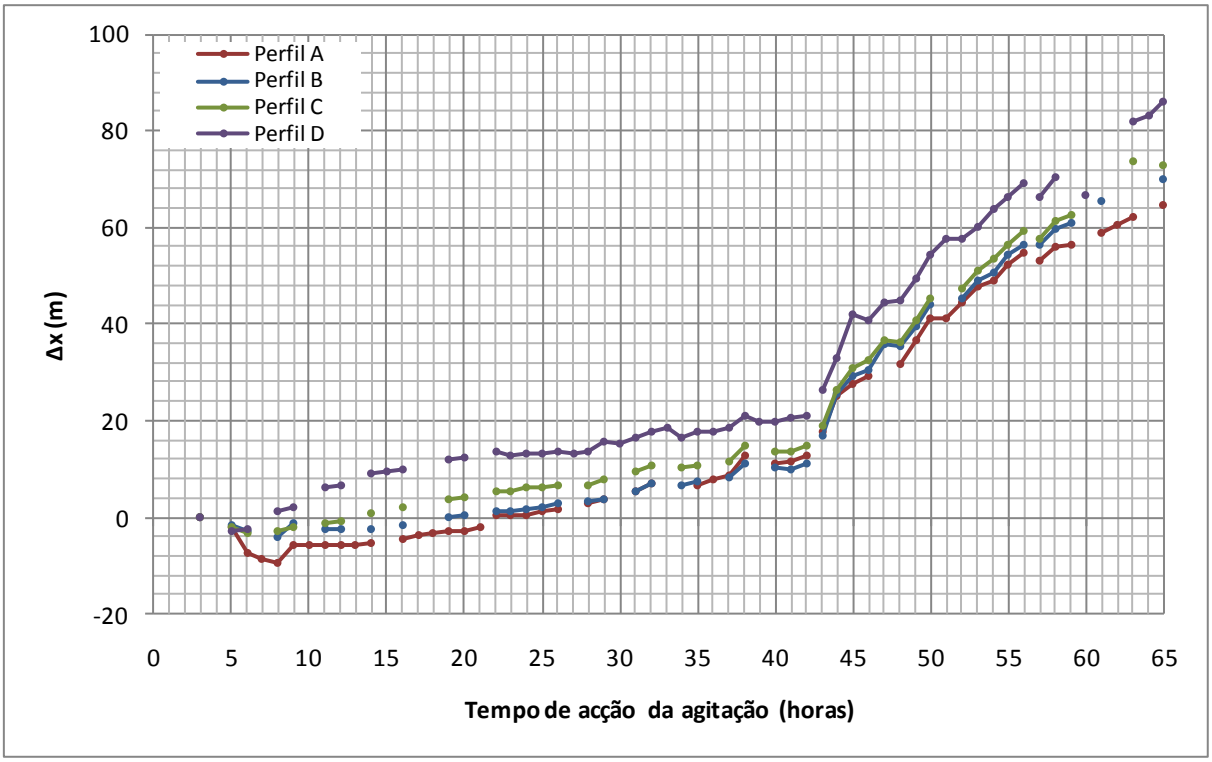


Figura 5.88. Variação da posição da linha de costa em relação à sua posição inicial ao longo da série I de testes experimentais, para as quatro localizações longitudinais A, B, C e D.

No início da série de testes experimentais a acção da agitação resulta numa uniformização longitudinal da praia, corrigindo as imperfeições inerentes ao processo manual de construção da praia. Por exemplo, junto à superfície livre em frente à posição longitudinal A da praia, o perfil apresentava uma forma bastante irregular (cf. Figura 5.86), que foi transformada de forma consistente com os perfis nas restantes localizações longitudinais da praia. A partir da oitava hora de teste a linha de costa começa a recuar junto à extremidade de barlamar da praia, havendo uma propagação deste efeito para sotamar, onde o recuo da linha de costa se inicia com um ligeiro atraso. Após a primeira sub-série de testes a linha de costa apresentava-se praticamente linear, ligeiramente mais avançada a sotamar do que a barlamar, segundo uma direcção média rodada cerca de 2º em relação à direcção projectada de 10º com a direcção de incidência da onda. Durante a segunda sub-série de testes verificou-se um recuo lento da linha de costa, ligeiramente mais acelerado junto à localização de sotamar, possivelmente devido à influência da parede do tanque através da redução da secção disponível. Durante as duas primeiras sub-séries de testes ($H_s = 1\,m$) as taxas de recuo são significativamente inferiores às que ocorrem a partir do início da sub-série I.3 de testes. No início da sub-série I.4 de testes verifica-se um ligeiro avanço da posição da linha de costa. No final da série de testes o perfil de sotamar tinha recuado cerca de 65 m, enquanto o perfil de barlamar tinha recuado cerca de 81 m. Os recuos observados reflectem a inexistência de alimentação sedimentar a barlamar da praia, tendo também ocorrido uma ligeira rotação (cerca de 3º em relação à direcção projectada de 10º com a direcção de incidência da onda) da linha de costa no sentido de compensar esse deficit sedimentar.

Para as sub-séries de testes em que estava presente uma berma foi possível avaliar a variação da sua altura e da sua posição em relação à posição inicial (Figura 5.89).

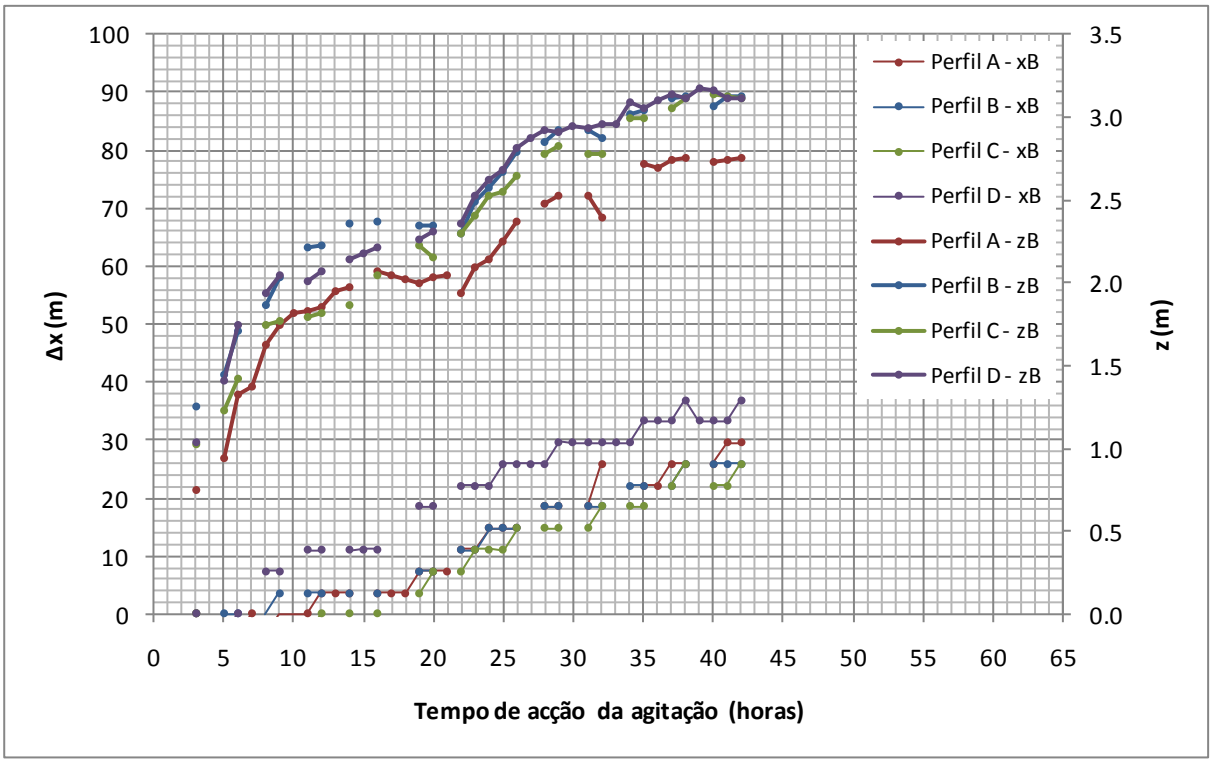


Figura 5.89. Variação das características da berma, posição em relação à sua posição inicial e altura, ao longo da série I de testes experimentais, para as quatro localizações longitudinais A, B, C e D.

A variação da posição da berma mostra-se coerente com a variação da posição da linha de costa. A altura da berma parece atingir uma configuração de equilíbrio ao fim de cerca de 14 horas de acção de agitação nas sub-séries de testes em que está presente. Na transição para condições de agitação caracterizadas por um período de pico inferior, há uma ligeira redução da altura da berma, que rapidamente se restabelece e tem tendência a aumentar com a continuidade da acção da agitação.

5.5.3.3. Classificação do Perfil Transversal

Dean, 1973, referido por Dean, 1985, examinou três conjuntos de dados obtidos em laboratório (alturas de onda compreendidas entre 0.01 m e 1.68 m) para avaliar as condições de formação de barras em perfis de praia. Nesse contexto, apresentou um critério para a classificação do tipo de perfil transversal, entre o perfil normal (em acreção) e o perfil de temporal (em erosão).

Para estabelecer esse critério argumentou, baseado em observações de campo, que sob o ponto onde ocorre rebentação e à passagem da crista de onda, uma partícula sedimentar representativa seria colocada em suspensão a uma altura acima do fundo, z,

$$z = \kappa H_b, \tag{5.227}$$

proporcional à altura de onda na rebentação, H_b, em que κ representa um factor de proporcionalidade.

Admitindo que a partícula cairia sob acção da velocidade horizontal do escoamento, o critério de que a partícula se movimentaria no sentido do largo ou no sentido de terra estaria dependente de o tempo de queda, t_f, ser superior ou inferior a meio período de onda, ou seja,

$$t_f \begin{cases} > T/2\,, deslocamento\ no\ sentido\ do\ largo, perfil\ de\ temporal \\ < T/2\,, deslocamento\ no\ sentido\ de\ terra, perfil\ normal \end{cases} \tag{5.228}$$

em que T representa o período de onda e t_f é dado por:

$$t_f = \frac{z}{\omega} = \frac{\kappa H_b}{\omega}. \tag{5.229}$$

em que ω representa a velocidade de queda.

Rearranjando o critério anterior de uma forma mais convencional e reconhecendo que a altura de onda ao largo não difere muito da altura de onda na rebentação, estabeleceu que:

$$\frac{H_0}{L_0} \begin{cases} > \frac{1}{\beta}\frac{\pi\omega}{gT}, deslocamento\ no\ sentido\ do\ largo, perfil\ de\ temporal \\ < \frac{1}{\beta}\frac{\pi\omega}{gT}, deslocamento\ no\ sentido\ de\ terra, perfil\ normal \end{cases} \tag{5.230}$$

em que L_0 representa o comprimento de onda ao largo. A partir dos três conjuntos de dados mencionados determinou o parâmetro $\kappa = 1/1.7$, interpretando este valor como correspondendo à situação em que a partícula sedimentar representativa era colocada em suspensão a uma distância do fundo de 29% da profundidade total. Para este valor da constante, 85% das observações de perfis transversais eram consistentes com a classificação.

Também Hattori e Kawamata, 1980, estabeleceram um critério para determinação do sentido do transporte transversal e do tipo de perfil, na zona de rebentação. Basearam-se num modelo que assume que quando o transporte transversal líquido atinge o equilíbrio, a potência dispendida através da força gravítica na suspensão das partículas sedimentares é compensada pela potência devida à turbulência gerada pelo escoamento. O modelo permitiu o estabelecimento de um critério para determinação do sentido do transporte transversal bastante semelhante ao proposto por Dean, 1985, mas que incorpora o efeito do declive da praia, $tan\,\beta$:

$$\frac{H_0}{L_0}\tan\beta \begin{cases} > C\,\frac{\omega}{gT}, transporte\ no\ sentido\ do\ largo \\ = C\,\frac{\omega}{gT}, neutro \\ < C\,\frac{\omega}{gT}, transporte\ no\ sentido\ de\ terra \end{cases}, \tag{5.231}$$

em que C representa uma constante empírica a ser determinada com base em resultados experimentais e de campo.

A avaliação do critério estabelecido foi efectuada com base na análise e classificação de uma série de perfis transversais medidos em laboratório. Os perfis seriam considerados de acreção quando houvesse avanço da linha de costa, e de erosão quando houvesse recuo. De acordo com os autores os perfis transversais observados poderiam ser de três tipos (Figura 5.90):

Tipo I - perfil de acreção com um desnível associado à rebentação, em que domina o transporte no sentido de terra e há avanço da linha de costa;

Tipo II - perfil com formação de barra junto à posição de rebentação, havendo, por vezes, migração da mesma no sentido de terra ou do largo; sob determinadas condições que dependem das características da agitação na zona de rebentação, perfis deste tipo transformam-se em perfis do tipo I ou III.

Tipo III - perfil de erosão ou perfil de temporal sem barras, associado a um intenso transporte transversal para o largo;

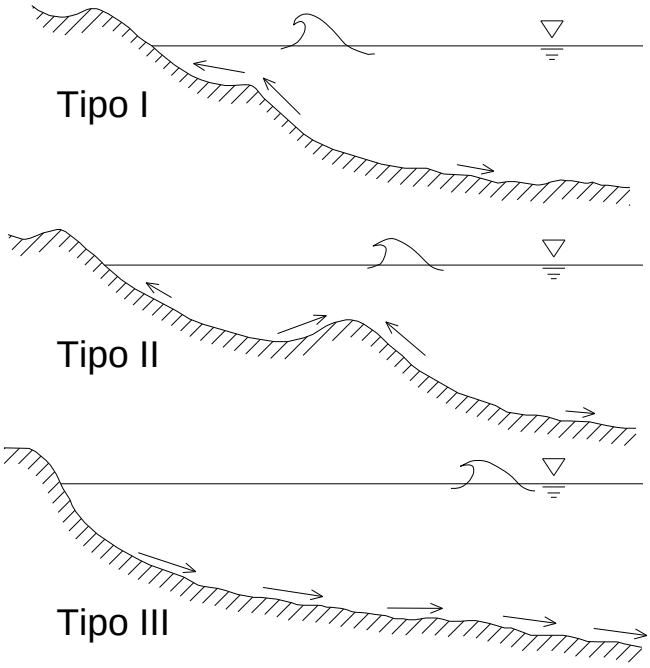


Figura 5.90. Classificação de perfis de praia (as setas indicam o sentido do transporte transversal, Hattori e Kawamata, 1980).

A classificação dos perfis transversais analisados, em perfis de acreção e de erosão, determinada pelo sentido de migração da linha de costa em relação à sua posição inicial, era bem representada pelo critério apresentado na expressão (5.231), para o valor de $C = 0.5$, também representativo da condição de equilíbrio para a evolução de perfis transversais em praias bidimensionais. Desta forma, definiram o seguinte critério para determinação do sentido do transporte transversal e do tipo de perfil, na zona de rebentação:

$$\frac{H_0}{L_0}\tan\beta \begin{cases} > 0.5\,\dfrac{\omega}{gT}, transporte\ no\ sentido\ do\ largo, perfil\ de\ erosão \\ = 0.5\,\dfrac{\omega}{gT}, neutro, perfil\ de\ equilíbrio \\ < 0.5\,\dfrac{\omega}{gT}, transporte\ no\ sentido\ de\ terra, perfil\ de\ acreção \end{cases} . \qquad (5.232)$$

A observação de dados de campo permitiu aos autores a constatação de que o critério também seria aplicável a condições de protótipo. Na avaliação do modelo foi ainda destacada a importância da escala de tempo associada à evolução de perfis de praias bidimensionais.

A igualdade dos dois critérios apresentados para classificação de perfis transversais (Dean, 1985, Hattori e Kawamata, 1980) indica um declive da praia $tan\,\beta = 0.09$ (idêntico ao declive médio no protótipo observado para a sub-série I.3). Ambos foram aplicados ao caso da praia tridimensional construída com fundos móveis, para valores médios no protótipo e no modelo. Os valores utilizados para a velocidade de queda dos sedimentos foram os apresentados na secção 5.3.3.5 (Quadro 5.9), as características da agitação foram obtidas através da teoria linear da onda, admitindo que a agitação irregular seria adequadamente representada por uma onda com uma altura idêntica à altura de onda significativa e um período de onda idêntico ao período de pico, a partir das condições medidas e os declives da praia (declives que causam a rebentação) foram estimados com base nas medições dos perfis transversais (Figura 5.86).

No Quadro 5.41 e no Quadro 5.42 apresentam-se as classificações dos perfis transversais medidos, durante a série I de testes experimentais, segundo os critérios de Dean, 1985, e de Hattori e Kawamata, 1980, respectivamente.

Quadro 5.41. Classificação dos perfis transversais medidos (Dean, 1985).

Série I	$H_{m0,b}/L_0$	Protótipo		Modelo	
		$1.7(\pi\omega/gT)$	Perfil	$1.7(\pi\omega/gT)$	Perfil
I.1 ($H_0 = 1.1\ m,\ T_p = 8\ s$)	0.011	0.004	Temporal	0.014	Normal
I.2 ($H_0 = 1.0\ m,\ T_p = 12\ s$)	0.004	0.003	Temporal	0.010	Normal
I.3 ($H_0 = 1.9\ m,\ T_p = 12\ s$)	0.009	0.003	Temporal	0.010	Normal
I.4 ($H_0 = 2.1\ m,\ T_p = 8\ s$)	0.021	0.004	Temporal	0.014	Temporal

Quadro 5.42. Classificação dos perfis transversais medidos (Hattori e Kawamata, 1980).

Série I	Protótipo				Modelo			
	$\tan\beta$	$\frac{\tan\beta}{H_{m0,b}/L_0}$	$0.5(\omega/gT)$	Perfil	$\tan\beta$	$\frac{\tan\beta}{H_{m0,b}/L_0}$	$0.5(\omega/gT)$	Perfil
I.1 ($H_0 = 1.1\ m,\ T_p = 8\ s$)	0.06	0.0006	0.0004	Erosão	0.12	0.0013	0.0014	Acreção
I.2 ($H_0 = 1.0\ m,\ T_p = 12\ s$)	0.05	0.0002	0.0003	Acreção	0.09	0.0004	0.0009	Acreção
I.3 ($H_0 = 1.9\ m,\ T_p = 12\ s$)	0.05	0.0004	0.0003	Erosão	0.10	0.0009	0.0009	Neutro
I.4 ($H_0 = 2.1\ m,\ T_p = 8\ s$)	0.11	0.0024	0.0004	Erosão	0.23	0.0049	0.0014	Erosão

Para os quatro conjuntos de condições de agitação marítima testados, a declividade das ondas no protótipo excederia o valor crítico definido pelo parâmetro de *Dean* esperando-se o desenvolvimento de perfis transversais de temporal. No entanto, a distorção da velocidade de queda dos sedimentos, com valores relativos superiores no modelo, indicia o desenvolvimento de perfis transversais do tipo normal para as condições de agitação marítima menos energéticas. De facto, durante as duas primeiras sub-séries de testes podem observar-se (secção 5.5.3) bermas e desníveis de rebentação bem desenvolvidos, característicos de um perfil normal. Sob acção das condições de agitação marítima mais energéticas, sub-série I.3, o perfil de praia foi claramente erodido, não se observando, no entanto, a formação de uma barra submersa bem desenvolvida.

Os perfis transversais de praia que se desenvolveram no modelo apresentavam uma forma que na generalidade dos casos se manteve ao longo de cada sub-série de testes experimentais. Essas formas enquadram-se na esquematização do tipo de perfis transversais apresentado por *Hattori e Kawamata* (Figura 5.90): durante as duas primeiras sub-séries são perfis do Tipo I, havendo transporte sedimentar transversal predominantemente no sentido de terra, portanto, perfis de acreção, ou normais de acordo com a classificação de *Dean*; na terceira sub-série de testes os perfis parecem ser do tipo II, tendendo para um perfil do tipo III ao longo dos testes. Os perfis observados durante a sub-série I.4 são claramente do tipo III, perfis de erosão, havendo transporte sedimentar no sentido do largo (constatado por observação do modelo).

Os critérios de classificação de perfis transversais apresentados mostraram-se adequados às observações obtidas em laboratório, havendo maior detalhe na classificação através do critério de Hattori e Kawamata, 1980. A distorção do modelo resulta em transições do tipo de perfil entre o modelo e o protótipo, às quais estarão associadas dissimilitudes no transporte transversal.

5.5.4. Transformação da Agitação sobre a Praia

Na secção 5.4.4.3 apresentaram-se os dados de agitação medidos durante a realização dos testes experimentais. As alturas de onda ao largo que correspondiam às alturas de onda significativa medidas seriam aquelas cuja transformação entre o largo e a base da praia (estimada através da teoria linear da onda) resultaria nesses valores. Em cada teste, a altura de onda significativa incidente foi determinada a partir do momento espectral de ordem zero (m_{0i}, expressão (5.180)) do espectro de agitação incidente, resultante da análise de reflexão (secção 5.4.4.3), através de $H_{m0i} = 4\sqrt{m_{0i}}$. Não foi possível a obtenção de resultados válidos através da análise de reflexão em quatro dos testes realizados. Neste caso, fez-se uma estimativa da altura de onda significativa incidente, a partir da média das alturas de onda significativa medidas pelas quatro sondas, H_{m0}, e dos coeficientes de reflexão médios, C_r, dos testes anterior e seguinte, para os quais se tinham obtido resultados válidos, através da expressão:

$$H_{m0i} = \frac{\overline{H_{m0}}}{\sqrt{1 + \overline{C_r}^2}}. \tag{5.233}$$

em que $\overline{H_{m0}} = (H_{m01} + H_{m02})/2$ e $\overline{C_r} = (C_{r1} + C_{r2})/2$, em que os índices 1 e 2 representam os testes anterior e seguinte, para os quais se tinham obtido resultados válidos.

Na Figura 5.91 apresentam-se os coeficientes de reflexão médios medidos e as alturas de onda significativas resultantes da integração do espectro de densidade de energia incidente, ao longo das séries de testes experimentais. Apresenta-se também o coeficiente de reflexão medido em testes preliminares, conduzidos anteriormente à construção da praia para as mesmas condições de agitação.

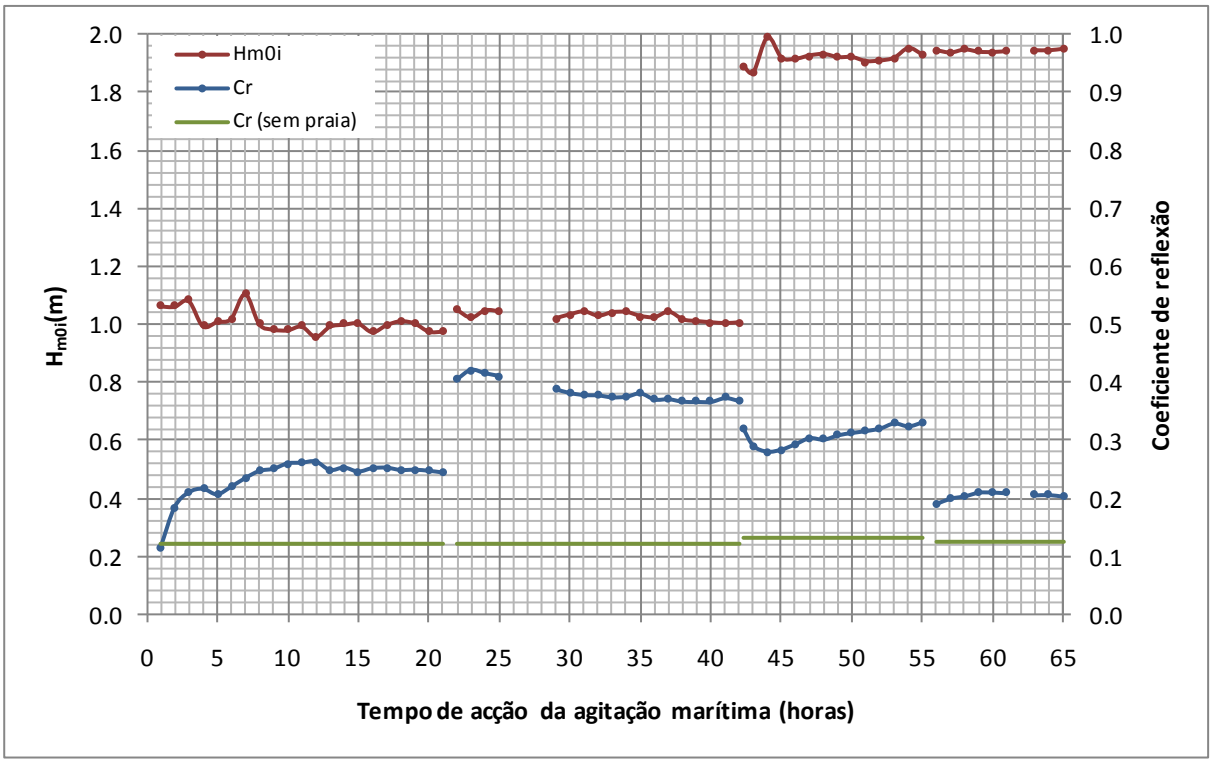


Figura 5.91. Altura de onda significativa incidente e coeficiente de reflexão médio ao longo da série I de testes experimentais (praia em erosão).

Da análise da figura destaca-se desde logo o efeito reflectivo introduzido pela praia. Antes da construção do modelo reduzido existia no interior do tanque de ondas, junto à parede oposta ao sistema de geração da agitação, uma praia dissipadora construída com cascalho (cf. Figura 5.31). Para essa configuração prévia o coeficiente de reflexão variava entre 12% e 13%, para as condições testadas. Com a implementação do modelo verificou-se um aumento deste parâmetro, que começou por ser gradual, com o ajustamento do perfil de praia ao primeiro conjunto de condições de agitação, estabilizando após cerca de 7 horas de teste em cerca de 20%.

A sensibilidade do perfil transversal de praia à acção das condições de agitação é evidenciada pelo crescimento abrupto do coeficiente de reflexão, na transição para o segundo conjunto de condições de agitação, parecendo estabilizar para um valor de cerca de 37%. A transição para o terceiro conjunto de condições de agitação marítima traduz-se numa redução inicial do coeficiente de reflexão, seguido de um ligeiro crescimento continuado até ao final da sub-série de testes, com um valor de cerca de 33%. Na transição para a última sub-série de testes há uma redução acentuada do coeficiente de reflexão, parecendo estabilizar em cerca de 20%.

A maior parte da energia incidente numa praia é dissipada através da rebentação das ondas, mas em determinadas circunstâncias existe uma importante reflexão no sentido do largo. O processo de reflexão da agitação marítima em praias é um fenómeno cujo conhecimento é ainda limitado. Elgar *et al.*, 1994, estudaram a reflexão em praias, através de um parâmetro, R^2, que representa o quociente entre a energia das ondas que se propaga no sentido do mar e a energia das ondas que se propaga no sentido da praia.

Os autores referem o trabalho de Miche, 1951, que desenvolveu uma relação semi-empírica para a determinação deste factor, baseando-se em resultados experimentais obtidos no caso de ondas monocromáticas a incidirem sobre uma praia com um fundo liso, segundo a direcção normal. De acordo com os autores, Miche, 1951, definiu o parâmetro de reflexão, R^2, através das seguintes condições:

$$\begin{cases} R^2 \approx 1, se\ M \geq 1 \\ R^2 \approx M, se\ M < 1 \end{cases}, \tag{5.234}$$

em que,

$$M = \frac{16g^2}{(2\pi)^5} \frac{\tan^5 \beta}{{H_0}^2 f^4}, \tag{5.235}$$

em que g representa a aceleração da gravidade, $tan\,\beta$ o declive da praia, H_0 a altura de onda ao largo e f a frequência da onda. A ideia de que a energia incidente que não é reflectida para o largo é dissipada através da rebentação sobre a praia está subjacente às condições apresentadas.

Carrier e Greenspan, 1958, referidos por Elgar *et al.*, 1994, obtiveram teoricamente, com base numa teoria não-linear para as equações de propagação das ondas de superfície em águas pouco profundas, resultados idênticos aos de Miche, 1951. Outros estudos experimentais, posteriormente realizados em laboratório com ondas monocromáticas, também se mostraram consistentes (e.g. Guza *et al.*, 1984). O autor refere ainda estudos de reflexão em praias naturais (Tatavarti *et al.*, 1988; Walton, 1992), nos quais R^2 segue a tendência de variação indicada por Miche, 1951, mas com valores inferiores para frequências de onda típicas da agitação marítima. Os autores destacam ainda uma série de estudos que indicam que, para frequências infra-gravíticas, o parâmtero R^2 é da ordem da unidade. No seu estudo, Elgar *et al.*, 1994, investigaram a reflexão de ondas de superfície restauradas pela gravidade (agitação marítima) numa praia natural, através do parâmetro R^2, utilizando medições de uma série de sensores de pressão fundeados a 13m de profundidade, a cerca de 2 km da costa de 'North Carolina'. Os autores

analisaram a energia incidente e reflectida, separadamente para duas bandas de frequência, uma correspondente à energia infra-gravítica ($0.01 < f < 0.04\ Hz$, ondas devidas a efeitos não-lineares em profundidades muito reduzidas) e outra à energia da agitação marítima ($0.04 < f < 0.2\ Hz$, vaga e ondulação). Concluíram que para a banda de energia gravítica, R^2 diminui com o aumento da frequência e da energia, e aumenta com o aumento do declive da face da praia, o que é consistente com a parametrização de Miche, 1951, quando se considera como onda representativa da agitação irregular, a caracterizada pela altura de onda significativa e pela frequência correspondente à centróide do espectro. Encontraram valores para este parâmetro que podiam chegar a 18%, para alturas de onda significativa observadas entre 1.8 m e 2.4 m, mas que eram frequentemente inferiores a 3%, sendo, no último caso, praticamente indetectável a propagação de energia gravítica no sentido do mar. Da análise dos espectros direccionais da agitação marítima sugeriram que a reflexão seria especular. Em contraste, concluíram que para a banda de frequências infra-gravíticas a energia que se propaga para o largo é superior à energia incidente, sugerindo que as ondas infra-gravíticas possam ser geradas a profundidades muito reduzidas e aprisionadas pela refracção junto à costa, o que era consistente com as observações de Herbers *et al.*, 1994.

Tentou-se relacionar os coeficientes de reflexão medidos com as características da praia construída e com as condições de agitação. Para tal, utilizaram-se os coeficientes de reflexão médios, C_r (definidos na equação (5.216), secção 5.4.4.3) equivalentes à raiz quadrada do parâmetro R^2, expressão (5.234), estimados com base nas condições médias medidas no modelo, Quadro 5.43. Da análise do quadro, verifica-se que o parâmetro de *Miche* apresenta valores no protótipo bastante reduzidos, não prevendo praticamente a ocorrência de reflexão para as condições mais dissipativas (sub-série I.3 e I.4) e valores variáveis entre 1% e 4% para as restantes condições de agitação marítima.

Quadro 5.43. Coeficientes de reflexão médios medidos e estimados através da formulação de Miche, com base nas condições médias medidas no modelo.

Série I	Protótipo				Modelo						
	$H_0\ (m)$	$T_p\ (s)$	$\tan\beta$	R^2	$H_0\ (m)$	$T_p\ (s)$	$\tan\beta$	R^2	$\sqrt{R^2}$	C_r	${C_r}^2$
I.1	1.1	8	0.103	1%	0.029	1.32	0.206	21%	0.455	0.233	5%
I.2	1.0	12	0.104	4%	0.026	1.97	0.208	100%	1.000	0.383	15%
I.3	1.9	12	0.089	0%	0.052	1.97	0.177	15%	0.394	0.308	9%
I.4	2.1	8	0.114	0%	0.058	1.32	0.228	9%	0.296	0.204	4%

Devido à distorção geométrica do modelo, patente no declive da face da praia, a validade da formulação de *Miche* para a estimativa dos coeficientes de reflexão fazia prever valores exagerados. Com efeito, os coeficientes de reflexão medidos correlacionam-se com os valores do parâmetro de *Miche*, apresentando, no entanto, valores inferiores. Os valores medidos no modelo (${C_r}^2$) foram consistentes com os observados no campo por Elgar *et al.*, 1994, inferiores a 18%, aumentavam com o período de pico e diminuíam com a altura de onda significativa. A relação entre os coeficientes de reflexão e o declive da face da praia era difícil de estabelecer em virtude da distorção do modelo.

Como é conhecido, a reflectividade de uma praia está directamente relacionada com as suas características hidrodinâmicas (tais como o tipo de rebentação, a profundidade a que esta ocorre, o espraiamento, a geração ou acção de oscilações de longo período e padrões de circulação associados) e morfodinâmicas. O facto de o modelo ser distorcido tinha implicações nos fenómenos de transformação da agitação sobre a praia (especialmente nos processos de reflexão e dissipação, secção 5.5.2). O fenómeno da difracção não seria adequadamente reproduzido, o espraiamento das ondas

seria maior no modelo do que no protótipo, o carácter da rebentação podia ser afectado e esperava-se também uma maior reflexão na praia.

O limite de espraiamento máximo da agitação marítima (altura vertical excedida por 2% das ondas, capítulo 3, secção 3.2.5) pode ser estimado através da expressão proposta por Ahrens, 1981, referido por Hughes, 2004, que traduz uma generalização da expressão (5.89) para a agitação irregular:

$$Ru_{2\%} = \mathrm{c}\tan\beta\sqrt{H_{m0}\frac{gT_p{}^2}{2\pi}}. \tag{5.236}$$

em que c representa um coeficiente empírico ($c = 1.6$), $tan\,\beta$ o declive da praia, H_{m0} a altura de onda significativa estimada por integração do espectro e T_p o período de pico.

Admitindo que este limite é determinado com base nas condições de agitação marítima junto à rebentação e que o declive $tan\,\beta$ corresponde ao declive da face da praia, o que parece razoável, uma vez que a formulação foi obtida com base em testes experimentais de espraiamento de agitação irregular sobre taludes impermeáveis (declives variáveis entre 1 e 0.25), a expressão anterior pode ser reescrita, obtendo-se:

$$Ru_{2\%} = H_{m0,\mathrm{b}}\,\mathrm{c}\,\xi_{\mathrm{b}}. \tag{5.237}$$

em que ξ_b representa o número de *Irribaren* junto à rebentação (capítulo 3, secção 3.2.2), dado pela expressão:

$$\xi_b = \frac{\tan\beta}{\sqrt{H_{m0,b}/\left(\frac{gT_p{}^2}{2\pi}\right)}}. \tag{5.238}$$

No modelo o declive da face da praia encontrava-se distorcido ($\Omega = 2$, secção 5.3.3.5) pelo que este parâmetro também se encontraria distorcido, assumindo valores relativamente maiores (duas vezes, secção 5.2.4.3). Quer isto dizer que no modelo o espraiamento das ondas é duas vezes maior do que o espraiamento que ocorreria se este tivesse sido reproduzido de acordo com a escala vertical (escala do comprimento característico considerado no modelo hidrodinâmico). Assim, quando os resultados do modelo são convertidos para valores no protótipo, este parâmetro será duas vezes maior do que o seu valor de referência. Este efeito da distorção do modelo tinha sido já observado nos resultados obtidos para o declive da face da praia (Figura 5.87), parecendo uma consequência directa do facto de o declive da face da praia estar relacionado com a altura da berma que, por sua vez, se relaciona de uma forma directa com o espraiamento das ondas (capítulo 3, secção 3.2.5).

O tipo de rebentação esperado quando determinadas condições de agitação marítima actuam sobre uma praia, pode também ser classificado em função do número de *Irribaren* junto à rebentação (capítulo 3, secção 3.2.2).

Fez-se uma estimativa dos valores do número de *Irribaren* junto à rebentação, no protótipo e no modelo.Para a estimativa das condições de agitação na rebentação recorreu-se, uma vez mais, à teoria linear da onda e a um critério de rebentação simples (secção 5.3.3.5), sendo estes valores corrigidos pelos valores das alturas de onda significativas incidentes medidas junto à base da praia. Os declives da face da praia foram extraídos dos perfis transversais medidos (Figura 5.86). No Quadro 5.44 apresentam-se os valores médios deste parâmetro para cada conjunto de condições de agitação, juntamente com a classificação do tipo de rebentação.

Quadro 5.44. Parâmetro de rebentação (número de *Irribaren*) e classificação do tipo de rebentação no protótipo e no modelo.

Série I	Protótipo		Modelo	
	ξ_b	Tipo de rebentação	ξ_b	Tipo de rebentação
I.1 ($H_s = 1\,m,\ T_p = 8\,s$)	0.876	Mergulhante	1.753	Mergulhante
I.2 ($H_s = 1\,m,\ T_p = 12\,s$)	1.338	Mergulhante	2.676	Oscilante
I.3 ($H_s = 2\,m,\ T_p = 12\,s$)	0.883	Mergulhante	1.765	Mergulhante
I.4 ($H_s = 2\,m,\ T_p = 8\,s$)	0.766	Mergulhante	1.531	Mergulhante

Da análise do quadro verifica-se que, para as condições de agitação de teste, a rebentação no protótipo (condições distorcidas em relação à situação de referência) seria do tipo mergulhante, havendo uma alteração do seu carácter no modelo, para o tipo oscilante, no caso da sub-série I.2 de testes experimentais. A rebentação oscilante é característica em praias com declives acentuados, quando actuadas por ondas de pequena declividade (podendo verificar-se no Quadro 5.41 que as condições de agitação de teste da sub-série I.2 apresentam uma declividade bastante reduzida, comparativamente com as restantes condições), assemelhando-se à rebentação mergulhante, mas revelando um adiantamento da zona inferior da onda que conduz ao colapso da crista, ou em algumas situações a um movimento oscilatório de rebentação, estando normalmente associado a importantes fenómenos de reflexão. O aprofundamento do desnível associado à rebentação e o aumento da concavidade da face da praia, referidos para a sub-série I.2 de testes na secção 5.5.3.1, parecem estar relacionados com o carácter oscilante da rebentação, resultante da redução da declividade das ondas em relação às condições da sub-série de testes anterior. O elevado coeficiente de reflexão observado para a sub-série I.2 de testes (mas não unitário como a formulação de *Miche* faria prever) revela também a importância do fenómeno de reflexão associado a este tipo de rebentação.

Na Figura 5.92 representa-se a altura da berma que se desenvolveu ao longo das duas primeiras sub-séries de testes (valor médio para as quatro posições longitudinais de medição), em função do limite de espraiamento máximo das ondas. Da análise da figura constata-se que existe uma clara separação entre os valores correspondentes a cada conjunto de condições de agitação analisados.

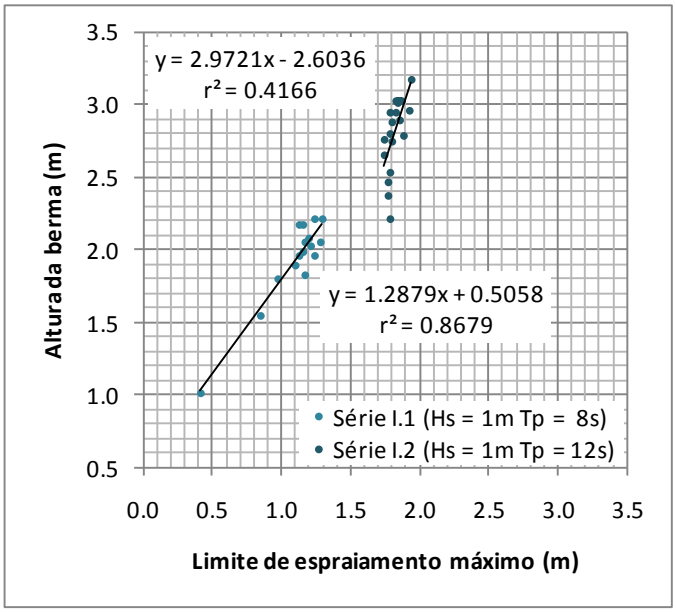


Figura 5.92. Altura da berma que se desenvolveu ao longo das duas primeiras sub-séries de testes, em função do limite de espraiamento máximo das ondas (valores no protótipo).

5.5.5. TAXA DE TRANSPORTE LONGITUDINAL DE SEDIMENTOS

A taxa de transporte sólido longitudinal pode ser estimada através da formulação de Kamphuis, 1991a, como foi já referido na secção 5.3.3.5, que foi considerada por Schoonees e Theron, 1993, 1996, como robusta e a melhor para estimar as taxas de transporte tanto no campo como em laboratório, na sequência da sua validação, com base numa vasta base de dados de campo de medição de taxas de transporte longitudinal. Repete-se aqui a formulação já apresentada na secção 5.2.5.3, expressão (5.135):

$$Q_s = 2.27 {H_{sb}}^2 {T_p}^{1.5} {\mathrm{m_b}}^{0.75} {d_{50}}^{-0.25} sin^{0.6}(2\theta_b), \tag{5.239}$$

em que Q_s representa a taxa de transporte longitudinal de massa submersa (kg/s), T_p o período de pico do espectro da agitação marítima ao largo, m_b o declive de rebentação e θ_b o ângulo entre a direcção de incidência da onda e a normal à praia.

Por outro lado, a taxa de transporte longitudinal pode ser estimada através da determinação da massa submersa dos sedimentos que atravessa uma secção de praia num determinado intervalo de tempo:

$$Q_{s,med} = \frac{\mathrm{M_{s,med}}}{\mathrm{\Delta t}}, \tag{5.240}$$

em que Δt representa o intervalo o tempo e $M_{s,med}$ a massa submersa dos sedimentos, em que a massa submersa, M_s, se relaciona com o volume de sedimentos, V, através da expressão:

$$\mathrm{M_s} = (1 - \mathrm{p})(\rho_\mathrm{s} - \rho)\mathrm{V}, \tag{5.241}$$

em que ρ_s representa a massa volúmica dos sedimentos, ρ a massa volúmica da água e p a porosidade dos sedimentos.

A análise dimensional da expressão (5.239) mostra que a escala para a taxa de transporte de massa submersa é dada por:

$$N_{Q_s} = {\mathrm{N_z}}^{7/2} {\mathrm{N_x}}^{-3/4} {N_{d_{50}}}^{-1/4}. \tag{5.242}$$

Enquanto a análise dimensional da conjugação da expressão (5.241) com a expressão (5.240), mostra que:

$$N_{Q_{s,med}} = \frac{\mathrm{N_z N_x}^2 N_{\rho'} N_{1-\mathrm{p}}}{\mathrm{N_{t_m}}}. \tag{5.243}$$

em qu ρ'e representa a massa volúmica submersa relativa e p a porosidade da areia.

Como as duas escalas, expressão (5.242) e expressão (5.243), devem ser iguais, a escala de tempo morfológico deverá ser:

$$\mathrm{N_{t_m}} = {\mathrm{N_z}}^{-5/2} {\mathrm{N_x}}^{11/4} {N_{d_{50}}}^{1/4} N_{\rho'} N_{1-\mathrm{p}}. \tag{5.244}$$

Os valores de protótipo dos parâmetros intervenientes na formulação (5.239) foram estimados a partir dos dados obtidos no modelo físico: a altura de onda significativa na rebentação obteve-se a partir da altura de onda significativa medida ao longo dos testes e da sua propagação até à zona de rebentação, utilizando a teoria linear da onda juntamente com um critério de rebentação simples, tendo-se obtido para cada série um ângulo de incidência da onda junto à rebentação, através do mesmo procedimento considerando as condições de teste (Quadro 5.14); o período de pico foi medido ao longo dos testes; o declive de rebentação foi aproximado pelo declive da face da praia, uma vez que não foi possível extrair o declive de rebentação dos perfis transversais medidos; o diâmetro dos sedimentos era conhecido (Quadro 5.9). A distorção do declive da face da praia foi também considerada. Com base nestes valores foi efectuada a estimativa das taxas de transporte sólido longitudinal através da

formulação de Kamphuis, 1991a. Os valores de massa submersa medidos a partir dos sedimentos recolhidos ao final da cada hora de teste (Quadro 5.31 e Quadro 5.32, secção 5.4.6) foram também utilizados para a estimativa das taxas de transporte sólido longitudinal, através da expressão (5.240).

Na Figura 5.93 apresentam-se as taxas de transporte sólido longitudinal estimadas ao longo da série I de testes experimentais. Os valores apresentados correspondem a valores no protótipo. A escala da taxa de transporte de massa submersa considerada foi $N_{Q_s} = 10401$ obtida a partir dos valores de referência no protótipo para os parâmetros intervenientes (Quadro 5.15, secção 5.3.3.5).

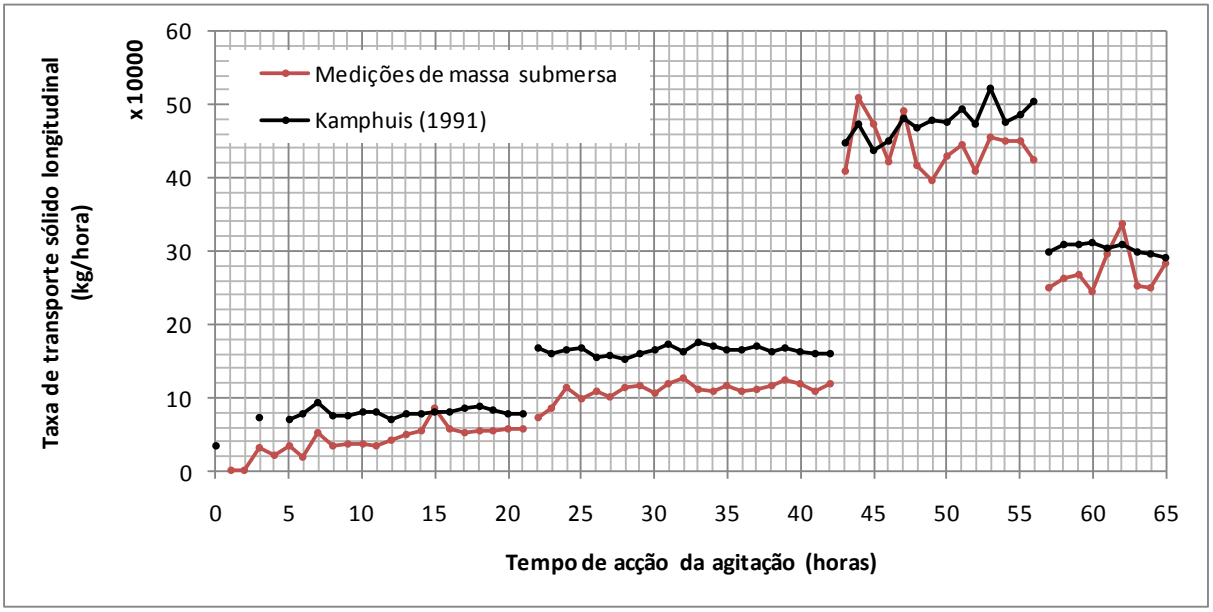


Figura 5.93. Taxa de transporte sólido longitudinal, estimada através da formulação de Kamphuis, 1991a, e obtida através da medição da massa submersa dos sedimentos recolhidos em cada hora de teste.

A análise da figura mostra a existência de uma correlação importante entre os valores das taxas de transporte longitudinal estimadas através da formulação de Kamphuis, 1991a e as taxas obtidas através da pesagem dos sedimentos recolhidos no final de cada hora de teste. Utilizando o método dos mínimos quadrados efectuou-se um ajuste das taxas estimadas, através da formulação, às medidas no modelo, Figura 5.94, obtendo-se uma recta com um coeficiente de determinação, $r^2 = 0.9739$, que traduz a igualdade entre as taxas determinadas pelos dois métodos, a menos de uma taxa constante:

$$Q_{s,med} = Q_s - (43000 \pm 6000) \qquad \text{(kg/hora)} \qquad (5.245)$$

As taxas de transporte sólido longitudinal estimadas através da formulação semi-empírica apresentaram valores sistematicamente superiores aos obtidos a partir da pesagem dos sedimentos recolhidos a sotamar da praia. Esta situação é consistente com o previsto por Dean, 1985 (secção 5.2.5.4). São diversos os factores que podem contribuir para as diferenças observadas entre as estimativas dos dois métodos (Figura 5.93), os quais podem estar relacionados com os efeitos de escala presentes no modelo físico, em termos de transporte de sedimentos e de distorção geométrica, com a estimativa dos ângulos de incidência, com a ausência de alimentação sedimentar a barlamar da praia e com a descontinuidade da corrente de deriva litoral junto às fronteiras. Com efeito, o facto de existir um deficit sedimentar no modelo é incompatível com o pressuposto de uma praia infinita utilizado por Kamphuis, 1991a, no desenvolvimento da formulação utilizada, estabelecida com base num modelo tridimensional com fundos de areia que apresentava realimentação de água e sedimentos.

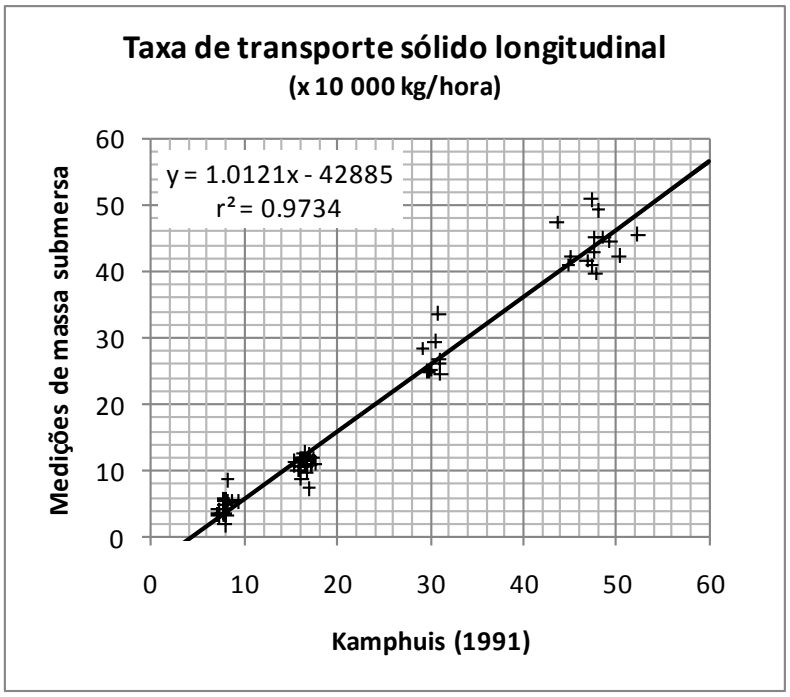


Figura 5.94. Taxa de transporte sólido longitudinal, estimada através da formulação de Kamphuis, 1991a, e obtida através da medição da massa submersa dos sedimentos recolhidos em cada hora de teste.

Em relação aos efeitos de escala relacionados com o transporte sedimentar (secção 5.5.2), o facto de o parâmetro de velocidade de queda apresentar valores ligeiramente superiores no modelo pode reduzir o transporte de sedimentos que se faz em suspensão. O tamanho exagerado dos sedimentos que obrigaria à ocorrência de forças relativamente maiores para a sua mobilização pode também contribuir para a redução da taxa de transporte por arrastamento. A distorção do modelo foi considerada através de uma correcção aos valores do declive da face da praia, uma vez que o estabelecimento da escala para a taxa de transporte longitudinal se baseou nos valores de referência no protótipo. Pode estar a ocorrer uma sobre-estimativa dos ângulos junto à rebentação, uma vez que foi efectuada de uma forma algo rudimentar, com uma grande incerteza associada.

Admitindo a igualdade entre as duas taxas de transporte é possível a determinação da escala de tempo morfológico através da expressão (5.244), $N_{t_m} = 19.5$, que será necessária para a integração dos resultados do modelo físico nas simulações do modelo numérico (secção 5.6).

Taxa de Variação da Área dos Perfis Transversais

Na Figura 5.95 apresenta-se a área dos perfis transversais medidos ao longo da série I de testes experimentais, para as quatro localizações longitudinais, seleccionadas na zona central da praia, subtraída da área do respectivo perfil antes de se ter submetido a praia à acção da agitação, dando-se início à série de testes. Na Figura 5.96 apresentam-se os resultados obtidos nas estimativas da variação da área do perfil[30] localizado na posição longitudinal A, através de cada um dos dois métodos indicados e os respectivos erros associados.

A área dos perfis medidos foi estimada através da seguinte expressão para todos os pontos de medição:

[30] Para a estimativa da variação da área dos perfis transversais, utilizaram-se os perfis medidos sem que tivesse sido efectuado qualquer tipo de alisamento. Verificou-se que as formas de fundo afectam esta estimativa de uma forma expressiva.

$$AP = \sum_{\mathrm{i}=1}^{80-1} (x_{\mathrm{i}+1} - x_{\mathrm{i}}) \left(\frac{z_{\mathrm{i}+1} + z_{\mathrm{i}}}{2} - \mathrm{z}_0 \right), \tag{5.246}$$

em que z_0 corresponde à cota do fundo do tanque.

A taxa de variação da área dos perfis transversais medidos podia ser determinada através da variação da área dos perfis num determinado intervalo de tempo, de acordo com a expressão:

$$\frac{\Delta AP}{\Delta t} = \frac{AP_{\mathrm{t}_2} - AP_{\mathrm{t}_1}}{\mathrm{t}_2 - \mathrm{t}_1}, \tag{5.247}$$

em que t_2 e t_1 representam dois instantes sucessivos de medição de um mesmo perfil.

Nesse caso, o erro obtido nas estimativas (valores no protótipo) seria dado por:

$$\delta\Delta AP = 2 \sum_{\mathrm{i}=1}^{80-1} \left[(0.148\mathrm{m}) \left| \frac{z_{\mathrm{i}+1} + z_{\mathrm{i}}}{2} - \mathrm{z}_0 \right| + (0.037\mathrm{m}) |x_{\mathrm{i}+1} - x_{\mathrm{i}}| . \right]. \tag{5.248}$$

Ou, em alternativa, através da soma das variações das cotas ao longo do perfil, para um passo horizontal constante, $\Delta x = x_{i+1} - x_i = 3.7\ m$:

$$\Delta AP = \Delta x \sum_{\mathrm{i}=1}^{80-1} \left(z_{\mathrm{i},\mathrm{t}_2} - z_{\mathrm{i},\mathrm{t}_1} \right), \tag{5.249}$$

E nesse caso o erro obtido nas estimativas será significativamente menor, dado por:

$$\delta\Delta AP = \sum_{\mathrm{i}=1}^{80-1} \left[(0.148\mathrm{m}) \left| z_{\mathrm{i},\mathrm{t}_2} - z_{\mathrm{i},\mathrm{t}_1} \right| + (0.037\mathrm{m}) \times \Delta x \right]. \tag{5.250}$$

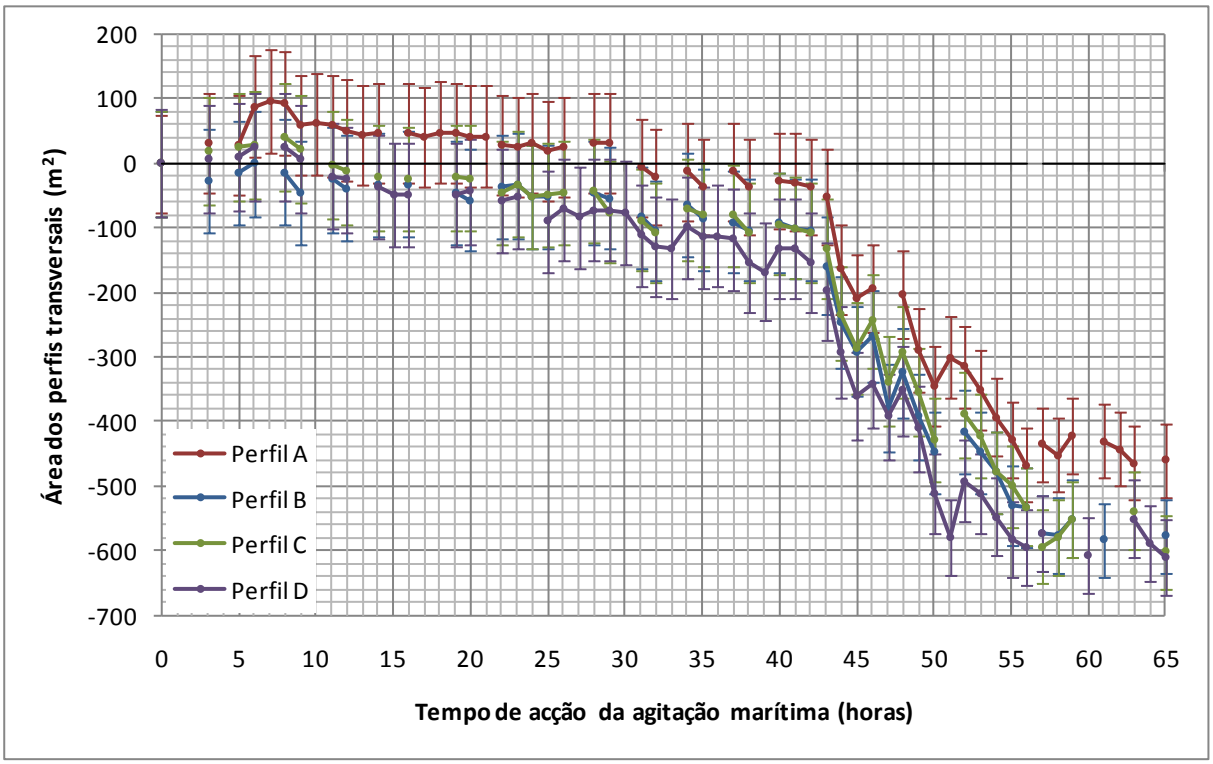


Figura 5.95. Área dos perfis transversais ao longo da série I de testes experimentais para as quatro localizações longitudinais seleccionadas na zona central da praia, subtraída da área do respectivo perfil inicial.

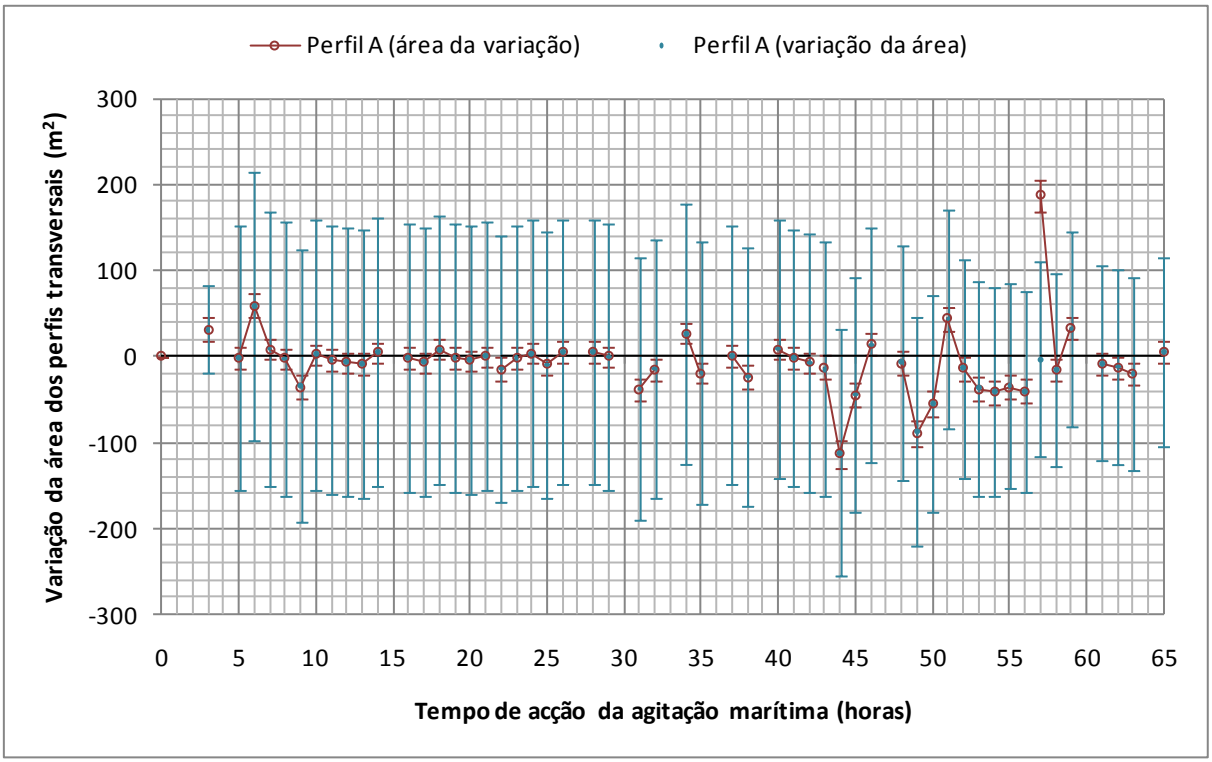


Figura 5.96. Taxa de variação da área dos perfis transversais ao longo da série I de testes experimentais para a localização A, utilizando o método da variação da área e o método da área da variação.

Da análise da Figura 5.96 destaca-se que os erros associados ao método de cálculo da variação da área do perfil são bastante superiores aos erros associados ao método de cálculo da área da variação do perfil. Procedeu-se, portanto, à estimativa da taxa de variação da área dos perfis transversais através da taxa da área de variação (5.249), que conduz a erros inferiores.

Da análise da Figura 5.95 destaca-se desde logo a elevada variabilidade entre medições sucessivas dos perfis. Observa-se uma tendência erosiva de variação da área dos perfis, longitudinalmente uniforme, havendo, no entanto, um aumento (acreção) inicial a sotamar. Como seria de esperar, esta análise é consistente com a efectuada na secção 5.5.3. A acreção inicial corresponde a um ajustamento do perfil transversal à acção das condições de agitação e a uma uniformização longitudinal da praia. Para as duas primeiras sub-séries de testes, ao final de cerca de 14 horas de acção da agitação marítima, verifica-se uma certa estabilidade da área dos perfis, o que é consistente com a situação de quase-equilíbrio indicada na secção referida. O início da série I.3 de testes é marcado por uma forte erosão dos perfis, que cresce até à transição para as novas condições de agitação marítima, ao final de 14 horas. Na sub-série I.4 de testes verifica-se uma importante acreção inicial, especialmente para os perfis de sotamar, que rapidamente se inverte, havendo um aumento da sua erosão a partir das 5 horas de teste, que se mantém até ao final da série de testes. Esta acreção inicial está relacionada com a inversão da posição da viga de apoio, que teve lugar antes do início da série I.4 de testes experimentais, efectuada para uma melhor cobertura do perfil activo (pág. 384). De facto, pode verificar-se, por exemplo, na Figura 5.60 (em que são representados os perfis medidos durante a série I de testes experimentais na localização A da praia) que, na transição entre a sub-série I.3 e a sub-série I.4 de testes experimentais, há um aumento da área do perfil medido na sua parte alta, que passa a estar incluída na zona de medição.

Uma vez que a incerteza associada a um modelo deste tipo não permite o estabelecimento de uma relação rigorosa entre a variação da área dos perfis e a taxa de transporte longitudinal medida, procurou-se correlacionar as duas grandezas. A Figura 5.97 ilustra a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) em função da variação (acumulada) da área dos perfis transversais. Da análise da figura verifica-se uma correlação significativa entre as duas grandezas, apesar da grande dispersão.

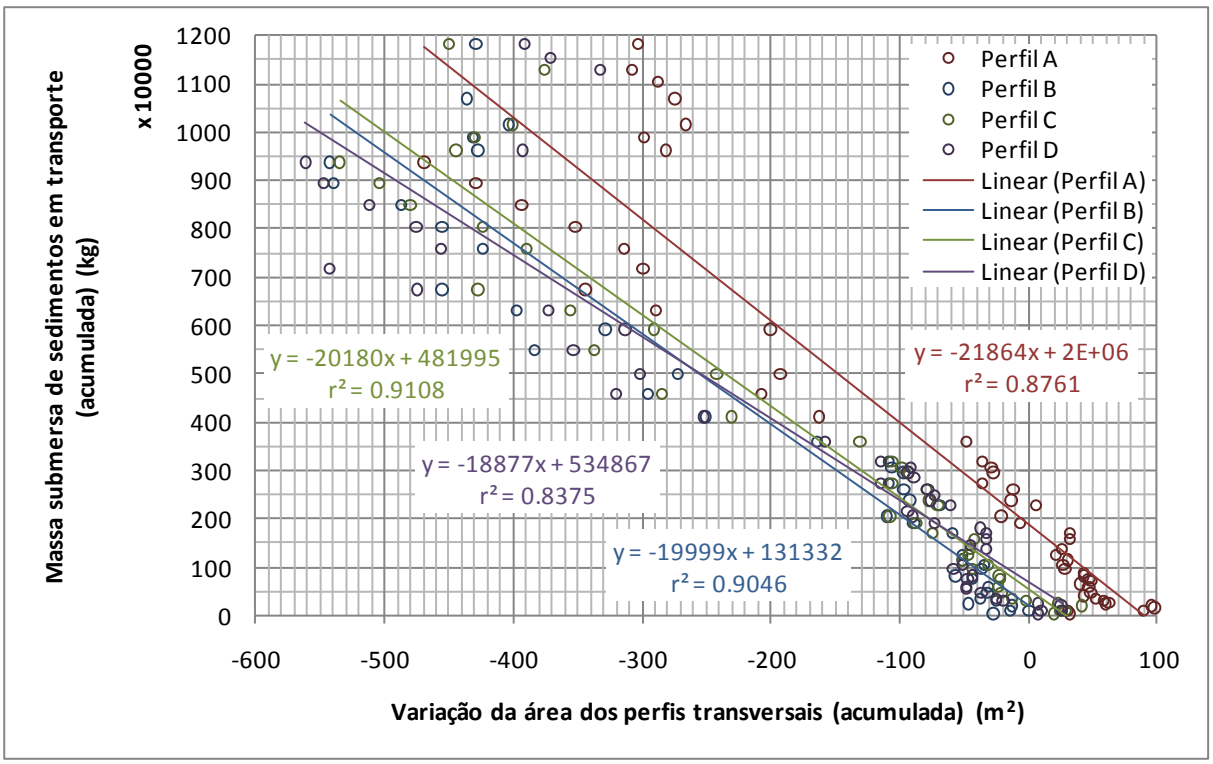


Figura 5.97. Variação acumulada da área dos perfis transversais ao longo da série I de testes experimentais para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte.

Também nesta relação se verifica uma certa uniformidade longitudinal, havendo no entanto uma separação para os locais extremos, mais próximos das fronteiras do modelo tridimensional. Para estes casos, os coeficientes de correlação são ligeiramente inferiores. No caso da extremidade de sotamar o declive da recta resultante do ajuste é ligeiramente inferior, enquanto no caso de barlamar é ligeiramente superior. Estes resultados mostram que, os sedimentos recolhidos a sotamar da praia, apesar de provenientes de toda a sua extensão, serão preferencialmente provenientes das localizações mais a barlamar. Com efeito, haverá uma ligeira rotação da linha de costa, no sentido de a sua orientação se aproximar da direcção normal à direcção de incidência das ondas.

A grande dispersão dos valores está relacionada com o erro associado à determinação das áreas dos perfis transversais e com o erro associado à determinação da massa submersa de sedimentos. Para o primeiro contribui, para além do erro associado à medição dos perfis que se propaga no cálculo da sua área (Figura 5.95), a existência de ondulações no fundo cuja migração condiciona o seu cálculo. Também nesta figura é visível o efeito da inversão da viga de apoio na transição para a última sub-série de testes experimentais (maiores valores de massa submersa acumulada de sedimentos em transporte), que se traduz num aumento da variação da área acumulada dos perfis. Após a transição a tendência global de variação é recuperada.

A correlação entre a variação (acumulada) da posição da linha de costa e a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) é ainda mais significativa, Figura 5.98, havendo uma importante redução da dispersão, uma vez que na obtenção da posição da linha de costa não intervêm alguns dos factores de erro mencionados, especialmente os relacionados com a determinação da variação da área dos perfis transversais.

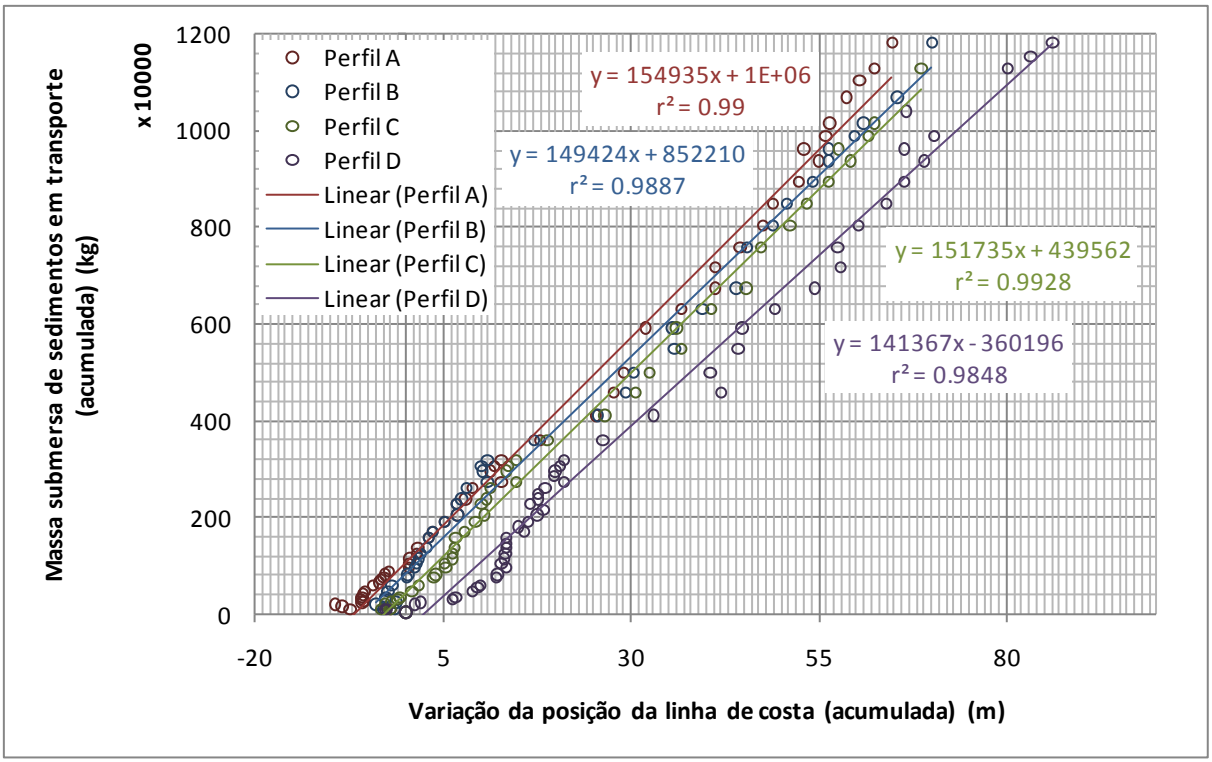


Figura 5.98. Variação acumulada da posição da linha de costa ao longo da série I de testes experimentais para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte.

A relação existente entre estas duas grandezas traduz o principal pressuposto utilizado nos modelos de "uma linha" para simulação da evolução da linha de costa em função da taxa de transporte sólido longitudinal, de que o perfil de praia mantém a sua forma de equilíbrio, movendo-se paralelamente a si próprio em torno da profundidade de fecho. Verifica-se também na figura a tendência de os recuos da linha de costa serem mais acentuados a barlamar do que a sotamar.

5.6. Simulação Numérica das Condições de Ensaio no Modelo Físico

O modelo numérico LTC de simulação da evolução da linha de costa, apresentado no capítulo 4, foi utilizado para a simulação da evolução do troço de praia que foi reproduzido no modelo físico com fundos móveis, durante a série I de testes experimentais. Os testes numéricos consistiram em simulações para uma praia uniforme e rectilínea sob acção de uma onda constante proveniente de uma direcção de 80ºN, o que corresponde a uma direcção de incidência da onda de 10º junto à base da praia. A praia foi sucessivamente submetida à acção de quatro ondas, caracterizadas por uma altura de onda e um período de onda representativos da altura de onda significativa e do período de onda de pico de cada uma das condições testadas (Quadro 5.19). O nível médio da água foi mantido constante ao longo das simulações, ou seja, igual a +2m ZH. Uma vez que o modelo numérico considera que o

transporte transversal de sedimentos é nulo, para cada uma das quatro simulações realizadas foi construída uma malha topo-hidrográfica regular, com dimensões 460m x 620m e uma resolução de 3.7 m x 7.4 m, com batimetria uniforme correspondente ao perfil da praia no início de cada sub-série de testes. No caso da primeira sub-série, a construção da malha baseou-se no perfil de praia ao final de 7 horas de acção de agitação, tendo-se excluído o ajustamento inicial da praia que era claramente devido ao transporte transversal de sedimentos. Optou-se por apenas utilizar os perfis medidos, na posição longitudinal A da praia para a criação da malha, não havendo perda de generalidade, uma vez que se verificou uma razoável uniformidade longitudinal do perfil (secção 5.5.3). Nas simulações, os declives mínimos, da praia submersa e da praia emersa foram considerados nulos, sem que fosse efectuado qualquer rebaixamento de cotas para além da profundidade de fecho. O ângulo de repouso dos sedimentos considerado foi de 15º. A capacidade potencial de transporte sólido longitudinal foi calculada através da formulação de Kamphuis, 1991a, e a profundidade de fecho foi determinada através da formulação de Hallermeier, 1981a, em função da altura de onda e do período de onda. Junto à fronteira de barlamar do domínio de cálculo, foram impedidas as trocas sedimentares. Junto à fronteira de sotamar foi adoptada uma taxa de transporte sólido longitudinal idêntica à da secção adjacente, o que resultava numa passagem do volume de sedimentos que atingisse a fronteira de sotamar, para fora do domínio computacional, em correspondência com o que se verificava no modelo físico. O tempo de simulação do modelo foi determinado por conversão do tempo de duração da simulação no modelo físico, através da escala de tempo morfológico, ou seja, $N_{t_m} = 19.5$.

Na Figura 5.99 a Figura 5.102 apresenta-se uma confrontação entre os perfis transversais obtidos a partir das medições no modelo físico e os numericamente simulados. Para as condições de agitação caracterizadas por uma altura de onda significativa de 1 m e um período de onda de pico de 8 s (Figura 5.99) verifica-se uma boa concordância entre o perfil medido no final da sub-série de testes e o simulado pelo LTC, no entanto, a taxa de recuo da linha de costa é inferior no modelo numérico.

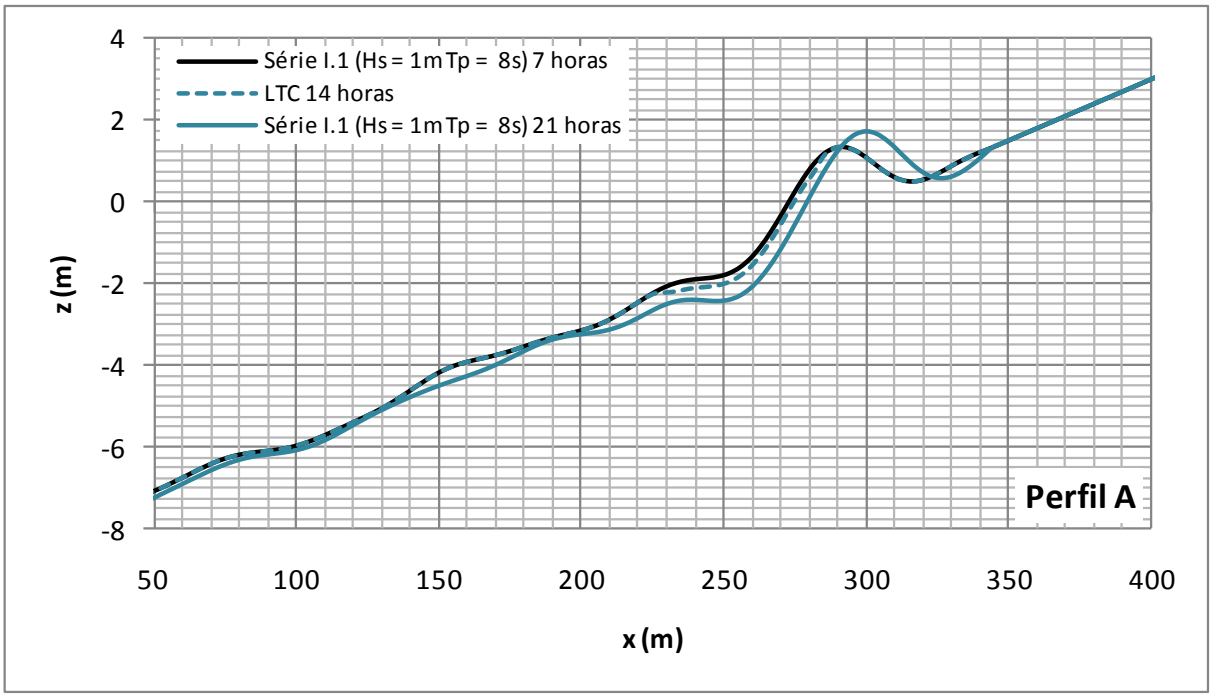


Figura 5.99. Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.1 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A.

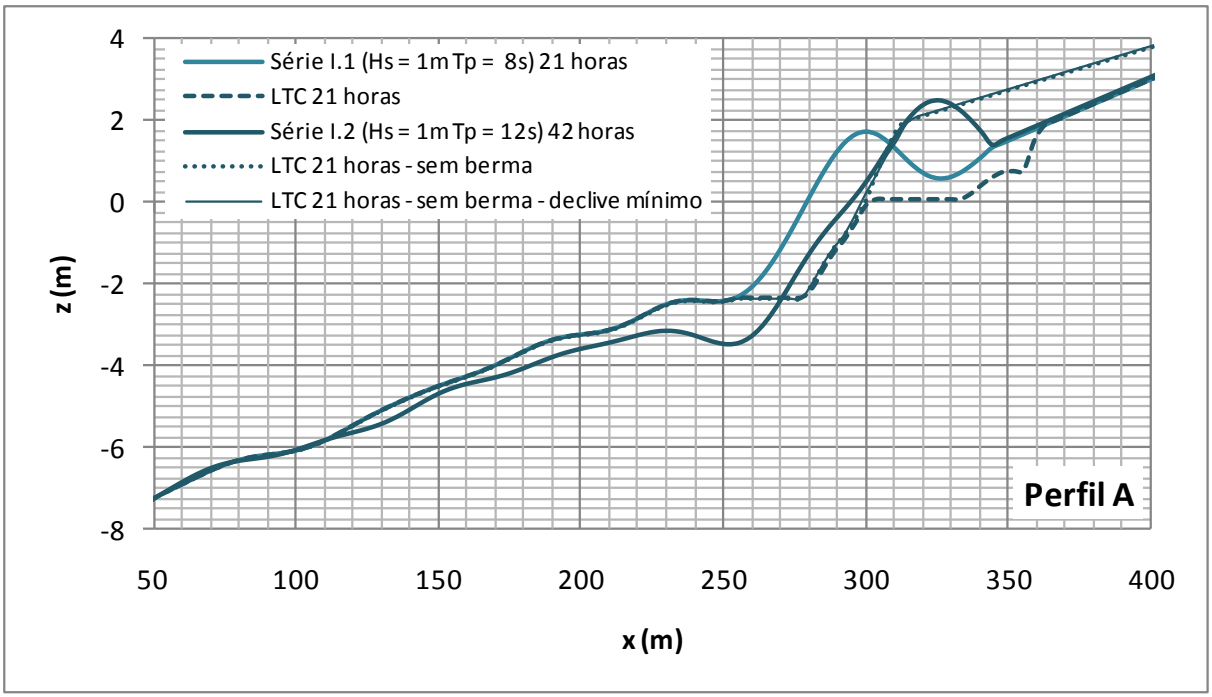


Figura 5.100. Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.2 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A.

Os resultados de simulação da segunda sub-série de testes (Figura 5.100), em que as condições de agitação são caracterizadas por uma altura de onda significativa de 1 m e um período de onda de pico de 12 s, não são tão satisfatórios. Por um lado o modelo numérico não simula o afundamento do perfil transversal junto à rebentação e por outro apresenta um comportamento pouco realista em torno da elevação da berma. A primeira questão relaciona-se com o facto de o perfil activo no modelo numérico estar limitado na sua zona submersa pela profundidade de fecho que se mantém constante durante a simulação, sendo necessário o aperfeiçoamento da definição do limite submerso do perfil activo de praia. O comportamento irrealista em torno da elevação da berma está relacionado com facto de o modelo numérico não permitir inclinações no perfil inferiores à inclinação mínima imposta pelo utilizador para o perfil submerso. Quando essas inclinações existem, as cotas do perfil são reduzidas de um determinado valor que garanta que a condição de inclinação mínima seja cumprida, tentando compensar-se a diferença para a redução que, o balanço de volumes determinaria, junto ao limite de espraiamento da onda, o que resulta no comportamento observado. A simulação foi repetida para uma malha topo-hidrográfica cujo perfil transversal difere do perfil da primeira malha entre a elevação da berma e o limite da mesma, tendo sido interpolado entre estes dois pontos para essa região. O perfil simulado encontra-se também representado na Figura 5.100. Pode verificar-se que o problema em torno da berma desaparece, havendo uma aproximação entre o perfil simulado e o perfil medido.

Um melhor desempenho do modelo é conseguido para a sub-série I.2 e também para a sub-série I.3, se o ângulo que controla o declive mínimo do perfil junto ao limite de espraiamento for o declive da face da praia e não o declive correspondente ao ângulo de repouso dos sedimentos. Na Figura 5.100 apresentam-se os resultados da simulação considerando esta correcção. Na Figura 5.101 apresentam-se os resultados da simulação inicial para a sub-série I.3 de testes experimentais (em que as condições de agitação são caracterizadas por uma altura de onda significativa de 2 m e um período de onda de pico de 12 s) e a sua repetição considerando as correcções referidas. Neste caso a inflexão da berma teve também que ser corrigida, uma vez que o limite de espraiamento da onda ultrapassa essa inflexão. Nesta sub-série de testes o recuo da linha de costa é inferior no modelo numérico.

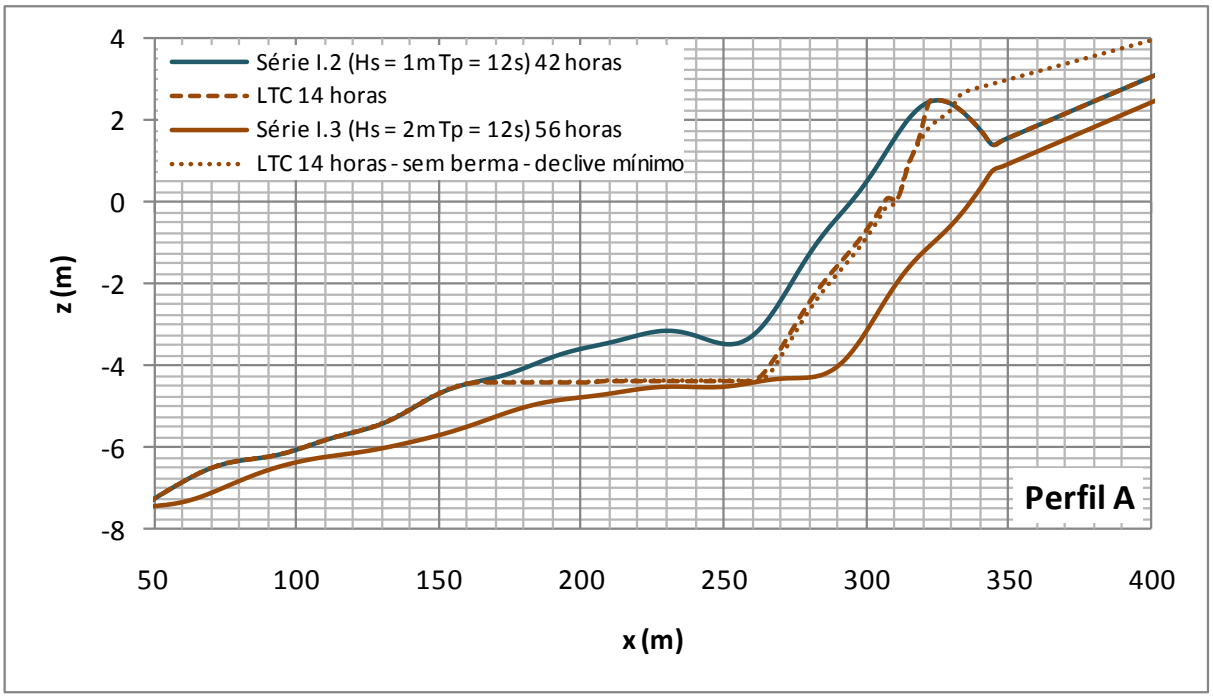


Figura 5.101. Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.3 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A.

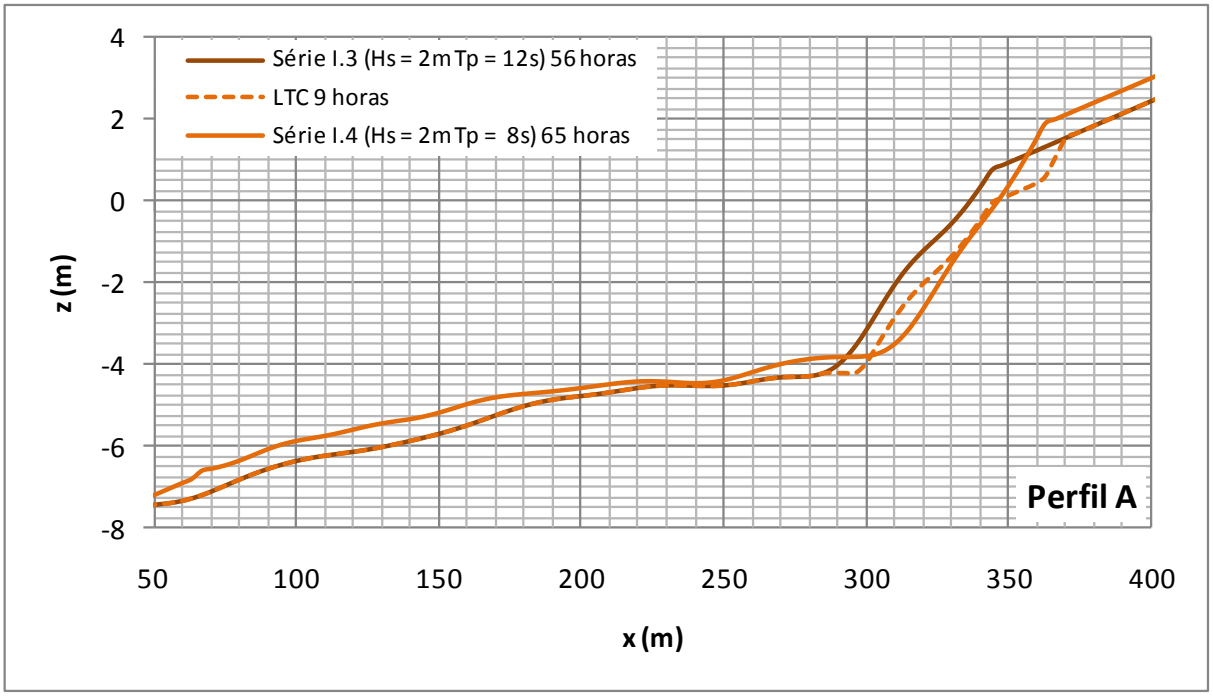


Figura 5.102. Comparação dos perfis medidos durante a sub-série I.4 de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A.

No caso da sub-série I.4 (Figura 5.102), em que as condições de agitação são caracterizadas por uma altura de onda significativa de 2 m e um período de onda de pico de 8 s, o perfil simulado e o perfil medido são bastante consistentes. No entanto, a elevação de cotas do perfil medido, entre a zona de

rebentação e a base da praia, resultante do transporte transversal no sentido do largo que ocorre durante a realização dos testes, não é simulada no modelo.

Da análise dos resultados das simulações numéricas destaca-se que no modelo numérico deve ser equacionada a redefinição do limite submerso até ao qual há variação do perfil transversal e que a rotina de actualização de cotas dos perfis em situação de erosão deve ser melhorada, nomeadamente no que diz respeito às correcções das inflexões do perfil transversal junto ao seu limite emerso. Com efeito, enquanto esta situação não for corrigida o modelo não poderá ser aplicado inadvertidamente a situações reais, onde é provável a ocorrência de variações morfológicas deste tipo. Nas aplicações, as malhas topo-hidrográficas devem ser convenientemente preparadas, tendo esta limitação em consideração. Além disso, de acordo com os resultados apresentados, a variação da forma do perfil será melhor representada nas simulações se o parâmetro "ângulo de repouso", que controla o declive da praia junto ao limite de espraiamento, for substituído pelo ângulo do declive da face da praia. Este aspecto merece um estudo mais aprofundado.

Na Figura 5.103 apresenta-se a compilação dos resultados de simulação numérica confrontados com os resultados obtidos no modelo físico para a localização A. A escolha das opções mais adequadas à aplicação do modelo mostra, em geral, uma razoável concordância entre os perfis medidos e os perfis simulados. Observa-se, no entanto, uma tendência para a subavaliação da variação da área dos perfis transversais nesta localização longitudinal.

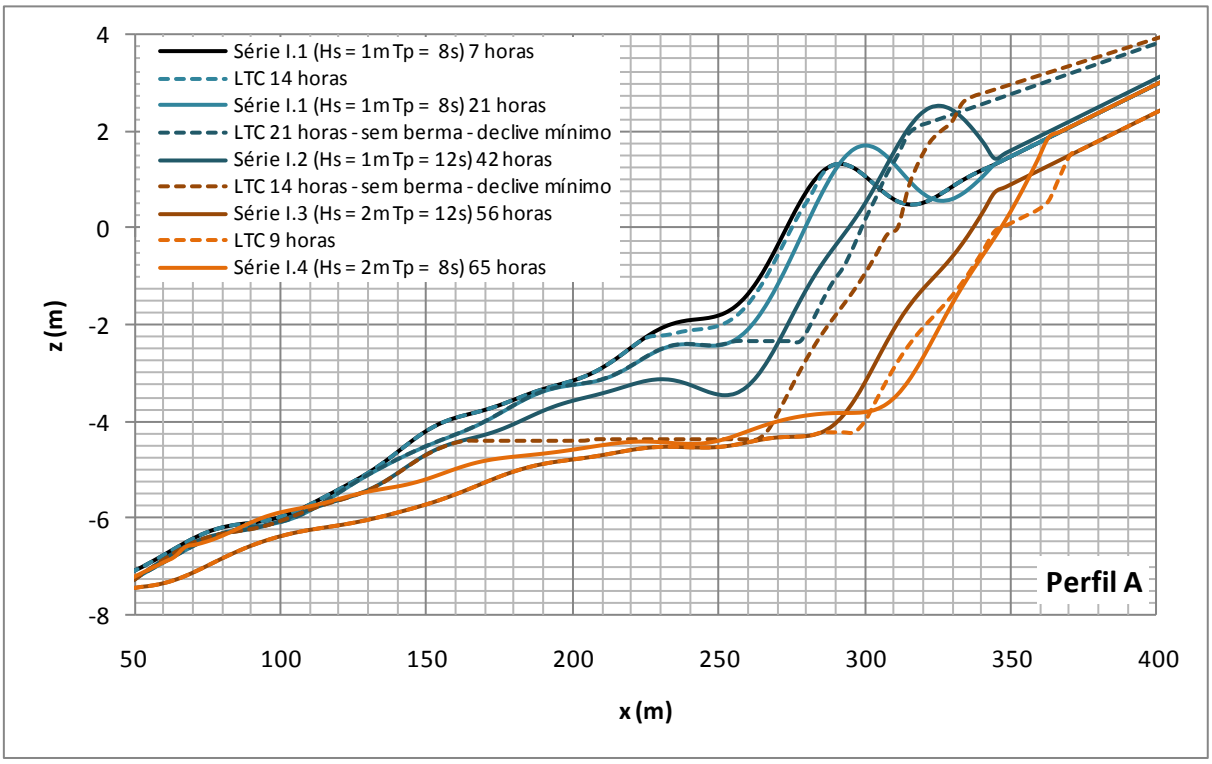


Figura 5.103. Comparação dos perfis medidos durante a série I de testes experimentais com os perfis simulados pelo LTC para a localização longitudinal A.

Na Figura 5.104 confronta-se a variação acumulada da posição da linha de costa para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte no modelo físico e no modelo numérico.

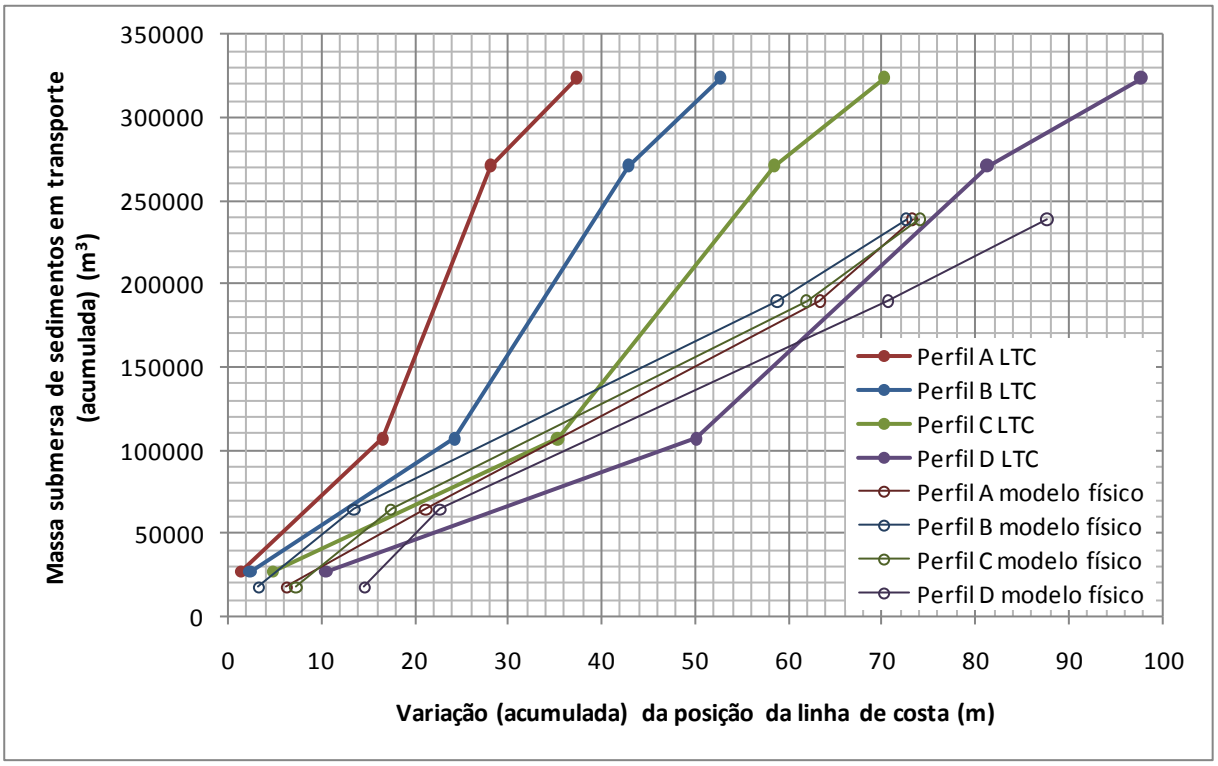


Figura 5.104. Comparação da variação acumulada da posição da linha de costa para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte, no modelo físico e no modelo numérico.

A figura mostra que, a massa submersa de sedimentos em transporte é sistematicamente inferior no modelo físico, o que é consistente com a subavaliação das taxas de transporte sólido longitudinal no modelo físico, conforme tinha sido já observado e discutido na secção 5.5.5. Destaca-se também que as variações acumuladas da linha de costa são maiores no modelo físico. Além disso, verifica-se uma elevada uniformidade longitudinal da relação entre as duas variáveis no modelo físico, que não existe nas simulações do modelo numérico.

Este aspecto está relacionado com a tridimensionalidade do modelo e é de difícil interpretação. Para ajudar à sua compreensão utilizou-se a solução analítica de Pelnard-Considère, 1956, que tinha sido já utilizada para o *benchmarck* do modelo numérico (capítulo 4), para analisar a relação entre as duas variáveis, para as condições utilizadas no modelo numérico. Na Figura 5.105 apresenta-se a comparação da variação acumulada da posição da linha de costa para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte, resultantes das simulações do modelo numérico LTC e conforme previsto pela solução analítica de Pelnard-Considère, 1956.

Da análise da figura constata-se uma diferença significativa entre a variação longitudinal da variação acumulada da posição da linha de costa observada nas simulações do modelo numérico e a observada no modelo físico. Verifica-se que esta diferença tem tendência a aumentar de barlamar para sotamar, como se existisse uma inércia de propagação da erosão para sotamar nas simulações do modelo numérico. As diferenças observadas entre os resultados do modelo numérico e a solução analítica tinham sido já identificadas no capítulo 4, secção 4.3.5.3, devendo estar relacionadas com o procedimento de actualização de cotas do perfil transversal, cuja forma se pode afastar significativamente da forma de equilíbrio e com o efeito das condições de fronteira. Estes dois aspectos do modelo numérico devem ser aperfeiçoados em conjugação com a definição do limite submerso para além do qual não ocorrem variações morfológicas significativas.



Figura 5.105. Comparação da variação acumulada da posição da linha de costa para as localizações A, B, C e D, em função da massa acumulada de sedimentos em transporte, no modelo numérico e conforme previsto pela solução analítica de Pelnard-Considère, 1956.

5.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise crítica do desempenho do modelo numérico LTC, de simulação da evolução da fisiografia costeira, e uma análise do estado da arte no que diz respeito à evolução do perfil transversal de praia a médio e longo prazo mostraram que existem ainda incertezas e limitações associadas à sua utilização. Para o seu aperfeiçoamento era necessário melhorar o conhecimento dos processos físicos nele descritos e aumentar a confiança na sua aplicação a situações reais, estabelecendo intervalos de valores com significado físico para os parâmetros morfodinâmicos utilizados para a sua calibração.

O processo de evolução do perfil transversal de uma praia a médio e longo prazo é ainda descrito de uma forma pouco rigorosa, sendo as observações no campo praticamente inexistentes, especialmente em zonas costeiras onde as condições de agitação marítima são muito energéticas, como é o caso da costa Noroeste Portuguesa. A impossibilidade de obtenção deste tipo de dados levou à concepção e implementação de um modelo físico reduzido para o estudo do processo referido, apesar da dificuldade inerente à reprodução de situações de médio prazo em laboratório. O modelo reduzido tridimensional foi construído com fundos móveis, reproduzindo uma praia em situação persistente de erosão. A evolução do perfil transversal de praia foi avaliada por um período longo de tempo, sendo reavaliada, após a construção de uma estrutura transversal no modelo.

Por se tratar de um modelo tridimensional com fundos móveis, que envolvia a interacção complexa entre a agitação marítima e os sedimentos do fundo, através de processos de transporte sedimentar e o primeiro deste tipo a ser realizado no LH-SHRHA-DEC-FEUP, foi necessária uma compilação dos fundamentos que viriam a permitir a sua execução. O modelo reduzido devia reproduzir adequadamente os processos a estudar, o que apenas seria possível através do recurso a conceitos de semelhança, cujos princípios foram apresentados neste capítulo. O modelo devia ser primariamente

um modelo hidrodinâmico de ondas curtas (nos quais se tenta reproduzir a agitação marítima), tendo-se discutido os critérios de semelhança adoptados bem como os efeitos de escala e de laboratório que potencialmente o afectariam. A acomodação de um modelo costeiro no tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP, com dimensões em planta muito superiores à dimensão vertical, fazia prever a necessidade de o distorcer geometricamente, tendo-se analisado o efeito da distorção geométrica num modelo hidrodinâmico de ondas curtas. Adicionalmente, o modelo teria que ser um modelo de transporte sedimentar na zona de rebentação, devendo optar-se, necessariamente, por preservar em semelhança o modo de transporte considerado dominante nos processos em estudo. Foram analisados os modelos físicos de transporte sedimentar, em função do modo de transporte dominante, sendo referidos os principais efeitos de escala e de laboratório esperados. O modelo construído envolveu a utilização de uma barreira física para a reprodução do efeito de uma estrutura de defesa transversal à praia, na topo-hidrografia adjacente à sua zona de implantação, cujos princípios de dimensionamento foram também apresentados e discutidos, de forma condizente com os objectivos desta dissertação.

O caso de estudo utilizado para estabelecimento no modelo das condições de protótipo foi uma praia da costa Noroeste Portuguesa, na qual se faz sentir a influência de uma estrutura de defesa transversal, localizada a Sul da povoação da Vagueira, no troço costeiro barra de Aveiro – Mira. No estudo de processos de evolução do perfil transversal de praia a médio e longo prazo, admite-se que o transporte transversal de sedimentos seja em média nulo, atribuindo-se as variações do fundo que ocorrem essencialmente entre a zona de rebentação e o limite de espraiamento das ondas, onde os níveis de turbulência são elevados, ao transporte longitudinal de sedimentos. Por este motivo, para a definição do modelo adoptaram-se relações de escala que permitiriam garantir a semelhança para o transporte em suspensão e a adequada reprodução dos processos de transporte sedimentar dominantes nessa zona do perfil. O tamanho dos sedimentos utilizados para a construção do modelo foi seleccionado de forma a que, para valores aceitáveis das escalas horizontal e vertical, o modelo apresentasse a menor distorção possível. Essa escolha fixou as escalas geométricas através de um compromisso entre: o volume de areia necessário à construção e operação do modelo, a minimização dos efeitos das fronteiras laterais e a obtenção de uma resolução aceitável para as medições das variações do fundo.

O modelo foi construído no interior do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP, tendo sido colocado segundo uma direcção rodada de 10º em relação à direcção transversal do tanque. A agitação gerada segundo a direcção longitudinal principal do tanque, transversal ao sistema de geração, iria abordar a praia segundo um ângulo de incidência de 10º, induzindo uma corrente de deriva ao longo desta, que a sotamar da mesma seguiria em direcção à praia dissipadora existente ao fundo do tanque, onde era atenuada. No decorrer da experiência foram efectuadas recolhas sistemáticas dos sedimentos acumulados a sotamar da praia, para determinação da taxa de transporte longitudinal. Foram medidas séries temporais de elevação da superfície livre junto à base da praia e ao longo do perfil transversal, para posterior análise de reflexão e da transformação das ondas na sua propagação sobre a mesma. Foi também efectuado o levantamento sistemático do perfil transversal da praia em 4 localizações longitudinais pré-seleccionadas. Os testes consistiram de ensaios de 1 hora de acção contínua da agitação sobre a praia, seguidos de uma paragem para medição de perfis de fundo e recolha de sedimentos. Foram realizados quatro testes: um primeiro considerando a praia em situação persistente de erosão (uma vez que não havia alimentação sedimentar a barlamar) sob acção de quatro condições de agitação marítima, perfazendo uma duração de acção da agitação marítima de 65 horas. Nos restantes testes as condições de agitação marítima foram mantidas constantes. O segundo teste serviu de referência para os outros dois, nos quais foi construída uma estrutura transversal à praia e avaliada a evolução do perfil transversal na região adjacente, a sotamar e a barlamar da estrutura.

Nesta dissertação foi apresentada a instalação experimental e os sistemas de medição utilizados, bem como os dados adquiridos, sendo também descrito o procedimento de testes adoptado.

Os dados adquiridos no estudo foram analisados com o objectivo de avaliar a evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de erosão, sob acção de condições de agitação marítima típicas da costa Noroeste Portuguesa. Existem dificuldades inerentes à interpretação dos resultados obtidos devido aos possíveis efeitos de escala e de laboratório presentes num modelo deste tipo e à complexidade e nível do conhecimento dos processos de interacção entre ondas e sedimentos, especialmente na zona de rebentação.

A análise dos dados passou pela identificação e, sempre que possível, a quantificação dos efeitos de escala e de laboratório presentes. Os principais efeitos de laboratório eram os que se relacionavam com a reflexão junto às fronteiras físicas e com a geração mecânica de agitação, tendo-se admitido que as técnicas adoptadas para a minimização destes efeitos eram adequadas. O sistema de geração de agitação utilizado tem incorporado um sistema de absorção activa que potencialmente minimiza os efeitos da reflexão e dispõe de um método de compensação dos efeitos não-lineares. Uma vez que no modelo eram induzidas correntes longitudinais, tentou-se atenuar o efeito esperado de geração de uma corrente circular em frente à praia, adoptando uma forma de colocação da mesma no interior do tanque ligeiramente rodada em relação à direcção transversal, que permitia que a corrente induzida fosse, a sotamar, dirigida para a praia dissipadora existente ao fundo do tanque e aí atenuada.

Os efeitos de escala presentes no estudo em modelo físico reduzido com fundos de areia eram os que se relacionavam com a distorção do modelo e com os critérios de semelhança adoptados para a reprodução dos processos hidrodinâmicos e sedimentares. O modelo físico foi definido como um modelo hidrodinâmico de ondas curtas reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*, sendo os principais efeitos de escala associados aos processos hidrodinâmicos, aqueles que provinham da distorção do modelo e das dissimilitudes associadas às forças de viscosidade e de tensão superficial. A distorção do modelo tinha implicações directas nos fenómenos de transformação da onda, em particular nos processos de reflexão e dissipação. Os efeitos de escala devidos às forças de tensão superficial eram pouco significativos. A redução do número de *Reynolds* no modelo físico implicava que os efeitos viscosos poderiam ser mais pronunciados no modelo, esperando-se uma atenuação das ondas de superfície por atrito interno e por atrito na camada-limite junto ao fundo. Considera-se que a atenuação por atrito interno é desprezável, contudo, a conjugação da dissimilitude do número de *Reynolds*, com o aumento da rugosidade junto ao fundo e consequente redução da rugosidade relativa, resultaria na incorrecta reprodução dos processos na camada-limite junto ao fundo. Se o fundo fosse liso existiria uma clara tendência de mudança de regime hidráulico do escoamento oscilatório, entre o tipo turbulento, no protótipo, e o de transição no modelo. No entanto, num fundo com 'ripples' verifica-se uma redução da rugosidade relativa, tanto no modelo como no protótipo e essa tendência de mudança de regime diminui, esperando-se escoamentos turbulentos tanto no protótipo como no modelo. Desta forma, a ocorrência das 'ripples' faz com que a importância dos efeitos de escala devidos à redução do número de *Reynolds*, relacionados com a transição do regime do escoamento junto ao fundo, seja de menor importância.

As dissimilitudes na camada-limite junto ao fundo têm importantes implicações ao nível do transporte de sedimentos. No modelo construído os sedimentos são menores do que no protótipo, mas maiores do que a escala geométrica determinaria, pelo que a rugosidade relativa é menor, verificando-se uma incorrecta reprodução das formas de fundo. Com efeito, foi permanente a presença das 'ripples' no estudo realizado. As medições dos perfis transversais permitiram que fosse efectuada uma estimativa da geometria das ondulações observadas em laboratório, que se revelaram coerentes com as observações de Faraci e Foti, 2002, tendo-se utilizado as formulações estabelecidas pelos autores para

uma estimativa mais rigorosa. Foi averiguada a provável ocorrência das 'ripples' no protótipo, o que foi sustentado pelas observações no campo apresentadas por Traykovski *et al.*, 1999, que indicaram as formulações de Nielsen, 1981, para a estimativa da sua geometria. A estimativa da geometria das ondulações do fundo, no modelo e no protótipo, permitiu que fossem quantificados alguns parâmetros importantes para os processos de transporte sedimentar, e qualificados os efeitos de escala associados a estes processos. Entre a base da praia e a zona de rebentação, se o fundo fosse liso e o regime do escoamento rugoso turbulento, os factores de atrito seriam maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e a velocidade de atrito exageradas em relação aos valores definidos pela semelhança de *Froude*. Os números de *Froude* densimétrico (equivalente ao parâmetro de *Shields*) e de *Reynolds* associados ao tamanho dos sedimentos seriam reduzidos, garantindo porém o início do movimento dos sedimentos, para as condições de agitação testadas. O parâmetro velocidade de queda seria ligeiramente superior no modelo (podendo ocorrer uma ligeira redução das taxas de transporte em suspensão). No entanto, as forças necessárias à mobilização dos sedimentos deveriam ser relativamente maiores do que as forças de *Froude* (responsáveis pela mobilização dos sedimentos com um tamanho reproduzido de acordo com a escala geométrica). A presença das 'ripples' no fundo parece ser benéfica na redução de alguns efeitos de escala relacionados com a camada-limite junto ao fundo e com os processos de transporte sedimentar. Comparativamente com a situação de um fundo liso, as ondulações do fundo resultavam num aumento dos factores de atrito, das tensões de corte e da velocidade de atrito junto ao fundo, tanto no modelo como no protótipo. Os factores de atrito eram relativamente maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e a velocidade de atrito ainda mais exageradas em relação aos valores de *Froude*. No entanto, a ocorrência das 'ripples' no fundo resultava numa menor redução dos números de *Froude* densimétrico e de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, sendo de esperar uma mais fácil mobilização sedimentar. O parâmetro da velocidade de queda relativa era aproximadamente igual no modelo e no protótipo, o que garantia a adequada reprodução do transporte em suspensão. Admite-se que as dissimilitudes para os processos na camada-limite junto ao fundo fossem pouco significativas na zona de rebentação. Contudo, entre a base da praia e a zona de rebentação, considera-se que o transporte sedimentar seria inadequadamente reproduzido.

A partir do momento em que os testes experimentais foram iniciados e as primeiras ondas foram geradas, para além do aparecimento das 'ripples' no fundo, presenciou-se a propagação da agitação marítima, desde a sua zona de geração até à praia, segundo a direcção longitudinal principal do tanque. As ondas incidiam obliquamente junto à base da praia, o que era particularmente evidente pela orientação da linha de rebentação, induzindo uma corrente longitudinal, que resultava num transporte sólido para sotamar. Esta corrente comportou-se conforme esperado, fluindo de barlamar para sotamar e inflectindo junto à parede do tanque em direcção à praia dissipadora existente ao fundo do mesmo, onde era atenuada. Em resposta à acção continuada de diferentes condições de agitação, a praia sofreu variações morfológicas que se revelaram longitudinalmente uniformes, o que pode ser constatado através da comparação da variação dos declives médio e da face da praia nas diferentes posições longitudinais de levantamento do fundo. Durante as primeiras horas (4 a 5) de acção da agitação, verificou-se a uniformização longitudinal da praia, sendo corrigidas as imperfeições inerentes à construção manual da mesma, e um transporte transversal significativo, enquanto o transporte longitudinal era muito reduzido. Para as condições de agitação que actuaram inicialmente sobre a praia verificou-se o desenvolvimento de um perfil transversal normal (de acordo com a classificação de Dean, 1985) ou de acreção (de acordo com a classificação de Hattori e Kawamata, 1980), caracterizado pelo desenvolvimento de uma berma e de um desnível associado à rebentação, sobre o qual o transporte transversal ocorre essencialmente no sentido da linha de costa. Após algumas horas (7) de acção da agitação o perfil teria adquirido uma configuração de "quase-equilíbrio", reduzindo-se

a importância do transporte transversal, evidenciado, no entanto, pelo crescimento continuado da altura da berma (que apenas pareceu estabilizar após 14 horas de acção da agitação) e aumentando a do transporte longitudinal, observando-se o recuo da linha de costa. A transição para novas condições de agitação, caracterizadas por um maior período de pico (menor declividade), deu lugar a novos ajustamentos do perfil transversal, cuja forma se manteve em termos globais. Observou-se um crescimento significativo da berma, em consequência do aumento do espraiamento das ondas, um aprofundamento do desnível associado à rebentação e um aumento da concavidade da face da praia, apesar de não ser assinalável a variação dos declives característicos. A transição para condições de agitação mais energéticas, caracterizadas por uma maior altura de onda significativa, deu lugar a modificações expressivas da forma do perfil transversal, que sob a acção continuada da agitação se tornou claramente mais dissipativo, com declives característicos significativamente inferiores. No decurso desta sub-série de testes observou-se uma transição da forma do perfil para o tipo de erosão (de acordo com a classificação de Hattori e Kawamata, 1980). Com efeito verificou-se o desaparecimento da berma, o prenúncio de uma barra submersa e o aumento da profundidade-limite até à qual se observaram variações do fundo, traduzindo um transporte transversal no sentido do largo. O transporte sólido longitudinal foi intenso, observando-se o recuo acentuado da posição da linha de costa. As condições de agitação que se seguiram caracterizaram-se por uma redução do período de pico, mantendo-se a tendência erosiva do perfil e o transporte transversal no sentido do largo, ainda que os declives característicos tenham sofrido um ligeiro aumento. Verificaram-se variações do fundo até ao limite da base da praia. Nesta fase, a parte emersa da praia era já muito estreita tendo sido este o factor que determinou a conclusão da série de testes experimentais.

No intuito de tentar reduzir o efeito de escala introduzido pela presença das 'ripples' no fundo, que se traduzia no exagero geométrico das dimensões destas formas, quando convertidas para valores no protótipo, e que dificultava a quantificação dos parâmetros considerados para a esquematização do perfil transversal (especialmente da profundidade de rebentação), foi aplicado um filtro digital às séries de coordenadas de posição do fundo medidas. A técnica de filtragem foi estabelecida através de uma analogia com a análise de séries temporais no domínio da frequência, tendo-se desenvolvido uma rotina em MATLAB que, utilizando um filtro passa-baixo de *Butterworth* no domínio do número de onda, permitiu a eliminação de ondulações do fundo, cujos comprimentos de onda fossem inferiores a um determinado valor (de corte). Foi então possível a identificação visual da profundidade média de rebentação sobre a morfologia dos perfis filtrados, verificando-se que este parâmetro não era adequadamente estimado pela teoria linear da onda. Esta profundidade era francamente dependente da morfologia do perfil, variando mesmo para condições de agitação constantes.

No âmbito desta dissertação os fenómenos de transformação da agitação sobre a praia não foram extensivamente analisados, havendo espaço para o aprofundamento do seu estudo, baseado na análise das medições da elevação da superfície livre efectuadas sobre a praia e junto à base da mesma, através das sondas hidrodinâmicas aí instaladas. Contudo, foi efectuada uma análise empírica dos processos de rebentação, espraiamento e reflexão da agitação, a partir de parâmetros considerados para a esquematização do perfil transversal e das condições da agitação incidente junto à base da praia. Dessa análise destaca-se desde logo o efeito reflectivo introduzido pela praia e a sua sensibilidade às condições de agitação. Os coeficientes de reflexão médios quando comparados com os medidos previamente à implementação do modelo (12% a 13%) no mínimo duplicam (20% a 37%). A maior parte da energia incidente numa praia é dissipada através da rebentação das ondas, mas em determinadas circunstâncias existe uma importante reflexão no sentido do largo.

O processo de reflexão da agitação marítima em praias é um fenómeno cujo conhecimento é ainda limitado. Elgar *et al.*, 1994, estudaram a reflexão em praias naturais através de um parâmetro, R^2, que

representa o quociente entre a energia das ondas que se propagava no sentido do mar, e a energia das ondas que se propaga no sentido da praia. Os valores deste parâmetro foram medidos no modelo ($C_r{}^2$) revelando-se consistentes com os observados no campo por Elgar *et al.*, 1994. Eram inferiores a 18%, aumentavam com o período de pico e diminuíam com a altura de onda significativa. A relação entre os coeficientes de reflexão e o declive da face da praia era difícil de estabelecer em virtude da distorção do modelo. Com efeito, a validade da formulação de *Miche* para a estimativa dos coeficientes de reflexão fazia prever valores exagerados, devido à distorção geométrica do modelo patente no declive da face da praia. Os coeficientes de reflexão medidos correlacionavam-se com os valores do parâmetro de *Miche*, apresentando, no entanto, valores inferiores. Como é conhecido, a reflectividade de uma praia está directamente relacionada com as suas características hidrodinâmicas (tais como o tipo de rebentação, a profundidade a que esta ocorre, o espraiamento, a ocorrência de oscilações de longo período e os padrões de circulação) e morfodinâmicas. O facto de o modelo ser distorcido tinha implicações ao nível dos fenómenos de transformação da agitação sobre a praia. O limite de espraiamento máximo das ondas seria exagerado no modelo, o carácter da rebentação podia ser afectado e esperava-se também uma maior reflexão na praia (que pode não ter sido observada). Através da estimativa do parâmetro de *Irribaren* constatou-se a transição no carácter da rebentação para a sub-série de testes I.2, de mergulhante no protótipo para oscilante no modelo. A rebentação oscilante é característica de praias com declives acentuados quando submetidas à acção de ondas de pequena declividade (as condições de teste da sub-série I.2 apresentam uma declividade bastante reduzida), assemelhando-se à rebentação mergulhante, mas revelando um adiantamento da zona inferior da onda que conduz ao colapso da crista, ou em algumas situações a um movimento oscilatório de rebentação, estando normalmente associado a importantes fenómenos de reflexão. As características do perfil transversal durante a realização desta sub-série de testes (concavidade acentuada da face da praia, afundamento do desnível associado à rebentação) juntamente com os elevados coeficientes de reflexão observados, confirmam a transição do carácter da rebentação. Para esta sub-série de testes deixa também de existir uma correlação com significado entre o limite de espraiamento das ondas e a altura da berma que se desenvolveu, como acontece no caso da primeira sub-série de testes. O exagero do limite de espraiamento máximo das ondas observado no modelo tem importantes repercussões ao nível dos declives do perfil. Com efeito, sendo o espraiamento duas vezes maior do que o que ocorreria se o modelo tivesse sido reproduzido de acordo com a escala de comprimentos característica dos processos hidrodinâmicos, o declive da face da praia seria também tendencialmente exagerado no modelo. Este facto é comprovado pela obtenção de valores no protótipo, obtidos a partir dos resultados no modelo, duas vezes maiores do que os seus valores de referência. Conclui-se que a configuração do perfil transversal de praia é fortemente condicionada pelo carácter da rebentação, que por sua vez condiciona os processos de espraiamento e reflexão na praia.

As taxas de transporte sólido longitudinal foram determinadas com base nos dados adquiridos no modelo físico, seguindo duas abordagens distintas, através da formulação de Kamphuis, 1991a, e através da medição da massa submersa dos sedimentos acumulados a sotamar da praia em cada teste. Apesar de as taxas de transporte obtidas através da formulação semi-empírica apresentarem valores sistematicamente superiores aos obtidos a partir da pesagem dos sedimentos recolhidos a sotamar da praia, obteve-se uma correlação muito significativa entre as taxas obtidas para cada um dos métodos. As diferenças observadas entre as estimativas podem ser devidas a diversos factores relacionados com os efeitos de escala presentes no modelo físico, em termos de transporte de sedimentos e de distorção geométrica, com a estimativa de ângulos de incidência das ondas, com a ausência de alimentação sedimentar a barlamar da praia e com a descontinuidade da corrente de deriva litoral junto às fronteiras. Com efeito, o facto de existir um deficit sedimentar no modelo é incompatível com o pressuposto de uma praia infinita utilizado por Kamphuis, 1991a, no desenvolvimento da formulação

utilizada, estabelecida com base num modelo tridimensional com fundos de areia que apresentava realimentação de água e sedimentos. Em relação aos efeitos de escala relacionados com o transporte sedimentar, o facto de o parâmetro de velocidade de queda apresentar valores ligeiramente superiores no modelo, pode reduzir o transporte de sedimentos que se faz em suspensão, por outro lado, o tamanho exagerado dos sedimentos que obrigaria à ocorrência de forças relativamente maiores para a sua mobilização pode também contribuir para a redução da taxa de transporte por arrastamento. O efeito da distorção do modelo foi considerado através de uma correcção aos valores do declive da face da praia, uma vez que o estabelecimento da escala para a taxa de transporte longitudinal se baseou nos valores de referência no protótipo. Além disso, os ângulos junto à rebentação podem estar a ser sobre-estimados. Porém, o ajuste linear das taxas medidas através da pesagem dos sedimentos em relação às estimadas com base na formulação semi-empírica determina uma proporcionalidade directa entre ambas, tornando possível a definição da escala de tempo morfológico, necessária para a integração dos resultados do modelo físico nas simulações do modelo numérico. As taxas de variação da área dos perfis transversais foram também determinadas, com o objectivo de tentar estabelecer uma relação entre estas e as taxas de transporte sólido longitudinal. A precisão na medição dos perfis transversais revelou-se insuficiente para o estabelecimento de uma relação rigorosa. Com efeito, a migração das 'ripples' existentes no fundo e o facto de as variações das coordenadas de posição do fundo serem reduzidas e da mesma ordem de grandeza que os erros de medição, condicionaram esse rigor. A incerteza associada à determinação da variação da área do perfil era superior se fosse seguida uma abordagem de determinação de áreas sucessivas e sua variação, do que de determinação da variação entre os perfis sucessivos. Apesar da incerteza associada à determinação da variação das áreas, as estimativas foram, mesmo assim, efectuadas tendo-se encontrado uma correlação significativa entre a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) e a variação (acumulada) da área dos perfis transversais. Verificou-se também uma correlação muito significativa entre a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) e a variação da posição da linha de costa (acumulada), que traduz o principal pressuposto utilizado nos modelos de "uma linha" para simulação da evolução da linha de costa em função da taxa de transporte sólido longitudinal, de que o perfil de praia mantém a sua forma de equilíbrio, movendo-se paralelamente a si próprio em torno da profundidade de fecho.

O modelo numérico LTC de simulação da evolução da linha de costa, apresentado no capítulo 4, foi utilizado para a simulação da evolução do troço de praia que foi reproduzido no modelo físico com fundos móveis, durante a série I de testes experimentais. Numa primeira análise dos resultados das simulações numéricas constatou-se que no modelo numérico deve ser equacionada a redefinição do limite submerso até ao qual há variação do perfil transversal e que a rotina de actualização de cotas dos perfis em situação de erosão deve ser melhorada, nomeadamente no que diz respeito às correcções que são efectuadas quando a redução de cotas não cumpre o critério da inclinação mínima imposta. Além disso, a variação da forma do perfil será melhor representada nas simulações se o parâmetro ângulo de repouso for substituído pelo ângulo do declive da face da praia, o que corresponde a admitir que a inclinação máxima permitida para os taludes junto ao limite de espraiamento máximo seja inferior.

A redefinição do limite submerso até ao qual há variação do perfil transversal passa por um estudo aprofundado da relação existente entre este parâmetro e a rebentação das ondas. Com efeito, constatou-se que o processo de rebentação parece ser o mais relevante para a alteração do perfil submerso. No caso de a rebentação ser do tipo oscilante, a forma do perfil altera-se significativamente, havendo um aprofundamento do desnível associado à rebentação e um aumento da concavidade da face da praia. Para uma rebentação com carácter mergulhante, a parte submersa do perfil aparenta manter a sua forma, verificando-se um recuo da face da praia. A observação da variação da forma do

perfil sob acção de condições de agitação irregular é indicativa de que esta deve estar directamente relacionada coma sobreposição do efeito das diferentes componentes na rebentação.

Enquanto a rotina de actualização de cotas dos perfis em situação de erosão não for modificada o modelo não poderá ser aplicado inadvertidamente a situações reais, onde é provável a ocorrência de inclinações ao longo do perfil que podem ser inferiores às inclinações mínimas impostas. Nessas aplicações, as malhas topo-hidrográficas devem ser convenientemente preparadas, tendo esta limitação do modelo em consideração. A escolha das opções mais adequadas à aplicação do modelo mostrou, em geral, uma razoável concordância entre os perfis medidos e os perfis simulados.

Em termos de variabilidade longitudinal, a comparação entre os resultados do modelo físico, as simulações do modelo numérico e a solução analítica de Pelnard-Considère, 1956, que tinha sido já utilizada no capítulo 4 para o *benchmarck* do modelo numérico, mostrou uma diferença significativa entre a variação longitudinal observada nas simulações do modelo numérico e a uniformidade longitudinal observada no modelo físico. De facto, as condições de fronteira no modelo numérico condicionam de forma irrealista a variação longitudinal da posição da linha de costa, sendo de equacionar a possibilidade de limitar esta variação à solução analítica de Pelnard-Considère, 1956, esperando-se uma maior uniformidade longitudinal.

6

SÍNTESE, CONSIDERAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. SÍNTESE DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação pretende contribuir para a melhoria da compreensão do comportamento e da evolução a médio e longo prazo da fisiografia da costa Noroeste Portuguesa, nomeadamente, através do estabelecimento de bases científicas e do desenvolvimento de ferramentas, que possam auxiliar os instrumentos de planeamento e de gestão das zonas costeiras.

Começou por dar-se uma perspectiva geral da variabilidade das zonas costeiras, natural ou devida à acção do Homem, e dos problemas generalizados de erosão a que estas estão sujeitas e que tendem a ser agravados por eventuais efeitos das alterações climáticas. Um dos maiores desafios na compreensão da evolução da morfologia costeira, e em particular de praias, é a capacidade de identificar e separar os processos que dão origem a uma determinada alteração morfológica. Uma abordagem possível para este problema é o agrupamento dos processos em termos de escalas temporais e espaciais de resposta das praias. Escalas de particular interesse prático são as de médio e longo prazo associadas ao tempo de vida dos projectos de engenharia e à dimensão das células litorais.

Esta separação permitiu o desenvolvimento de um grande número de modelos numéricos, cada um dos quais vocacionado para a descrição de processos específicos que ocorrem a determinada escala. Apresentaram-se os tipos de modelos desenvolvidos, cuja distinção mais directa se relaciona com o facto de a sua formulação ser baseada na descrição dos processos físicos (baseados nos processos) ou na obtenção de um comportamento semelhante ao observado na natureza (orientados para o comportamento). Adicionalmente, as limitações existentes, ao nível do conhecimento dos processos, subdividem os modelos em três tipos fundamentais: modelos de evolução de praias, que descrevem os processos com algum rigor, à escala hidrodinâmica, podendo apenas ser utilizados em aplicações de muito curto prazo; os modelos de perfil de praia, que dão particular destaque aos processos que ocorrem segundo a direcção transversal à praia, podendo ser utilizados para o estudo de situações de temporal; modelos de evolução da linha de costa, que assumem a preponderância do transporte longitudinal de sedimentos, sendo apropriados para aplicações de médio e longo prazo.

Num contexto em que os modelos numéricos são o resultado de algumas simplificações significativas, orientadas para o estudo de problemas específicos, são fundamentais as técnicas de redução e síntese de dados de entrada. Esta síntese é, habitualmente, necessária para a redução dos custos de computação das simulações e pelo facto de a descrição de alguns processos (e.g. taxas de transporte sedimentar) se basear em parâmetros caracterizadores da agitação marítima e não em séries temporais de elevação da superfície livre. Apresentou-se o conceito de "onda equivalente", uma metodologia recente, adequada para a redução de dados de entrada de agitação marítima em modelos de evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo, que consiste na obtenção de conjuntos limitados de condições, representativos de um determinado clima de ondas, em termos da taxa média anual de transporte sólido longitudinal.

A evolução da morfologia costeira é de extrema complexidade, podendo ser encarada como um processo estocástico, constituindo os resultados de simulações numéricas, quando muito, uma realização do processo, cuja interpretação e verificação pressupõe a análise de um determinado número de parâmetros que se considerem relevantes. Portanto, a validação dos modelos e a generalização dos seus resultados apenas pode resultar de abordagens agregadas de resultados de modelos e de dados de campo. Os conjuntos de dados adequados são essencialmente levantamentos topo-hidrográficos com uma elevada precisão e coberturas, espacial e temporal, suficientes, eventualmente complementados com aquisição simultânea de dados que permitam a caracterização das acções, que estejam na origem dessas evoluções (ventos, agitação marítima, correntes). A escassez

deste tipo de conjuntos de dados é o principal obstáculo aos avanços no nível do conhecimento da evolução da morfologia costeira.

Foram referidos os principais conjuntos de dados topo-hidrográficos com uma cobertura temporal suficiente para estudos de médio e longo prazo, ainda em número bastante limitado em todo o mundo, que só recentemente começaram a ser divulgados. Foi referida uma abordagem possível para o estudo da evolução da morfologia costeira a médio e longo prazo, baseada na análise de conjuntos de dados de campo através de modelos estatísticos, considerados como uma potencial ferramenta em termos preditivos, eventualmente mais eficiente do que os modelos baseados na descrição dos processos físicos. Indicaram-se alguns estudos recentes que seguem esta abordagem, bem como algumas das técnicas de análise utilizadas. Começa também a ser comum o recurso à modelação combinada, entendida como a análise integrada e ponderada de resultados de modelos numéricos e de modelos físicos, que poderá favorecer o desenvolvimento dos modelos numéricos. Foi apresentado um exemplo de utilização desta abordagem aplicada ao estudo das interacções entre o fundo, o fluido e as estruturas de defesa.

Foi efectuada uma breve caracterização geral da costa Noroeste Portuguesa, dando-se particular destaque aos elevados níveis energéticos a que esta se encontra submetida, por acção da agitação marítima e, consequentemente, às intensas taxas potenciais de transporte longitudinal que aí se fazem sentir. Apresentaram-se também alguns estudos de campo relacionados com a evolução a médio e longo prazo da costa Oeste Portuguesa, onde os conjuntos de dados de campo são também escassos, os que existem são de difícil acesso e dizem respeitos a períodos de aquisição limitados, encontrando-se inventariados de forma dispersa. Não só é restrito o acesso a dados históricos, resultantes de levantamentos hidrográficos, topográficos ou aéreos, como também a outros dados fundamentais para a caracterização de parâmetros relacionados com o estudo da evolução de praias a médio e longo prazo, por exemplo, dados históricos de agitação marítima ou de marés, fotografias aéreas de posicionamento da linha de costa, dados de caracterização sedimentar de praias, dados de caracterização de taxas de transporte sólido longitudinal, relacionadas com a corrente de deriva litoral, dados de descarga sedimentar por parte dos rios, dados de quantidades de material sedimentar extraído do sistema litoral, entre outros.

Referiu-se um programa de monitorização associado a um projecto de reabilitação das estruturas de defesa de um sector da costa Oeste Portuguesa (Cova do Vapor – Costa da Caparica), durante o qual será constituída uma base de dados topo-hidrográficos com uma cobertura temporal de alguns anos. A informação reunida, especialmente se for conjugada com informação de caracterização das condições hidrodinâmicas actuantes durante o período de monitorização, será um valioso contributo para o conhecimento da dinâmica do sector, para o estudo dos processos morfo-sedimentares que aí ocorrem e para a aplicação e verificação de modelos numéricos de evolução da morfologia costeira.

Apresentou-se uma experiência-piloto desenvolvida pelo Instituto Hidrográfico, que envolveu testes numéricos e estudos de campo, para a análise do regime de circulação costeira e em particular da corrente de deriva litoral. A técnica utilizada para estimar a corrente de deriva litoral, através do seguimento de marcas flutuantes, por levantamento aereo-fotográfico, provou ser eficaz. Os resultados permitiram concluir que, para condições de agitação marítima típicas na costa Oeste de Portuguesa, os valores da corrente de deriva litoral podiam atingir cerca de 1.5 m/s (num sector localizado entre a Figueira da Foz e a Nazaré). A análise dos resultados da experiência mostrou que a corrente de deriva litoral apresentava maiores valores sobre a face da praia do que na zona interior à rebentação. Esta intensificação transversal da corrente de deriva litoral deve ser devida às diferenças dos movimentos do fluido na zona interior à rebentação e na zona de espraiamento. Com efeito, na zona interior à rebentação o escoamento oscilatório é perpendicular às cristas das ondas. Porém, na zona de

espraiamento, no sentido da praia o escoamento ocorre segundo a direcção perpendicular às cristas, enquanto o seu refluxo se faz segundo a direcção perpendicular à orientação da praia. Este 'zig-zag' induz uma corrente longitudinal sobre a face da praia, que pode resultar no transporte longitudinal de grandes quantidades de sedimentos. Durante a realização da experiência foram simultaneamente aplicados dois modelos numéricos, um modelo quasi-3D de circulação costeira de elevada resolução (SHORECIRC), ao qual está associado um modelo de propagação da agitação marítima (REF/DIF1) e um modelo de perfil de praia (LITDRIFT). Os valores da velocidade da corrente de deriva litoral estimados foram utilizados para calibrar o modelo SHORECIRC para esta zona da costa Oeste Portuguesa, obtendo-se para o índice de profundidade de rebentação um valor igual a 0.5. Os resultados das simulações dos dois modelos foram consistentes. Esses resultados mostraram uma tendência para a intensificação da corrente de deriva litoral com a subida da maré, obviamente associada a uma diminuição da largura da zona de rebentação, no interior da qual essa corrente tinha significado.

Analisou-se um conjunto de dados topográficos e de amostras de sedimentos superficiais, adquiridos em campanhas de campo realizadas entre 2006 e 2007, no sector costeiro a Sul da barra de Aveiro. Contribuiu-se, desta forma, para a definição (ocasional e pontual) de valores de referência para os parâmetros relacionados com a evolução de praias a médio e longo prazo, diâmetro mediano dos sedimentos e declive da face da praia. Os declives da face da praia médios, em cada segmento e em cada campanha, variavam entre 0.07 e 0.09, com desvios-padrão entre 0.02 e 0.03. Os resultados obtidos não permitiram que se estabelecesse uma correlação significativa entre a dimensão dos sedimentos e os declives da face da praia medidos. Também não foi possível a observação de padrões de variação transversais ou longitudinais do diâmetro mediano de sedimentos. Foi efectuada uma caracterização geral das dimensões das areias nas praias emersas ao longo do sector, verificando-se que as areias são essencialmente médias a grosseiras, o que é consistente com os elevados níveis energéticos que aí se fazem sentir. No fim do Inverno, após um período de tempo em que há mais energia associada aos estados de mar, verifica-se um aumento da importância da fracção de amostras com areia grosseira. Apesar de não se observar um padrão de aumento da dimensão das areias de Norte para Sul, verificou-se uma clara tendência para o enriquecimento das amostras com sedimentos grosseiros de Norte para Sul. A cobertura temporal das campanhas realizadas não permitiu que fossem identificados padrões de variação no tempo. A análise da variação dos perfis transversais da praia emersa (observada num ano) denota o problema de erosão que tem vindo a afectar o sector referido, cuja importância aumenta com a aproximação à barra de Aveiro. Foi também dada continuidade a uma série de campanhas de recolha de amostras superficiais de areia, junto à linha de costa, em condições de baixa-mar de marés vivas, em vinte pontos localizados nos sectores da costa Noroeste Portuguesa: barra de Aveiro – Areão e Esmoriz – Furadouro. Estabeleceu-se uma base de dados, que permitirá o estudo da evolução sazonal e inter-anual da granulometria dos sedimentos que constituem a face das praias. As campanhas tinham sido iniciadas em Fevereiro de 2003 e foram realizadas com uma frequência quadrimestral entre Outubro de 2006 e Junho de 2008 (excepção para Fevereiro e Junho de 2006), perfazendo um total de quinze. Durante a realização das campanhas foi constituído um registo fotográfico em cada um dos pontos de colheita de amostras, que ilustra, de forma clara, a situação crítica de erosão a que os sectores costeiros estão sujeitos.

De facto, os problemas de erosão que se fazem sentir na costa Noroeste Portuguesa são actualmente bastante pronunciados, destacando-se os dois sectores referidos pela situação crítica em que se encontram. Em ambos, a taxa efectiva de transporte sólido longitudinal é muito inferior à taxa potencial, no sector mais a Norte, devido à redução do débito aluvionar por parte do rio Douro e no sector mais a Sul, devido à reduzida transposição sedimentar da barra de Aveiro. Os efeitos combinados da erosão costeira e da forte pressão urbana conduzem a um estreitamento das praias. O

enfraquecimento ou destruição de cordões dunares inibe as funções de acondicionamento da extensão do perfil activo de praia e de protecção de regiões interiores de baixas altitudes. Para a efectivação de acções sustentáveis sobre sectores com problemas deste tipo, o planeamento deve ter em consideração algumas bases científicas. Na perspectiva de desenvolvimento de ferramentas de apoio à gestão sustentável das zonas costeiras, referiu-se uma metodologia para a definição da distribuição espacial do risco costeiro, que poderá contribuir para a hierarquização de prioridades, e um modelo numérico de simulação da evolução da fisiografia costeira, para avaliação dos efeitos esperados a médio e longo prazo, admitindo-se determinados cenários.

A metodologia referida para análise da vulnerabilidade e do risco costeiro consistia no cruzamento de informação de classificação espacial da vulnerabilidade, que pretende avaliar a sensibilidade das zonas costeiras à acção do mar, e do grau de exposição das zonas costeiras, que pretende classificar os impactos potenciais da acção energética do mar sobre zonas costeiras com diferentes níveis de vulnerabilidade. Essa metodologia tinha já sido aplicada à costa Noroeste Portuguesa. A avaliação da vulnerabilidade baseava-se na obtenção de um índice global, resultante da ponderação dos valores da classificação independente de um grande número de parâmetros, que os autores consideraram relevantes. A classificação atribuída aos diversos parâmetros conduziu a valores elevados de vulnerabilidade, essencialmente relacionados com as zonas sensíveis em que se inseriam os locais analisados. A análise mostrou ainda que a adequada classificação dos parâmetros tem uma importância superior à escolha do critério de ponderação. A metodologia seguida para avaliação do grau de exposição das zonas costeiras é semelhante à utilizada para avaliação da vulnerabilidade. Um dos aspectos mais importantes neste tipo de análise é a identificação dos aspectos a considerar e quais os parâmetros que os podem representar. Para avaliação do grau de exposição, os autores consideraram os seguintes parâmetros: densidade populacional; actividade económica (volume de construção); a ecologia e o património histórico. A obtenção de uma classificação global do grau de exposição à acção energética do mar que integre a classificação dos diferentes parâmetros é complicada pelos diferentes níveis de detalhe espacial de classificação destes parâmetros, estando a ser desenvolvidos estudos para a síntese desta informação. Na presente dissertação propõe-se a utilização de um parâmetro de consumo energético, como alternativa aos parâmetros de densidade populacional e de actividade económica (ou complementar ao parâmetro de actividade económica). De facto, na sociedade actual, este parece ser o parâmetro natural para reflectir a eventual afectação de vidas humanas (incorporando a questão da sazonalidade), podendo também ser representativo do nível de actividade económica. Desconhece-se se existe ou não facilidade em aceder a esta informação. É ainda importante notar o grau de subjectividade inerente à selecção, à classificação dos parâmetros e à atribuição da sua importância relativa. Uma maior objectividade requer a obtenção e síntese de dados de campo e o aprofundamento do conhecimento e aumento da capacidade preditiva de processos e fenómenos relevantes para a evolução costeira a médio e longo prazo.

Foi também referido um modelo numérico (LTC), que avalia o comportamento da configuração da linha de costa e da morfologia da zona costeira ao longo do tempo (médio e longo prazo), tendo sido concebido para aplicação a praias arenosas. Expuseram-se as conclusões de uma análise crítica do desempenho do modelo, que tinham mostrado que os seus resultados ainda possuíam um elevado grau de incerteza, que se pretendia minorar, no âmbito da presente dissertação. De acordo com essa análise, para o aperfeiçoamento do modelo interessava, avaliar o comportamento do perfil transversal em situação persistente de acreção e erosão (por exemplo, a barlamar e a sotamar de esporões). A distribuição granulométrica nos perfis transversais e o comportamento de praias para diferentes curvas granulométricas eram questões a estudar. Também era importante a previsão de inclinações da praia e sua relação com o clima de agitação e com a granulometria das areias. Importava ainda caracterizar e estudar a profundidade até à qual ocorreriam alterações de cotas em função das condições de agitação

marítima e qual a sua relação com a forma do perfil transversal e estudar a capacidade de transporte longitudinal para diferentes climas de agitação e comparar o comportamento de diferentes expressões para a sua determinação.

Para o aperfeiçoamento de um modelo numérico de evolução da fisiografia costeira (a médio e longo prazo) era importante a compreensão dos processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar que ocorrem na zona de rebentação.

Apresentou-se o estado da arte relativo à descrição dos processos hidrodinâmicos que ocorrem na zona de rebentação. Apesar de a descrição da transformação das ondas de superfície geradas pelo vento estar associada a um conhecimento bastante rigoroso, a sua descrição na zona de rebentação não apresenta ainda o adequado nível de detalhe. O desenvolvimento e aplicação do conceito de fluxo de momento (tensão de radiação) devido à presença das ondas (descrição simplificada da agitação marítima) na zona de rebentação permitiram a definição das forças totais que aí actuam e a descrição simplificada de alguns dos processos, como a variação da altura de onda e do nível médio da superfície livre, a distribuição transversal da corrente longitudinal média em profundidade (corrente de deriva litoral), a distribuição vertical da corrente transversal ('undertow'). Questões importantes que ainda é necessário analisar são as relacionadas com a distribuição espacial dessas forças, a descrição do processo de rebentação propriamente dito, a descrição das oscilações de longo período, a descrição do processo de espraiamento, as distribuições espaciais e temporais das tensões tangenciais junto ao fundo e da turbulência. Os métodos analíticos desenvolvidos com base no conceito da tensão de radiação não podem ser aplicados para a descrição da situação geral, de ondas irregulares a actuarem sobre topo-hidrografias complexas. Nesse caso, devem ser utilizados métodos numéricos baseados na resolução do sistema de equações que governa o escoamento (recorrentemente integradas em profundidade), constituído pela equação dos momentos segundo as direcções transversal e longitudinal à praia e a equação da continuidade. Estes modelos são constituídos por um módulo de ondas que calcula as tensões de radiação, posteriormente utilizadas pelo módulo de circulação, tornando-se computacionalmente exigentes, pelo que a sua aplicação se restringe a processos de curto prazo. Também para aplicações de curto prazo, em alternativa, podem ser utilizados modelos numéricos de *Boussinesq*, que resolvem as equações do escoamento, estimando os campos de elevação da superfície e de velocidade, descrevendo directamente o movimento do fluido ao invés da variação de parâmetros de onda. A partir do momento em que estes modelos se encontrem construídos, "basta" prescrever as condições de fronteira adequadas para "ver" descritos processos complexos. As principais dificuldades da sue aplicação à zona de rebentação são as relacionadas com a variação drástica da elevação da superfície livre numa curta distância, continuando a fazer-se esforços para atingir avanços na modelação da turbulência. A sua extensão à zona de rebentação será uma importante contribuição para a dinâmica costeira.

Na zona de rebentação, o transporte sedimentar é intenso devido aos elevados níveis de turbulência e às baixas profundidades que facilitam a agitação dos sedimentos do fundo. Além disso, o processo de rebentação gera fortes correntes que transportam os sedimentos ao longo da costa. Apresentaram-se os aspectos fundamentais do transporte sedimentar na zona de rebentação, onde as partículas sedimentares são movidas por acção da sobreposição de correntes (de maré, induzidas pelo vento ou pelas ondas) e ondas. Devido ao nível de conhecimento das acções hidrodinâmicas é comum a separação do transporte sedimentar em duas componentes, transversal e longitudinal à orientação da praia. Os agentes hidrodinâmicos actuam nos sedimentos através do atrito que exercem numa camada-limite junto ao fundo. Esta acção é expressa em termos da tensão de corte (ou tangencial) junto ao fundo, bastante difícil de determinar, precisamente por representar a interacção entre um escoamento complexo e um fundo constituído por material não coesivo. O resultado desta interacção é de tal forma

complexo, que obriga a múltiplas simplificações relacionadas com o tipo de escoamento (estacionário, oscilatório, combinado onda-corrente) e com o tipo de fundo (liso, com 'ripples'). A complexidade aumenta, pelo facto de o transporte sedimentar se fazer através de mecanismos diversos, sendo comum a sua separação em dois modos distintos, por arrastamento e em suspensão. A ideia subjacente é a de que a mobilização das partículas sedimentares do fundo é o resultado do atrito exercido pelo escoamento e, possivelmente, pela difusão turbulenta que coloca as partículas em suspensão. Enquanto no transporte por arrastamento as partículas sedimentares rolam, deslizam ou saltam, mantendo contínuo contacto com o fundo, sob acção efectiva da tensão de corte sobre a superfície dos grãos, ou da gravidade, no caso de fundos inclinados, o transporte em suspensão ocorre sem que haja contacto contínuo com o fundo, em resultado da agitação turbulenta do escoamento. Admite-se que o transporte por arrastamento é dominante no caso em que os escoamentos são lentos ou os sedimentos são grosseiros, enquanto para escoamentos suficientemente rápidos e partículas suficientemente finas (tais que a velocidade de atrito excede a velocidade de queda das partículas) o transporte em suspensão passa a ser dominante. O transporte por arrastamento é principalmente determinado pelo parâmetro de *Shields*, que descreve o balanço entre as forças mobilizadoras e as forças restauradoras que actuam nos sedimentos, sendo diversas as fórmulas desenvolvidas para a sua estimativa, baseadas na diferença entre o parâmetro de *Shields* e o seu valor crítico. O transporte em suspensão é determinado com base na distribuição vertical dos sedimentos em suspensão, obtida a partir das condições na camada-limite junto ao fundo e das condições de turbulência. A descrição hidrodinâmica da turbulência é um importante aspecto do transporte sedimentar na zona de rebentação. Na ausência de rebentação, se não existir uma corrente, a turbulência encontra-se limitada a uma camada-limite fina junto ao fundo, mas na presença de uma corrente sobreposta ao escoamento oscilatório estende-se a toda a coluna de água. Um dos aspectos menos explorados do transporte longitudinal de sedimentos é o transporte que ocorre na zona de espraiamento, apesar de existirem evidências de que este pode representar uma importante fracção do transporte longitudinal de sedimentos, especialmente nos períodos em que o mar é menos severo.

O nível do conhecimento dos processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar na zona de rebentação é ainda limitado, o que justifica o seccionamento referido para os modelos de evolução da morfologia costeira (modelos de evolução de praias, modelos de perfil de praia e modelos de evolução da linha de costa). Para aplicações de médio e longo prazo são indicados os modelos que assumem a preponderância do transporte longitudinal de sedimentos. Referiram-se as diferentes abordagens para a descrição do transporte longitudinal de sedimentos: os modelos detalhados, as inúmeras formulações semi-empíricas que podem ser utilizadas e as fórmulas de estimativa de taxas "brutas". Os modelos detalhados de transporte longitudinal de sedimentos são extremamente complexos, integrando obviamente as limitações inerentes ao nível do conhecimento actual. Estes modelos incluem a descrição hidrodinâmica relacionada com o comportamento de grande escala das ondas (refracção, empolamento, rebentação e distribuição transversal da corrente de deriva litoral) em combinação com um modelo de transporte sedimentar para ondas e correntes. O módulo de transporte sedimentar inclui a definição do escoamento ao longo da coluna de água, para descrição da distribuição vertical dos sedimentos em suspensão e do retardamento do escoamento combinado onda-corrente junto ao fundo, dificultada pela turbulência na zona de rebentação. Estes modelos dificilmente poderiam ser utilizados em aplicações de médio e longo prazo. As fórmulas semi-empíricas práticas, utilizadas para a estimativa do transporte sedimentar em escoamentos oscilatórios, que poderiam ser aplicadas para obtenção da distribuição transversal do transporte longitudinal, existem em grande número, devido à multiplicidade de simplificações necessárias ao seu desenvolvimento. As diferentes simplificações acontecem essencialmente ao nível da descrição do escoamento na camada-limite junto ao fundo e da concentração dos sedimentos em suspensão. São inúmeras as parametrizações baseadas em resultados

experimentais e cuja aplicação requer, não só um profundo conhecimento dos mecanismos subjacentes à sua derivação, mas também às condições em que esses mecanismos foram observados. Assim, apesar de estas fórmulas serem relativamente fáceis de implementar e computacionalmente eficientes, a sua aplicação deve restringir-se às mesmas condições em que foram derivadas, calibradas e validadas, comummente através de resultados obtidos em modelos físicos. Já existem alguns conjuntos de dados de campo que permitem a sua validação e comparação.

Introduziram-se os principais conceitos e parâmetros relacionados com o transporte longitudinal de sedimentos e com a descrição simplificada da evolução de praias a médio e longo prazo. Neste contexto, é habitual a aplicação de conceitos de equilíbrio do perfil transversal de praia, que juntamente com a equação da continuidade formam a base dos designados modelo de "uma linha". Estes modelos consideram que a evolução da linha de costa a médio e longo prazo pode ser descrita, assumindo que o perfil transversal de praia se mantém em equilíbrio e que a variação da linha de costa se deve ao seu deslocamento em torno da profundidade de fecho, em resultado do balanço de volumes imposto pelos gradientes longitudinais das taxas de transporte longitudinal. O acesso a uma base de dados de agitação marítima adquirida ao largo da costa Noroeste Portuguesa, permitiu a obtenção de um valor de referência para a profundidade de fecho, através de uma análise de extremos desses dados e da aplicação da teoria desenvolvida por *Hallermeier*. Foram também estimadas as alturas de onda significativas com um período de retorno de 10, 50 e 100 anos.

O modelo numérico LTC de simulação da evolução costeira a médio e longo prazo difere dos modelos clássicos de evolução da linha de costa, de "uma linha", essencialmente, por incorporar uma actualização das cotas do perfil transversal activo, entre a profundidade de fecho e o limite de espraiamento máximo das ondas, ao invés de considerar que o perfil mantém a sua forma de equilíbrio, apenas se deslocando em torno da profundidade de fecho. Através de uma série de testes genéricos demonstraram-se as suas potencialidades e limitações, bem como a sensibilidade do seu desempenho à variação dos muitos parâmetros intervenientes na sua formulação, de cuja análise resultou o aperfeiçoamento de alguns aspectos do modelo, que visavam o alargamento da sua aplicação a situações reais, que não se restringissem a casos em que a configuração costeira é simplificada.

No que diz respeito à transformação da onda, na sua propagação desde o largo até à zona de

, esta é efectuada de uma forma bastante simplificada, o que poderá ser melhorado por recurso a um modelo acoplado mais sofisticado. Embora isso seja possível, a vantagem conseguida, de rigor de cálculo da altura e direcção de incidência de onda junto à rebentação, não iria favorecer significativamente o desempenho do modelo, podendo dificultar a sua utilização e, consequentemente, o seu desenvolvimento. Reconhece-se, no entanto, que o procedimento de cálculo poderia beneficiar de pequenos ajustes, nomeadamente em termos do critério de rebentação utilizado e da convergência dos valores da altura de onda a partir da qual se faz a estimativa da profundidade de rebentação e da altura de onda calculada para essa profundidade. Em alternativa, poderia optar-se por fazer a estimativa das taxas de transporte sólido longitudinal com base nas condições de agitação marítima junto à base da praia, evitando desta forma a utilização de uma profundidade móvel entre iterações do modelo como é a de rebentação. O fenómeno da difracção era considerado pelo modelo, através de um método expedito baseado num ábaco. Por se tratar de uma forma expedita aproximada para a simulação do fenómeno, procuraram-se alternativas de resolução do problema, tendo-se incorporado no modelo LTC o método, também expedito, de Kraus, 1984, como alternativa ao existente para a estimativa dos coeficientes de difracção junto a obstáculos. O modelo permite que sejam incorporadas variações do nível da água do mar nas simulações, resultantes da eventual sobreposição de três efeitos:

o efeito da maré astronómica, os efeitos devidos às condições meteorológicas e o efeito da variação do nível médio da água do mar.

Os dados de entrada para caracterização da agitação marítima ao largo são comuns a todo o domínio computacional. As séries temporais de ondas de características variáveis representativas de um clima anual típico são geradas aleatoriamente, reproduzindo funções de distribuição por classes de altura e rumo fornecidas pelo utilizador. Como possível melhoria à forma de entrada de dados de agitação marítima no modelo destaca-se que os períodos de onda deveriam ser também considerados através da sua distribuição em frequência e não em função da altura de onda. Reconhece-se todavia que o facto de não existir uma relação linear entre estes parâmetros pode originar instabilidades na morfologia. Uma vez que as alturas de onda e os rumos intervêm simultaneamente nas expressões para o cálculo das taxas de transporte longitudinal, as distribuições em frequência por classes destas grandezas deveriam ser consideradas em conjunto e não de forma independente.

Dada a importância das condições de fronteira laterais, deveriam ser equacionadas outras possibilidades, entre as quais se destaca a de realimentação sedimentar do sector modelado, ou seja, o volume de sedimentos em transporte junto à fronteira Sul poderia ser reinserido no domínio computacional junto à fronteira Norte, tentando representar-se, desta forma, um trecho costeiro incluído num sector uniforme infinitamente longo, cujo equilíbrio corresponderia à convergência dos volumes. A escassez de dados de campo de taxas de transporte sólido longitudinal para imposição das condições junto às fronteiras laterais pode ser ultrapassada por recurso a simulações em modo 'nest', ou seja, em que são realizadas simulações de grande escala para um domínio computacional no qual se possa incluir o sector em estudo, suficientemente afastado das fronteiras laterais, obtendo-se as taxas de transporte longitudinal junto às fronteiras deste subdomínio de interesse, a partir das simulações do maior sector.

Os resultados das simulações de intervenções de defesa costeira mostraram um desempenho do modelo consistente com o que se observa na realidade, não sendo todavia possível a validação das simulações, que apenas poderia ser conseguida através da comparação dos resultados do modelo com dados obtidos através de programas de monitorização costeira. Ainda assim, a realização de simulações genéricas com o modelo LTC pode permitir o teste de soluções extremas, entre as alternativas consideradas em projectos de intervenção costeira e a avaliação do seu efeito relativo.

Utilizaram-se as soluções analíticas de *Pelnard-Considère*, obtidas através de simplificações do problema da evolução da morfologia costeira, para o 'benchmark' do modelo LTC. Os resultados mostraram que as soluções analíticas e as simulações do modelo LTC são consistentes, denotando, todavia, diferenças importantes, cujas causas deveriam ser investigadas e corrigidas. Os resultados sugerem a necessidade de melhorar o procedimento de actualização de cotas no modelo, ou seja de evolução do perfil transversal, que é distinta em situações de erosão e acreção. Deveria ser garantida a continuidade entre secções adjacentes que alternam entre uma situação de erosão e de acreção e o inverso.

Os resultados de uma série de testes genéricos para diferentes opções de representação da agitação marítima, mostraram que o efeito das ondas incidentes segundo um ângulo junto à rebentação superior a 42º e inferior a -42º não é adequadamente representado pelo modelo. Apesar do fenómeno da refracção reduzir o ângulo de incidência da onda na rebentação em relação ao seu valor ao largo, quando se considera um clima de ondas típico da costa Noroeste Portuguesa, em que as ondas provenientes do quadrante de NW são frequentes, são necessariamente introduzidos efeitos irrealistas nas simulações. Esta questão deve ser estudada. A análise global dos resultados de uma série de simulações em que as condições de agitação marítima foram representadas por um clima de ondas

definido pelo utilizador mostrou uma elevada irregularidade batimétrica entre secções transversais adjacentes ao longo do sector modelado. Admitindo que se tratava de um efeito numérico devido a variações abruptas da largura do perfil activo e da taxa de transporte entre iterações do modelo, foi testada uma modificação ao algoritmo de geração de alturas de onda, que pressupunha a existência de uma certa correlação entre alturas de onda consecutivas. O algoritmo modificado introduziu um condicionamento à distribuição em frequência por classes de altura, não garantindo a eliminação dessas irregularidades, cuja causa foi investigada com maior detalhe. Uma forma de contornar este problema na aplicação do modelo a situações reais consiste na obtenção de um conjunto único de condições de agitação marítima (ou de um número limitado de condições) que representem convenientemente o clima de ondas característico e que possam ser mantidas constantes ao longo das simulações (conceito de onda equivalente em termos de transporte longitudinal).

Foram identificados problemas de estabilidade numérica no modelo LTC, que foram averiguados através da realização de uma série de testes genéricos. Analisou-se a adequabilidade de um critério de estabilidade numérica, que se demonstrou eficiente, implementando-se uma nova subrotina de cálculo que permite a escolha do passo de tempo que garante que o critério de estabilidade numérica é respeitado.

Discutiu-se o efeito, a médio prazo, da construção de estruturas de defesa transversais num sector costeiro em situação de erosão, devida à redução da taxa de débito aluvionar sobre o sector, através de uma série de simulações genéricas do modelo LTC. Os efeitos da construção das estruturas são evidentes, especialmente num raio de cerca de 1 km centrado em cada esporão, com acumulação de sedimentos e avanço da linha de costa a barlamar e erosão e recuo a sotamar. No entanto, as intervenções permitem que as frentes urbanas sejam protegidas, havendo mesmo uma redução da área costeira total perdida para o mar, comparativamente com a situação de não intervir. O efeito da redução da taxa de débito aluvionar é atenuado com o tempo, com a linha de costa a aproximar-se de uma nova posição de equilíbrio e a eficiência das estruturas a aumentar. Estudou-se o efeito da construção de um esporão em combinação com alimentação artificial de areias evidenciando-se a redução do efeito erosivo resultante da construção do esporão, quando a intervenção é complementada com a alimentação artificial.

Evidenciou-se a importância da adequada definição da profundidade de fecho, avaliando o seu impacto na previsão da evolução de um trecho costeiro genérico. Se a profundidade de fecho é definida em função das condições da agitação marítima ao largo, a largura do perfil activo pode tornar-se insuficiente para acomodar o volume de sedimentos em transporte, esperando-se instabilidade na variação da morfologia do perfil, quando solicitado por um clima de agitação marítima. A utilização de uma definição dependente da onda que é excedida 12 horas/ano permite que a redistribuição dos volumes sedimentares ao longo dos perfis se faça de uma forma mais suave, reduzindo as instabilidades na linha de costa, como consequência da variabilidade morfológica do perfil activo entre secções adjacentes do domínio computacional.

Apresentaram-se os resultados da aplicação do modelo a dois sectores da costa Noroeste Portuguesa (a Sul da barra de Aveiro e a Sul do cabo Mondego). Os resultados das simulações, num horizonte de 25 anos, são indicativos das situações mais críticas em termos de erosão. O processo de calibração do modelo foi fortemente condicionado pela dificuldade em aceder a dados históricos de morfologia ou mesmo de linha de costa. As taxas de recuo da linha de costa encontram-se sobrestimadas em alguns locais, comparativamente com valores de campo de referência. Os resultados devem ser encarados com a devida cautela, devendo ser considerados como indicativos da evolução esperada para a linha de costa, num cenário em que se admite não haver alteração ao clima de ondas actual. Para o sector a Sul da barra de Aveiro foram avaliados potenciais efeitos das alterações climáticas, através de simulações

num horizonte de 25 anos, para seis cenários, relacionados com a eventual subida do nível médio da água do mar (1 mm/ano e 5 mm/ano), um eventual ligeiro aumento das alturas de onda extremas e uma eventual ligeira rotação do rumo predominante das ondas. Os resultados indicaram que as eventuais alterações ao clima de ondas seriam mais importantes do que a subida do nível médio da água do mar, especialmente o aumento das alturas de onda extremas, estando os maiores efeitos associados à rotação dos rumos predominantes relacionados com a reorientação da linha de costa.

Para o aperfeiçoamento do modelo LTC era necessário melhorar o conhecimento dos processos físicos nele descritos, designadamente, a evolução do perfil transversal. Além disso, a generalização dos resultados da sua aplicação apenas poderia ser conseguida com uma adequada calibração, validação e verificação. Como foi já referido, o nível do conhecimento inerente à evolução do perfil transversal a médio e longo prazo é ainda limitado, os parâmetros morfodinâmicos utilizados como parâmetros de calibração estão ainda pobremente caracterizados e os conjuntos de dados de campo, necessários à sua calibração e verificação do modelo, são bastante escassos. Assim, recorreu-se à modelação combinada, tentando articular-se resultados do modelo numérico com resultados de um modelo físico, no intuito de contribuir para os desenvolvimentos necessários do modelo LTC. Para tal, foi concebido e implementado um modelo físico reduzido de transporte longitudinal, para o estudo da evolução de uma praia tridimensional, em situação persistente de erosão, apesar da dificuldade inerente à reprodução de situações de médio e longo prazo em laboratório.

Por se tratar de um modelo tridimensional com fundos móveis, que envolvia a interacção complexa entre a agitação marítima e o material sedimentar do fundo, através dos processos de transporte sedimentar, e o primeiro deste tipo a ser realizado no LH da SHRHA-DEC-FEUP, foi necessária uma compilação dos fundamentos teóricos que viriam a permitir o seu projecto. O modelo reduzido devia reproduzir adequadamente os processos a estudar, o que apenas seria possível através do recurso a conceitos de semelhança, cujos princípios foram apresentados. O modelo devia ser primariamente um modelo hidrodinâmico de ondas curtas, tendo-se discutido os critérios de semelhança adoptados bem como os efeitos de escala e de laboratório que potencialmente o afectariam. A acomodação de um modelo costeiro no tanque de ondas do LH da SHRHA-DEC-FEUP, com dimensões em planta muito superiores à dimensão vertical, fazia prever a necessidade de o distorcer geometricamente, tendo-se analisado o efeito que a distorção geométrica teria num modelo hidrodinâmico de ondas curtas. O modelo teria que ser também um modelo de transporte sedimentar, devendo optar-se, necessariamente, por preservar em semelhança o modo de transporte considerado dominante nos processos em estudo. Discutiram-se os modelos físicos de transporte sedimentar, em função do modo de transporte dominante, sendo referidos os principais efeitos de escala e de laboratório. O modelo construído envolveu a utilização de uma barreira física para a reprodução do efeito de uma estrutura de defesa transversal à praia, na topo-hidrografia adjacente à sua zona de implantação, cujos princípios de dimensionamento foram também apresentados e discutidos, de uma forma que não pretendia ser exaustiva.

O caso de estudo utilizado para estabelecimento das condições no protótipo foi uma praia da costa Noroeste Portuguesa, na qual se faz sentir a influência de uma estrutura de defesa transversal, localizada a Sul da povoação da Vagueira, no troço costeiro barra de Aveiro – Mira. O transporte longitudinal que ocorre no interior da zona de rebentação, onde os níveis de turbulência são elevados, foi considerado como o processo mais importante para a evolução morfológica da praia. Por este motivo, para a definição do modelo adoptaram-se relações de escala que permitiriam garantir a semelhança para o transporte em suspensão. Optou-se por construir a praia com areia, sendo o tamanho dos sedimentos utilizados seleccionado de forma a que, para valores aceitáveis das escalas horizontal e vertical, o modelo apresentasse a menor distorção possível. Essa escolha fixou as escalas

geométricas através de um compromisso entre o volume necessário à construção e à operação do modelo, à minimização dos efeitos das fronteiras laterais e à obtenção de uma resolução aceitável para as medições das variações do fundo.

O modelo foi colocado no interior do tanque de ondas segundo uma direcção rodada de 10º em relação à direcção transversal. A agitação gerada segundo a direcção longitudinal principal do tanque, transversal ao sistema de geração, iria abordar a praia segundo um ângulo de incidência de 10º, induzindo uma corrente de deriva litoral, que a sotamar da mesma seguiria em direcção à praia dissipadora existente ao fundo do tanque. No decorrer da experiência foi efectuada uma recolha sistemática dos sedimentos acumulados a sotamar da praia, para determinação da taxa de transporte longitudinal. Foram medidas séries temporais de elevação da superfície livre junto à base da praia e ao longo do perfil transversal, para posterior análise da reflexão e da transformação das ondas na sua propagação sobre a mesma. Foi também efectuado o levantamento sistemático do perfil transversal da praia em 4 localizações longitudinais pré-seleccionadas. Os testes consistiram de ensaios de 1 hora de acção contínua da agitação sobre a praia, seguidos de uma paragem para medição de perfis de fundo e recolha de sedimentos. Foram realizados quatro testes: um primeiro considerando a praia em situação persistente de erosão (uma vez que não havia alimentação sedimentar a barlamar) sob acção de quatro condições de agitação marítima, perfazendo um total de 65 horas. Nos restantes testes as condições de agitação marítima foram mantidas constantes. O segundo teste serviu de referência para os outros dois, nos quais foi construída uma estrutura transversal à praia e avaliada a evolução do perfil transversal na região adjacente, a sotamar e a barlamar da estrutura. A instalação experimental e os sistemas de medição utilizados, bem como os dados adquiridos, foram apresentados, sendo também descrito o procedimento de testes adoptado.

Os dados adquiridos no estudo foram analisados com o objectivo de avaliar a evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de erosão, sob acção de condições de agitação marítima típicas da costa Noroeste Portuguesa. Existem dificuldades inerentes à interpretação dos resultados obtidos devidos aos efeitos de escala e de laboratório presentes num modelo deste tipo e à complexidade e nível do conhecimento dos processos de interacção entre ondas e sedimentos, especialmente na zona de rebentação. Estes efeitos foram identificados e quantificados sempre que possível. Os principais efeitos de laboratório eram os que se relacionavam com a reflexão junto às fronteiras físicas e com a geração mecânica de agitação, tendo-se admitido que as técnicas adoptadas para a minimização destes efeitos eram adequadas. Uma vez que no modelo eram induzidas correntes longitudinais, tentou-se atenuar o efeito esperado de geração de uma corrente circular em frente à praia, adoptando uma forma de colocação da mesma no interior do tanque ligeiramente rodada em relação à direcção transversal, que permitia que a corrente induzida fosse, a sotamar, dirigida para a praia dissipadora existente ao fundo do tanque e aí atenuada.

Os efeitos de escala presentes eram os que se relacionavam com a distorção do modelo e com os critérios de semelhança adoptados para a reprodução dos processos hidrodinâmicos e sedimentares. O modelo físico foi definido como um modelo hidrodinâmico de ondas curtas reproduzido de acordo com a semelhança de *Froude*, sendo os principais efeitos de escala associados aos processos hidrodinâmicos, aqueles que provinham da distorção do modelo e das dissimilitudes associadas às forças de viscosidade e de tensão superficial. A distorção do modelo tinha implicações directas nos fenómenos de transformação da onda, em particular nos processos de reflexão e de dissipação. Com efeito, para a adequada reprodução dos fenómenos de empolamento e refracção das ondas, o fenómeno da difracção não seria adequadamente reproduzido. Seriam de esperar transições no tipo de rebentação e uma maior reflexão das ondas na praia. O espraiamento das ondas seria maior no modelo do que no protótipo. Os efeitos de escala devidos às forças de tensão superficial eram pouco significativos. A

redução do número de *Reynolds* no modelo físico implicava que os efeitos viscosos poderiam ser mais pronunciados no modelo, esperando-se uma atenuação das ondas de superfície por atrito interno e por atrito na camada-limite junto ao fundo. Considera-se que a atenuação por atrito interno era desprezável, contudo, a conjugação da dissimilitude do número de *Reynolds*, com o aumento da rugosidade junto ao fundo e consequente redução da rugosidade relativa, resultaria na incorrecta reprodução dos processos na camada-limite junto ao fundo. Se o fundo fosse liso existiria uma tendência de mudança de regime hidráulico do escoamento oscilatório, entre o tipo turbulento, no protótipo, e o de transição no modelo. No entanto, num fundo com 'ripples' verifica-se uma redução da rugosidade relativa, tanto no modelo como no protótipo e essa tendência reduz-se, esperando-se escoamentos turbulentos tanto no protótipo como no modelo. Desta forma, a ocorrência de 'ripples' faz com que a importância dos efeitos de escala devidos à redução do número de *Reynolds*, relacionados com a transição do regime do escoamento junto ao fundo, seja menor.

As dissimilitudes na camada-limite junto ao fundo têm importantes implicações ao nível do transporte de sedimentos. No modelo construído os sedimentos são menores do que no protótipo, mas maiores do que a escala geométrica determinaria, pelo que a rugosidade relativa é menor, verificando-se uma incorrecta reprodução das formas de fundo. As medições dos perfis transversais permitiram que fosse efectuada uma estimativa da geometria das ondulações observadas em laboratório. Utilizaram-se formulações estabelecidas na literatura para uma estimativa mais rigorosa desta geometria. Foi averiguada a provável ocorrência de 'ripples' no protótipo, o que foi sustentado por observações no campo, tendo sido possível a estimativa da sua geometria. A estimativa da geometria das ondulações do fundo, no modelo e no protótipo, permitiu que fossem quantificados alguns parâmetros importantes para os processos de transporte sedimentar, e qualificados os efeitos de escala associados a estes processos na camada-limite junto ao fundo. Entre a base da praia e a zona de rebentação, se o fundo fosse liso e o regime do escoamento rugoso turbulento, os factores de atrito seriam maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e as velocidades de atrito exageradas em relação aos valores determinados pela semelhança de *Froude*. O parâmetro velocidade de queda seria ligeiramente superior no modelo (podendo ocorrer uma ligeira redução das taxas de transporte em suspensão). Os números de *Froude* densimétrico (equivalente ao parâmtero de *Shields*) e de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos seriam reduzidos, garantindo, ainda assim, o início do movimento dos sedimentos. No entanto, as forças necessárias à mobilização dos sedimentos deveriam ser relativamente maiores do que as que seriam necessárias no caso de os sedimentos serem reduzidos de acordo com a escala geométrica. A presença de 'ripples' no fundo parece ser benéfica na redução de alguns efeitos de escala relacionados com a camada-limite junto ao fundo e com os processos de transporte sedimentar. Comparativamente com a situação de um fundo liso, as ondulações do fundo resultavam num aumento dos factores de atrito, das tensões de corte e da velocidade de atrito junto ao fundo, tanto no modelo como no protótipo. Também os números de *Froude* densimétrico e de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos aumentavam. Os factores de atrito eram relativamente maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e as velocidades de atrito ainda mais exageradas em relação aos valores determinados pela semelhança de *Froude*. No entanto, a ocorrência de 'ripples' no fundo resultava numa menor redução dos números de *Froude* densimétrico e de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos, sendo de esperar uma mais fácil mobilização sedimentar. O parâmetro de velocidade de queda relativo era aproximadamente igual no modelo e no protótipo, o que garantia uma melhor reprodução do transporte em suspensão. Admite-se que as dissimilitudes para os processos na camada-limite junto ao fundo fossem pouco significativas na zona de rebentação. Contudo, entre a base da praia e a zona de rebentação, considera-se que o transporte por arrastamento seria inadequadamente reproduzido.

Os testes experimentais decorreram conforme esperado, com a agitação a propagar-se desde a sua zona de geração até à praia, segundo a direcção longitudinal principal do tanque, incidindo obliquamente junto à base da praia e induzindo uma corrente longitudinal, que resultava num transporte sólido para sotamar. A corrente inflectia junto à parede do tanque em direcção à praia dissipadora existente ao fundo do mesmo. Em resposta às diferentes condições de agitação a praia sofria inicialmente variações morfológicas, essencialmente, segundo a direcção transversal (uma vez que estas se revelavam longitudinalmente uniformes). Com a continuidade da acção das mesmas condições, verificava-se a erosão dos perfis (que mantinham a sua forma global) e o recuo da linha de costa.

Durante a primeira série de testes verificou-se o desenvolvimento inicial de um perfil transversal normal ou de acreção, caracterizado pelo desenvolvimento de uma berma e de um desnível associado à rebentação, sobre o qual o transporte transversal ocorre essencialmente no sentido da linha de costa. Após algumas horas de acção da agitação o perfil teria adquirido uma configuração de quase equilíbrio, reduzindo-se a importância do transporte transversal, evidenciado, no entanto, pelo crescimento continuado da altura da berma (que apenas pareceu estabilizar após 14 horas de acção da agitação), e aumentando a do transporte longitudinal, observando-se o recuo da linha de costa. A transição para novas condições de agitação, caracterizadas por um maior período de pico (menor declividade), deu lugar a novos ajustamentos do perfil transversal, cuja forma na generalidade se manteve. Observou-se um crescimento significativo da berma, em consequência do aumento do espraiamento das ondas, do desnível associado à rebentação e da concavidade de face da praia, apesar de não ser expressiva a variação dos declives característicos. A transição para condições de agitação mais energéticas, caracterizadas por uma maior altura de onda significativa, deu lugar a modificações assinaláveis da forma do perfil transversal que, sob a sua acção continuada, se tornou claramente mais dissipativo, com declives característicos significativamente inferiores. No decurso desta sub-série de testes ter-se-á observado uma transição da forma do perfil para o tipo de erosão. Com efeito verificou-se o desaparecimento da berma, o prenúncio de uma barra submersa e o aumento da profundidade-limite até à qual se observaram variações do fundo, traduzindo um transporte transversal no sentido do largo. O transporte sólido longitudinal foi intenso, observando-se o recuo acentuado da posição da linha de costa. As condições de agitação que se seguiram caracterizaram-se por uma redução do período de pico, mantendo-se a tendência erosiva do perfil e o transporte transversal no sentido do largo, ainda que os declives característicos tenham sofrido um ligeiro aumento. Verificaram-se variações do fundo até ao limite da base da praia. Nesta fase, a parte emersa da praia era já muito estreita tendo sido este o factor que determinou a conclusão da série de testes experimentais.

Para a quantificação das variações morfológicas do perfil em resposta a acção das condições de agitação marítima, definiram-se diversos parâmetros habitualmente utilizados (declive da face da praia, profundidade de rebentação, altura da berma) para a sua esquematização. No intuito de tentar reduzir o efeito de escala introduzido pela presença de 'ripples' no fundo, que se traduzia no exagero geométrico das dimensões destas formas, quando convertidas para valores no protótipo, e dificultava a quantificação dos parâmetros considerados, foi aplicado um filtro digital às séries de posições do fundo medidas. A técnica de filtragem foi estabelecida através de uma analogia com a análise de séries temporais no domínio da frequência, tendo-se desenvolvido uma rotina em MATLAB, que utilizando um filtro passa-baixo de *Butterworth*, no domínio do número de onda, permitiu a eliminação de ondulações do fundo, cujos comprimentos de onda fossem inferiores a um determinado valor. Com base nos perfis alisados foi possível a identificação visual da profundidade de rebentação, verificando-se que este parâmetro não era adequadamente estimado pela teoria linear da onda. Esta profundidade era francamente dependente da morfologia do perfil, variando mesmo para condições de agitação constantes.

Os fenómenos de transformação da agitação sobre a praia não foram extensivamente analisados, havendo espaço para o aprofundamento do seu estudo, baseado na análise das medições de elevação da superfície livre efectuadas sobre a praia e junto à base da mesma, através das sondas hidrodinâmicas aí instaladas. Contudo, foi efectuada uma análise empírica dos processos de rebentação, espraiamento e reflexão da agitação, a partir dos parâmetros considerados para a esquematização do perfil transversal e das condições da agitação incidente junto à base da praia. Dessa análise destaca-se desde logo o efeito reflectivo introduzido pela praia e a sua sensibilidade às condições de agitação. Os coeficientes de reflexão médios quando comparados com os medidos previamente à implementação do modelo, no mínimo, duplicaram. A maior parte da energia incidente numa praia é dissipada através da rebentação das ondas, mas em determinadas circunstâncias existe uma importante reflexão no sentido do largo. O processo de reflexão da agitação marítima em praias é um fenómeno cujo conhecimento é ainda limitado. Como é sabido a reflectividade de uma praia está directamente relacionada com as suas características hidrodinâmicas (tais como o tipo de rebentação, se a zona interior à rebentação está ou não saturada, a importância das oscilações de longo período nesta zona e no processo de espraiamento, os padrões de circulação) e morfo-sedimentares (a forma do perfil, as características dos sedimentos do fundo). Como foi já referido, o facto de o modelo ter sido distorcido tinha implicações ao nível dos fenómenos de transformação da agitação sobre a praia. O limite de espraiamento máximo das ondas era exagerado no modelo, o carácter das ondas na zona interior à rebentação podia ser afectado e esperava-se também uma maior reflexão na praia (que pode não ter sido observada). Através da estimativa do parâmetro de *Irribaren* constatou-se a transição no carácter da rebentação para a sub-série de testes I.2, de mergulhante no protótipo para oscilante no modelo. A rebentação oscilante é característica de praias com declives acentuados, quando actuadas por ondas de pequena declividade, assemelhando-se à rebentação mergulhante, mas revelando um adiantamento da zona inferior da onda que conduz ao colapso da crista, ou em algumas situações a um movimento oscilatório de rebentação, estando normalmente associado a importantes fenómenos de reflexão. As características do perfil transversal durante a realização desta sub-série de testes (concavidade acentuada da face da praia, afundamento do desnível associado à rebentação) juntamente com os elevados coeficientes de reflexão observados confirmam a transição do carácter da rebentação. Para esta sub-série de testes deixa também de existir uma correlação com significado entre o limite de espraiamento das ondas e a altura da berma que se desenvolveu, ao contrário do que acontece no caso da primeira sub-série de testes. O exagero do espraiamento das ondas observado no modelo tem importantes repercussões ao nível dos declives do perfil. Com efeito, sendo o espraiamento duas vezes maior do que o que ocorreria se o modelo tivesse sido reproduzido de acordo com a escala de comprimentos característica para os processos hidrodinâmicos, o declive da face da praia seria também tendencialmente exagerado no modelo. Este facto é comprovado pela obtenção de valores no protótipo, obtidos a partir dos resultados no modelo, duas vezes maiores do que os seus valores de referência. Conclui-se que a configuração do perfil transversal de praia é fortemente condicionada pelo carácter da rebentação, que por sua vez condiciona os processos de espraiamento e reflexão na praia.

As taxas de transporte sólido longitudinal foram determinadas com base nos dados adquiridos no modelo físico, seguindo duas abordagens distintas, através da formulação de Kamphuis, 1991, e através da medição da massa submersa dos sedimentos acumulados a sotamar da praia em cada teste. Apesar de as taxas de transporte obtidas através da formulação semi-empírica apresentarem valores sistematicamente superiores aos obtidos a partir da pesagem dos sedimentos recolhidos a sotamar da praia, obteve-se uma correlação muito significativa entre as taxas obtidas através de cada um dos métodos. As diferenças observadas entre as estimativas podem ser devidas a diversos factores relacionados com os efeitos de escala presentes no modelo físico, em termos de transporte de sedimentos e de distorção geométrica, com a estimativa de ângulos de incidência das ondas, com a

ausência de alimentação sedimentar a barlamar da praia e com a descontinuidade da corrente de deriva litoral junto às fronteiras. Porém, o ajuste linear das taxas medidas através da pesagem dos sedimentos em relação às estimadas com base na formulação semi-empírica determina uma proporcionalidade directa entre ambas, tornando possível a definição da escala de tempo morfológico, necessária para a integração dos resultados do modelo físico nas simulações do modelo numérico.

As taxas de variação da área dos perfis transversais foram também determinadas, com o objectivo de tentar estabelecer uma relação entre estas e as taxas de transporte sólido longitudinal. A precisão na medição dos perfis transversais revelou-se insuficiente para o estabelecimento de uma relação rigorosa. Com efeito, a migração das 'ripples' existentes no fundo e o facto de as variações das coordenadas de posição do fundo serem reduzidas e da mesma ordem de grandeza que os erros de medição, condicionaram esse rigor. A incerteza associada à determinação da variação da área do perfil era superior se fosse seguida uma abordagem de determinação de áreas sucessivas e sua variação, do que de determinação da variação entre os perfis sucessivos. Apesar da incerteza associada a determinação da variação das áreas, as estimativas foram efectuadas tendo-se encontrado uma correlação significativa entre a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) e a variação (acumulada) da área dos perfis transversais. Verificou-se também uma correlação muito significativa entre a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) e a variação da posição da linha de costa (acumulada), que traduz o principal pressuposto utilizado nos modelos de "uma linha" para simulação da evolução da linha de costa em função da taxa de transporte sólido longitudinal, de que o perfil de praia mantém a sua forma de equilíbrio, movendo-se paralelamente a si próprio em torno da profundidade de fecho.

O modelo numérico LTC foi utilizado para a simulação da evolução do troço de praia que foi reproduzido no modelo físico com fundos móveis, durante a série I de testes experimentais. Numa primeira análise dos resultados das simulações numéricas constatou-se que no modelo numérico deve ser equacionada a redefinição do limite submerso até ao qual há variação do perfil transversal e que a rotina de actualização de cotas dos perfis em situação de erosão deve ser melhorada, nomeadamente no que diz respeito às correcções que são efectuadas quando a redução de cotas não cumpre o critério da inclinação mínima imposta. Além disso, a variação da forma do perfil será melhor representada nas simulações se o parâmetro ângulo de repouso for substituído pelo ângulo do declive da face da praia, o que corresponde a admitir que a inclinação máxima permitida para os taludes junto ao limite de espraiamento máximo seja inferior.

A redefinição do limite submerso até ao qual há variação do perfil transversal passa por um estudo aprofundado da relação existente entre este parâmetro e a rebentação das ondas. Com efeito, o processo de rebentação parece ser o mais relevante para a alteração do perfil submerso, tendo-se constatado que esta será condicionada pelo tipo de rebentação. No caso de a rebentação ser do tipo oscilante, a forma do perfil altera-se significativamente, havendo um aprofundamento do desnível associado à rebentação e um aumento da concavidade da face da praia. Para uma rebentação com carácter mergulhante, a parte submersa do perfil aparenta manter a sua forma, verificando-se um recuo da face da praia. A observação da variação da forma do perfil sob acção de condições de agitação irregular foi indicativa de que esta deve estar directamente relacionada com a sobreposição do efeito das diferentes componentes na rebentação.

Enquanto e a rotina de actualização de cotas dos perfis em situação de erosão não for modificada o modelo não poderá ser aplicado inadvertidamente a situações reais, onde é provável a ocorrência de inclinações ao longo do perfil que podem ser inferiores às inclinações mínimas impostas. Nessas aplicações as malhas topo-hidrográficas devem ser convenientemente preparadas, tendo esta limitação do modelo em consideração. A escolha das opções mais adequadas à aplicação do modelo mostrou,

em geral, uma razoável concordância entre os perfis medidos e os perfis simulados. Em termos de variabilidade longitudinal, a comparação entre os resultados do modelo físico, as simulações do modelo numérico e a solução analítica de *Pelnard-Considère* mostrou um exagero da variação longitudinal observada nas simulações do modelo numérico e da uniformidade longitudinal observada no modelo físico. De facto, as condições de fronteira no modelo numérico condicionam de forma irrealista a variação longitudinal da posição da linha de costa, sendo de equacionar a possibilidade de limitar esta variação à solução analítica de *Pelnard-Considère* esperando-se uma maior uniformidade longitudinal.

6.2. CONCLUSÕES

De acordo com o que foi exposto na secção precedente apresentam-se a seguir as principais conclusões da presente dissertação.

Ao estado da arte dos processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar, que ocorrem na zona de rebentação, está ainda associado um considerável nível de incerteza, que se repercute na descrição da evolução da morfologia costeira. Os modelos baseados na descrição dos processos apenas podem ser utilizados para a descrição de problemas específicos, podendo agrupar-se em três grupos principais: os modelos de evolução de praias, que integram o estado da arte da descrição dos processos hidrodinâmicos, mas cuja aplicabilidade se restringe a escalas de curto prazo; os modelos de perfil de praia, também utilizados em aplicações de curto prazo, que apenas consideram os processos hidrodinâmicos que ocorrem segundo a direcção transversal à praia; os modelos de linha de costa que, assumindo a preponderância do transporte longitudinal de sedimentos na modificação da fisiografia costeira, podem ser utilizados para aplicações de médio e longo prazo.

A generalização dos resultados de modelos de evolução de linha de costa apenas pode ser conseguida através da análise de um determinado número de parâmetros que se considerem relevantes, agregando resultados de simulações e observações no campo. No contexto da sua aplicação, o conceito de "onda equivalente", que consiste na obtenção de um número limitado de condições de agitação marítima cujo efeito seja equivalente ao de um clima de agitação, em termos de transporte longitudinal, reveste-se de grande interesse.

O nível do conhecimento relativo à evolução da costa Noroeste Portuguesa a médio e longo prazo é ainda reduzido. Os conjuntos de dados de campo são escassos e os que existem são de difícil acesso e dizem respeitos a períodos de aquisição limitados, encontrando-se inventariados de forma dispersa. Não só é restrito o acesso a dados históricos resultantes de levantamentos aero-topo-hidrográficos, como também a outros dados fundamentais para a caracterização de parâmetros relacionados com o estudo da evolução de praias a médio e longo prazo, por exemplo, dados históricos de agitação marítima ou de marés, fotografias aéreas que permitam o posicionamento da linha de costa, dados de caracterização sedimentar de praias, dados de caracterização de taxas de transporte sólido longitudinal e da corrente de deriva litoral, dados de descarga sedimentar por parte dos rios, dados de quantidades de material sedimentar extraído do sistema litoral, entre outros. A dificuldade em aceder a conjuntos coerentes de dados será o principal obstáculo aos avanços no nível do conhecimento. Ainda que de forma pontual e ocasional, foram já realizados diversos estudos, que permitem a definição de valores de referência para alguns dos parâmetros referidos.

O modelo numérico LTC de evolução da fisiografia costeira a médio e longo prazo foi desenvolvido para aplicação a costas arenosas. A principal mais valia deste modelo comparativamente com os

modelos clássicos de "uma linha" é também o seu aspecto mais sensível: a actualização de cotas do perfil transversal activo, entre o limite de espraiamento máximo das ondas e a profundidade de fecho.

Este modelo é indicado para o teste e comparação do efeito de determinadas intervenções sobre as zonas costeiras. Uma série de aplicações genéricas permitiu concluir que, apesar dos efeitos negativos que ocorrem na vizinhança da zona de implantação das estruturas transversais de defesa, a área costeira total perdida para o mar reduz-se. Os efeitos erosivos podem ser reduzidos se as intervenções forem complementadas com alimentação artificial de areias. Num sector costeiro em situação de erosão devida a uma redução da taxa de débito aluvionar, a eficiência das estruturas aumenta com o tempo e a linha de costa a tende a aproximar-se de uma nova posição de equilíbrio.

O modelo LTC é adequado para dar indicação da evolução esperada para a fisiografia costeira, baseando-se na avaliação de cenários para os agentes hidrodinâmicos. Os resultados da aplicação do modelo, num horizonte de 25 anos, a dois sectores da costa Noroeste Portuguesa (a Sul da barra de Aveiro e a Sul do cabo Mondego) foram indicativos dos locais mais críticos em termos de erosão. Para o sector a Sul da barra de Aveiro foram avaliados potenciais efeitos das alterações climáticas, através de simulações num horizonte de 25 anos, para diferentes cenários, uma eventual subida do nível médio da água do mar (1 mm/ano e 5 mm/ano), um eventual aumento (ligeiro) das alturas de onda extremas e uma eventual rotação (ligeira) do rumo predominante. Os resultados indicaram que as eventuais alterações ao clima de ondas seriam mais importantes do que a subida do nível médio da água do mar, especialmente o aumento das alturas de onda extremas, sendo os principais efeitos associados à rotação do rumo predominante, de reorientação da linha de costa.

Para a aplicação da versão actual do modelo a situações reais, são, obviamente, necessários dados topo-hidrográficos. Recomenda-se especial cuidado na sua interpolação para uma malha, uma vez que, para o adequado desempenho do modelo, os perfis transversais devem ser monotonicamente crescentes, especialmente entre a face da praia e a fronteira de terra. Para sectores costeiros com variações acentuadas da orientação da linha de costa, sugere-se a sua aplicação segmentada, garantindo-se que no interior de cada segmento não ocorrem grandes variações.

A revisão ao nível do conhecimento dos processos hidrodinâmicos e de transporte sedimentar permitiu concluir que a descrição incorporada no LTC é adequada ao tipo de modelo, podendo no entanto ser incluídos alguns avanços. A revisão do estado da arte no que diz respeito à evolução a médio e longo prazo do perfil transversal de praia, mostra que este se encontra habitualmente limitado a conceitos de equilíbrio, isto é à utilização de um perfil que mantém a sua forma, apenas sofrendo deslocações no sentido de terra, quando a secção transversal se encontra em situação de erosão, e no sentido do mar, quando a secção transversal se encontra em situação de acreção.

O procedimento de actualização de cotas do modelo LTC parece adequado nas situações em que as condições hidrodinâmicas se mantêm constantes ao longo da simulação. Porém, quando as condições hidrodinâmicas são variáveis no tempo, surgem problemas de irregularidade morfológica longitudinal, entre secções transversais do domínio computacional. O procedimento geométrico de actualização de cotas deve ser melhorado.

A rotina introduzida no modelo, que determina o passo de tempo para o qual é cumprido um critério de estabilidade numérica provou ser eficaz na redução destas irregularidades, no entanto, os problemas não foram totalmente resolvidos. A adequada definição do limite submerso até ao qual há variação do fundo contribui para um melhor desempenho do modelo. Se a profundidade de fecho é definida em função das condições da agitação marítima ao largo, a largura do perfil activo pode tornar-se insuficiente para acomodar o volume de sedimentos em transporte, esperando-se instabilidade na variação da morfologia dos perfis, quando solicitados por um clima de agitação marítima. A utilização

de uma definição dependente da onda que é excedida 12 horas/ano permite que a redistribuição dos volumes sedimentares ao longo dos perfis se faça de uma forma mais suave, reduzindo as instabilidades na linha de costa, que advêm da variabilidade morfológica do perfil activo.

A análise da evolução do perfil transversal de praia em situação persistente de erosão, sob acção de condições de agitação marítima típicas da costa Noroeste Portuguesa, em modelo físico, mostrou que a configuração do perfil transversal de praia é fortemente condicionada pelo carácter da rebentação, que por sua vez condiciona os processos de espraiamento e reflexão na praia. Para as condições testadas o limite submerso até ao qual há variação do fundo depende do tipo de rebentação. No caso de a rebentação ser do tipo oscilante, o perfil transversal é sujeito a alterações significativas, havendo um aprofundamento do desnível associado à rebentação e um aumento da concavidade da face da praia. Para uma rebentação com carácter mergulhante, a parte submersa do perfil aparenta manter a sua forma, verificando-se um recuo da face da praia. Com efeito, a variação da forma do perfil sob acção de condições de agitação irregular deve estar directamente relacionada com a sobreposição do efeito da rebentação das diferentes componentes da agitação marítima. Foi observada uma correlação significativa entre a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) e a variação (acumulada) da área dos perfis transversais. Verificou-se também uma correlação muito significativa entre a massa submersa de sedimentos em transporte (acumulada) e a variação da posição da linha de costa (acumulada), que traduz o principal pressuposto utilizado nos modelos de "uma linha" para simulação da evolução da linha de costa em função da taxa de transporte sólido longitudinal, de que o perfil de praia mantém a sua forma de equilíbrio, movendo-se paralelamente a si próprio em torno da profundidade de fecho.

A comparação entre a variação do perfil transversal no modelo físico e no modelo numérico confirmou que o procedimento de actualização de cotas dos perfis em situação de erosão deve ser melhorado. Ainda assim, a escolha das opções mais adequadas à aplicação do modelo permitiu uma concordância razoável entre a forma dos perfis medidos e dos perfis simulados.

Em termos de variabilidade longitudinal ao longo da praia, a comparação entre os resultados do modelo físico, as simulações do modelo numérico e a solução analítica de *Pelnard-Considère* mostrou um exagero da amplitude de variação longitudinal da posição da linha de costa nas simulações do modelo numérico e da uniformidade longitudinal no modelo físico. De facto, as condições de fronteira no modelo LTC condicionam de forma irrealista a variação longitudinal da posição da linha de costa.

As opções tomadas durante a concepção e implementação do modelo físico tridimensional distorcido com fundos móveis, de transporte longitudinal de sedimentos, foram adequadas. O modelo era primariamente um modelo hidrodinâmico de ondas curtas, reproduzido de acordo com as leis de semelhança de *Froude*, que teve que ser geometricamente distorcido, devido às dimensões do tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP. As leis de escala assumidas para os processos de transporte sedimentar eram dependentes da velocidade de queda dos sedimentos, tentando reproduzir o modo de transporte em suspensão. Um modelo deste tipo é afectado por importantes efeitos de laboratório e de escala.

A adopção de uma posição de colocação do modelo no interior do tanque, ligeiramente rodado em relação à direcção transversal, que permitia que a corrente induzida fosse, a sotamar, dirigida para a praia dissipadora existente ao fundo do tanque, provou ser eficaz na atenuação do efeito esperado, de geração de uma corrente circular em frente à praia.

Os principais efeitos de escala associados aos processos hidrodinâmicos eram aqueles que provinham da distorção do modelo, designadamente, o fenómeno da difracção não seria adequadamente reproduzido, eram de esperar transições no tipo de rebentação entre protótipo e o modelo, esperava-se

uma maior reflexão das ondas no modelo e um maior limite de espraiamento máximo das ondas. O exagero do espraiamento das ondas foi observado no modelo, com importantes repercussões ao nível dos declives do perfil, também tendencialmente exagerados no modelo. Verificou-se uma transição no carácter da rebentação entre o tipo mergulhante no protótipo e o tipo oscilante no modelo.

A dissimilitude para o tamanho dos sedimentos reflecte-se numa incorrecta reprodução das formas de fundo, verificando-se a ocorrência de 'ripples', com dimensões significativamente maiores do que, as que resultassem da reprodução geométrica das que ocorressem no protótipo. A presença das 'ripples', tanto no modelo como no protótipo, faz com que a tendência de mudança de regime hidráulico do escoamento oscilatório, entre o tipo turbulento, no protótipo, e o de transição, no modelo, que existiria se o fundo fosse liso, se reduza. Desta forma, a ocorrência de 'ripples' parece ser benéfica na redução dos efeitos de escala devidos à redução do número de *Reynolds*, relacionados com a transição do regime do escoamento junto ao fundo.

A técnica desenvolvida em MATLAB, para filtragem das ondulações do fundo, baseada numa analogia com a análise de séries temporais no domínio da frequência, provou ser eficiente.

Entre a base da praia e a zona de rebentação, se o fundo fosse liso e o regime do escoamento rugoso turbulento, os factores de atrito seriam maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e as velocidades de atrito exageradas em relação aos valores determinados pela semelhança de *Froude*. Os números de *Froude* densimétrico (equivalente ao parâmetro de *Shields*) e de *Reynolds* associado ao tamanho dos sedimentos seriam reduzidos, garantindo, no entanto, o início do movimento dos sedimentos, para as condições de agitação testadas. O parâmetro velocidade de queda seria ligeiramente superior no modelo, podendo ocorrer uma redução das taxas de transporte em suspensão. No entanto, as forças necessárias à mobilização dos sedimentos deveriam ser relativamente maiores do que as que seriam necessárias no caso de os sedimentos serem reduzidos de acordo com a escala geométrica.

A presença de 'ripples' no fundo parece ser benéfica na redução de alguns dos efeitos de escala relacionados com o transporte sedimentar. Comparativamente com a situação de um fundo liso, as ondulações do fundo resultavam num aumento dos factores de atrito, das tensões de corte e da velocidade de atrito junto ao fundo, tanto no modelo como no protótipo. Os factores de atrito eram relativamente maiores no modelo do que no protótipo e as tensões de corte e as velocidades de atrito ainda mais exageradas em relação aos valores determinados pela semelhança de *Froude*. No entanto, a ocorrência de 'ripples' no fundo resultava numa menor redução dos números de *Froude* densimétrico e de *Reynolds* associados ao tamanho dos sedimentos, sendo de esperar uma mais fácil mobilização sedimentar. O parâmetro velocidade de queda relativo era aproximadamente igual no modelo e no protótipo, o que garantia uma melhor reprodução do transporte em suspensão. Admite-se que as dissimilitudes para os processos na camada-limite junto ao fundo fossem pouco significativas no interior da zona de rebentação. Contudo, entre a base da praia e a zona de rebentação, considera-se que o transporte por arrastamento seria inadequadamente reproduzido.

Apesar da correlação significativa obtida entre as taxas de variação da área dos perfis transversais e as taxas de transporte sólido longitudinal medidas, a precisão de medição dos perfis transversais revelou-se insuficiente para o estabelecimento de uma relação rigorosa. A incerteza associada à determinação da variação das áreas do perfil era superior se fosse seguida uma abordagem de determinação de áreas sucessivas e sua variação, do que de determinação da variação entre os perfis sucessivos.

As taxas de transporte sólido longitudinal medidas no modelo físico, a partir da pesagem dos sedimentos recolhidos a sotamar da praia, apresentavam valores sistematicamente inferiores às estimadas através da formulação de *Kamphuis*. A correlação muito significativa entre os valores

obtidos por cada um dos métodos permitiu a determinação da escala de tempo morfológico, necessária para a articulação entre os resultados do modelo físico e as simulações do modelo numérico.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

É necessária a reunião de um conjunto de dados coerente para a conveniente calibração, validação e verificação do modelo LTC.

O modelo LTC é bastante simples e eficiente em termos computacionais, sendo a entrada de dados e a saída de resultados efectuada através de diversos ficheiros que, no caso dos resultados, apenas podem ser acedidos por software específico. Uma das principais dificuldades sentidas na utilização do modelo foi a relacionada com a necessidade de um grande número de ferramentas para a visualização e interpretação dos resultados. Recomenda-se a elaboração de uma nova versão do modelo, preferencialmente em linguagem MATLAB, cujas capacidades de visualização gráfica, poderão permitir a simplificação dos procedimentos de síntese de dados de entrada e de interpretação de resultados. Uma outra vantagem disponibilizada por esta linguagem é a possibilidade de recorrer a procedimentos de cálculo pré-definidos, nomeadamente, esquemas de resolução numérica e funções matemáticas avançadas, que podem ser bastante úteis, por exemplo para a incorporação de soluções analíticas e de métodos estatísticos. Seria também facilitada a individualização dos procedimentos numéricos relacionados com um determinado processo em estudo. Adicionalmente, esta conversão poderia facilitar a articulação dos resultados deste modelo com os de outros de maior ou menor escala.

Recomenda-se a melhoria do procedimento de actualização de cotas, especialmente no caso em que as secções transversais se encontram em situação de erosão. O procedimento de actualização de cotas deve considerar os seguintes aspectos: a continuidade da forma dos perfis entre secções transversais adjacentes, designadamente, entre uma secção em situação de erosão e uma secção em situação de acreção; a continuidade do declive do perfil entre a sua parte submersa e a face da praia; a escolha de um limite submerso até ao qual há variação do perfil transversal adequado à acomodação suave dos volumes de sedimentos em transporte.

Adicionalmente, há outros aspectos que podem permitir o aperfeiçoamento do modelo LTC. Propõe-se a implementação de um método de cálculo da difracção mais rigoroso (capítulo 4, secção 4.3.5.1), que seria facilitado pela utilização de uma nova versão em MATLAB. O critério de rebentação utilizado podia ser melhorado, através da imposição da convergência dos valores da altura de onda a partir da qual se faz a estimativa da profundidade de rebentação e da altura de onda calculada para essa profundidade (capítulo 3, secção 3.2.2). Em alternativa, poderia optar-se por fazer a estimativa das taxas de transporte sólido longitudinal com base nas condições de agitação marítima junto à base da praia, evitando desta forma a utilização de uma profundidade móvel entre iterações do modelo como é a de rebentação. A simulação da variação no tempo do nível da água do mar devida à maré astronómica poderia ser melhorada através da utilização de uma subrotina de previsão de alturas horárias, que se baseasse no conhecimento das constantes harmónicas. As variações do nível da água do mar devidas a efeitos meteorológicos não estão fisicamente sustentadas, devendo a sua descrição ser investigada. Sugere-se a introdução de um método de cálculo da distribuição transversal da corrente de deriva litoral (capítulo 3, secção 3.3) e a incorporação de uma expressão recentemente apresentada, para a determinação do limite de espraiamento máximo da onda (capítulo 3, secção 3.2.5). Para a determinação da taxa de transporte longitudinal de sedimentos sugere-se a introdução de outras fórmulas apresentadas (capítulo 3, secção 3.5.1), que incluem a descrição das ondas no interior da zona de rebentação. Seria útil explorar a possibilidade de entrada de dados de agitação marítima no modelo, através de uma série de pares de parâmetros (altura e rumo) e de uma distribuição conjunta

em frequência por classes (altura e rumo). O aperfeiçoamento do modelo passa também pela criação de procedimentos de cálculo que permitam a simulação do efeito de estruturas costeiras mais elaboradas (com uma orientação oblíqua em relação à direcção transversal ou longitudinal à praia) e de outras hipóteses de interacção entre o sector modelado e o exterior (para simulação de dragagens, da alimentação do sistema com areias provenientes das dunas por acção dos ventos, ou outras formas de interacção). Dada a importância das condições de fronteira laterais deveriam ser equacionadas outras opções, entre as quais se destaca a de realimentação sedimentar do sector modelado, ou seja, o volume de sedimentos em transporte junto à fronteira Sul poderia ser reinserido no domínio computacional junto à fronteira Norte, tentando representar-se, desta forma, um trecho costeiro incluído num sector uniforme infinitamente longo, cujo equilíbrio corresponderia à convergência dos volumes em transporte junto às fronteiras. É também de equacionar a possibilidade de limitar a variação da posição da linha de costa junto às fronteiras linha pela solução analítica de *Pelnard-Considère*,

Os resultados das simulações do efeito de intervenções de defesa costeira mostraram um desempenho do modelo LTC consistente com o que se observa nas praias. Os dados obtidos em modelo físico, de evolução do perfil transversal a barlamar e a sotamar de uma estrutura transversal podem ser utilizados para avaliar esse desempenho de forma mais rigorosa.

Os dados obtidos no modelo físico sugerem que o limite até ao qual ocorrem variações significativas do perfil está relacionado com o processo de rebentação. Este aspecto devia ser estudado com uma maior profundidade, considerando não um ponto de rebentação incipiente, mas uma zona de rebentação incipiente, devida à irregularidade da agitação marítima. Com efeito, os fenómenos de transformação da agitação irregular sobre a praia não foram extensivamente analisados, havendo espaço para o aprofundamento do seu estudo, baseado na análise das medições de elevação da superfície livre efectuadas sobre a praia e junto à base da mesma, através das sondas hidrodinâmicas aí instaladas, à luz do actual estado do conhecimento.

Em alternativa ao procedimento de actualização de cotas, actualmente implementado no modelo LTC, sugere-se a incorporação da abordagem seguida pelos modelos de "uma linha", de acomodação dos volumes de sedimentos em transporte, através da deslocação do perfil de equilíbrio sobre o limite submerso do perfil activo. Podia também ser explorada a possibilidade de implementação da evolução do perfil transversal, de acordo com um modelo de perfil orientado para o comportamento (capítulo 2, secção 2.2.1). Os dados de evolução do perfil transversal sob acção de diferentes condições de agitação marítima, adquiridos no modelo físico poderão ser utilizados para a validação dos procedimentos de cálculo.

Devia ser explorada a hipótese de definição de um esquema de simulação a médio e longo prazo, que resultasse da combinação do conceito de perfil transversal de equilíbrio, com um modelo de evolução de perfil e com um modelo de evolução da linha de costa.

BIBLIOGRAFIA

[1] Abramowitz, M. e Stegun, I.A. (1964). Handbook of Mathematical Functions With Formulas, Graphs, and Mathematical Tables. Applied Mathematics Series. 55. Washington: National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office 1046 p.

[2] Ackers, P. e White, W.R. (1973). Sediment Transport: New Approach and Analysis. *Journal of Hydraulics Division*. 99:1. pp. 2041-2060 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[3] AGRI-PRO Ambiente, C.S.A. (2004). *Estudo de Impacte Ambiental do Projecto das Obras de Melhoria das Condições de Abrigo no Cais do Sector Comercial e de Manutenção do Canal de Acesso ao Porto da Figueira da Foz (Estudo Prévio). Volume II - Relatório de Síntese*.

[4] Ahrens, J.P. (1981). *Irregular Wave Runup on Smooth Slopes*. CETA N. 81-17. US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Ft. Belvoir, VA.

[5] Ahrens, J.P. (1989). Stability of Reef Breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 115:2. pp. 221-234 (citado por Hughes, 1993).

[6] Alsina, J.M., Sánchez-Arcilla, A., Gironella, X. e Baldock, T.E. (2007a). Design of Scaled Movable Bed Experiments Using Numerical Models. *Journal of Coastal Research*. SI 50, ICS2007 (Proceedings), Australia. pp. 379 - 383.

[7] Alsina, J.M., Sierra, J.P., González-Marco, D., Cáceres, I. e Sánchez-Arcilla, A. (2007b). *Estudio Comparativo del Comportamiento Hidro-morfodinámico de Estructuras Emergidas y Sumergidas.* Ingeniería Hidráulica en México, XXII:2.

[8] Andersen, O.H. e Fredsoe, J. (1983). *Transport of Suspended Sediment along the Coast*. Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, ISVA, Technical University of Denmark. Progress Report N. 59 (citados por Fredsoe e Deigaard, 1992).

[9] Andrade, C. e Freitas, C. (2002). *Coastal Zones*. Climate Change in Portugal. Scenarios, Impacts and Adaptation Measures (SIAM Project). Lisboa: Gradiva. 173-219 p.

[10] Andrade, C., Pires, O., Taborda, R. e Freitas, M.C. (2007). *Projecting Future Changes in Wave Climate and Coastal Response in Portugal by the End of the 21st century*. In: 9th International Coastal Symposium, Gold Coast, Australia, pp. 263-267, Journal of Coastal Research. ISBN 1-891276-54-9.

[11] Andrade, C., Teles, M. e Barata, A. (1997). *Factores de Erosão Costeira na Praia de Buarcos*. Lisboa: Centro de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa e Hidroprojecto. para Junta Autónoma do Porto da Figueira da Foz.

[12] Aziz-Tayfun, M. (1993). Sampling-rate Errors in Statistics of Wave Heights and Periods. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. 119:2. pp. 172-192.

[13] Bailard, J.A. (1981). An Energetics Total Load Sediment Transport Model for a Plane Sloping Beach. *Journal of geophysical Research*. 86:C11. pp. 10938-10954.

[14] Bailard, J.A. e Inman, D.L. (1981). An Energetics Bedload Model for Plane Sloping Beach: Local Transport. *Journal of Geophysical Research*. 86:C3. pp. 2035-2043 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[15] Bakker, W.T. (1968). *The Dynamics of a Coast with a Groin System*. In: 11th International Conference on Coastal Engineering, London, United Kingdom, pp. 492-517, American Society of Civil Engineers.

[16] Baldock, T.E., Holmes, P., Bunker, S. e Van Weert, P. (1998). Cross-shore Hydrodynamics within an Unsaturated Surf Zone. *Coastal Engineering*. 34:3-4. pp. 173-196.

[17] Baptista, P., Bastos, L., Bernardes, C., Cunha, T. e Dias, J. (2008). Monitoring Sandy Shores Morphologies by DGPS. A Practical Tool to Generate Digital Elevation Models. *Journal of Coastal Research*. 24:6. pp. 1516-1528.

[18] Baquerizo, A. e Losada, M.A. (2008). Human Interaction with Large Scale Coastal Morphological Evolution. An assessment of the Uncertainty. *Coastal Engineering*. 55:7-8. pp. 569-580.

[19] Basco, D.R. (2006). *Shore Protection Projects, Coastal Project Planning and Design, Chapter V-3, Engineer Manual 1110-2-1100*. Washington DC: U.S. Army Corps of Engineers.

[20] Bascom, W.N. (1951). The Relationship between Sand Size and Beach-face Slope. *Transaction of the American Geophysics Union*. 32:pp. 866–874 (citado por Komar, 1998).

[21] Battjes, J.A. (1974). *A Computation of Set-up, Longshore Currents, Run-up and Overtopping due to Wind-generated Waves*. Tese de Doutoramento. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.

[22] Battjes, J.A. (1975). *Modeling of Turbulence in the Surf Zone*. In: Symposium on Modeling Techniques, pp. 1050-1061 (citado por Goda, 2006).

[23] Battjes, J.A. (2006). Developments in Coastal Engineering Research. *Coastal Engineering*. 53:2-3. pp. 121-132.

[24] Battjes, J.A., Bakkenes, H.J., Janssen, T.T. e van Dongeren, A.R. (2004). Shoaling of Subharmonic Gravity Waves. *Journal of Geophysical Research*. 109:C2.

[25] Battjes, J.A. e Janssen, J.P.F.M. (1978). *Energy Loss and Set-up due to Breaking of Random Waves*. In: 16th International Conference on Coastal Engineering, New York, pp. 569-587, American Society of Civil Engineers (citado por Fredsoe e Deigaard, 1992).

[26] Battjes, J.A. e Stive, M.J.F. (1985). Calibration and Verification of a Dissipation Model for Random Breaking Waves. *Journal of Geophysical Research*. 90:C5. pp. 9159-9167.

[27] Bayram, A., Larson, M. e Hanson, H. (2007). A New Formula for the Total Longshore Sediment Transport Rate. *Coastal Engineering*. 54:9. pp. 700-710.

[28] Bayram, A., Larson, M., Miller, H.C. e Kraus, N.C. (2001). Cross-shore Distribution of Longshore Sediment Transport: Comparison between Predictive Formulas and Field Measurements. *Coastal Engineering*. 44:2. pp. 79-99.

[29] Beresford, P.J. (2003). *HR WaveMaker - Wave Generation Control Program - Software Manual*. Oxfordshire, United Kingdom: HR Wallingford Limited. IT 453 (Issue 5).

[30] Beresford, P.J., Spencer, J.M.A. e Clarke, J. (2005). *HR WaveData - Data Acquisition and Analysis Software Program - User Manual*. Oxfordshire, United Kingdom: HR Wallingford Limited. IT 493.

[31] Bettencourt, P. e Ângelo, C. (1992). Faixa Costeira Centro Oeste (Espinho - Nazaré): Enquadramento Geomorfológico e Evolução Recente. *Geonovas. A Geologia e o Ambiente*. Especial 1:pp. 7-30 (citado por Oliveira *et al.* 2002).

[32] Bettess, R. (1990). *Survey of Lightweight Materials for Use in Mobile-bed Physical Models*. Movable Bed Physical Models. The Netherlands: Kluwer Academic Publishers. 115-123 p.

[33] Biésel, F. (1952). Equations Générales au Second Ordre de la Houle Irrégulière. *Houille Blanche*. 3:pp. 372-376 (citado por Battjes *et al.*, 2004).

[34] Bijker, E.W. (1967). *Some Considerations about Scales for Coastal Models with Movable Bed*. Delft, The Netherlands: Delft Hydraulics Laboratory (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[35] Bijker, E.W. (1971). Longshore Transport Computations. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*. 97:4. pp. 687– 703 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[36] Birkemeier, W.A. (1985). Field Data on Seaward Limit of Profile Change. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 111:3. pp. 598-602.

[37] Blondeaux, P. (2001). Mechanics of Coastal Forms. *Annual Review on Fluid Mechanics*. 33. pp. 339-370.

[38] Blott, S.J. e Pye, K. (2001). GRADISTAT: A Grain Size Distribution and Statistics Package for the Analysis of Unconsolidated Sediments. *Earth Surface Processes and Landforms*. 26:pp. 1237-1248.

[39] Bonneton, P. (2007). Modelling of Periodic Wave Transformation in the Inner Surf Zone. *Ocean Engineering*. 34:10. pp. 1459-1471.

[40] Bowen, A.J. e Holman, R.A. (1989). Shear Instabilities of the Mean Longshore Current 1. Theory. *Journal of Geophysical Research*. 94:C12. pp. 18023-18030.

[41] Brøker Hedegaard, I., Deigaard, I.R. e Fredsøe, J. (1991). *Onshore/offshore Sediment Transport and Morphological Modelling of Coastal Profiles*. In: Coastal Sediments '91, New York, pp. 643–657, American Society of Civil Engineers.

[42] Broker Hedegaard, I. (1995). *Coastal Area Modelling. MAST 68-M Final Workshop*. Gdansk, Poland: (citado por Leont' yev,1999).

[43] Broker Hedegaard,, I., Johnson, H.K., Zyserman, J.A., Ronberg, J.K., Pedersen, C., Deigaard, I.R. *et al.* (1995). *Coastal Profile and Coastal Area Morphodynamic. Modelling. MAST 68-M Final Workshop*. Gdansk, Poland: (citado por Leont' yev,1999).

[44] Bruun, P. (1962). Sea-level Rise as a Cause of Shore Erosion. *Journal of the Waterways and Harbors Division, America Society of Civil Engineers*. 88:WW1. pp. 117-130.

[45] Bruun, P. (1983). Review of Conditions for uses of the Bruun Rule of Erosion. *Coastal Engineering*. 7:1. pp. 77-89.

[46] Bruun, P. e Gerritsen, F. (1960). Stability of Coastal Inlets. Amsterdam, North Holland 123 p.

[47] Caceres, I., Sanchez-Arcilla, A., Zanuttigh, B., Lamberti, A. e Franco, L. (2005). Wave Overtopping and Induced Currents at Emergent Low Crested structures. *Coastal Engineering*. 52:pp. 931-947.

[48] Capobianco, M., Hanson, H., Larson, M., Steetzel, H., Stive, M.J.F., Chatelus, Y. *et al.* (2002). Nourishment Design and Evaluation: Applicability of Model Concepts. *Coastal Engineering*. 47:pp. 113-135.

[49] Carrier, G.F. e Greenspan, H.P. (1958). Water Waves of Finite Amplitude on a Sloping Beach. *Journal of Fluid Mechanics*. 4:pp. 97-109.

[50] Carvalho, M.M., Capitão, R.P., Abreu, F.V. e Sobral, J.T. (1990). *Ajustamento Gráfico de Distribuições*. Lisboa, Portugal: Nato POWAVES - Sub-projecto A, Instituto Hidrográfico, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

[51] CEHIDRO, IST e INAG (1998). *Carta de Risco do Litoral. Trecho 2: Foz do Douro-Nazaré*. Lisboa: CEHIDRO, IST, INAG.

[52] CERC (1984). Shore Protection Manual. Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering and Research Center, U.S. Government Printing Office.

[53] Christensen, E.D. e Deigaard, R. (2001). Large Eddy Simulation of Breaking Waves. *Coastal Engineering*. 42:1. pp. 53-86.

[54] Church, J.A., Gregory, J.M., Huybrechts, P., Kuhn, M., Lambeck, K., Nhuan, M.T. *et al.* (2001). *Changes in Sea Level*. Climate Change 2001: The Scientific Basis. Contribution of Working Group I to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA: Cambridge University Press. 881 p.

[55] Ciavola, O., Taborda, R., Ferreira, O. e Dias, J.A. (1997). Field Measurements of Longshore Sand Transport and Control Processes on a Steep Meso-tidal Beach in Portugal. *Journal of Coastal Research*. 13:4. pp. 1119–1129 (citado por Bayram *et al.*, 1997).

[56] Coelho, C. (2005). *Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para diferentes Intervenções de Defesa Costeira*. Tese de Doutoramento. Universidade de Aveiro. Aveiro, Portugal. 404 p.

[57] Coelho, C., Cabarrão, M. e Veloso-Gomes, F. (2006a). *Aplicação de uma Classificação de Vulnerabilidades às Zonas Costeiras do Noroeste Português*. In: 8º Congresso da Água, Figueira da Foz, Portugal, pp. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos.

[58] Coelho, C., Granjo, M. e Segurado-Silva, C. (2007). Vulnerabilidades do Distrito de Aveiro às Acções Energéticas do Mar. *Revista da Associação Portuguesa de Recursos Hídricos*. 28:3. pp. 45-53, ISSN 0870-1741.

[59] Coelho, C., Silva, R. e Veloso-Gomes, F. (2006b). *Shoreline Evolution Model: A Tool to Compare Coastal Protection Measures.* In: 8th International Conference, EUROCOAST - LITTORAL 2006, Gdansk, Poland, Tubielewicz, Andrzej, pp. 115-123, Gdansk University of Technology, Faculty of Management and Economics. ISBN 83-88617-82-6.

[60] Coelho, C., Silva, R. e Veloso-Gomes, F. (2008). *Vulnerabilidades e Riscos das Zonas Costeiras. Potenciais Impactos de Alterações Climáticas*. In: 9º Congresso da Água, Cascais, Portugal, pp. Associação Portuguesa de Recursos Hídricos.

[61] Coelho, C., Silva, R., Veloso-Gomes, F. e Taveira-Pinto, F. (2006c). *A Vulnerability Analysis Approach for the Portuguese West Coast*. Risk Analysis V: Simulation and Hazard Mitigation. WIT Transactions on

Ecology and the Environment. United Kingdom: Wessex Institute of Technology, ISBN 1-84564-172-8. 251-262 p.

[62] Coelho, C., Taveira-Pinto, F., Veloso-Gomes, F. e Pais-Barbosa, J. (2004). *Coastal Evolution and Coastal Works in the Southern Part of Aveiro Lagoon Inlet, Portugal*. In: 29th International Conference on Coastal Engineering, Lisboa, Portugal, 4, pp. 3914-3926, American Society of Civil Engineers.

[63] Coli, A.B. (2003). *Estimação de Regimes de Agitação Marítima em Locais Onde Não Existam Dados*. In: 3as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Aveiro, Portugal (editado em CD).

[64] Collins, J.I. e Chesnutt, C.B. (1975). *Tests on the Equilibrium Profiles of Model Beaches and the Effects of Grain Shape and Size Distribution*. In: Symposium on Modeling Techniques, San Francisco, pp. 907-926, American Society of Civil Engineers.

[65] Consulmar (1988). *Estudo dos Problemas Litorais na Costa Portuguesa. Cabo Mondego - Rio Mondego*. Lisboa: Consulmar. Relatório para a Direcção-Geral de Portos (citado por Oliveira *et al.* 2002).

[66] Costa, M., Silva, R. e Vitorino, J. (2001). *Contribuição para o Estudo do Clima de Agitação Marítima na Costa Portuguesa*. In: 2as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Sines, Portugal, pp. Associação Internacional de Navegação (editado em CD).

[67] Crank, J. (1975). *The Mathematics of Difusion*. 2nd. Oxford, England: Oxford University Press, ISBN 0 19 853 411 6.

[68] Cruz, J. (2008). Ocean Wave Energy. Current Status and Future Perspectives. Green Energy and Technology. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 431 p.

[69] Cunha, P.P. e Mendes, J.A. (2000). *Análise das Dragagens no Porto da Figueira da Foz (Estuário do Mondego)*. In: Perspectivas de Gestão Integrada de Ambientes Costeiros, Porto, Portugal, pp. 197-214, Associação Eurocoast-Portugal.

[70] Cunha, P.P., Silva, A.F., André, J.N. e Cabral, M.C. (1997). *Considerações sobre a Evolução Actual do Litoral entre a Figueira da Foz e a Nazaré*. Colectânea de Ideias sobre a Zona Costeira de Portugal. pp. 489-502, Porto: Associação Eurocoast-Portugal. 489-502 p.

[71] Cunnane, C. (1978). Unbiased Plotting Positions - a Review. *Journal of Hydrology*. 37:pp. 205-222.

[72] Dabees, M.A. (2000). *Efficient Modelling of Beach Evolution*. Tese de Doutoramento. Queen's University. Canada. 174 p.

[73] Dabees, M.A. e Kamphuis, J.W. (1997). *Numerical Modeling and Coastal Processes: Overview of a Modeling System for Simulating Shoreline Change*. In: Canadian Coastal Conference '97, Guelph, Canada, pp. pp 161-176, Canadian Coastal Science and Engineering Association.

[74] Dabees, M.A. e Kamphuis, J.W. (1998). *ONELINE, A Numerical Model for Shoreline Change*. In: 26th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, pp. 2668-2681, American Society of Civil Engineers.

[75] Dabees, M.A. e Kamphuis, J.W. (2000). *Nline: Efficient Modelling of 3-D Beach Change*. In: 27th International Conference on Coastal Engineering, Sydney, Australia, pp. 2700-2713, American Society of Civil Engineers.

[76] Dally, W.R. e Brown, C. (1995). A Modeling Investigation of the Breaking Wave Roller with Application to Cross-shore Currents. *Journal of Geophysical Research* 100:C12. pp. 24873-24883 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[77] Dally, W.R. e Dean, R.G. *Transformation of Random Breaking Waves on Surf Beat*. In: 20th International Coastal Engineering Conference, Taipei pp. 109-123, American Society of Civil Engineers (citado por Elfrink e Baldock, 2002).

[78] Dalrymple, R.A. (1989). *Physical Modelling of Littoral Processes*. Recent Advances in Hydraulic Physical Modelling. Dordrecht, The Netherlands: Kluwer Academic Publishers. 567-588 p.

[79] de Vriend, H.J. (2003). On the Prediction of Aggregated-scale Coastal Evolution. *Journal of Coastal Research*. 19:4. pp. 3.

[80] de Vriend, H.J., Capobianco, M., Chesher, T., De Swart, H.E., Latteux, B. e Stive, M.J.F. (1993a). Approaches to Long-term Modelling of Coastal Morphology: a Review. *Coastal Engineering*. 21:pp. 225-269.

[81] de Vriend, H.J., Zyserman, J., Nicholson, J., Roelvink, J.A., Péchon, P. e Southgate, H.N. (1993b). Medium-term 2DH Coastal Area Modelling. *Coastal Engineering*. 21:1-3. pp. 193-224.

[82] Dean, R.G. (1973). Heuristic Models of Sand Transport in the Surf Zone. Engineering Dynamics in the Coastal Zone. Sydney: The Institution of Engineers of Australia. 208-213 p.

[83] Dean, R.G. (1977). *Equilibrium Beach Profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coasts*. Newark, Delaware, USA: Department of Civil Engineering, University of Delaware. Ocean Engineering Report, vol. 12 (citado por Romanczyk *et al.*, 2005).

[84] Dean, R.G. (1985). *Physical Modeling of Littoral Processes*. Physical Modelling in Coastal Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema, The Netherlands. 119-139 p.

[85] Dean, R.G. *Coastal Sediment Processes: toward Engineering Solutions*. In: Coastal Sediments '87, American Society of Civil Engineers (citado por Zheng e Dean, 1997).

[86] Dean, R.G. (1991). Equilibrium Beach Profiles: Characteristics and Applications. *Journal of Coastal Research*. 7:pp. 53-84.

[87] Dean, R.G. e Dalrymple, R.A. (1994). Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists. Advanced Series on Ocean Engineering. Englewood Cliffs, New Jersey: World Scientific, ISBN 978-981-02-0421-1. 368 p.

[88] Deigaard, R., Fredsoe, J., Hedegaard, B.I., Zyserman, J.A. e Anderson, O.H. (1998). *Littoral Drift Model for Nature Environments*. In: 21st Coastal Engineering Conference, New York, pp. 1603–1617, American Society of Civil Engineers (citado por Fredsoe e Deigaard, 1992).

[89] Deigaard, R., Fredsoe, J. e Hedegaard, I.B. (1986a). Mathematical Model for Littoral Drift. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 112:3. pp. 351-369.

[90] Deigaard, R., Fredsoe, J. e Hedegaard, I.B. (1986b). Suspended Sediment in the Surf Zone. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 112:1. pp. 115-128.

[91] DHI (2008). *JRA1.2 - 12 - CoMIBBS - Composite Modelling of the Interactions between Beaches and Structures, Task 4 - Composite Modelling of the Interaction betweeen Groynes and Jetties*. HYDRALAB III.

[92] Dias, J.A. (1987). *Dinâmica Sedimentar e Evolução Recente da Plataforma Continental Portuguesa Setentrional*. Tese de Doutoramento. Universidade de Lisboa. Lisboa. 384 p.

[93] Dias, J.A. e Taborda, R. (1988). Evolução Recente do Nível Médio do Mar em Portugal. *Anais do Instituto Hidrográfico*. 9:pp. 83-97.

[94] Diogo, M. (2004). *Evolução da Linha de Costa da Praia da Vagueira*. Tese de Mestrado. Universidade de Aveiro. Aveiro. 188 p.

[95] Eldeberky, Y. (1996). *Non-linear Transformation of Wave Spectra in the Nearshore Zone. PhD Dissertation*. Delft, the Netherlands: Delft University of Technology. ISSN 0169-6548.

[96] Elfrink, B. (1997). *Longshore Sediment Transport in the Swash Zone. Series papers no. 63*. Tese de Doutoramento. Technical University of Denmark (citado por Elfrink e Baldock, 2002). 153 p.

[97] Elfrink, B. e Baldock, T. (2002). Hydrodynamics and Sediment Transport in the Swash Zone: a Review and Perspectives. *Coastal Engineering*. 45:3-4. pp. 149-167.

[98] Elgar, S., Herbers, T.H.C. e Guza, R.T. (1994). Reflection of Ocean Surface Gravity Waves from a Natural Beach. *Journal of Physical Oceanography*. 24:7. pp. 1503-1511.

[99] Engelund, F. e Fredsoe, J. (1976). A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels. *Nordic Hydrology*. 7:pp. 293–306 (citado por Fredsoe e Deigaard, 1992).

[100] Engelund, F. e Hansen, E. (1967). *A Monograph On Sediment Transport in Alluvial Streams*. Copenhagen, Denmark: Teknisk Forlag (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[101] Eurosion (2004). *Living with Coastal Erosion in Europe: Sediment and Space for Sustainability (www.eurosion.org)*.

[102] Faraci, C. e Foti, E. (2002). Geometry, Migration and Evolution of Small-scale Bedforms Generated by Regular and Irregular Waves. *Coastal Engineering*. 47:35-52. pp.

[103] Fernandez Luque, R. (1974). *Erosion and Transport of Bed Sediment*. Krips Repro B. V.- Meppel (citado por Engelund e Fredsoe, 1976).

[104] Fernandez Luque, R., and van Beek, R. (1976). Erosion and Transport of Bed-load Sediment. *Journal of Hydraulic Research*. 14:2. (citado por Engelund e Fredsoe, 1976).

[105] Ferreira, M.G., Gilbert, A., Cordeiro, S., Abecasis, F. e Carvalho, J.R. (1961). *Testes laboratoriais do Porto da Figueira da Foz. Estudo dos Movimentos aluvionares utilizando Areias Radioactivas*. Lisboa: LNEC (citado por Oliveira *et al.* 2002).

[106] Ferreira, Ó. (1993). *Caracterização dos Principais Factores Condicionantes do Balanço Sedimentar e da Evolução da Linha de Costa entre Aveiro e o Cabo Mondego.* Tese de Mestrado. Universidade de Lisboa. 166 p.

[107] Ferreira, Ó. (1998). *Morfodinâmica de Praias Expostas: Aplicação ao Sector Costeiro Aveiro - Cabo Mondego*. Tese de Doutoramento. Universidade do Algarve. Faro, Portugal. 337 p.

[108] FEUP/INAG (2001). *Situação na Zona Costeira da Costa Nova/Vagueira. Alimentação Artificial e Duna Artificial*. Porto, Portugal: FEUP/INAG.

[109] Folk, R.L. e Ward, W.C. (1957). Brazos River Bar: a Study in the Significance of Grain Size Parameters. *Journal of Sedimentary Petrology*. 27:pp. 3-26.

[110] Foreman, M.G.G. (1977). *Manual for Tidal Heights Analysis and Prediction*. Patricia Bay, Sidney, B.C.: Institute of Ocean Sciences. Pacific Marine Science Report 77-10 (2004 revision).

[111] Fredsoe, J. (1984). Turbulent Boundary Layer in Wave-current Motion. *Journal of Hydraulic Engineering*. 110:8. pp. 1103-1120.

[112] Fredsoe, J., Andersen, O.H. e Silberg, S. (1985). Distribution of Suspended Sediment in Large Waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 111:6. pp. 1041-1059.

[113] Fredsoe, J. e Deigaard, R. (1992). Mechanics of Coastal sediment Transport. Advanced Series on Ocean Engineering. Singapore: World Scientific, ISBN 9810208405. 369 p.

[114] Frigaard, P. (2007). *Lecture Notes for First CoastLab Teaching School, Porto, Nov 26-29, 2007. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.*

[115] Galvin, C.J., Jr. (1968). Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches. *Journal of Geophysical Research*. 73:12. pp. 3651-3659.

[116] Goda, Y. (1988). Statistical Variability of Sea State Parameters as a Function of a Wave Spectrum. *Coastal Engineering in Japan*. 31:1. pp. 39-52.

[117] Goda, Y. (2000). Random Seas and Design of Maritime Structures. Advanced Series on Ocean Engineering. 2nd. Tokyo: World Scientific, ISBN 981-02-3256-X. 476 p.

[118] Goda, Y. (2006). Examination of the Influence of Several Factors on Longshore Current Computation with Random Waves. *Coastal Engineering*. 53:2-3. pp. 157-170.

[119] Goda, Y., Takayama, T. e Suzuki, Y. (1978). *Diffraction Diagrams for Directional Random Waves*. In: 16th International Conference on Coastal Engineering, Hamburg, Germany, pp. 628–650, American Society of Civil Engineers.

[120] Gomes, F., Bessa Pacheco, M., Jorge da Silva, A., Silva, R. e Rusu, E. (2004). *A Utilização dos SIG na Estimativa da Corrente de Deriva Litoral - Aplicação à Costa Oeste de Portugal Continental entre a Figueira da Foz e a Nazaré* In: ESIG 2004 - VIII Encontro de Utilizadores de Informação Geográfica, Centro de Congressos do Tagus Park, Oeiras, pp. (publicação digital), IGP.

[121] Gornitz, V.M., Beaty, T.W. e Daniels, R.C. (1997). *A Coastal Hazards Data Base for the U.S. West Coast*. ORNL/CDIAC-81, NDP-043C, Oak Ridge National Laboratory, Oak Ridge, Tennessee.

[122] Grant, W.D. e Madsen, O.S. (1979). Combined Wave and Current Interaction with a Rough Bottom. *Journal of Geophysical Research*. 85:C4. pp. 1797-1808.

[123] Guza, R.T. e Inman, D.L. (1975). Edge Waves and Beach Cusps. *Journal of Geophysical Research*. 80:21. pp. 2997-3012.

[124] Guza, R.T., Thornton, E.B. e Holman, R.A. (1984). *Swash on Steep and Shallow Beaches*. In: 19th International Conference on Coastal Engineering, Houston, Texas, pp. 708-723, American Society of Civil Engineers.

[125] Hallermeier, R.J. (1978). *Uses for a Calculated Limit Depth to Beach Erosion*. In: 16th International Conference on Coastal Engineering, Hamburg, Germany, pp. 1493-1512, American Society of Civil Engineers.

[126] Hallermeier, R.J. (1981a). A Profile Zonation for Seasonal Sand Beaches from Wave Climate. *Coastal Engineering*. 4:pp. 253-277.

[127] Hallermeier, R.J. (1981b). Terminal Settling Velocity of Commonly Occuring Sand Grains. *Sedimentology*. 28:6. pp. 859-865.

[128] Hallermeier, R.J. (1984). *Added Evidence on New Scale Law for Coastal Models*. In: 19th International Conference on Coastal Engineering, 2, pp. 1227-1243, American Society of Civil Engineers.

[129] Hallermeier, R.J. (1985). Unified Modeling Guidance Based on a Sedimentation Parameter for Beach Changes. *Coastal Engineering*. 9:1. pp. 37-70.

[130] Hamilton, D.G. e Ebersole, B.A. (2001). Establishing Uniform Longshore Currents in a Large-Scale Sediment Transport Facility. *Coastal Engineering*. 42:3. pp. 199-218.

[131] Hanson, H., Aarninkhof, S., Capobianco, M., Jiménez, J.A., Larson, M., Nicholls, R.J. *et al.* (2003). Modelling of Coastal Evolution on Yearly to Decadal Time Scales. *Journal of Coastal Research*. 19:4. pp. 790-811.

[132] Hanson, H. e Kraus, N.C. (1989). *GENESIS: Generalized Model for Simulating Shoreline Change. Report 1 Technical Reference*. Vicksburg, MS.: Coastal Engineering Research Center, US Army Engineer Waterways Experiment Station.

[133] Hasselmann, K. (1962). On the Non-linear Energy Transfer in a Gravity-wave Spectrum Part 1. General Theory. *Journal of Fluid Mechanics*. 12:04. pp. 481-500 (citado por Battjes *et al.*, 2004).

[134] Hasselmann, K., Barnett, T.P., Bouws, E., Carlson, H., Cartwright, D.E., Enke, K. *et al.* (1973). Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay During the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). *Deutsche Hydrogr. Z.* 12:Suppl. A8.

[135] Hattori, M. e Kawamata, R. (1980). *Onshore-Offshore Transport and Beach Profile Change*. In: 17th Coastal Engineering Conference, pp. 1175-1193, American Society of Civil Engineers.

[136] Herbers, T.H.C., Elgar, S., Guza, R.T. e O'Reilly, W.C. (1994). Infragravity-Frequency (0.005-0.05 Hz) Motions on the Shelf. Part II: Free Waves. *Journal of Physical Oceanography* 25:6. pp. 1063–1079.

[137] Hibberd, S. e Peregrine, D.H. (1979). Surf and Run-up on a Beach: a Uniform Bore. *Journal of Fluid Mechanics*. 95:02. pp. 323-345.

[138] Holland, K.T., Raubenheimer, B., Guza, R.T. e Holman, R.A. (1995). Runup Kinematics on a Natural Beach. *Journal of Geophysical Research*. 100:C3. pp. 4985-4993 (citado por Stockdon *et al.*, 2006).

[139] Holman, R.A. e Stanley, J. (2007). The History and Technical Capabilities of Argus. *Coastal Engineering*. 54:6-7. pp. 477-491.

[140] Horikawa, K. (1988). Nearshore Dynamics and Coastal Processes. Tokio, Japan: University Tokio Press. 522 p.

[141] Horikawa, K. e Isobe, M. (2005). Dynamic Behavior of Coastal Sediment. *Proceedings of the Japan Academy. Series B. Physical and Biological Sciences*. 81:9. pp. 363-381.

[142] Hou, H.-S., Christensen, B.A. e Chiu, T.Y. (1975). *Movable-Bed Model Investigation of Taichung Harbor, Taiwan, Rep. of China*. In: 2nd Symposium on Modeling Techniques, Engineers, American Society of Civil, 2, pp. 974-992.

[143] Hsu, T.W., Liaw, S.R., Wang, S.K. e Ou, S.H. (1987). *Two-Dimensional Empirical Eigenfunction Model for the Analysis and Prediction of Beach Profile Changes*. In: Proceedings of the Coastal Engineering Conference, 2, pp. 1180-1195, American Society of Civil Engineers.

[144] Hudson, R.Y. (1958). *Design of Quarry-Stone Cover Layers for Rubble-Mound Breakwaters; Hydraulic Laboratory Investigation*. Vicksburg, Mississippi: US Army Engineer Waterways Experiment Station. Research Report N.2-2.

[145] Hudson, R.Y., Herrmann, F.A., Sager, F.A., Whalin, R.W., Keulegan, G.H., Chatam, C.E. *et al.* (1979). *Coastal Hydraulic Models*. Vicksburg, Mississippi: US Army Engineer Waterway Experiment Station. Special Report N. 5.

[146] Hughes, S.A. (1983). Movable-Bed Modeling Law for Coastal Dune Erosion. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. 109:2. pp. 164-179.

[147] Hughes, S.A. (1993). Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering. Advanced Series on Ocean Engineering. London: World Scientific.

[148] Hughes, S.A. (2004). Estimation of Wave Run-up on Smooth, Impermeable Slopes using the Wave Momentum Flux Parameter. *Coastal Engineering*. 51:pp. 1085- 1104.

[149] Hughes, S.A. e Fowler, J.E. (1990). *Mid-scale Physical Model Validation for Scour at Coastal Structures*. Vicksburg, Mississippi: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.

[150] Hughes, S.A. e Fowler, J.E. (1991). *Wave-induced Scour Predictions at Vertical Walls*. In: Coastal Sediments, pp. 1886–1899, American Society of Civil Engineers.

[151] IGP (2001). *Cartas militares*. Lisboa, Portugal: Instituto Geográfico Português.

[152] IGP (2007). *Atlas de Portugal (http://www.igeo.pt/atlas/Cap1/Cap1.html)*. Instituto Geográfico Português.

[153] IH (2000). *Carta náutica n.º 24202 - Aveiro-Peniche (D50)*. Lisboa, Portugal: Instituto Hidrográfico da Marinha Portuguesa.

[154] INE (2003). *Estatísticas Demográficas - 2002*. Instituto Nacional de Estatística, http://www.ine.pt.

[155] Inman, D.L. e Bagnold, R.A. (1963). *Beach and Nearshore Processes - Part 2, Littoral processes*. The Sea - Ideas and Observations on Progress in the Study of the Sea. New York and London: Interscience Wiley (citado por Bayram *et al.*, 2007). 529-553 p.

[156] IPQ (2000). *NP EN 933-1. Ensaios das Propriedades Geométricas dos Agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de Peneiração*. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade.

[157] Iribarren, C.R. e Nogales, C. (1949). *Protection des Ports*. In: XVIIth International Navigation Congress, Section II, pp. 31-80, Lisbon, Portugal.

[158] Isaacson, M. (1991). Measurement of Regular Wave Reflection. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. 117:6. pp. 553-569.

[159] Ito, M. e Tsuchiya, Y. (1984). *Scale-Model Relationship of Beach Profile*. In: 20th International Conference on Coastal Engineering, 2, pp. 1196-1209, American Society of Civil Engineers.

[160] Janssen, T.T. (2006). *Nonlinear Surface Waves over Topography*. Tese de PhD. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands. 208 p.

[161] Johnson, H.K. e Kamphuis, J.W. (1988). *N-line Morphology Model for a Large Initially Conical Sand Island*. In: IAHR Symposium on Mathematical Modelling of Sediment Transport in the Coastal Zone, pp. 275-289, IAHR.

[162] Jonsson, I.G. (1966). *Wave Boundary Layers and Friction Factors*. In: 10th International Conference on Coastal Engineering, Tokyo, Japão, pp. 127-148, American Society of Civil Engineers.

[163] Jonsson, I.G. (1980). A New Approach to Oscillatory Rough Turbulent Boundary Layers. *Ocean Engineering*. 7:pp. 109-152.

[164] Kamphuis, J.W. (1974). *Practical Scaling of Coastal Models*. In: 14th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Dinamarca, 3, pp. 2086-2101, American Society of Civil Engineers.

[165] Kamphuis, J.W. (1975a). *Coastal Mobile Bed Models: Does it Work?* In: Symposium on Modelling Techniques, 2nd Annual Symposium of the Waterways Harbors and Coastal Engineering, Division of American Society of Civil Engineers, San Francisco, California, 2, pp. 993-1009, American Society of Civil Engineers.

[166] Kamphuis, J.W. (1975b). Friction Factor under Oscillatory Waves. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*. 101:WW2. pp. 135-144.

[167] Kamphuis, J.W. (1985). *On Understanding Scale Effect in Coastal Mobile Bed Model*. Physical Modelling in Coastal Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema, The Netherlands. 141-162 p.

[168] Kamphuis, J.W. (1991a). Alongshore Sediment Transport Rate. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. 117:6. pp. 624-641.

[169] Kamphuis, J.W. (1991b). *Physical Modeling*. Handbook of Coastal and Ocean Engineering. Houston, Texas: Gulf Publishing Company.

[170] Kamphuis, J.W. (2000). Introduction to Coastal Engineering and Management. Advanced Series on Ocean Engineering. Singapore: World Scientific, ISBN 981-02-3830-4. 437 p.

[171] Kamphuis, J.W. (2002). *Alongshore Transport of Sand*. In: 28th International Conference on Coastal Engineering, Cardiff, Wales, pp. 2478–2490, American Society of Civil Engineers.

[172] Kamphuis, J.W. (2009). *Modeling of Coastal Sediment Transport. Third Coastlab Course. Porto, Portugal, 14-18 Sep, 2009. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.

[173] Kamphuis, J.W. e Kooistra, J. (1990). *Three-Dimensional Mobile Bed Hydraulic Model Studies of Wave Breaking, Circulation and Sediment Transport Processes*. In: Canadian Coastal Conference '90, Kingston, Shoreline, Associate Committee on, pp. 363-386, National Research Council of Canada.

[174] Kirby, J.T. e Dalrymple, R.A. (1983). A Parabolic Equation for the Combined Refracion-difraction of Stokes Waves by mildly variying Topography. *Journal of Fluid Mechanics*. pp. 543-566.

[175] Kirby, J.T. e Dalrymple, R.A. (1994). *Combined Refraction/Diffraction Model - REF/DIF - Version 2.5*. Center for Applied Coastal Research, University of Delaware, Newark. 94-22.

[176] Kirkegaard, J. (2007). *Guidelines for Wave Modeling in Flumes and Basins: Hydraulic Model Testing in Waves*. HYDRALAB III European Community contract nº 022441 (RII3). HYDRALAB III Deliverable NA3.1-1.

[177] Klopman, G. (2005). *Sommerfeld (1896) Solution for Diffraction around a Semi-infinite Screen/breakwater*. Marknesse, The Netherlands: Albatros Flow Research.

[178] Kobayashi, N., DeSilva, G.S. e Watson, K.D. (1989). Wave Transformation and Swash Oscillation on Gentle and Steep Slopes. *Journal of Geophysical Research*. 94:C1. pp. 951-966.

[179] Komar, P.D. (1998). Beach Processes and Sedimentation. 2nd. New Jersey, USA: 544 p.

[180] Komar, P.D. e Gaughan, M.K. *Airy Wave Theory and Breaker Height Prediction*. In: 13th Coastal Engineering Conference, pp. 405-418. American Society of Civil Engineers (citados por Komar, 1998).

[181] Kraus, N.C. (1984). Estimate of Breaking Wave Heigth behind Structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. 110:2. pp. 276-282.

[182] Kraus, N.C. e Bocamazo, L.M. (2000). *State of Understanding of Groin Functioning and Recent Promising Innovations*. In: 3rd Annual Conference. Northeast Shore and Beach Preservation Association.

[183] Kraus, N.C., Gingerich, K.J. e Rosati, J.D. (1989). *DUCK85 Surf Zone Sand Transport Experiment*. Vicksburg, MS: Coastal Engineering Research Center, US Army Engineer Waterways Experiment Station (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[184] Kraus, N.C., Hanson, H. e Blomgren, S.H. (1994). *Modern Functional Design of Groin System*. In: 24th International Conference on Coastal Engineering, Kobe, Japan, pp. 1327-1342, American Society of Civil Engineers.

[185] Kraus, N.C., Larson, M. e Wise, R.A. (1999). *Depth of Closure in Beach-fill Design*. In: 12th Conference on Beach Preservation Technology, Tallahassee, Florida, pp. 271-286, FSBPA.

[186] Kriebel, D.L., Dally, W.R. e Dean, R.G. (1986). *Undistorted Froude Model for Surf Zone Sediment Transport*. In: 20th International Conference on Coastal Engineering, 2, pp. 1296-1310, American Society of Civil Engineers.

[187] Kriebel, D.L., Kraus, N.C. e Larson, M. *Engineering Methods for Predicting Beach Profile Response*. In: Proceedings of the Coastal Sediments 1991, Seattle, pp. 557-571 (citado por Romanczyk *et al.,* 2005), American Society of Civil Engineers.

[188] Kroon, A. (1994). *Sediment Transport and Morphodynamics of the Beach and Nearshore Zone near Egmond, the Netherlands*. Tese de Doutoramento. Utrecht University. Utrecht, The Netherlands.

[189] Kroon, A., Larson, M., Möller, I., Yokoki, H., Rozynski, G., Cox, J. *et al.* (2008). Statistical Analysis of Coastal Morphological Data Sets over Seasonal to Decadal Time Scales. *Coastal Engineering*. 55:7-8. pp. 581-600.

[190] Krumbein, W.C. (1934). Size Frequency Distributions of Sediments. *Journal of Sedimentary Petrology*. 4:pp. 65–77.

[191] Kuriyama, Y. (2002). Medium-term Bar Behavior and Associated Sediment Transport at Hasaki, Japan. *Journal of Geophysical Research*. 107:C9.

[192] Larangeiro, S.H.C.D. (2007). *Modelação Numérica do Transporte Sedimentar por Ondas e Correntes em Zonas Costeiras*. Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, Portugal. 197 p.

[193] Larangeiro, S.H.C.D., Oliveira, F.S.B.F. e Freire, P.M.S. (2003). Longshore Sediment Transport Along a Sandy Coast with Hard Rock Outcrops. *Shore & Beach*. 71:2. pp. 20-24.

[194] Larson, M., Capobianco, M., Jansen, H., Rozynski, G., Southgate, H.N., Stive, M. *et al.* (2003). Analysis and Modeling of Field Data on Coastal Morphological Evolution over Yearly and Decadal Time Scales. Part 1: Background and Linear Techniques. *Journal of Coastal Research*. 19:4. pp. 760-775.

[195] Larson, M., Hanson, H. e Kraus, N.C. (1987). *Analytical Solutions of the One-Line Model of Shoreline Change*. Vicksburg, MS: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.

[196] Larson, M. e Kraus, N.C. (1991). Numerical Model of Longshore Current for Bar and Trough Beaches. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 117:4. pp. 326-347 (citado por Goda, 2006).

[197] Larson, M. e Kraus, N.C. (1994). Temporal and Spatial Scales of Beach Profile Change, Duck, North Carolina. *Marine Geology*. 117:1-4. pp. 75-94 (citado por Kroon *et al.*, 2008).

[198] Le Méhauté, B. (1962). *On Non-saturated Breakers and the Wave Run-up*. In: 8th International Conference on Coastal Engineering, New York, pp. 77-92 (citado por Baldock et al., 1998), American Society of Civil Engineering.

[199] Le Méhauté, B. (1970). *A Comparison of Fluvial and Coastal Similitude*. In: 12th International Conference on Coastal Engineering 2, pp. 1077-1096, American Society of Civil Engineers.

[200] Le Méhauté, B. (1976). Similitude in Coastal Engineering. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*. 102:WW3. pp. 317-335.

[201] Le Méhauté, B. e Soldate, M. (1977). *Mathematical Modeling of Shoreline Evolution*. Vicksburg, MS: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.

[202] Leont'yev, I.O. (2003). *Chapter 11 Modeling the morphological response in a coastal zone for different temporal scales*. Elsevier Oceanography Series. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier. 299-335 p.

[203] Lin, P. e Liu, P.L.F. (1998). A numerical study of breaking waves in the surf zone. *Journal of Fluid Mechanics*. 359:-1. pp. 239-264.

[204] Lippmann, T.C., Brookins, A.H. e Thornton, E.B. (1996). Wave Energy Transformation on Natural Profiles. *Coastal Engineering*. 27:1-2. pp. 1-20.

[205] Lippmann, T.C. e Holman, R.A. (1990). The Spatial and Temporal Variability of Sand Bar Morphology. *J. Geophys. Res.* 95:C7. pp. 11575-11590 (citado por Kroon *et al.*, 2008).

[206] List, J.H. (1992). A Model for the Generation of Two-Dimensional Surf Beat. *Journal of Geophysical Research*. 97:C4. pp. 5623-5635.

[207] List, J.H. e Farris, A.S. (1999). *Large-scale shoreline response to storms and fair weather*. In: Coastal Sediments '99, Reston, VA, pp. 1324- 1338, American Society of Civil Engineers.

[208] LNEC (2000). *Porto da Figueira da Foz. Estudo do Melhoramento das Condições Actuais de Navegabilidade. Estudos de Agitação Marítima. Regime Geral e Regime de Extremos na Zona Marítima Adjacente ao Porto*. Lisboa: 12/00-NPP.

[209] Longuet-Higgins, M.S. (1952). On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. *Journal of Marine Research*. 11:3. pp. 245-266 (citado por Fredsoe e Deiaard, 1992).

[210] Longuet-Higgins, M.S. (1970a). Longshore Currents Generated by Obliquely Incident Sea Waves, 1. *J. Geophys. Res.* 75:33. pp. 6778-6789.

[211] Longuet-Higgins, M.S. (1970b). Longshore Currents Generated by Obliquely Incident Sea Waves, 2. *J. Geophys. Res.* 75:33. pp. 6790-6801.

[212] Longuet-Higgins, M.S. (1972). *Recent Progress in the Study of Longshore Currents*. Waves on Beaches. New York: Academic Press. 203-248 p. (citado por Komar, 1998).

[213] Longuet-Higgins, M.S. e Stewart, R.W. (1964). Radiation Stresses in Water Waves; a Physical Discussion, with Applications. *Deep Sea Research and Oceanographic Abstracts*. 11:4. pp. 529-562.

[214] Madsen, O.S. e Grant, W.D. (1976). *Quantitative Description of Sediment Transport by Waves*. In: 15th International Conference on Coastal Engineering, Honolulu, HI, New York, pp. 1093-1112, American Society of Civil Engineers.

[215] Madsen, P.A., Sørensen, O.R. e Schäffer, H.A. (1997). Surf Zone Dynamics Simulated by a Boussinesq Type Model. Part II: surf beat and swash oscillations for wave groups and irregular waves. *Coastal Engineering*. 32:4. pp. 289-319.

[216] Malarkey, J., Pan, S., Li, M., O'Donoghue, T., Davies, A.G. e O'Connor, B.A. (2009). Modelling and Observation of Oscillatory Sheet-flow Sediment Transport. *Ocean Engineering*. 36:pp. 873–890.

[217] Mansard, E.P.D. e Funke, E.R. (1980). *The Measurement of Incident and Reflected Spectra using a Least Squares Method*. In: 17th International Conference on Coastal Engineering, Sydney, pp. 154-172, American Society of Civil Engineers.

[218] Mase, H. e Iwagaki, Y. *Wave Height Distributions and Wave Grouping in Surf Zone*. In: 18th International Conference on Coastal Engineering, pp. 58–76, American Society of Civil Engineers (citado por Elfrink e Baldock, 2002).

[219] Massel, S.R. (1996). Ocean Waves: Their Physics and Prediction. Advanced Series on Ocean Engineering. Singapore, London: World Scientific. 491 p.

[220] Massel, S.R. (2007). Ocean Waves Breaking and Marine Aerosol Fluxes. New York. Springer.

[221] Masselink, G. (1998). The Effect of Sea Breeze on Beach Morphology, Surf Zone Hydrodynamics and Sediment Resuspension. *Marine Geology*. 146:1-4. pp. 115-135.

[222] McCormick, M.E. e Kraemer, D.R.B. (2002). Polynomial Approximations for Fresnel Integrals in Diffraction Analysis. *Coastal Engineering*. 44:pp. 261-266.

[223] McCowan, J. (1891). On the Solitary Wave. *Philosophical Magazine*. 36:5th Series. pp. 430-437.

[224] Medina, R., Vidal, C., Losada, M.A. e Roldan, A.J. (1993). *Three-mode Principal Component Analysis of Bathymetric Data, applied to 'Playa de Castilla' (Huelva, Spain)*. In: Proceedings of the Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, 2, pp. 2265-2278.

[225] Meehl, G.A., Stocker, T.F., Collins, W.D., Friedlingstein, P., Gaye, A.T., Gregory, J.M. *et al.* (2007). *Global Climate Projections*. Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA: Cambridge University Press. 845 p.

[226] Miche, R. (1951). Le Pouvoir Réfléchissant des Ouvrages Maritimes Exposés à l'action de la Houle. *Annales des Ponts et Chaussées*. 121:pp. 285–319.

[227] Miller, H.C. (1999). Field Measurements of Longshore Sediment Transport during Storms *Coastal Engineering*. 36:pp. 301-321 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[228] Misumura, K. e Shiraishi, N. (1981). Laboratory Study on the Shoreline Changes behind a Coastal Structure. *Coastal Engineering*. 5:1. pp. 51-81.

[229] Mizuguchi, M. *Individual Wave Analysis of Irregular Wave Deformation in the Nearshore Zone*. In: 18th International Conference on Coastal Engineering, pp. 485-504, American Society of Civil Engineers (citado por Elfrink e Baldock, 2002).

[230] Mogridge, G.R. e Kamphuis, J.W. (1972). *Experiments on Bed Form Generation by Wave Action*. In: 13th International Conference on Coastal Engineering, 2, pp. 1142- 1223, American Society of Civil Engineers.

[231] Munk, W.H. (1949). Surf Beats. *Transactions of the American Geophysical Union* 30:pp. 849-854 (citado por Battjes, 2004).

[232] Nakicenovic, N., Alcamo, J., Davis, G., de Vries, B., Fenhann, J., Gaffin, S. *et al.* (2000). *Special Report on Emission Scenarios (SRES)*. Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA: Cambridge University Press.

[233] Nicholls, R.J., Birkemeier, W.A. e Lee, G. (1998). Evaluation of Depth of Closure using data from Duck, NC, USA. *Marine Geology*. 148:pp. 179-201.

[234] Nicholls, R.J., Wong, P.P., Burkett, V.R., Codignotto, J.O., Hay, J.E., McLean, R.F. *et al.* (2007). *Coastal Systems and Low-lying Areas. Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability*. Cambridge, UK: Cambridge University Press.

[235] Nielsen, P. (1979). *Some Basic Concepts of Wave Sediment Transport. Series Paper N.20*. Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Techical University of Denmark (citado por Deigaard *et al.*, 1986a).

[236] Nielsen, P. (1981). Dynamics and Geometry of Wave-generated Ripples. *Journal of Geophysical Research*. 86:C7. pp. 6467- 6472.

[237] Nielsen, P. (1992). Coastal Bottom Boundary Layers and Sediment Transport. Advanced Series on Ocean Engineering. Singapore: World Scientific (referido por Soulsby, 1997).

[238] Nielsen, P. (2006). Sheet Flow Sediment Transport under Waves with Acceleration Skewness and Boundary Layer Streaming. *Coastal Engineering*. 53:pp. 749-758.

[239] Noda, E.K. (1972). Equilibrium Beach Profile Scale-Model Relationship. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*. WW4. pp. 511-528.

[240] Novais-Barbosa, J. (1985). Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral Porto: Porto Editora. 479 p.

[241] O'Brien, M. (1969). Equilibrium Flow Areas of Inlets in Sandy Coasts. *Journal of Waterways and Harbors Division, American Society of Civil Engineers*. 95. pp. 43-52.

[242] Ochi, M.K. (1998). Ocean Waves: The Stochastic Approach. Cambridge Ocean Technology Series. United Kingdom: Cambridge University Press. 319 p.

[243] Oliveira, F.S.B.F., Freire, P.M.S. e Larangeiro, S.H.C.D. (2002). Characterisation of the Dynamics of Figueira da Foz Beach. *Journal of Coastal Research*. SI 36 (Proceedings of the 7thInternational Coastal Symposium 2002). pp. 552-563.

[244] Oliveira, F.S.B.F., Oliveira, T.C.A., Silva, R. e Larangeiro, S.H.C.D. (2004). *Dinâmica Sedimentar do trecho Litoral Praia da Vieira - Praia Velha. Hidrodinâmica e Transporte Longitudinal de Sedimentos*. In: 7º Congresso da Água, Lisboa, Portugal, pp. 1-15, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos.

[245] Oliveira, I.B.M. (1997). *Proteger ou Não Proteger ou Sobre a Viabilidade de Diferentes Opções Face à Erosão da Costa Oeste Portuguesa*. Colectânea de Ideias Sobre a Zona Costeira de Portugal. Associação Eurocoast - Portugal. 205-227 p.

[246] Oliveira, I.B.M. (2008). Equilíbrio da Linha Litoral sob acção da Agitação Marítima. *Recursos Hídricos - Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos*. 29:1. pp. 21-41.

[247] Oltman-Shay, J., Howd, P.A. e Birkemeier, W.A. (1989). Shear Instabilities of the Mean Longshore Current 2. Field Observations. *J. Geophys. Res.* 94:C12. pp. 18031-18042.

[248] Oumeraci, H. (1984). *Scale Effects in Coastal Hydraulic Models*. In: Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Kobus, H., pp. 7.10-1 - 7.10-7, International Association for Hydraulic Research.

[249] Oumeraci, H. (1999). *Strengths and Limitations of Physical Modelling in coastal Engineering – Synergy Effect with Numerical Modelling and Field Measurement*. In: HYDRALAB-Workshop, Hannover, Germany, pp. 7-38, HYDRALAB.

[250] Pais-Barbosa, J. (2007). *Hidromorfologias e Hidroformas Costeiras Locais*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal. 770 p.

[251] Pelnard-Considère, R. (1956). *Essai de Théorie de l'Évolution des Formes de Rivages en Plages de Sable et de Galets*. In: 4^{iéme} Journées de l'Hydraulique, Les Enérgies de la Mer, Question III, pp. 289-298, Rapport N.1.

[252] Penny, W.G. e Price, A.T. (1952). The Diffraction Theory of Sea Waves and the Shelter afforded by Breakwaters. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*. 244:882. pp. 236-253.

[253] Peregrine, D.H. (1967). Long Waves on a Beach. *Journal of Fluid Mechanics*. 27:4. pp. 815-827.

[254] Perlin, M. e Dean, R.G. (1978). *Prediction of Beach Planforms with Littoral Controls*. In: 16th International Conference on Coastal Engineering, Hamburg, Germany, pp. 1818-1838, American Society of Civil Engineers.

[255] Petti, M. e Longo, S. (2001). Turbulence Experiments in the Swash Zone. *Coastal Engineering*. 43:1. pp. 1-24.

[256] Pires, H.N.O. (1985). *Alguns aspectos do Clima de Agitação Marítima de Interesse para a Navegação na Costa de Portugal*. Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica.

[257] Plant, N.G., Holman, R.A., Freilich, M.H. e Birkemeier, W.A. (1999). A Simple Model for Interannual Sandbar Behavior. *Journal of Geophysical Research*. 104:C7. pp. 15755-15776.

[258] Pombo, J.M.M. (2004). *Sedimentos Superficiais da Plataforma Continental Portuguesa entre o Cabo Mondego e S. Martinho do Porto*. Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra. Coimbra. 185 p.

[259] Pratte, B.D., Willis, D.H. e Ploeg, J. (1982). *Harbor Sedimentation - Comparison with Model*. In: 18th International Conference on Coastal Engineering, 2, pp. 119-1126, American Society of Civil Engineers.

[260] Price, D.M., Chesher, T.J. e Southgate, H.N. (1995). *PISCES. A Morphological Coastal Area Model.Report SR 411*. HR Wallindford (citados por Leont'yev, 1999).

[261] Ris, R.C. (1997). *Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas*. Tese de PhD. Delft University of Technology. Delft. 164 p.

[262] Roberts, T.M., Wang, P. e Kraus, N.C. (2007). *Limits of Beach and Dune Erosion in Response to Wave Runup Elucidated From SUPERTANK*. In: Coastal Sediments '07, Reston, VA, pp. 1961-1974, American Society of Civil Engineers.

[263] Roelvink, J.A. (2006). Coastal Morphodynamic Evolution Techniques. *Coastal Engineering*. 53:2-3. pp. 277-287.

[264] Roelvink, J.A. e Brøker, I. (1993). Cross-shore Profile Models. *Coastal Engineering*. 21:1-3. pp. 163-191.

[265] Roelvink, J.A., Reniers, A.J.H.M. e Walstra, D.J.R. (1995). *Medium-term Morphodynamic Modelling*. In: MAST 68-M Final Workshop, Gdansk, poland, pp. 7-3–7-6.

[266] Romanczyk, W., Boczar-Karakiewicz, B. e Bona, J.L. (2005). Extended Equilibrium Beach Profiles. *Coastal Engineering*. 52:9. pp. 727-744.

[267] Rosati, J.D., Gingerich, K.J. e Kraus, N.C. (1990). *SUPERDUCK Surf Zone Sand Transport Experiment*. Vicksburg, MS: Coastal Engineering Research Center, US Army Engineer Waterways Experiment Station (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[268] Rózynski, G. (2005). Long-term Shoreline Response of a Nontidal, Barred Coast. *Coastal Engineering*. 52:1. pp. 79-91.

[269] Ruessink, B.G., Miles, J.R., Feddersen, F., Guza, R.T. e Elgar, S. (2001). Modeling the alongshore current on barred beaches. *J. Geophys. Res.* 106:C10. pp. 22451-22463.

[270] Ruessink, B.G., van Enckevort, I.M.J. e Kuriyama, Y. (2004). Non-linear Principal Component Analysis of Nearshore Bathymetry. *Marine Geology*. 203:1-2. pp. 185-197.

[271] Ruggiero, P., Kaminsky, G.M., Komar, P.D. e McDougal, W.G. (1997). *Extreme Waves and Coastal Erosion in the Pacific Northwest, Ocean Measurement and Analysis*. In: 3rd International Symposium Waves'97, pp. 947-961.

[272] Ruggiero, P., Komar, P.D., G., W., McDougal, J.J.M. e Beach, R.A. (2001). Wave Runup, Extreme Water Levels and the Erosion of Properties Backing Beaches. *Journal of Coastal Research*. 17:2. pp. 407-419.

[273] Sand, S.E. (1982). Long Waves in Directional Seas. *Coastal Engineering*. 6:pp. 195–208.

[274] Sato, S. e Ozasa, H. (1978). *Estimation using a Movable Bed Model of Shoreline Change Caused by a Reclamation Project into the Sea*. In: 16th International Conference on Coastal Engineering, 2, pp. 1839-1858, American Society of Civil Engineers.

[275] Sayao, O.J. e Nairn, R.B. (1988). *Physical Modeling of Beach Erosion and Littoral Drift*. In: 21st International Conference on Coastal Engineering, Malaga, Spain, 2, pp. 1818-1832, American Society of Civil Engineers.

[276] Schaffer, H.A. (1993). Infragravity Waves Induced by Short-wave Groups. *Journal of Fluid Mechanics*. 247:-1. pp. 551-588.

[277] Schaffer, H.A. (1996). Second-order Wavemaker Theory for Irregular Waves. *Ocean Engineering*. 23:1. pp. 47–88.

[278] Schoonees, J.S. (2001). *Longshore Sediment Transport: Applied Wave Power Approach, Field Data Analysis and Evaluation of Formulae*. Tese de Stellenbosch. Stellenbosch. 323 p.

[279] Schoonees, J.S. e Theron, A.K. (1993). Review of the Field-data Base for Longshore Sediment Transport. *Coastal Engineering*. 19:pp. 1-25.

[280] Schoonees, J.S. e Theron, A.K. (1995). Evaluation of 10 Cross-Shore Sediment Transport/ Morphological Models. *Coastal Engineering*. 25:1-2. pp. 1-41.

[281] Schoonees, J.S. e Theron, A.K. (1996). *Improvement of the Most Accurate Longshore Transport Formula*. In: 25th International Conference on Coastal Engineering, Orlando, Florida, 3, pp. 3652-3665, American Society of Civil Engineers.

[282] Schoonees, K. e Theron, A. (2002). Development of an Accurate Longshore Sediment Transport Model. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*. 44:3.

[283] Shepard, F.P. (1954). Nomenclature based on Sand-silt-clay Ratios. *Journal of Sedimentary Petrology*. 24:pp. 151-158.

[284] Silva, P., Leal, J.G.A.B. e Ferreira, R.M.L. (2006). *Caracterização Experimental do Escoamento Originado pela Ruptura de uma Barragem num Canal não Prismático com Fundo Móvel*. In: 8º Congresso da Água, Figueira da Foz, Portugal, pp. Associação Portuguesa de Recursos Hídricos (editado em CD).

[285] Silva, R., Baptista, P., Veloso-Gomes, F., Coelho, C. e Taveira-Pinto, F. (2009). Sediment Grain Size Variation on a Coastal Stretch facing the North Atlantic (NW Portugal). *Journal of Coastal Research, SI 56 (Proceedings of the 10th International Coastal Symposium, Lisbon, Portugal)*. 1:pp. 762-766, ISSN 0749-0208.

[286] Silva, R., Silva, A.J., Rusu, E., Oliveira, F.S.B.F., Larangeiro, S.H.C.D. e Taborda, R. (2005). *Evaluation of the Longshore Current for a sector of the Portuguese West Coast: Application of different Methodologies*. In: 29th International Conference on Coastal Engineering, Lisboa, Smith, Jane Mckee, 2, pp. 1455-1467, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Coastal and Hydraulics Laboratory, World Scientific, USA.

[287] Silva, R., Silva, A.J., Rusu, E., Oliveira, F.S.B.F., Larangeiro, S.H.C.D. e Taborda, R. (2005). *Evaluation of the Longshore Current for a sector of the Portuguese West Coast: Application of different Methodologies*. In: 29th International Conference on Coastal Engineering, Lisboa, Portugal, Jane Mckee Smith, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Coastal and Hydraulics Laboratory, 2, pp. 1455-1467, World Scientific, USA.

[288] SNIG (1995). *Ortofotos Digitais de Portugal Continental - Falsa Cor*. Lisboa: Instituto Geográfico Português, Instituto Geográfico do Exército.

[289] Sommerfeld, A. (1986). Mathematische Theorie der Diffraction. *Mathematische Annalen*. 47:pp. 317-374.

[290] Sorensen, R., Thompson, E.F., Briggs, M., Chasten, M.A. e Lillycrop, L. (2003). *Harbor Hydrodynamics*. Coastal Engineering Manual. II-7. US Army Corps of Engineers. 98 p.

[291] Soulsby, R. (1997). Dynamics of Marine Sands: A Manual for Practical Applications. London: Thomas Telford Publications. 249 p.

[292] Soulsby, R. (2008). *Guidelines for Physical Modeling of Sediment Dynamics*. HYDRALAB III European Comunity contract nº 022441 (RII3). HYDRALAB III Deliverable NA3.1-3.

[293] Soulsby, R.L., Hamm, L., Klopman, G., Myrhaug, D., Simons, R.R. e Thomas, G.P. (1993). Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer. *Coastal Engineering*. 21:1-3. pp. 41-69.

[294] Southgate, H.N., Wijnberg, K.M., Larson, M., Capobianco, M. e Jansen, H. (2003). Analysis of Field Data of Coastal Morphological Evolution over Yearly and Decadal Time Scales. Part 2: Non-linear Techniques. *Journal of Coastal Research*. 19:4. pp. 776-789, ISSN 0749-0208.

[295] Stansell, P. e MacFarlane, C. (2002). Experimental Investigation of Wave Breaking Criteria Based on Wave Phase Speeds. *Journal of Physical Oceanography*. 32:5. pp. 1269-1283.

[296] Steijn, R.C. (1992). *Input Filtering Techniques for Complex Morphological Models*. Delft Delft Hydraulics. H 824.53 (citado por de Vriend, 1993).

[297] Stive, M.J.F., Aarninkhof, S.J.C., Hamm, L., Hanson, H., Larson, M., Winjberg, K. *et al.* (2002). Variability of Shore and Shoreline Evolution. *Coastal Engineering*. 47:2. pp. 211-235.

[298] Stive, M.J.F. e Battjes, J.A. (1984). *A Model for Offshore Sediment Transport*. In: 19th International Conference on Coastal Engineering, Houston, Texas, pp. 1420-1436, American Society of Civil Engineers.

[299] Stive, M.J.F. e de Vriend, H.J. (1995). Modelling Shoreface Profile Evolution. *Marine Geology. Elsevier*. 126:1-4. pp. 235-248.

[300] Stive, M.J.F., De Vriend, H.J., Nicholls, R.J. e Capobianco, M. *Shore Nourishment and tha Active Zone: a Time Scale dependent View*. In: 23rd Coastal Engineering Conference, New York, USA, ASCE, pp. 2464-2473.

[301] Stockdon, H.F., Holman, R.A., Howd, P.A. e Sallenger, J.A.H. (2006). Empirical Parameterization of Setup, Swash, and Runup. *Coastal Engineering*. 53:7. pp. 573-588.

[302] Storch, V.H. e Swiers, F.W. (1999). Statistical Analysis in Climate Research. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press. 484 p.

[303] Sunamura, T. (2004). A Predictive Relationship for the Spacing of Beach Cusps in Nature. *Coastal Engineering*. 51:8-9. pp. 697-711.

[304] Svendsen, I.A. (1984a). Mass Flux and Undertow in a Surf Zone. *Coastal Engineering*. 8:4. pp. 347-365.

[305] Svendsen, I.A. (1984b). Wave Heights and Set-up in a Surf Zone. *Coastal Engineering*. 8:4. pp. 303-329 (citado por Fredsoe e Deigaard, 1992).

[306] Svendsen, I.A., Haas, K. e Zhao, Q. (2001). *Quasi 3D Nearshore Circulation Model SHORECIRC - Version 1.3.6*. Newark, USA: Centre for Applied Coastal Research, University of Delaware. http://chinacat.coastal.udel.edu/programs/shorecirc/shorecirc.html.

[307] Svendsen, I.A., Madsen, P.A. e Hansen, J.B. (1978). *Wave Characteristics in the Surf Zone*. In: 16th Coastal Engineering Conference, pp. 520-539, American Society of Civil Engineers.

[308] Svendsen, I.A. e Putrevu, U. (1996). *Surf Zone Hydrodynamics*. Advances in Coastal and Ocean Engineering. World Scientific (citado por Elfrink e Baldock, 2002). 78 p.

[309] Swart, D.H. (1974). *Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles*. Waterloopkundig, Laboratorium, Delft (citado por Soulsby, 1997): W.D. Meinema B.V.

[310] Symonds, G. e Bowen, A.J. (1984). Interactions of Nearshore Bars with Incoming Wave Groups. *Journal of Geophysical Research*. 89:C2. pp. 1953-1959 (citado por Janssen, 2006).

[311] Symonds, G., Huntley, D.A. e Bowen, A.J. (1982). Two-Dimensional Surf Beat: Long Wave Generation by a Time-Varying Breakpoint. *Journal of Geophysical Research*. 87:C1. pp. 492-498.

[312] Taborda, R. e Dias, J.A. (1992). Análise da Sobreelevação do Mar de Origem Meteorológica durante os Temporais de Fevereiro/Março de 1978 e Dezembro de 1981. *Geonovas*. Nº Especial 1:A Geologia e o Ambiente. pp. 89-97.

[313] Tajima, Y. e Madsen, O.S. (2005). *Waves, Currents and Sediment Transport in the Surf Zone Along Long, Straight Beaches*. Vicksburg, MS: Coastal and Hydraulics Laboratory, U.S Army Engineering and Research Development Center. ERDC/CHL CR-05-1.

[314] Tatavarti, V., Huntley, D.A. e Bowen, A.J. (1988). *Incoming and Seaward going Wave Interactions on Beaches*. In: 21st International Conference on Coastal Engineering, New York, pp. 136-150, American Society of Civil Engineers.

[315] Taveira-Pinto, F., Pais-Barbosa, J. e Veloso-Gomes, F. (2009). Coastline Evolution at Esmoriz-Furadouro Stretch. *Journal of Coastal Research*. SI 56 (Proceedings of the 10th International Coastal Symposium). pp. 673-677.

[316] Thornton, E., Dalrymple, T., Drake, T., Elgar, S., Gallagher, E., Guza, B. *et al.* (2000). *State of Nearshore Processes Research: II*. Monterey, California: Naval Postgraduate School. Technical Report NPS-OC-00-001.

[317] Thornton, E.B. e Guza, R.T. (1983). Transformation of Wave Height Distribution. *Journal of Geophysical Research*. 88:C10. pp. 5925-5938.

[318] Thornton, E.B. e Guza, R.T. (1986). Surf Zone Longshore Currents and Random Waves: Field Data and Models. *Journal of Physical Oceanography*. 16:7. pp. 1165-1178.

[319] Traykovski, P.A., Hay, E., Irish, J.D. e Lynch, J.F. (1999). Geometry, Migration, and Evolution of Wave Orbital Ripples at LEO-15. *Journal of Geophysical Research*. 104:C1. pp. 1505-1524.

[320] Tucker, M.J. (1950). Surf Beats: Sea Waves of 1 to 5 Min. Period. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*. 202:1071. pp. 565-573.

[321] Tucker, M.J. e Pitt, E.G. (2001). Random Seas and Design of Maritime Structures. Elsevier Ocean Engineering Series. Oxford, UK: Elsevier. ISBN-13: 978-0-08-043566-4. 548 p.

[322] Udden, J.A. (1914). Mechanical Composition of Clastic Sediments. *Bulletin of the Geological Society of America*. 25:pp. 655–744 (citado por Blott e Pye, 2001).

[323] UE (2007). Directiva 2007/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho de 23 de Outubro de 2007 relativa à Avaliação e Gestão dos Riscos de Inundações. *Jornal Oficial da União Europeia*. L 288/27:6.11.2007.

[324] van de Graaff, J. (1977). Dune Erosion during a Storm Surge. *Coastal Engineering*. 1:pp. 99-134.

[325] van de Graaff, J. e van Overeem, J. (1979). Evaluation of Sediment Transport Formulae in Coastal Engineering Practice. *Coastal Engineering*. 3:pp. 1 -32 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[326] van Rijn, L. (2008). *Sand Transport - Coastal Processes*. Second Coastlab Course. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[327] van Rijn, L.C. (1984). Journal of Hydraulic Division. *Sediment transport: Part I: Bed Load Transport; Part II: Suspended Load Transport; Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness*. 110:10, 11, 12. pp. 1431-1456, 1613- 1641, 1733-1754 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[328] van Rijn, L.C. (1993). Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas. Amsterdam, The Netherlands: Aqua Publications.

[329] van Rijn, L.C., Dirk-Jan, W.R. e van Ormondt, M. (2007). Unified View of Sediment Transport by Currents and Waves. IV: Application of Morphodynamic Model. *Journal Hydraulic Engineering*. 133:7. pp. 776-793.

[330] Van Rijn, L.C., Ruessink, B.G. e Mulder, J.P.M. (2002). Coast3D - Egmond. The Behaviour of a Straight Sandy Coast on the Time Scale of Storms and Seasons. Amsterdam, The Netherlands: AQUA Publications.

[331] Vellinga, P. (1982). Beach and Dune Erosion during Storm Surges. *Coastal Engineering*. 6:4. pp. 361-387.

[332] Vellinga, P. (1986). *Beach and Dune Erosion during Storm Surges*. Tese de PhD. Delft Hydraulics Laboratory. Delft, The Netherlands.

[333] Veloso-Gomes, F., Costa, J., Rodrigues, A., Taveira-Pinto, F. e Pais-Barbosa, J. (2009). Costa da Caparica Artificial Sand Nourishment and Coastal Dynamics. *Journal of Coastal Research*. SI 56 (Proceedings of the 10th International Coastal Symposium, Lisbon, Portugal). pp. 678-682.

[334] Veloso-Gomes, F. e Papadatos, M. (1995). *Metodologia Para a Quantificação da Vulnerabilidade e Risco de Exposição das Orlas Costeiras às Acções Energéticas do Mar*. In: XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e do II Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, Recife, Brasil.

[335] Veloso-Gomes, F. e Taveira-Pinto, F. (1997). *A Opção "Protecção" para a Costa Oeste Portuguesa*. Colectânea de Ideias sobre a Zona Costeira de Portugal. Porto, Portugal: Associação Eurocoast - Portugal. 163-190 p.

[336] Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., das Neves, L. e Pais-Barbosa, J. (2006). EUrosion - A European Initiative for Sustainable Coastal Erosion. Pilot Site of River Douro - Cape Mondego and Case Studies of Estela, Aveiro, Caparica, Vale do Lobo and Azores. Porto, Portugal: 317 p.

[337] Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., das Neves, L., Pais Barbosa, J. e Coelho, C. (2004). Erosion Risk Levels at the NW Portuguese Coast: The Douro mouth - Cape Mondego stretch. *Journal of Coastal Conservation*. 10:pp. 43-52.

[338] Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F. e Rosa-Santos, P. (2007). *Scour on Portuguese Coastal Defense Structures*. In: Coastal Structures 2007, Veneza, Itália.

[339] Vicente, C. e Clímaco, M. (1986). *Análise da Evolução da Evolução da Linha de Costa entre o Cabo Mondego e o Estuário do Mondego. Erosões em Buarcos.* Lisboa: LNEC (citado por Larangeiro *et al.* 2003). 88/89 - NET.

[340] Visser, P.J. (1991). Laboratory Measurements of Uniform Longshore Currents. *Coastal Engineering*. 15:pp. 563-593.

[341] Vittori, G. e Blondeaux, P. (1990). Sand Ripples Under Sea Waves. Part 2. Finite Amplitude Development. *Journal of Fluid Mechanics*. 218:pp. 19-39.

[342] Walton, J.T.L. (1992). Wave Reflection from Natural Beaches. *Ocean Engineering*. 19:3. pp. 239-258.

[343] WAMDI Group (1988). The WAM model—A Third Generation Ocean Wave Prediction Model. *Journal of Physical Oceanography*. 18:pp. 1775-1810.

[344] Wang, H., Toue, T. e Dette, H.H. (1990). *Movable Bed Modeling Criteria for Beach Profile Response*. In: 22nd International Conference on Coastal Engineering, 3, pp. 2566-2579, American Society of Civil Engineers.

[345] Wang, P., Ebersole, B.A. e Smith, E.R. (2003). Beach-Profile Evolution under Spilling and Plunging Breakers. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 129:1. pp. 41-46.

[346] Watanabe, A. *Three-dimensional Numerical Model for Beach Evolution*. In: Coastal Sediments '87, pp. 802- 818 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[347] Watanabe, A. *Total Rate and Distribution of Longshore Sand Transport*. In: 23rd Coastal Engineering Conference, pp. 2528- 2541, American Society of Civil Engineers (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[348] Watanabe, A., Shimizu, T. e Kondo, K. *Field Application of a Numerical Model for Beach Topography Change*. In: Coastal Sediments '91, pp. 1814-1829 (citado por Bayram *et al.*, 2001).

[349] Watts, G.M. (1954). *Laboratory Study of varying Wave Periods on Beach Profiles*. Technical Memorandum 53. Beach Erosion Board, US Army Corps of Engineers.

[350] Weggel, J.R. (1972). Maximum Breaker Height. *Journal of Waterway, Harbors and Coastal Engineering Division*. 98:WW4. pp. 529-548.

[351] Weishar, L.L. e Byrne, R.J. (1978). *Field Study of Breaking Wave Characteristics*. In: 16th Coastal Engineering Conference, New York, pp. 487-506, American Society of Civil Engineers.

[352] Wentworth, C.K. (1922). A Scale of Grade and Class Terms for Clastic Sediments. *Journal of Geology* 30:pp. 377–392 (citado por Blott e Pye, 2001).

[353] Wijnberg, K.M. e Kroon, A. (2002). Barred beaches. *Geomorphology*. 48:pp. 103-120 (citado por Kroon *et al.*, 2008).

[354] Wijnberg, K.M. e Terwindt, J.H.J. (1995). Extracting Decadal Morphological behaviour from High-resolution, Long-term Bathymetric Surveys along the Holland Coast using Eigenfunction Analysis. *Marine Geology*. 126:pp. 301-330.

[355] Winant, C.D., Inman, D.L. e Nordstrom, C.E. (1975). Description of Seasonal Beach Changes Using Empirical Eigenfunctions. *Journal of Geophysical Research*. 80:15. pp. 1979-1986.

[356] Woodworth, P.L. e Blackman, D.L. (2004). Evidence for Systematic Changes in Extreme High Waters since the mid-1970's. *Journal of Climate*. 17:pp. 1190-1197.

[357] Wright, L.D. e Short, A.D. (1984). Morphodynamic Variability of Surf zones and Beaches: A Synthesis. *Marine Geology*. 56:1-4. pp. 93-118 (citado por Kroon *et al.*, 2008).

[358] Yalin, M.S. (1971). Theory of Hydraulic Models. London: MacMillan Press. 294 p.

[359] Zelt, J.A. e Skjelbreia, J.E. (1992). *Estimating Incident and Reflected Wave Fields using an Arbitrary Number of Wave Gauges*. In: 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice, pp. 777-788, American Society of Civil Engineers.

[360] Zhang, H. e Schäffer, H.A. (2004). *Waves in Numerical and Physical Wave Flumes—a Deterministic Combination*. In: Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Engineering, Lisbon, Portugal.

[361] Zhang, H., Schäffer, H.A. e Jakobsen, K.P. (2007). Deterministic Combination of Numerical and Physical Coastal Wave Models. *Coastal Engineering*. 54:pp. 171-186.

[362] Zhang, S. e Jin, J. (1986). Computation of Special Functions. Wiley.

[363] Zyserman, J.A. e Johnson, H.K. (2002). Modelling Morphological Processes in the Vicinity of Shore-Parallel Breakwaters. *Coastal Engineering*. 45:3-4. pp. 261-284.