



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

TESE DE DOUTORAMENTO

Modelação da Morfodinâmica de Estuários

Tese apresentada para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Especialidade de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente no âmbito do protocolo de cooperação entre a FCTUC e o LNEC

Autora

Lígia Laximi Machado de Amorim Pinto

Orientadores

Doutor Francisco Eduardo da Ponte Sancho

Doutor André Bustorff Fortunato

Colaboração Institucional



LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

Coimbra, Junho, 2010

Trabalho realizado no:

**Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Hidráulica e Ambiente
Núcleo de Estuários e Zonas Costeiras**

Com o financiamento de:

**Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Fundação para a Ciência e a Tecnologia**
(no âmbito da Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/10404/2002)



Programa Operacional Ciência e Inovação 2010
MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR



Ao Paulo, à Marta e ao Bernardo

AGRADECIMENTOS

Neste momento em que reúno no meu trabalho o esforço de anos de pesquisa, ressalto o apoio valioso de pessoas únicas que, com a sua orientação, com a sua criatividade e com o seu saber, me incentivaram, tornando esta Tese uma realidade.

Aos meus orientadores científicos, Doutor André Fortunato e Doutor Francisco Sancho, um agradecimento especial por todo o apoio, estímulo, inspiração e sugestões indispensáveis à concretização desta Tese.

À minha orientadora de formação Doutora Anabela Oliveira pela disponibilidade e apoio durante o trabalho de Doutoramento, e pela revisão do documento final da Tese.

Ao Professor Joseph Zhang, pela disponibilização da versão paralela do MORSELFÉ e pelo apoio no esclarecimento de dúvidas e na resolução dos problemas relacionados com o modelo numérico.

A todos os que me acompanharam ao longo de todo o trabalho e que com a sua ajuda inestimável e apoio, tornaram este trabalho possível. Em particular, o Professor António Melo Baptista por disponibilizar o modelo SELFÉ, a Doutora Paula Freire pelas revisões e sugestões e o Dr. Lourival Trovisco pelo apoio na parte de informação geográfica.

Aos colegas do LNEC, o meu bem-haja pela companheirismo, ajuda e paciência. Em particular à Catarina, à Marta e ao Alberto.

À minha família pelo constante estímulo, compreensão e paciência na recta final desta Tese.

Uma última palavra de apreço para as Instituições que não só me proporcionaram os meios científicos, logísticos e financeiros indispensáveis, mas também acreditaram na minha capacidade de levar a bom termo este trabalho:

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em particular o Núcleo de Estuários e Zonas Costeiras do Departamento de Hidráulica e Ambiente, pelo co-financiamento e por ter propiciado as condições necessárias ao desenvolvimento deste trabalho.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia, pelo financiamento concedido no âmbito da bolsa SFRH/BD/10404/2002 e dos projectos “SATUrN: Sand Transport in surface waters: an Uncertainty Analysis” (POCI/ECM/60133/2004) e “3D-MOWADI: Modelação Morfodinâmica tridimensional de embocaduras dominadas pelas ondas” (PTDC/ECM/103801/2008).

Ao método do FOVAI, pela sua ajuda preciosa na resolução dos problemas mais difíceis.

RESUMO

A morfologia do fundo de um estuário está constantemente a mudar, em resultado do desequilíbrio dinâmico entre as acções (marés, ondas de superfície e vento) e as respostas sedimentares, as quais importa determinar e prever. Na presente tese desenvolve-se e valida-se um modelo morfodinâmico tridimensional, que permite simular evoluções morfológicas rápidas de estuários (escala temporal de dias a meses). O modelo desenvolvido, designado por MORSELFÉ, resulta do acoplamento de um modelo hidrodinâmico que resolve as equações de águas pouco profundas 3D, com um modelo de advecção-difusão para o transporte de sedimentos em suspensão, com uma fórmula empírica para o transporte de sedimentos por arrastamento, e com um módulo de actualização do fundo. Salienta-se o desenvolvimento e implementação de uma nova forma de cálculo dos fluxos erosivos, que os ajusta à resolução vertical da malha. A utilização de malhas não estruturadas e a implementação em modo paralelo tornam este modelo particularmente adaptado à aplicação em estudos de engenharia. Este modelo foi validado para casos de teste sintéticos e laboratoriais, permitindo também concluir sobre a melhor escolha de variáveis, parâmetros e fecho de turbulência do modelo.

Na segunda parte efectua-se uma análise da sensibilidade de quatro fórmulas empíricas de transporte de sedimentos a alterações dos parâmetros físicos de que dependem (e.g., velocidade, profundidade, dimensão dos sedimentos). Esta análise indicou algumas limitações das formulações e permitiu quantificar a propagação de erros nestes parâmetros para as estimativas dos fluxos de sedimentos. Permitiu ainda determinar que a velocidade da corrente e a dimensão característica dos sedimentos controlam maioritariamente os erros finais, e que, em aplicações de engenharia, a precisão na avaliação dos fluxos sedimentares é dominada por erros no conhecimento daquelas propriedades.

Por último, aplica-se o MORSELFÉ para simular variações morfológicas no estuário do rio Guadiana induzidas por descargas (hipotéticas) da barragem do Alqueva. Tal demonstrou a aplicabilidade do modelo a sistemas reais, abrindo caminho para o seu uso como uma ferramenta para a simulação de cenários e respostas hidromorfológicas. Para este estuário, mostrou-se que descargas pontuais de elevados caudais contribuem eficazmente para a sua auto-limpeza sedimentar e que a consideração do efeito dos sedimentos em suspensão no cálculo da pressão baroclínica não altera significativamente os resultados das simulações.

ABSTRACT

The morphology of estuaries is subject to constant changes as a result of the dynamic imbalance between the forcing actions (tides, surface waves and wind) and the sedimentary reactions, which are important to understand and predict. In this thesis we develop and validate a tridimensional morphodynamic model, aiming at simulating rapid morphological evolutions of estuaries (temporal scale of days to months). The model, designated by MORSELFE, results from coupling a 3D shallow water model, with an advection-diffusion transport model for the suspended sediments, an empirical formula for the bed load, and a bed-updating module. An innovative feature of the model is a new approach to compute the erosive fluxes, which adapts them to the vertical grid resolution. The use of unstructured grids and the implementation in paralel mode make this model particularly adapted to engineering applications. The model was assessed and validated against analytical and experimental test cases, also allowing the inference on the optimum choice of the model parameters, variables and the turbulent closure.

Secondly, we performed a sensitivity analysis of four empirical sediment transport formulae to errors in the input physical variables on which they depend (e.g., velocity, depth, sediment size). This analysis showed some limitations of the transport formulae and quantified the propagation of these input errors into the sediment fluxes estimates. We conclude that the current velocity and the sediment size control primarily the errors in the sediment fluxes, and that, for engineering applications, the fluxes accuracy are dominated by inaccuracies in those properties.

Finally, we apply MORSELFE to simulate the morphological changes in the Guadiana estuary (in the south of Portugal), caused by hypothetical discharges from the Alqueva dam. This exercise demonstrated the model's applicability to real cases, and its use as a tool to simulate scenarios and the morphological reactions. For the Guadiana estuary, it was concluded that the discharge of intense flows promotes effective sediment flushing to the coastal shoreface, and that the contribution of the sediment density to the baroclinic pressure gradient has a minor effect on the hydro- and morphodynamics.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
SIMBOLOGIA	XIX
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS.....	4
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE	6
2 MODELOS DE EVOLUÇÃO MORFOLÓGICA	7
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	7
2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MODELOS DE EVOLUÇÃO MORFOLÓGICA.....	9
2.3 MODELOS MORFODINÂMICOS	12
2.3.1 <i>Descrição geral</i>	12
2.3.2 <i>Módulo hidrodinâmico</i>	13
2.3.3 <i>Módulo de agitação marítima</i>	14
2.3.4 <i>Módulo de transporte de sedimentos</i>	15
2.3.5 <i>Módulo de actualização de fundo</i>	21
2.3.6 <i>Interação entre ondas e correntes</i>	22
2.4 MODELOS MORFODINÂMICOS 3D	23
3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ÀS FÓRMULAS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NÃO COESIVOS	27
3.1 INTRODUÇÃO	27
3.2 METODOLOGIA	29
3.2.1 <i>Distribuição estatística</i>	31
3.2.2 <i>Seleção das fórmulas de transporte de sedimentos e das propriedades físicas</i>	32
3.2.3 <i>Intervalos de variação das propriedades físicas e valores de referência</i>	34
3.2.4 <i>Número de cálculos de fluxo de sedimentos nas simulações de Monte Carlo</i>	36

3.2.5	<i>Seleção da medida de erro para a análise</i>	36
3.3	ANÁLISE ANALÍTICA	37
3.4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	39
3.4.1	<i>Análise da variação de uma propriedade física para o transporte total</i>	39
3.4.2	<i>Análise da variação de uma propriedade física para o transporte por arrastamento</i>	49
3.4.3	<i>Variação múltipla das propriedades físicas para o transporte total</i>	52
3.5	CONCLUSÕES	55
4	DESENVOLVIMENTO E VALIDAÇÃO DO MODELO MORFODINÂMICO	
MORSELFE		57
4.1	INTRODUÇÃO	57
4.2	MODELO HIDRODINÂMICO	58
4.2.1	<i>Formulação física</i>	59
4.2.2	<i>Formulação numérica</i>	62
4.3	MODELO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	65
4.3.1	<i>Transporte em suspensão</i>	65
4.3.2	<i>Transporte por arrastamento</i>	79
4.3.3	<i>Camadas de sedimento no fundo</i>	83
4.4	MÓDULO DE ACTUALIZAÇÃO DO FUNDO.....	85
4.4.1	<i>Formulação física</i>	85
4.4.2	<i>Formulação numérica</i>	86
4.5	ACOPLAMENTO DOS MÓDULOS	87
4.6	VALIDAÇÃO DO MODELO MORSELFE	88
4.6.1	<i>Teste 1 – Deposição</i>	89
4.6.2	<i>Teste 2 – Perfil de concentração de sedimentos em equilíbrio</i>	90
4.6.3	<i>Teste 3 – Canal com escoamento uniforme</i>	101
4.6.4	<i>Teste 4 – Migração de uma fossa num canal</i>	104
4.7	CONCLUSÕES	112
5	APLICAÇÃO AO ESTUÁRIO DO GUADIANA	115
5.1	INTRODUÇÃO	115
5.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA.....	116
5.2.1	<i>Dados de campo</i>	122
5.2.2	<i>Estudos de modelação relevantes</i>	123
5.3	APLICAÇÃO DO MODELO	125

5.3.1	<i>Calibração do modelo hidrodinâmico</i>	128
5.3.2	<i>Validação do modelo</i>	136
5.4	EXPLORAÇÃO DO MODELO	141
5.4.1	<i>Número de classes de sedimentos a utilizar nas simulações</i>	141
5.4.2	<i>Influência dos sedimentos na massa volúmica da água</i>	145
5.4.3	<i>Descarga pontual da barragem</i>	153
5.5	SÍNTESE	158
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	161
6.1	SÍNTESE E CONCLUSÕES	161
6.2	CONSIDERAÇÕES PARA INVESTIGAÇÃO FUTURA	165
	REFERÊNCIAS	167

Índice de Figuras

Figura 2.1– Características e principais agentes forçadores dos estuários em função do tempo e do espaço. Adaptado de van Leeuwen (2002).	8
Figura 2.2 – Esquema dos modelos baseados em processos: a) modelos ISE; b) modelos morfodinâmicos (adaptado de Fortunato, 2006).	11
Figura 2.3 – Processos envolvidos no transporte de sedimentos forçado por ondas e correntes (adaptado de Fortunato, 2006).	17
Figura 3.1 – Sensibilidade da fórmula de EH à variação da velocidade. A linha e os símbolos representam os resultados analíticos e numéricos, respectivamente.	39
Figura 3.2 – Sensibilidade das fórmulas de AW (linha tracejada-pontuada), VR (linha sólida) e KK (linha tracejada) à variação da velocidade: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m, d) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam a velocidade média utilizada nas simulações.	40
Figura 3.3 – Valores de assimetria para a variação da velocidade e $H = 10,0$ m: a) fórmula de EH; b) fórmula de AW; c) fórmula de VR; e d) fórmula de KK. Os símbolos representam a velocidade média utilizada nas simulações.	42
Figura 3.4 – Sensibilidade das fórmulas de AW (linha tracejado-pontuada), VR (linha sólida) e KK (linha tracejada) à variação do diâmetro mediano dos sedimentos: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m, d) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizado nas simulações.	43
Figura 3.5 – Sensibilidade da fórmula de EH à variação do diâmetro mediano dos sedimentos. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizado nas simulações.	44
Figura 3.6 – Valores da assimetria para a variação do diâmetro mediano dos sedimentos e $H = 0,5$ m: a) fórmula de EH; b) fórmula de AW; c) fórmula de VR; e d) fórmula de KK. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizado nas simulações.	44
Figura 3.7 – Sensibilidade das fórmulas de AW (linha tracejado) e VR (linha sólida) à variação do desvio padrão da distribuição granulométrica: a) $H = 5,0$ m; b) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam o desvio padrão da distribuição granulométrica utilizado nas simulações.	45
Figura 3.8 – Sensibilidade à variação da profundidade: a) fórmula de AW com $u = 0,5$ m/s; b) fórmula de AW com $u = 2,0$ m/s; c) fórmula de VR com	

$u = 0,5$ m/s; d) fórmula de VR com $u=2,0$ m/s. Os símbolos representam a profundidade média utilizada nas simulações.	46
Figura 3.9 – Sensibilidade das fórmulas de EH (linha pontuada), AW (linha tracejada e pontuada), VR (linha sólida) e KK (linha tracejada) à variação do coeficiente de Manning: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam os coeficientes de Manning utilizados nas simulações.....	47
Figura 3.10 – Influência da velocidade da corrente no transporte de sedimentos: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m; d) $H = 20,0$ m. Os valores de u e q são em m/s e m^2/s , respectivamente.	48
Figura 3.11 – Influência do diâmetro dos sedimentos no transporte de sedimentos: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m; d) $H = 20,0$ m. Os valores de d_{50} e q são em mm e m^2/s , respectivamente.	49
Figura 3.12 – Sensibilidade do transporte por arrastamento, calculado com a fórmula de VR, à variação da velocidade: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 2,0$ m; d) $H = 5,0$ m; e) $H = 10,0$ m; f) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam a velocidade média utilizada nas simulações.	51
Figura 3.13 – Sensibilidade do transporte por arrastamento, calculado com a fórmula de VR, à variação do diâmetro dos sedimentos: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 2,0$ m; d) $H = 5,0$ m; e) $H = 10,0$ m; f) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizado nas simulações.	52
Figura 3.14 – Sensibilidade das fórmulas de transporte de sedimentos à variação múltipla das propriedades físicas: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 2,0$ m; d) $H = 5,0$ m; e) $H = 10,0$ m; f) $H = 20,0$ m. As linhas a cheio e a tracejado representam os valores de r e r' , respectivamente.	54
Figura 4.1– Esquema do modelo MORSELFE.	58
Figura 4.2 – Esquema da malha vertical e do sistema de coordenadas híbrido. Adaptado de Zhang e Baptista (2008).	63
Figura 4.3 – Prisma triangular e esquema das variáveis.	64
Figura 4.4 – Esquema da interpolação da variável nas células verticais da malha.	75
Figura 4.5 – Distribuição das camadas verticais no modelo de fundo (adaptado de Warner <i>et al</i> , 2008).	85
Figura 4.6 – O volume de controlo (área cinzenta) é definido pelas mediatrizes (linhas a tracejado) dos elementos (linhas). Os círculos e os triângulos representam os nós e os centros dos elementos, respectivamente.	87

Figura 4.7 – Teste de deposição: evolução do perfil de concentração de sedimentos para um $d_{50}=0,86$ mm e $w_s=0,1$ m/s.....	90
Figura 4.8 – Perfis de velocidade obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m de profundidade (H5).....	94
Figura 4.9 – Perfis de velocidade obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 10 m de profundidade (H10).....	94
Figura 4.10 – Erro quadrático médio das velocidades para as diferentes malhas verticais.....	95
Figura 4.11 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m de profundidade e para um $d_{50}=0,2$ mm.	97
Figura 4.12 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 10 m de profundidade e para um $d_{50}=0,2$ mm.	98
Figura 4.13 – Erro da concentração de sedimentos para as diferentes malhas verticais no canal com H5 e H10 e para um $d_{50} = 0,2$ mm.	98
Figura 4.14 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m de profundidade e para um $d_{50}=0,8$ mm.	99
Figura 4.15 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 10 m de profundidade e para um $d_{50}=0,8$ mm.	100
Figura 4.16 – Erro relativo da concentração de sedimentos para as diferentes malhas verticais no canal com H5 e H10 e para um $d_{50} = 0,8$ mm.....	101
Figura 4.17 – Perfis verticais de velocidade, difusividade turbulenta e concentração de sedimentos para os quatro fechos de turbulência e para a expressão analítica. Simulações utilizando 21 níveis s.....	103
Figura 4.18 – Esquema do modelo físico e localização das estações de monitorização (adaptado de van Rijn, 1987).	104
Figura 4.19 – Comparação dos perfis de velocidade e de concentração de sedimentos em suspensão medidos e simulados nas 5 estações de monitorização no tempo inicial ($t=0$).	107

Figura 4.20 – Erros da velocidade e da concentração de sedimentos para as diferentes malhas verticais (21, 41 e 81 níveis) e para as diferentes estações de monitorização (E1, E4, E6, E7, E8).	109
Figura 4.21 – Evolução do fundo ao longo das 15 horas de simulação.....	110
Figura 4.22 – Influência do número de camadas no cálculo da evolução do fundo.	111
Figura 4.23 – Influência do transporte por arrastamento no cálculo dos perfis da evolução do fundo. Os perfis representados correspondem à simulação com 41 níveis.....	111
Figura 5.1 – Localização do estuário do rio Guadiana. Fonte: ArcGis OnLine, ESRI.	118
Figura 5.2 – Caudal médio diário medido nas barragens de Alqueva e de Pedrógão entre Outubro de 2009 e Maio de 2010. Fonte: SNIRH.....	120
Figura 5.3 – Classificação de Shepard dos sedimentos superficiais de fundo do estuário do Guadiana. Adaptado de Fachin e Coli (2001).	121
Figura 5.4 – Malha e batimetria do domínio (azul) do modelo. As linhas a vermelho e amarelo representam, respectivamente, as isolinhas de co-amplitude e co-fases da constituinte M2 retiradas do modelo regional. Adaptada de Pinto <i>et al.</i> (2004a).....	126
Figura 5.5 – Malha da zona da embocadura. Adaptado de Pinto (2003).....	127
Figura 5.6 – Variação do tempo computacional das simulações com o número de processadores utilizados.....	128
Figura 5.7 – Comparação entre os dados de maré de 1989 (preto) e os resultados do modelo (laranja) para três estações (Vila Real de Sto. António, Foz de Odeleite e Alcoutim).....	132
Figura 5.8 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 2 m de profundidade na estação Capitania.....	133
Figura 5.9 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 4 m de profundidade na estação Capitania.....	133
Figura 5.10 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 2 m de profundidade na estação Pedra Negra.	134
Figura 5.11 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 4 m de profundidade na estação Pedra Negra.	134
Figura 5.12 – Comparação entre os dados de salinidade e os resultados do modelo aos 2 e 4 metros de profundidade na estação Capitania.....	135

Figura 5.13 – Comparação entre os dados de salinidade e os resultados do modelo aos 2 e 4 metros de profundidade na estação Pedra Negra.	135
Figura 5.14 – Níveis de maré em V.R.St.º António (linha a cheio) e inferidos dos valores de profundidade do correntómetro fundeado (linha tracejado) e caudais médios diários medidos na Rocha da Galé. As zonas sombreadas indicam os dois períodos de amostragem das estações fixas. Adaptado de Pinto (2003).	138
Figura 5.15 – Comparação entre os dados de maré (preto) e os resultados do modelo (laranja) para a estação de Vila Real de St.º António.	138
Figura 5.16 – Velocidades obtidas com o modelo e os dados do ADCP para o dia 2 de Fevereiro de 2001. As linhas a branco correspondem a velocidades nulas.	139
Figura 5.17 – Velocidades obtidas com o modelo e com os dados do ADCP para o dia 5 de Fevereiro de 2001. As linhas a branco correspondem a velocidades nulas.	139
Figura 5.18 – Resultados do modelo e dados de salinidade na estação de Vila Real de Sto. António em 2 de Fevereiro de 2001.	140
Figura 5.19 – Curvas de frequência cumulativas das amostras de sedimentos arenosos de fundo e da compósita.	142
Figura 5.20 – Curvas de frequências cumulativas dos sedimentos utilizadas nas simulações com 3 e 5 classes.	143
Figura 5.21 – a) Comparação entre a batimetria obtida considerando uma classe de sedimentos (linhas) e cinco classes de sedimentos (cores); b) comparação entre as batimetrias obtidas considerando três (linhas) e cinco (cores) classes de sedimentos.	144
Figura 5.22 – Representação em planta do corte longitudinal do estuário (preto).	146
Figura 5.23 – a) Caudal utilizado na simulação; b) Nível em V.R. Sto António. Séries das diferenças entre os resultados obtidos considerando e não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos: c) massa volúmica; d) salinidade; e) concentração de sedimentos em suspensão; f) componente u da velocidade; g) componente v da velocidade.	147
Figura 5.24 – Campo da diferença entre os resultados das simulações considerando e não o efeito da massa volúmica dos sedimentos num corte longitudinal do estuário: a) salinidade; b) massa volúmica; c) concentração de sedimentos; d) componente u da velocidade; e) componente v da velocidade.	149

Figura 5.25 – Mapas horizontais da camada mais junto ao fundo: massa volúmica a) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; b) considerando a massa volúmica dos sedimentos; salinidade c) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; d) considerando a massa volúmica dos sedimentos.	150
Figura 5.26 – Mapas horizontais da concentração de sedimentos em suspensão na camada mais junto ao fundo: $d_{50}= 0,17$ mm a) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; b) considerando a massa volúmica dos sedimentos; $d_{50}=0,43$ mm c) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; b) considerando a massa volúmica dos sedimentos; $d_{50}=1,0$ mm e) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; f) considerando a massa volúmica dos sedimentos.	151
Figura 5.27 – Mapa horizontal da velocidade da camada mais junto ao fundo. Os vectores de velocidade representam os resultados obtidos para a simulação não considerando (preto) e considerando (vermelho) o efeito da massa volúmica dos sedimentos na massa volúmica da água.	152
Figura 5.28 – Nível de maré e caudal imposto nas simulações de máxima vazante (mv) e de máxima enchente (me).	154
Figura 5.29 – Zona do estuário (laranja) utilizada na análise dos resultados.	155
Figura 5.30 – Diferença entre a batimetria inicial e a batimetria final para a simulação da descarga de 12 horas e máxima vazante.	157

Índice de Quadros

Quadro 3.1 – Intervalo de valores e valores de referência para cada propriedade física.....	34
Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo para o Teste 2,.....	92
Quadro 4.2 – Parâmetros do modelo para o Teste 3.....	102
Quadro 4.3 – Parâmetros do modelo para o teste 4.....	105
Quadro 5.1 – Localização, tipo de medição e período de observação dos dados de 1989. Adaptado de Pinto (2003).	129
Quadro 5.2 – Erros de níveis, velocidade e salinidade.....	130
Quadro 5.3 – Localização, tipo de medição e período de observação dos dados de Fevereiro de 2001. Adaptado de Pinto (2003).	137
Quadro 5.4 – Valor médio, variância e valor máximo absoluto obtidos para a série das diferenças.....	148
Quadro 5.5 – Volume de sedimentos no sistema.	156

SIMBOLOGIA

A	valor de F_{gr} na inicialização do movimento
A_i	área do elemento i
a	altura de referência da concentração de sedimentos
b	parâmetro de suspensão
C	concentração de sedimentos
C_a	concentração de sedimentos na altura de referência a
$C_{a,k}$	concentração de sedimentos analítica para um dado nível k
C_d	coeficiente de atrito
\hat{C}_j^*	valor de <i>upwind</i>
C_{jD}	valor de <i>downwind</i>
C_p	calor específico da água
C_q	concentração de sedimentos da classe q
C_n	concentração do sedimentos no nível da superfície
$C_{n,k}$	concentração de sedimentos numérica para um dado nível k
C_1	concentração do sedimentos no nível do fundo
c	coeficiente de Chézy
$c_{\psi 1}, c_{\psi 2}$ e $c_{\psi 3}$	constantes específicas do modelo de turbulência
D^*	diâmetro adimensional dos sedimentos
D^*,q	diâmetro adimensional dos sedimentos da classe q
d	profundidade total
d_{gr}	diâmetro adimensional da partícula
d_{50}	diâmetro mediano dos sedimentos
\bar{d}_{50}	valor médio de d_{50}
$d_{50,q}$	diâmetro mediano dos sedimentos da classe q
E	fluxo de erosão
E_q	fluxo erosivo do sedimento da classe q
$E_{q,a}$	fluxo erosivo para a altura de referência a
$E_{q,z}$	fluxo erosivo para o centro da célula computacional localizada mais perto do fundo
E_0	taxa de erosão
$E_{0,q}$	parâmetro de erodibilidade do fundo
F_{gr}	número de mobilidade do sedimento
F_h e F_s	viscosidade turbulenta horizontal para as equações de transporte
F_w	função de proximidade de parede
f	factor de Coriolis

f_q	fracção volumétrica dos sedimentos da classe q
g	aceleração da gravidade
H	profundidade total
\tilde{H}	profundidade total restrita
h	profundidade em repouso
\tilde{h}	profundidade restrita
h_0	constante positiva que estabelece a espessura da camada da superfície e/ou do fundo a resolver
k	produção e dissipação de energia cinética turbulenta
k^b	índice do nível do fundo
k_s	rugosidade física
l	comprimento de mistura turbulento
M e N	frequências de corte e de impulsão
M_c	massa total do traçador nos centros
M_e	parâmetro de mobilidade
M_n	massa total do traçador nos níveis
N_+	número de fronteiras com fluxo para fora
N_z	superfície livre ao longo de todo o domínio
n	coeficiente de rugosidade de Manning; número total de níveis
nc	número total de centros
nel	número de elementos que contêm o nó n
ρ	porosidade dos sedimentos
ρ_a	pressão atmosférica na superfície livre
ρ_i	propriedades físicas
Q	fluxo de sedimentos total
\dot{Q}	taxa de absorção da radiação solar
\hat{Q}_q	termo de queda e termo de troca com o fundo
Q_j	fluxo da face j do prisma
q	classe de sedimentos
$q_{b,q}$	taxa de transporte por arrastamento volumétrico
$q_{bx,q}$	fluxo de sedimentos para uma dada classe de sedimento q ao longo da direcção x
$q_{by,q}$	fluxo de sedimento para uma dada classe de sedimento q ao longo da direcção y
q_m	fluxo de sedimentos médio
q_s	fluxo de sedimentos
r	quociente entre o desvio padrão do fluxo de sedimentos e o fluxo de sedimentos associado ao valor médio da propriedade física
S	salinidade da água
S^+	faces do prisma com fluxo para fora
S^-	faces do prisma com fluxo para dentro
S_j	área da face j do prisma

S_0	inclinação do fundo
s	densidade relativa dos sedimentos
S_h	função de estabilidade da difusividade vertical
S_m	função de estabilidade da viscosidade vertical
T	temperatura da água
T_a	tensão de corte no fundo adimensional
T_r	traçador genérico
t	tempo
U	velocidade
u	componente da velocidade segundo x
\bar{u}	velocidade média na vertical
u_b	componente u da velocidade medida no topo da célula computacional do fundo
u_{cr}	velocidade crítica para as correntes
u_j	velocidade normal para fora do prisma (i,k)
u^*	velocidade de atrito no fundo
$V_{j,k}$	volume do prisma (i,k)
v	componente da velocidade segundo y
ν_a	viscosidade cinemática do fluido
$\nu_{a,k}$	velocidade analítica para um dado nível k
$\nu_{n,k}$	velocidade numérica para um dado nível k
ν_b	componente v da velocidade medida no topo da célula computacional do fundo
w	componente da velocidade segundo z
w_s	velocidade de queda do sedimento
$w_{s,q}$	velocidade de queda do sedimento da classe q
x,y,z	coordenadas do sistema de eixos cartesiano
z_0	rugosidade de fundo
z	distância ao fundo
z_a	espessura da camada activa
Δt	passo de cálculo
Δh	variação total de profundidade
$\Delta h_{b,q}$	variação de profundidade devido ao transporte por arrastamento
Δh_{se}	variação de profundidade do elemento devido ao transporte em suspensão
Δh_{sn}	variação de profundidade do nó devido ao transporte em suspensão
Δ_x	espaçamento da malha na direcção x
Δ_y	espaçamento da malha na direcção y
Δ_z	espaçamento da malha na direcção z
Δz	espessura da célula computacional

Δz_n	espessura da célula mais junto à superfície
Δz_1	espessura da célula mais junto ao fundo
α	coeficiente de variação
α_t	factor efectivo de elasticidade da Terra
α_{bn}	parâmetro de ajuste especificado pelo utilizador
α_{bs}	parâmetro de ajuste especificado pelo utilizador
β_n	ângulo de inclinação de fundo normal ao vector de transporte por arrastamento
β_s	ângulo de inclinação do fundo ao longo da direcção da tensão de fundo
δ_b	espessura da célula computacional do fundo
ε	taxa de dissipação da energia turbulenta
ϕ	ângulo de atrito do sedimento
γ_1	coeficiente de arrastamento linear
γ_2	coeficiente de arrastamento quadrático
η	elevação da superfície livre
φ_j	função limite de fluxo (<i>limiter function</i>)
κ	coeficiente de difusividade turbulenta vertical para o transporte
κ_0	constante de von Kármán
μ	coeficiente de viscosidade turbulenta horizontal; valor médio de uma determinada grandeza
μ_c	factor de eficiência da corrente
ν	viscosidade turbulenta vertical
ν_a	viscosidade cinemática da água
ν_{ψ} e ν_k''	difusividades turbulentas verticais
θ_b	coeficiente que controla a resolução vertical perto do fundo das malhas s
θ_f	coeficiente que controla a resolução vertical perto da superfície das malha s
$\theta_{c,q}$	tensão de atrito crítica para um fundo inclinado
θ_{cn}	parâmetro de entrada em movimento das partículas
$\theta_{cri}; \theta_{cr,q}$	tensão de atrito crítica adimensional
θ_n	propriedades físicas que descrevem os sedimentos, o fluido forçador ou o seu estado
θ_{sf}	tensão de atrito adimensional
ρ	massa volúmica local do fluido (incluindo os efeitos da salinidade, temperatura e sedimento)
ρ_w	massa volúmica da água
ρ_s	massa volúmica dos sedimentos
$\rho_{s,q}$	massa volúmica do sedimento da classe q
ρ_0	massa volúmica de referência da água
σ	desvio padrão
σ_q	desvio padrão do fluxo de sedimentos

σ_s	desvio padrão da distribuição granulométrica
σ_ψ e σ_k^ψ	constantes específicas do modelo de turbulência
τ_b	forma específica de atrito de fundo
$\tau_{b,c}$	tensão de corte no fundo
τ_{bx}	tensão de atrito de fundo segundo a direcção x
τ_{by}	tensão de atrito de fundo segundo a direcção y
$\tau_{cr} ; \tau_{cri}$	tensão de corte critica
$\tau_{cr,q}$	tensão de atrito crítica para a erosão da classe de sedimento q
$\bar{\tau}_{cr,q}$	tensão de atrito crítica média sobre todas as classes de sedimento
τ_{sf}	tensão de atrito no fundo
τ_{sx}	tensão de atrito devido ao vento à superfície segundo a direcção x
τ_{sy}	tensão de atrito devido ao vento à superfície segundo a direcção y
$\hat{\psi}$	potencial da maré

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A palavra estuário deriva do adjectivo latim *aestuarium* que significa maré e pode ser definido como um corpo de água costeiro semi-fechado que mantém uma ligação livre com o oceano aberto, estendendo-se no rio até ao limite de propagação de maré, e onde a água do mar se dilui de forma mensurável com água doce proveniente da drenagem terrestre (Cameron e Pritchard, 1963; Dyer, 1997).

Os estuários são sistemas costeiros de grande importância a nível económico, social e ecológico. A nível económico, existem vários interesses directos como o acesso a portos e a canais localizados no interior do estuário, o turismo, a pesca, a aquacultura, a produção de sal, a extracção de areias e a agricultura, entre outras. Normalmente, as zonas perto dos estuários estão sujeitas a uma grande pressão demográfica e urbanística. São áreas com uma elevada densidade populacional, onde se localizam cerca de 60% das grandes cidades do Mundo (Geophysics Study Committee, 1977). Os estuários são zonas de grande produtividade biológica, constituindo um habitat natural para aves, para mamíferos e para peixes, sendo o ambiente de desova e de criação de muitas comunidades biológicas.

O desenvolvimento de estudos sobre estuários e zonas costeiras, nomeadamente a produção de trabalhos que permitam aprofundar o conhecimento sobre o comportamento morfodinâmico destas zonas, assume maior relevo e importância à medida que são conhecidos casos com danos avultados em termos sócio-económicos e ambientais, devido a acções antropógenicas ou a catástrofes naturais.

Em Portugal, são conhecidos exemplos recentes de episódios relacionados com a evolução sedimentar de estuários e outros corpos de água naturais que causaram danos a vários níveis. São exemplo, os problemas de assoreamento da Marina da Expo em Lisboa, a queda da ponte de Entre-os-Rios, os problemas de erosão existentes na Costa da Caparica e, mais recentemente, a destruição provocada pelo mar na ilha da Fuzeta e no cordão dunar da ilha de Faro.

A disponibilidade de informação que permita conhecer o comportamento morfodinâmico do fundo do mar e da costa, de forma natural ou em resposta à intervenção humana, é cada vez mais importante na gestão e no desenvolvimento dos estuários e das zonas costeiras, assim como é imprescindível para prevenir e saber intervir em caso de catástrofes, mitigando os prejuízos sociais, económicos e ambientais. Para melhor gerir, importa conhecer e saber prever o comportamento morfodinâmico e os processos associados. Tudo isto coloca a morfodinâmica como um tema actual de investigação em todo o mundo.

O estado morfológico do fundo do mar é uma manifestação da interacção dinâmica entre ondas, correntes, transporte de sedimentos, topografia de fundo e actividade biológica. O movimento da água, devido ao vento, ondas e marés, e o movimento de sedimentos a ele associado respondem a uma dada topografia de fundo. Por outro lado, estes processos conduzem por vezes à erosão ou acreção do fundo, alterando a topografia dos mesmos e consequentemente o movimento da água e dos sedimentos, donde poderá resultar um padrão de acreção ou erosão diferente. Como resultado, a topografia de fundo pode não estar em equilíbrio com o movimento da água e dos sedimentos, estando a evoluir para um novo estado de equilíbrio, em resposta a uma perturbação ou a uma mudança nas condições.

A morfodinâmica ocorre em zonas de natureza diferentes, nomeadamente na plataforma continental, na plataforma interna (*shoreface*), na ante-praia e nas embocaduras de estuários, nos estuários nas lagunas e nos rios. Em cada umas destas zonas, a evolução morfológica é determinada por diferentes mecanismos (de Vriend, 1997).

Os estuários, objecto deste estudo, podem ser dominados pela maré, ou podem estar sujeitos a uma combinação de marés, de correntes e de ondas geradas pelo vento. Em alguns casos também podem apresentar gradientes de temperatura e de salinidade fortes (estratificação térmica e estratificação salina) que induzem outro tipo de movimento da água (circulação baroclínica). O tipo de sedimentos predominante pode ser areia, sedimento fino (silto-argiloso), ou uma mistura de areia com sedimento fino.

Os estuários estão constantemente a mudar e a evoluir numa gama variada de escalas temporais, desde segundos (e.g. formação de rugas) a anos (e.g. formação de canais e bancos). A deposição e erosão de sedimentos resulta do desequilíbrio dinâmico, quase permanente, entre as acções e as respostas morfológicas dos

sistemas e depende de muitos factores como a afluência de sedimentos (tanto do rio como do mar), a actividade biológica, a morfologia local, o clima de agitação marítima e a maré, a frequência das tempestades e de cheias e as intervenções humanas.

Um dos factores antrópicos que pode causar alterações significativas nos estuários são as barragens construídas nas bacias dos rios. As barragens alteraram os regimes de caudais (e.g. redução na frequência de caudais elevados), reduzem a afluência de sedimentos ao estuário e zona costeira através da retenção de sedimentos nas albufeiras e conseqüentemente, causam alterações morfológicas no sistema em maior ou menor grau (Portela, 2006). O problema da redução de caudais e a relacionada redução da afluência de sedimentos é particularmente acentuado em rios das regiões áridas e semi-áridas, onde os caudais apresentam uma variação sazonal elevada (Panin e Jipa, 2002; Yang *et al.*, 2002; Dias *et al.*, 2004).

Os estudos actuais de engenharia para analisar a morfodinâmica de estuários baseiam-se principalmente em dados (dispendiosos e escassos) e em modelos numéricos. Os modelos numéricos morfodinâmicos constituem assim uma ferramenta essencial para prever as variações da morfologia. Contudo, os progressos na modelação morfodinâmica são relativamente lentos, devido à complexidade da dinâmica não linear das ondas, das correntes, do movimento de sedimentos e da topografia do fundo do mar. Como consequência, a modelação morfodinâmica tem evoluído de forma mais lenta do que a modelação da hidrodinâmica, onde os modelos de circulação tridimensionais (3D) a uma escala regional já estão em uso operacional.

A previsão de vários fenómenos da morfodinâmica requer uma modelação tridimensional do sistema. Normalmente, os modelos 3D tornam-se necessários quando o transporte de sedimentos em suspensão é um factor importante (Wang, 1990). O estudo da evolução morfológica de sistemas sujeitos a eventos extremos (cheias) é um exemplo onde a modelação 3D é necessária. Este tipo de eventos conduz a alterações morfológicas rápidas (escala de horas a dias) no sistema, que por sua vez provocam alterações significativas na hidrodinâmica.

Um dos elementos principais na formulação dos modelos morfodinâmicos é a estimativa precisa do fluxo de transporte de sedimentos, uma vez que as suas variações espaciais e, por conseguinte, os gradientes, determinam as alterações da

topografia de fundo. Contudo, a quantificação destes fluxos de sedimentos tem normalmente associados erros da ordem de um factor 2 ou superiores no caso de transporte devido a correntes e, em algumas circunstâncias, erros muito superiores no caso de transporte devido a ondas e correntes (Eidsvik, 2004). Assim, a quantificação destes erros e a compreensão das suas fontes é vital para a qualidade e a credibilidade dos estudos de engenharia costeira.

1.2 MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS

Este trabalho baseou-se nas seguintes premissas:

- os modelos numéricos podem ser ferramentas de grande utilidade em estudos morfodinâmicos para a compreensão do comportamento das zonas estuarinas, em especial em situações de variação rápida das condições hidrodinâmicas;
- o fluxo de sedimentos é um dos elementos principais na formulação dos modelos morfodinâmicos, pelo que a sua estimativa precisa é fundamental;
- são necessários modelos cujas características físicas e computacionais permitam efectuar simulações morfodinâmicas em sistemas reais.

Com base nestas premissas, apresentam-se três objectivos principais:

1. **Desenvolvimento e validação de um modelo morfodinâmico tridimensional (MORSELFÉ) para estudar a evolução morfológica de estuários.** O MORSELFÉ é um sistema de modelos que consiste num conjunto de módulos integrados que permitem simular a hidrodinâmica, o transporte de sedimentos e a evolução morfológica. O modelo numérico que aqui se desenvolve é um modelo morfodinâmico 3D, constituído por: um módulo hidrodinâmico 3D; um módulo de transporte de sedimentos 3D (que resolve a equação de advecção-difusão para o cálculo transporte em suspensão e utiliza uma formulação empírica para cálculo do transporte por arrastamento); um módulo de actualização de fundo (que resolve a equação de Exner). O modelo desenvolvido só considera o transporte de sedimentos não coesivos (areias) e não entra em consideração com o efeito da agitação marítima. Este modelo constituirá uma ferramenta útil, que pode ser utilizada

para prever a evolução morfológica em sistemas sujeitos a eventos extremos (cheias) ou de evolução rápida, melhorando ao mesmo tempo o conhecimento dos processos morfodinâmicos associados.

2. **Aplicação do modelo MORSELFÉ a um caso real, o estuário do Guadiana.** O estuário do Guadiana é um dos mais importantes do nosso país, devido à localização estratégica, à dimensão, ao interesse económico e à diversidade biológica. Após a entrada em funcionamento da barragem de Alqueva em Fevereiro de 2002, o regime de caudais deste estuário tem vindo a sofrer alterações. Estas alterações induziram certamente mudanças na hidrodinâmica, na salinidade e no transporte de sedimentos do estuário e na sua morfodinâmica. A escolha do Guadiana como caso de aplicação tem como motivação, não só o interesse deste sistema, mas também a existência de um conjunto de dados que permite validar o modelo hidrodinâmico 3D.

Com a aplicação do MORSELFÉ ao estuário do Guadiana pretende-se mostrar a aplicabilidade deste modelo em estudos de engenharia e através de várias simulações dar resposta às seguintes questões:

- Qual a influência de uma descarga pontual da barragem de Alqueva na morfodinâmica do sistema?
 - Em situações estratificadas, qual é a influência da inclusão do efeito da massa volúmica dos sedimentos nos resultados das simulações?
 - Quantas classes de sedimentos é necessário utilizar nas simulações para que o estuário esteja bem representado?
3. **Conhecer e compreender as fontes do erro predominante nas fórmulas de transporte de sedimentos não coesivos.** Um dos elementos principais na formulação dos modelos morfodinâmicos é a estimativa precisa do fluxo de transporte de sedimentos. Contudo, a estimativa destes fluxos de sedimentos tem normalmente associado uma grande incerteza. Com o intuito de contribuir para uma melhor compreensão das fontes de erro das fórmulas de transporte de sedimentos é efectuada uma análise de sensibilidade a algumas fórmulas empíricas de transporte de sedimentos para escoamentos permanentes, relativamente aos principais parâmetros

físicos de que dependem (por exemplo, velocidade, profundidade, diâmetro dos sedimentos). Através desta análise pretende-se:

- conhecer melhor os limites de previsibilidade das fórmulas de transporte de sedimentos;
- quantificar os erros introduzidos na estimativa dos fluxos de sedimentos devido a imprecisões nas propriedades físicas de entrada.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O trabalho apresentado nesta tese está dividido em cinco Capítulos, além desta introdução. No Capítulo 2, é efectuada uma revisão bibliográfica sobre modelos de evolução morfológica dando ênfase aos modelos numéricos baseados na descrição e formulação dos processos físicos predominantes. No Capítulo 3, apresenta-se uma análise de sensibilidade às fórmulas empíricas de transporte de sedimentos não coesivos para escoamentos permanentes, utilizando um método de Monte Carlo. No Capítulo 4, formula-se e descreve-se o modelo numérico morfodinâmico tridimensional (MORSELFÉ), desenvolvido no âmbito desta tese, a sua validação por comparação dos resultados com outros dados conhecidos (analíticos ou experimentais), em situações simplificadas. No Capítulo 5, aplica-se o modelo MORSELFÉ ao estuário do Guadiana (um sistema real), efectua-se a calibração e validação do modelo e a exploração dos resultados. No Capítulo 6, apresenta-se as conclusões e aponta-se algumas sugestões de trabalho futuro.

2 MODELOS DE EVOLUÇÃO MORFOLÓGICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A evolução morfológica dos estuários está sujeita a interações complexas entre correntes, agitação de superfície, ondas, transporte de sedimentos e variações batimétricas. A análise e a previsão de alterações morfológicas em áreas complexas, como rios, estuários, embocaduras e praias, requerem a utilização de modelos morfológicos. O comportamento morfodinâmico de bacias de maré, como estuários e lagunas, é mais complexo e menos bem compreendido do que o comportamento morfodinâmico de linhas de costa ininterruptas e rios (Bernardes *et al.*, 2006, Stive e Wang, 2003), devido à grande variedade de escalas temporais e espaciais envolvidas. Durante as últimas décadas, vários modelos foram desenvolvidos com o objectivo de simular os processos envolvidos e as suas interações, e de prever a evolução morfológica em estuários. Apesar destes desenvolvimentos não existe um modelo morfológico universal, com capacidade de abranger as várias escalas espaciais e temporais (Hanson *et al.*, 2003). De Vriend (1996) afirmou, há mais de uma década atrás, que ainda não existia um modelo morfológico que servisse todos os propósitos, ou seja, um modelo com capacidade para abranger diferentes escalas espaciais ou temporais, e nem se esperava que num futuro próximo viesse a existir. Assim, dependendo da natureza da aplicação, existem vários tipos de modelos, cada um com as suas vantagens e limitações.

Os modelos de evolução morfológica para as zonas costeiras podem ser classificados de diferentes formas. Estes modelos podem ser agrupados de acordo com as escalas espaciais e temporais que abordam (Figura 2.1), ou seja, os fenómenos cujo modelo é capaz de descrever são classificados relativamente à escala inerente do processo morfodinâmico correspondente (de Vriend, 1996). Este último representa tanto a escala de tempo como a de espaço uma vez que se encontram acopladas, ou seja, fenómenos de larga escala vão evoluir mais devagar que os de pequena escala:

- Microescala (escala de processos) – fenómenos que têm lugar numa escala inferior à do comportamento morfodinâmico correspondente. As preocupações

principais são os processos constituintes (ondas, correntes, transporte de sedimentos). A escala espacial envolvida é de milímetros a metros e a escala temporal de segundos a minutos. A previsão da formação de rugas e de dunas são exemplos de fenómenos que são abordados por esta classe de modelos.

- Mesoescala (escala dinâmica) – fenómenos relacionados com o comportamento morfodinâmico principal, devido à interacção dos processos constituintes com a topografia de fundo. As escalas envolvidas são de metros a quilómetros e de horas a dias. Esta classe de modelos estuda fenómenos como a formação de barras de embocaduras.
- Macroescala (escala de tendência) – fenómenos relacionados com tendências lentas em escalas muito maiores do que as do comportamento morfodinâmico principal. A escala espacial envolvida é da ordem dos quilómetros e a escala temporal de meses a anos. A formação de canais e bancos são exemplos de fenómenos abordados por esta classe de modelos.

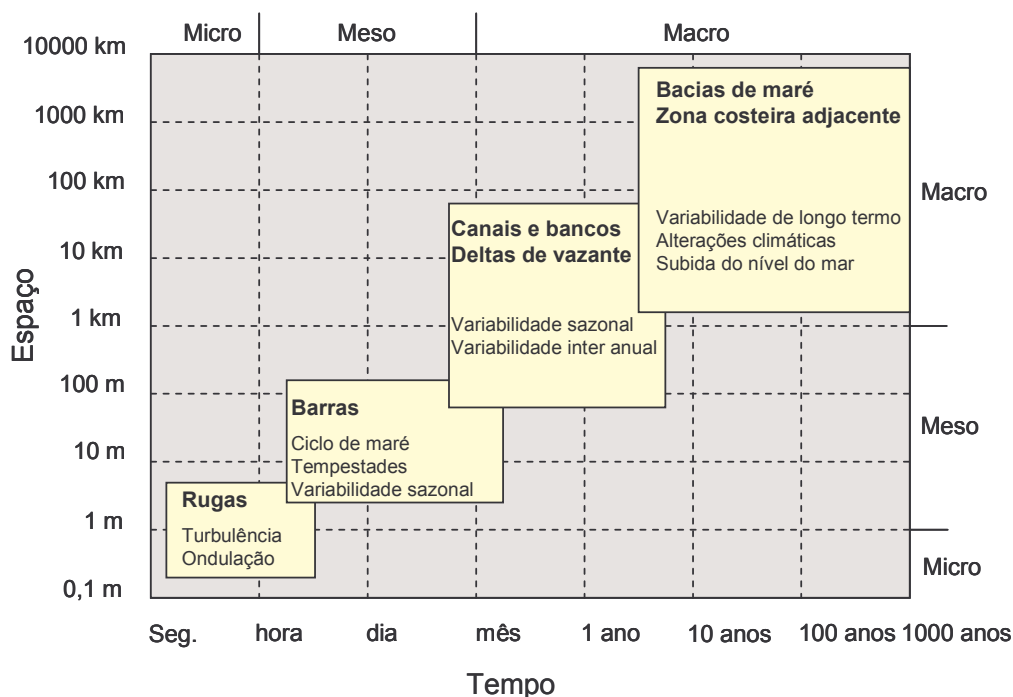


Figura 2.1– Características e principais agentes forçadores dos estuários em função do tempo e do espaço. Adaptado de van Leeuwen (2002).

Contudo, existem actualmente modelos que integram mais do que uma escala (Hanson *et al.*, 2003). Alguns autores efectuam alternativamente classificações baseadas somente num dos tipos de modelos (hidrodinâmico, transporte de sedimentos e ondas). Por exemplo, Nicholson *et al.* (1997) propõe duas classificações dos modelos morfodinâmicos: de acordo com a forma como é tratada

a componente em suspensão do modelo de transporte de sedimentos (modelos em que as taxas de transporte são descritas por expressões empíricas e semi-empíricas e modelos que resolvem a equação de advecção-difusão para o cálculo da concentração dos sedimentos em suspensão) e conforme as dimensões das equações que são resolvidas [modelos unidimensionais horizontais (1DH), unidimensionais verticais (1DV), bidimensionais verticais (2DV), bidimensionais horizontais (2DH), tridimensionais (3D) ou quasi-3D (Q3D)].

A classificação dos modelos de evolução morfológica que será seguida neste trabalho é baseada no tipo de abordagem do modelo e segue a classificação de Fortunato (2006), que por sua vez é baseada na de de Vriend (1996).

2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MODELOS DE EVOLUÇÃO MORFOLÓGICA

Os modelos de evolução morfológica podem ser divididos em seis classes (Fortunato, 2006), cinco das quais são constituídas por modelos numéricos e uma por modelos físicos. De seguida, efectua-se uma descrição mais pormenorizada das classes de modelos numéricos.

- Modelos baseados em dados. Utilizam observações e técnicas estatísticas para prever a evolução sedimentar (por exemplo Różyński, 2005; Kaczmarek *et al.*, 2005). Larson *et al.* (2003) e Southgate *et al.* (2003) apresentam um resumo das técnicas lineares e não lineares utilizadas na análise e modelação da evolução morfológica da costa, numa escala de tempo de anos a décadas. Estes modelos têm como vantagem o baixo custo computacional e a fiabilidade, e como principal desvantagem a necessidade de dados com muita qualidade. Estes modelos são apropriados para análises de macroescala.
- Relações empíricas e semi-empíricas. Baseiam-se em relações entre duas ou mais variáveis que caracterizam o sistema e estão fortemente ligados a observações. A fórmula de O'Brian (1969), o diagrama de Escoffier (1940) e a relação de Allersma (1994) são exemplos de relações utilizadas nesta classe de modelos. A simplicidade de aplicação e o baixo custo computacional são as vantagens da utilização destes modelos. As desvantagens são a baixa precisão e resolução espacial e a pouca informação sobre a evolução temporal. Estas relações são apropriadas para análises de macroescala.

- Modelos idealizados. Baseiam-se em princípios fundamentais da física (conservação de massa, da quantidade de movimento, da energia, etc.), mas utilizam equações de conservação simplificadas (por exemplo, Schuttelaars e de Swart, 1996, 2000; van Leuwen, 2002; Lanzoni e Seminara, 2002). Estes modelos permitem identificar e analisar processos físicos mas só lidam com geometrias simples, dificultando a sua aplicação em casos reais. Estes modelos são adequados para análises de mesoescala e macroescala.
- Modelos agregados. Integram dados de campo com uma descrição agregada dos processos (por exemplo, Bakker e de Vriend, 1995; Kraus, 2000). Baseiam-se em princípios fundamentais da física, mas incluem conhecimentos empíricos do estado de equilíbrio do sistema. Neste tipo de modelos a geometria é simplificada por agregação de um número de elementos morfológicos e os processos são agregados através da inclusão de relações empíricas entre a geometria e as características hidrodinâmicas. Estes modelos permitem efectuar simulações de longo prazo com baixo custo computacional mas são de difícil aplicação, têm uma reduzida resolução espacial e dependem bastante de dados. Estes modelos são adequados para análises de macroescala.
- Modelos baseados em processos (*process-based models*). Baseiam-se em princípios básicos da física e utilizam equações matemáticas para descrever as ondas, as correntes, o transporte de sedimentos e as alterações de fundo (por exemplo os modelos de van Rijn e Meijer, 1988; Katopodi e Ribberink, 1992; Cayocca, 2001; Fortunato e Oliveira, 2004; Lesser *et al.*, 2004; Warner *et al.*, 2008; Bertin *et al.*, 2009). Estes modelos apresentam uma resolução espacial elevada e permitem obter informação detalhada sobre a evolução temporal. Contudo, têm como principal limitação o elevado custo computacional necessário para uma boa representação de todos os processos. Estes modelos podem ser utilizados para análises de microescala e mesoescala. Dado que o modelo morfodinâmico desenvolvido no âmbito desta tese se enquadra nesta classe, será efectuada de seguida uma descrição mais detalhada desta classe de modelos.

Os modelos baseados em processos consistem tipicamente num conjunto de módulos que descrevem a agitação marítima, as correntes e o transporte de sedimentos. Segundo de Vriend e Ribberink (1996), estes modelos podem ser divididos em dois tipos: **modelos de sedimentação/erosão inicial** (*initial sedimentation/erosion models* - ISE), que só calculam as taxas de erosão inicial do

sistema e não consideram os efeitos das alterações da batimetria na hidrodinâmica e na agitação marítima (Figura 2.2a); e os **modelos morfodinâmicos** onde as alterações batimétricas são tidas em consideração e influenciam a hidrodinâmica, a agitação marítima e o transporte de sedimentos (Figura 2.2b).

A inexistência de acoplamento bidireccional entre os vários módulos confere aos modelos de sedimentação/erosão inicial simplicidade, robustez e rapidez. Contudo, quando as alterações morfológicas têm um efeito significativo sobre a hidrodinâmica, a agitação marítima ou o transporte de sedimentos, a utilização deste tipo de modelos não é apropriada. Nestes casos, é conveniente utilizar modelos morfodinâmicos, que incluem um mecanismo de progressão temporal que permite actualizar a hidrodinâmica, a agitação e o transporte de sedimentos à medida que a batimetria se vai alterando.

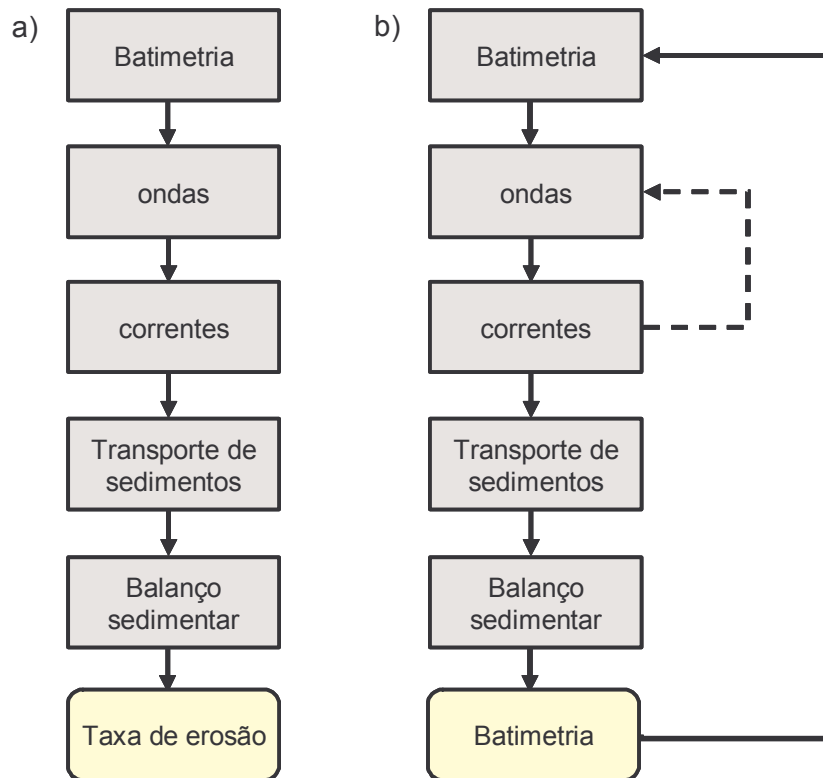


Figura 2.2 – Esquema dos modelos baseados em processos: a) modelos ISE; b) modelos morfodinâmicos (adaptado de Fortunato, 2006).

Neste trabalho, pretende-se desenvolver um modelo para estudar a evolução morfológica, a curto prazo, de estuários, nomeadamente em sistemas de evolução rápida e sistemas sujeitos a eventos extremos (cheias). Os eventos extremos conduzem a alterações morfológicas rápidas (escala de horas a dias) no sistema,

que por sua vez conduzem a alterações significativas na hidrodinâmica. Assim, a modelação deste tipo de eventos requer a utilização de um modelo morfodinâmico.

2.3 MODELOS MORFODINÂMICOS

2.3.1 Descrição geral

Durante as últimas décadas, os modelos morfodinâmicos baseados em processos foram desenvolvidos para simular a interacção entre correntes, ondas, transporte de sedimentos e evoluções batimétricas e para prever o desenvolvimento morfológico. Geralmente, os modelos morfodinâmicos são compostos por vários módulos acoplados (Figura 2.2b): módulo hidrodinâmico, módulo de agitação marítima, módulo de transporte de sedimentos e módulo de actualização do fundo. Para além destes quatro módulos, para prever correctamente os processos de transporte de sedimentos nas zonas costeiras e estuarinas é necessário considerar a influência devido ao acoplamento directo do forçamento das ondas e das correntes (interacção entre ondas e correntes). Uma descrição mais pormenorizada destes módulos será efectuada nas secções seguintes.

A escolha dos módulos que constituem o modelo morfodinâmico e o seu acoplamento deve ser efectuada de acordo com os objectivos em vista (de Vriend e Ribberink, 1996). Assim, a composição do modelo resulta de uma análise que começa com o objectivo do estudo e a identificação dos fenómenos a modelar. Esta análise serve para identificar os processos e os mecanismos relevantes, e estabelecer o tipo de módulos constituintes que são necessários para os descrever. Contudo, a combinação dos módulos constituintes escolhida deve ser balanceada do ponto de vista da eficiência e da precisão (de Vriend, 1987).

O acoplamento entre os vários módulos envolve normalmente dificuldades ao nível do custo computacional e da robustez. Actualmente, já existem alguns modelos hidrodinâmicos e de agitação marítima, que quando utilizados individualmente, não apresentam grandes limitações de custo computacional. Todavia, uma simulação morfodinâmica envolve geralmente um número elevado de simulações de cada um destes modelos, o que implica um custo computacional muito alto. Uma das formas de contornar estas limitações é a utilização de técnicas ou estratégias de

atualização morfológica, para reduzir o tempo de cálculo. Latteux (1995) e Roelvink (2006) apresentam e analisam várias destas técnicas como, por exemplo, simplificações que permitem reduzir o número de situações a serem simuladas (e.g. a aproximação de maré média) e formas de estimar as alterações na hidrodinâmica devido a pequenas alterações batimétricas (e.g. correcção da continuidade).

Uma outra forma de reduzir o tempo de cálculo computacional é a utilização de várias unidades de processamento em simultâneo para efectuar uma dada simulação morfodinâmica. No modelo desenvolvido no âmbito desta tese (MORSELF) optou-se pela paralelização do modelo e a utilização de múltiplos processadores para o cálculo da morfodinâmica. Esta escolha justifica-se pela disponibilidade no Laboratório Nacional de Engenharia Civil de um cluster de computadores denominado MEDUSA, constituído por 67 nós e 268 unidades de processamento.

2.3.2 Módulo hidrodinâmico

Este módulo é composto por um modelo hidrodinâmico que resolve as “equações de águas pouco profundas”, através de métodos numéricos (diferenças finitas, elementos finitos ou volumes finitos), para calcular as velocidades e os níveis da água forçados pelas marés, vento, caudais fluviais e agitação marítima.

Os modelos hidrodinâmicos podem ser classificados, de acordo com as dimensões das equações que são resolvidas, em modelos: unidimensionais horizontais (1DH), unidimensionais verticais (1DV), bidimensionais verticais (2DV), bidimensionais horizontais (2DH) e tridimensionais (3D). A escolha das dimensões das equações a resolver depende dos fenómenos e processos que se pretendem modelar, e das características físicas e geométricas do sistema a modelar.

Os modelos 1DH são utilizados em situações em que uma das dimensões horizontais é muito superior às outras dimensões (e.g. em rios). Os modelos 2DV são aplicados em situações em que o escoamento é uniforme numa das direcções horizontais (lateral), mas com uma variação significativa na direcção vertical (e.g. o escoamento ao longo de uma fossa ou canal de navegação, a circulação induzida pelo vento perpendicular à costa). Os modelos 2DH são utilizados em casos em que o campo do escoamento não apresenta variações significativas na direcção vertical e onde a densidade do fluido é constante (e.g. o fluxos de maré em estuários bem

misturados). Os modelos 3D devem ser aplicados em situações onde o campo do escoamento apresenta variações significativas na direcção vertical (e.g. a intrusão salina em estuários, a descarga de água doce em baías, a circulação induzida pelo vento em lagos, mares e oceanos e o fluxo perto de estruturas).

Em sistemas complexos, como as embocaduras estuarinas ou lagunares, vários processos contribuem para o desvio do perfil vertical da velocidade horizontal de um perfil logarítmico (Lesser *et al.*, 2004). São exemplos desses processos a curvatura, aceleração e desaceleração das correntes, as correntes devidas às ondas e vento, e os gradientes de densidade. Assim, para uma correcta representação da hidrodinâmica nestes sistemas é conveniente utilizar um modelo hidrodinâmico 3D.

2.3.3 Módulo de agitação marítima

Existe uma grande variedade de modelos matemáticos que descrevem a geração, propagação e dissipação das ondas nas zonas costeiras (de Vriend e Stive, 1987). A escolha do modelo de agitação marítima mais apropriado depende principalmente dos processos e mecanismos que se pretendem modelar. Uma revisão do estado da arte dos modelos de agitação marítima é efectuada em Cavaleri *et al.* (2007).

Desde a sua geração pelo vento e até atingirem a costa, as ondas gravíticas de superfície sofrem modificações. Em águas profundas a elevação da superfície livre apresenta uma forma quasi-sinusoidal. As órbitas das partículas de água sob as ondas são quase circulares, apresentando um diâmetro que diminui com a profundidade, de tal modo que a velocidade orbital da partícula junto ao fundo é aproximadamente nula. Com a aproximação da costa e a diminuição progressiva da profundidade as características das ondas modificam-se. As ondas vão abandonando a sua forma sinusoidal, as cristas ficam mais aguçadas e as cavas mais longas e planas, sendo o achatamento da onda ou assimetria horizontal (*skewness*) cada vez mais evidente. Também uma assimetria vertical vai sendo mais notória, com a crista da onda a inclinar-se para a frente à medida que a face precedente aumenta a declividade (Elfrink *et al.*, 2006). As ondas adquirem uma forma instável acabando por rebentar. Em correspondência com as alterações à superfície, as partículas de água movem-se em órbitas cada vez mais elípticas e com uma resultante da velocidade não nula.

A tensão de corte no fundo produzida pelo movimento das ondas conduz ao transporte de sedimentos por arrastamento, começando os sedimentos a rolar e, com o aumento da tensão, a saltar. Quando a turbulência gerada junto ao fundo é suficiente para contrariar a acção estabilizadora da gravidade sobre o sedimento, o sedimento pode sair da camada junto ao fundo e entrar em suspensão.

Nos estuários, a batimetria complexa das embocaduras, com um ou mais canais de vazante e frequentemente um sistema de canal/banco bem desenvolvido, conduz a um campo de ondas muito mais complexo do que o de um troço exposto e ininterrupto de costa (de Vriend e Ribberink, 1996). A energia da onda propaga-se pelos canais, e os bancos originam padrões de refacção complexos. A rebentação da onda e as forças da corrente associadas (gradiente das tensões de radiação) são muito variáveis no espaço e originam padrões de circulação complexos. Assim, para uma melhor representação do campo das ondas nestes sistemas é aconselhável a utilização de um modelo de agitação marítima para águas pouco profundas que considere a refacção pelo fundo e pela corrente, os efeitos não lineares devidos à rebentação, e a difracção no caso de existirem estruturas naturais ou artificiais que limitem a propagação livre das ondas.

No modelo desenvolvido no âmbito desta Tese não se considera o efeito da agitação marítima, o que poderá trazer limitações na modelação das embocaduras dos estuários.

2.3.4 Módulo de transporte de sedimentos

A estimativa da taxa de transporte sedimentar é um dos elementos fundamentais para o estudo das variações da topografia de fundo. Os sedimentos podem ser transportados pela acção de correntes (e.g., correntes de maré ou correntes induzidas pelo vento), pela ondulação ou pela acção combinada das ondas e correntes.

A movimentação dos sedimentos depende das suas características. Os sedimentos são normalmente classificados de acordo com o diâmetro dos grãos: os sedimentos mais finos (silto-argilosos), têm diâmetros inferiores a 0,0625 mm; as areias têm diâmetros entre 0,0625 e 2,0 mm e os grãos com diâmetro superior a 2 mm denominam-se de balastos. As propriedades dos sedimentos finos são fortemente influenciadas pela coesão electroquímica e biológica, sendo frequentemente

denominados de sedimentos coesivos. Os sedimentos mais grosseiros, sem propriedades coesivas e frequentemente denominados de sedimentos não coesivos, podem ser entendidos como partículas individuais que podem interagir entre si, sendo o seu transporte essencialmente dependente da sua dimensão e peso. Apesar de nos estuários normalmente coexistirem sedimentos coesivos e não coesivos, nesta tese só serão abordados os sedimentos não coesivos. Estes dois tipos de sedimentos apresentam propriedades distintas, o que implica a utilização de formulações diferentes para a sua modelação.

A areia é transportada pelos processos básicos de mobilização (*entrainment*), transporte e deposição (Figura 2.3). Estes três processos ocorrem em simultâneo e podem interagir entre eles (Soulsby, 1997).

Os sedimentos depositados no fundo podem entrar em movimento sob a acção do escoamento. Para tal, é necessário que as forças mobilizadoras induzidas pelo escoamento sejam superiores às forças estabilizadoras. As forças mobilizadoras são constituídas por forças de arrastamento horizontais (*drag forces*) e forças verticais (*lift forces*). A força de arrastamento horizontal consiste na força de atrito que o escoamento exerce directamente sobre a superfície da partícula e na força associada ao gradiente de pressão que se estabelece devido ao fenómeno de separação do escoamento em torno de uma partícula de sedimento. Uma partícula de sedimento assente numa superfície é também actuada por uma força vertical resultante da deflexão, sobre o topo da partícula, da curvatura das linhas de corrente. As forças estabilizadoras, força da gravidade e de atrito entre partículas, tendem a manter as partículas na mesma posição. A força da gravidade é representada pelo peso imerso da partícula de sedimento e a força de atrito pelo ângulo de atrito interno da partícula, ocorrendo a entrada em movimento quando o centro de massa da partícula se encontra na vertical do ponto de contacto.

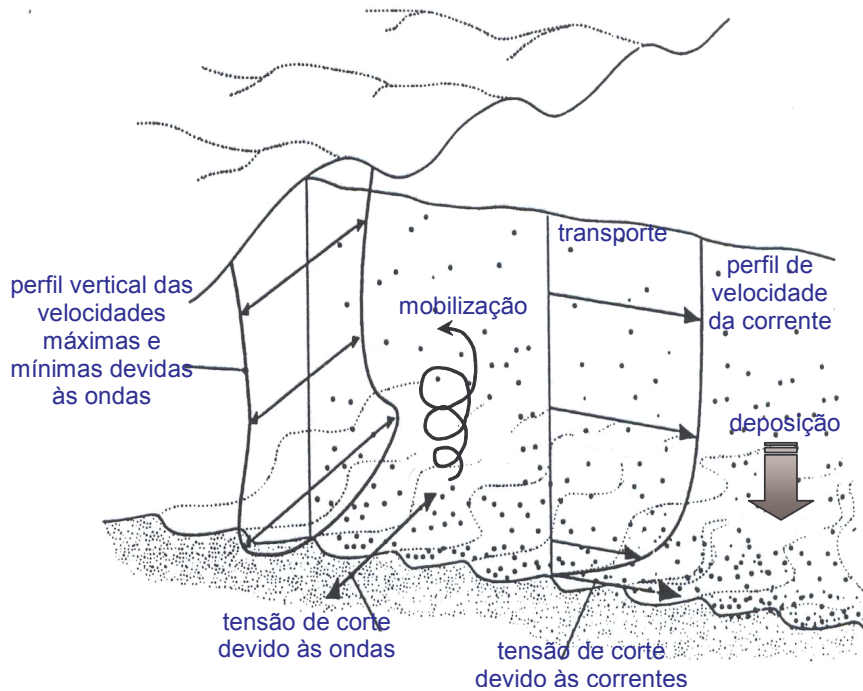


Figura 2.3 – Processos envolvidos no transporte de sedimentos forçado por ondas e correntes (adaptado de Fortunato, 2006).

O início do transporte sedimentar ocorre quando o limiar de entrada de movimento é ultrapassado e as partículas começam a deslocar-se sobre o fundo. Isto acontece quando os valores de tensão tangencial efectiva são superiores ao valor crítico, e as partículas de sedimento começam a rolar, a deslizar e ocasionalmente a saltar numa pequena camada junto ao fundo. Nestas condições, as partículas de sedimento estão continuamente em contacto com o fundo e interagem entre si, logo as forças intergranulares desempenham um papel importante. Este modo de transporte é denominado transporte por arrastamento (*bed load*), modo dominante para escoamentos com velocidades pequenas e para os sedimentos mais grosseiros. A espessura da camada onde o transporte por arrastamento ocorre não é consensual e existem na literatura várias fórmulas para o seu cálculo. Normalmente, a espessura desta camada é estimada como sendo da ordem de 2 a 10 vezes o diâmetro característico dos sedimentos [ver Cao (1999) para uma revisão sobre este assunto].

Quando a turbulência gerada junto ao fundo é suficiente para contrariar a acção estabilizadora da gravidade sobre o sedimento, o sedimento passa a ser transportadas em suspensão, denominando-se este modo por transporte em

suspensão (*suspended load*). As partículas de sedimento em suspensão são suportadas pelo processo de mistura turbulenta na vertical.

A taxa de deposição dos sedimentos que se encontram em suspensão é determinada pela velocidade de queda dos sedimentos (w_s). A velocidade de queda depende de vários parâmetros, sendo os mais importantes a dimensão, a densidade e a forma da partícula, assim como a viscosidade do fluido no qual a partícula se move. Existem várias expressões empíricas que permitem determinar w_s , sendo frequentemente referidas a fórmula de Gibbs *et al.* (1971) para esferas, e as fórmulas de Hallermeier (1981), de van Rijn (1984b) e de Soulsby (1997) para a areia natural. Soulsby (1997) comparou valores da velocidade de queda calculados através das fórmulas citadas anteriormente com resultados experimentais obtidos para areias naturais, concluindo que a sua fórmula é a mais precisa. Mais recentemente, Jiménez e Madsen (2003) propuseram uma nova fórmula baseada no trabalho de Dietrich (1982), a qual mostrou dar também bons resultados comparativamente com outras fórmulas, incluindo a de Soulsby (1997).

A taxa de transporte de sedimento total (q_{tot}) pode ser obtida através da soma das contribuições dos modos de transporte de sedimento por arrastamento e em suspensão. Existem várias fórmulas para prever o transporte de sedimentos por arrastamento, em suspensão e total, baseadas em diferentes aproximações e conceitos. A utilização da fórmula mais apropriada para um certo domínio deve considerar principalmente a adequabilidade do problema que se pretende resolver com as condições para as quais as fórmulas foram desenvolvidas.

Um grande número de modelos hidrodinâmicos e de transporte de sedimentos têm vindo a ser desenvolvidos nas três últimas décadas (Rodi, 2006). Revisões extensivas dos diferentes modelos hidrodinâmicos / transporte de sedimentos podem ser encontradas em ASCE (2008) e Papanicolaou *et al.* (2008).

Existem na literatura várias classificações dos modelos de transporte de sedimentos. Por exemplo Dohmen-Janssen (1999) classifica os modelos em 3 grupos: modelos integrados no tempo (*time-averaged*), modelos quase estacionários e modelos não estacionários. Van der Werf (2003) acrescenta à classificação anterior um quarto grupo, o dos modelos semi-não estacionários. Neste trabalho optou-se por classificar os modelos de transporte de sedimentos em dois grupos: modelos empíricos e semi-empíricos e modelos baseados na equação de transporte.

Modelos empíricos e semi-empíricos

São modelos baseados em formulações empíricas ou semi-empíricas que relacionam o caudal sólido com as características do escoamento, do sedimento e do fluido. Estas formulações foram derivadas para aplicações em escoamentos estacionários ou quase estacionários só, sob correntes (Engelund e Hansen, 1967, van Rijn, 1984c; Karim Kennedy, 1990), só sob ondas (Bailard, 1991; Dibajnia e Watanabe, 1992) ou sob ondas e correntes (Bijker, 1967; Bailard, 1981, Silva *et al.*, 2006). Existem formulações que permitem calcular o transporte de sedimento total (Engelund e Hansen, 1967; Ackers e White, 1973), só o transporte por arrastamento (Meyer-Peter e Muller, 1948; Nielsen, 1992; van Rijn, 1984a; Camenem e Larson, 2005) e só o transporte em suspensão (van Rijn, 1984b). As derivações foram baseadas em análises teóricas, validadas com experiências de laboratório e dados de campo, e a parametrização baseada em dados. Estas fórmulas têm vindo a ser utilizadas em várias aplicações e têm sido testadas através da sua comparação com dados medidos em canais artificiais, rios e zonas costeiras.

Estes modelos devem ser aplicados quando existe um equilíbrio dinâmico entre a deposição dos sedimentos e a sua ressuspensão. Normalmente são modelos simples e computacionalmente pouco exigentes e por isso frequentemente utilizados em estudos de engenharia.

A grande limitação da utilização destes modelos, para o cálculo do transporte de sedimentos em estudos de engenharia, é o conhecimento da sua precisão. A precisão dos modelos pode ser estimada através de comparações entre os resultados dos modelos e dados de campo ou de laboratório. Geralmente, os erros são estimados através de comparações com dados de laboratório, onde as condições de ensaio são conhecidas com rigor. Contudo, a aplicação de modelos em estudos de engenharia está normalmente longe desta situação ideal, o que dificulta a estimativa da precisão dos modelos. Assim, para minimizar os erros e consequentemente melhorar os resultados dos estudos de engenharia é fundamental conhecer e compreender as fontes de erro das várias fórmulas de transporte de sedimentos.

Com o intuito de contribuir para uma melhor compreensão das fontes de erro das fórmulas de transporte de sedimentos é efectuada, no Capítulo 3 desta tese, uma análise de sensibilidade de algumas fórmulas empíricas de transporte de sedimentos para escoamentos permanentes, relativamente aos principais

parâmetros físicos de que dependem (e.g., velocidade, profundidade, diâmetro dos sedimentos). Através desta análise pretende-se conhecer melhor os limites de previsibilidade das fórmulas de transporte de sedimentos e quantificar os erros introduzidos na estimativa dos fluxos de sedimentos devido a imprecisões e incertezas nas propriedades físicas de entrada.

Modelos baseados na equação de transporte

Perto do fundo, os fluxos de sedimentos ajustam-se rapidamente às variações das condições hidráulicas, pelo que o transporte por arrastamento pode ser modelado através de modelos empíricos. Pelo contrário, o transporte em suspensão geralmente não é determinado apenas pelas condições instantâneas e locais devido ao gradual ajuste do perfil de concentração vertical (ao equilíbrio) durante a sedimentação ou erosão. Estes efeitos de desfasamento da concentração no tempo e no espaço em relação ao escoamento, e conseqüentemente do modo em suspensão, têm uma importante influência de amortecimento (decaimento) na variação do nível do fundo (de Vriend, 1988). Assim, para a simulação do transporte de sedimento em suspensão é recomendado a utilização de um modelo numérico que resolva um conjunto de equações que descrevam os processos de difusão e de advecção (por exemplo, Lou e Ridd, 1997, Lesser *et al*, 2004; Warner *et al.*, 2008).

Os modelos baseados na equação de transporte devem ser aplicados quando não existe um equilíbrio dinâmico entre a deposição dos sedimentos e a sua ressuspensão, e o caudal sólido está em desequilíbrio. Os vários modelos existentes diferem principalmente nas condições fronteira de fundo (fronteira entre o modo de transporte em suspensão e o modo de transporte por arrastamento), nos esquemas de fecho de turbulência e na fórmula utilizada no cálculo do transporte por arrastamento. Também existem diferenças numéricas (e.g., diferenças finitas, elementos finitos ou volumes finitos) e diferenças físicas (e.g., modelos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais). Quando comparados com os modelos empíricos, estes modelos são relativamente difíceis de utilizar, os cálculos detalhados requerem um maior conhecimento dos vários processos de transporte e exigem elevado tempo computacional.

A escolha das equações do modelo depende da escala de processos que se pretende resolver e do período de simulação que se pretende efectuar. Os modelos

podem ser divididos em modelos de advecção-difusão 2D Horizontais (por exemplo de Vriend, 1987), 2D Verticais (por exemplo, Van Rijn, 1986; Celik e Rodi, 1988, Zhang e Liu, 2007), quasi-3D (por exemplo, Nadaoka *et al.*, 1991; Katopodi e Ribberink, 1992; Lou e Ridd, 1997) e 3D (por exemplo, van Rijn e Meijer, 1986; O'Connor e Nicholson, 1988; Lesser *et al.*, 2004; Warner *et al.*, 2008; Ferrarin *et al.*, 2010). Os modelos 2DV, quasi-3D e 3D são mais apropriados para problemas onde a variação nas condições hidrodinâmicas tem lugar em escalas de tempo e espaço mais curtas do que as escalas de ajustamento do sedimento em suspensão. Os modelos 2DH são aplicáveis nos casos em que as variações nas condições hidrodinâmicas são frequentemente mais graduais, isto é, com escalas de tempo e espaço semelhantes ou maiores do que as escalas de ajustamento do sedimento em suspensão (Katopodi e Ribberink, 1992).

Nos estuários, em particular nos sistemas de evolução rápida e nos sistemas sujeitos a eventos extremos, podem ocorrer modificações morfológicas rápidas, o que normalmente implica que o caudal sólido está em desequilíbrio. A existência de velocidades muito superiores às habituais origina rápidas variações espaciais das capacidades de transporte e conseqüentemente um desequilíbrio no transporte, que impede a utilização de modelos empíricos e modelos 2DV e 2DH. Assim, o cálculo da taxa de transporte de sedimentos nestes sistemas requer a utilização de um modelo de transporte de sedimentos baseado na equação de transporte, do tipo 3D ou quasi-3D.

Os modelos quasi-3D e 3D diferem essencialmente na forma como é resolvida a direcção vertical. Nos modelos quasi-3D, as equações 3D são reduzidas a 2D através da utilização de soluções simplificadas do perfil de concentrações, normalmente soluções assintóticas, para resolver a direcção vertical (por exemplo, Katopodi e Ribberink, 1992; Lou e Ridd, 1997; Shapiro, 2004).

2.3.5 Módulo de actualização de fundo

Nos modelos morfodinâmicos a evolução do fundo, devido ao transporte de sedimento, é calculada através da equação de continuidade de fundo ou equação de Exner com a adição de dois termos relacionados com o sedimento em suspensão:

$$(1-p)\frac{\partial z_b}{\partial z} + E - D + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

onde z_b é a elevação do fundo, p é a porosidade do material do fundo, E é o fluxo de erosão, D é o fluxo de deposição e q_{bx} e q_{by} as componentes do transporte por arrastamento nas direcções x e y , respectivamente.

Os vários modelos existentes diferem essencialmente no esquema numérico utilizado para resolver a equação de continuidade de fundo, sendo os mais utilizados os esquemas *upwind* e Lax-Wendroff. A utilização de esquema *upwind* é frequente quando as equações são resolvidas em malhas estruturadas, mas só recentemente é que estes métodos foram estendidos para as malhas não estruturadas (Delis e Papoglou, 2008; Liu *et al.*, 2008; Castro Diaz *et al.*, 2009; Canestrelli *et al.*, 2010; Benkhaldoun *et al.*, 2010).

Em alguns casos, particularmente em simulações de longo prazo, a resolução desta equação introduz alguns problemas numéricos que podem levar ao aparecimento de oscilações na batimetria. As soluções propostas para a resolução destes problemas passam pela utilização de esquemas sofisticados de integração temporal (Tanguy *et al.*, 1993; Fortunato e Oliveira, 2007), de filtros numéricos (Johnson e Zyserman, 2002; Callaghan *et al.*, 2006) e da introdução de um termo difusivo (Rahka e Kampuis, 1997; Cayocca, 2001; Antunes do Carmo e Seabra-Santos, 2002) na equação de continuidade de fundo. Contudo as soluções disponíveis não são totalmente satisfatórias. Hudson *et al.* (2005), considera que as oscilações numéricas provêm da utilização na discretização temporal das equações por métodos do tipo de Lax-Wendroff e propõe a utilização de métodos de correcção de fluxo. Long *et al.* (2008) discutem a utilização de vários esquemas para a simulação das variações de fundo e concluem que o esquema de Euler-WENO é o que apresenta melhores resultados em termos de precisão e estabilidade. Contudo, ainda é necessário efectuar mais testes para avaliar a capacidade deste tipo de esquemas em simulações de casos reais.

2.3.6 Interacção entre ondas e correntes

Nas regiões costeiras e estuarinas, as ondas e as correntes coexistem frequentemente, formando um agente eficaz para resuspender e transportar os sedimentos na água. Para prever correctamente os processos de transporte de

sedimentos nas zonas costeiras, em particular nas embocaduras, é assim necessário considerar a influência conjunta do forçamento das ondas e das correntes num modelo de previsão.

Os campos das ondas e das correntes interagem mutuamente através de vários mecanismos (Soulsby *et al.*, 1993): refração das ondas por correntes; modificação da cinemática da onda pelas correntes; geração pelas ondas de transporte de massa ou correntes (*steady-streaming*); geração de correntes pelas ondas através dos gradientes das tensões de radiação; aumento do atrito de fundo “sentido” pelas correntes, devido a interacções com a camada limite da onda; aumento das tensões de atrito de fundo e dissipação de energia das ondas, devido a interacções com a camada limite da corrente.

A presença combinada das ondas e das correntes condiciona os processos associados ao transporte sedimentar e, por isso, qualquer previsão deste transporte é limitado pela capacidade de previsão e simulação da interacção entre ondas e correntes. As ondas e as correntes interagem de forma não linear, pelo que a tensão de corte resultante é superior à que resultaria de uma simples soma das tensões de corte das ondas e correntes. Enquanto a estrutura do escoamento associado à onda não é afectada pela presença de uma corrente média, o perfil vertical da velocidade da corrente média na camada limite de fundo é modificado pela presença de ondas (Nielsen, 1992). Junto ao fundo, a velocidade da corrente média tende a diminuir devido ao efeito das ondas, diminuição esta que depende da amplitude da velocidade orbital da onda. Na camada limite de fundo, a interacção entre as ondas e as correntes é também observada a nível dos valores da tensão de corte exercida no fundo.

No modelo desenvolvido nesta tese esta componente não será utilizada, uma vez que o efeito da agitação marítima não é considerado.

2.4 MODELOS MORFODINÂMICOS 3D

Como descrito anteriormente, os modelos morfodinâmicos são compostos por vários módulos acoplados (hidrodinâmico, agitação marítima, transporte de sedimentos e actualização de fundo) e a escolha do tipo de módulos que constituem um modelo

morfodinâmico resulta da análise do objectivo do estudo, da identificação dos fenómenos a modelar e da identificação dos processos e mecanismos relevantes.

Com o MORSELFE, modelo desenvolvido no âmbito desta Tese, pretende-se estudar a evolução morfológica, a curto prazo, de estuários, nomeadamente em sistemas de evolução rápida e sistemas sujeitos a eventos extremos (cheias). Os eventos extremos conduzem a alterações morfológicas rápidas (escala de horas a dias) e pontuais no sistema, que por sua vez conduzem a alterações significativas na hidrodinâmica. A ocorrência de modificações morfológicas rápidas também implica normalmente que o caudal sólido ocorre em desequilíbrio. Para simular este tipo de eventos é necessário utilizar modelos 3D. Assim, o modelo numérico desenvolvido no âmbito desta Tese, e descrito no Capítulo 4, é um modelo morfodinâmico 3D, ou seja, o módulo hidrodinâmico é composto por um modelo 3D, o módulo de transporte de sedimentos é constituído por um modelo 3D de advecção-difusão e o módulo de actualização de fundo resolve a equação de Exner. O modelo desenvolvido só considera o transporte de sedimentos não coesivos e não entra em consideração com o efeito da agitação marítima.

Ao efectuar uma pesquisa sobre modelo 3D morfodinâmicos, com características semelhantes ao MORSELFE, verifica-se que existe um número reduzido deste tipo de modelos. Este número aumenta se a pesquisa for alargada aos modelos quasi-3D (por exemplo, MIKE3D¹, ECOMSed², TELEMAC3D³). As principais diferenças entre os modelos 3D e quasi 3D decorrem da forma como é resolvida a direcção vertical. Nos modelos quasi-3D a direcção vertical é resolvida através da utilização de soluções simplificadas do perfil de concentração de sedimentos.

¹http://www.mikebydhi.com/~media/Microsite_MIKEbyDHI/Publications/PDF/M213_ST_FM_ShortDescription.ashx

²http://www.hydroqual.com/ehst_ecomsed.html

³http://www.telemacsystem.com/index.php?option=com_jdownloads&Itemid=31&task=viewcategory&catid=14&lang=en

Quadro 2.1 – Resumo das características dos modelos morfodinâmicos 3D.

Nome	Método numérico	Malha horizontal	Malha vertical	Modo de transporte	Tipo de sedimentamento	Agitação marítima	Referência
ROMS	Diferenças finitas	Ortogonalis curvilíneas	Coordenadas s	Suspensão e arrastamento	Não coesivo	Sim	Warner <i>et al.</i> (2008)
Delft 3D	Diferenças finitas	Cartesianas rectangulares ou Ortogonalis curvilíneas ou esféricas	Coordenadas σ	Suspensão e arrastamento	Coesivo e não coesivo	Sim	Lesser <i>et al.</i> (2004)
MOHID	Volumes finitos	Ortogonalis	Coordenadas σ, z , isopícnicas	Suspensão e arrastamento	Coesivo e não coesivo	Sim	Cancino e Neves (1999); Trancoso <i>et al.</i> (2009)
SHYFEM + SEDTRANS05	Elementos finitos	Triangulares não estruturadas	Coordenadas z	Suspensão e arrastamento	Coesivo e não coesivo	Não	Ferrarin <i>et al.</i> (2010)
MORSELFE	Volumes finitos	Triangulares não estruturadas	Coordenadas s e z	Suspensão e arrastamento	Não coesivo	Não	

Uma das dificuldades encontradas durante a pesquisa bibliográfica foi a obtenção de informação actualizada da formulação dos modelos. Normalmente existe informação sobre a formulação inicial do modelo mas não existe informação sobre as actualizações efectuadas ao longo do tempo. Apesar da informação prestada poder não ser a mais actual, apresenta-se no Quadro 2.1 um resumo dos modelos morfodinâmicos 3D existentes, incluindo o MORSELFÉ, com alguma informação relevante sobre as suas principais características e indicação do artigo de referência do modelo. Nos casos em que não se encontrou um artigo de referência actualizado indica-se o endereço da página da Internet.

Efectuando uma comparação entre o modelo MORSELFÉ e os outros verifica-se que existem algumas diferenças. Dos modelos apresentados o MORSELFÉ e SHIFEN+SEDTRANS05 são os únicos que utilizam malhas não estruturadas. A vantagem de uma malha não estruturada é a sua flexibilidade em se aumentar a resolução da malha, permitindo um melhor ajuste da malha à linha de costa em zonas com topografia complicada e linhas de costa irregulares ou em zonas de especial interesse (Jones e Davies, 2007). Em relação às coordenadas verticais o MORSELFÉ é o único que utiliza coordenadas s e z : o ROMS utiliza somente coordenadas s , e todos os outros utilizam σ . As coordenadas s são similares às coordenadas σ mas com uma flexibilidade adicional, a resolução vertical pode ser ajustada para permitir uma maior resolução junto ao fundo e à superfície (Song e Haidvogel, 1994). A possibilidade de utilizar uma maior resolução junto ao fundo pode ser bastante importante nas simulações de transporte de sedimentos. Contudo o MORSELFÉ não considera o efeito da agitação marítima nem simula o transporte de sedimentos coesivos como a maioria dos outros modelos apresentados.

Ao efectuar uma pesquisa sobre a aplicação de modelos morfodinâmicos 3D a sistemas reais verifica-se que existem poucos artigos publicados (Lesser *et al.*, 2004; Blaas *et al.*, 2007; Warner *et al.*, 2008; Hu *et al.*, 2009; Ferrarin *et al.*, 2010). Uma das dificuldades é a obtenção de dados de sedimentos para calibração e validação dos modelos nestes sistemas, não só devido ao custo das medições mas também ao tipo de dados necessários para efectuar uma calibração e validação razoável. Contudo, o desenvolvimento que se tem assistido nos últimos anos ao nível dos aparelhos de medição leva a crer que este problema pode ser ultrapassado dentro de poucos anos. Porém o número escasso de artigos de aplicação a sistemas reais mostra que ainda há um caminho a percorrer para generalizar o uso destes modelos.

3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ÀS FÓRMULAS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NÃO COESIVOS

3.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo apresenta-se uma análise de sensibilidade às fórmulas de transporte de sedimentos não coesivos para escoamentos permanentes que corresponde à tradução adaptada do artigo *Sensitivity analysis of non-cohesive sediment transport formulae* publicado em 2006 na *Continental Shelf Research* (Pinto *et al.*, 2006), elaborado no âmbito desta tese.

Os modelos numéricos, baseados na representação de processos físicos e em fórmulas empíricas, são ferramentas cada vez mais utilizadas na avaliação dos fluxos de sedimentos, tanto para a análise de tendências naturais de evolução como para a previsão dos efeitos de intervenções humanas. Contudo, a quantificação destes fluxos de sedimentos tem normalmente associados erros da ordem de um factor de 2 ou superiores no caso de transporte devido a correntes, e erros muito superiores no caso de transporte devido a ondas e correntes (Eidsvik, 2004). Assim, a quantificação destes erros e a compreensão das suas fontes é vital para a qualidade e fiabilidade da aplicação dos modelos numéricos a estudos de engenharia costeira.

Existem várias fórmulas de transporte para calcular fluxos de sedimentos (Camenen e Larroudé, 2003). Apesar de se obterem resultados diferentes com as várias fórmulas, não é ainda simples seleccionar a fórmula mais apropriada para um dado problema (Huntley e Bowen, 1989). Assim, a precisão dos modelos computacionais de transporte de sedimentos continua a ser uma preocupação (ASCE TCCMSTP, 2004).

Existem na literatura alguns estudos comparativos entre dados e resultados da aplicação de fórmulas de transporte de sedimentos. Van Rijn (1990) comparou três fórmulas diferentes com dados obtidos em rios, apresentando os resultados em termos do quociente entre os fluxos sedimentares calculados e os medidos. O método de van Rijn (1984a,b,c) conduziu aos melhores resultados, com 76% dos fluxos calculados diferindo dos medidos por um factor inferior a 2. Numa

comparação semelhante, Cardoso e Neves (1994) compararam os resultados de 10 fórmulas diferentes, incluindo quatro das analisadas na presente Tese, tendo obtido melhores resultados com a fórmula de Karim e Kennedy (1990). Contudo, em ambos os estudos a fonte dos erros não foi investigada. A inclusão das ondas no processo de transporte aumenta os erros: numa comparação entre os resultados da fórmula de Bijker (Bijker, 1971) e dados de três zonas costeiras, Davies e Villaret (2002) mostraram que a incerteza era da ordem de um factor de 5 ou superior.

Estudos semelhantes foram efectuados para modelos numéricos. Uma comparação dos resultados de um modelo numérico com dados de laboratório, de campo e a fórmula de Bailard (Bailard, 1981) mostraram uma incerteza semelhante entre os modelos e a fórmula empírica (Soulsby, 1995). Esta conclusão foi confirmada por Davies e Villaret (2002), numa comparação entre um modelo, a fórmula de Bijker (1971) e dados. Assim, ambos os estudos sugerem que modelos baseados em processos e fórmulas empíricas apresentam limitações semelhantes.

A identificação das fontes de erro em transporte de sedimentos tem sido alvo de alguns estudos. Camenen e Larroudé (2003) mostram que as fórmulas de transporte de sedimentos são muito sensíveis a pequenas alterações na dimensão dos grãos de sedimento, nas correntes e na assimetria da onda, o que sugere que pequenos erros nestas propriedades, comuns em estudos de engenharia, podem afectar significativamente os resultados. Ruessink (2005) observa que a interdependência dos parâmetros afecta a previsão da incerteza dos modelos. Eidsvik (2004) conclui que, quando não estão disponíveis dados de campo e as características do escoamento e dos sedimentos têm que ser estimadas, o erro mínimo no transporte de sedimentos é de um factor de 5. Em escoamentos dominados pela maré, os erros dos modelos hidrodinâmicos na representação de algumas constituintes não lineares podem também ter consequências significativas na precisão dos fluxos de sedimentos calculados (Fortunato, 2007). Algumas metodologias para a análise estatística da dependência dos erros do transporte de sedimentos nos parâmetros de entrada foram propostas (Bechteler e Maurer, 1990; Chang *et al.*, 1993) mas a sua aplicação foi limitada.

Uma fonte de erro adicional em transporte de sedimentos é a estimativa incorrecta das dimensões das formas de fundo e da rugosidade de fundo (Davies e Villaret, 2002). Comparações entre as dimensões das rugas calculadas com três fórmulas diferentes, com dados de laboratório e com dados de campo mostram que a precisão destas fórmulas é limitada (Grasmeijer, 2002). Comparações entre

resultados de modelos e dados de campo mostram uma maior precisão para casos que envolvem fundos planos do que para casos que envolvem fundos com rugas (Davies *et al.*, 2002). Este resultado foi confirmado pela análise teórica de Eidsvik (2004). Para os modelos numéricos, a resolução espacial e temporal são fontes de erro adicionais. De acordo com Eidsvik (2004), a utilização de diferentes resoluções espaciais e temporais consideradas “razoáveis” pode resultar em diferenças de 100% nos caudais sólidos.

Para além dos erros dos modelos discutidos anteriormente, a avaliação dos fluxos de sedimentos em aplicações de engenharia é afectada por imprecisões nos parâmetros de entrada. Estas imprecisões incluem erros de outros modelos (por exemplo, erros no campo das velocidades calculado por um modelo hidrodinâmico), aproximações dos modelos (por exemplo, características dos sedimentos admitidos como espacialmente constantes), insuficiência de dados (por exemplo, valores de diâmetro de sedimentos baseados em dados limitados).

Neste capítulo é analisada a forma como os erros nos parâmetros de entrada das fórmulas afectam a previsão dos fluxos de sedimentos, através da análise analítica e numérica de quatro fórmulas de transporte total de sedimentos para escoamentos permanentes e de uma fórmula de transporte de sedimentos por arrastamento. Através dos resultados desta análise pretende-se conhecer melhor os limites de previsibilidade das fórmulas de transporte de sedimentos e quantificar os erros introduzidos na estimativa dos fluxos de sedimentos, devido a imprecisões nas propriedades físicas de entrada.

Na secção 3.2 descrevem-se as metodologias adoptadas e as propriedades físicas analisadas. A análise analítica da fórmula de Engelund-Hansen (Engelund e Hansen, 1967) e a validação da abordagem numérica é efectuada na secção 3.3. Na secção Análise Numérica é avaliada a contribuição dos erros das propriedades físicas para os erros globais dos fluxos de sedimentos. Na secção final são sintetizadas as principais conclusões.

3.2 METODOLOGIA

As fórmulas empíricas relacionam o fluxo de sedimentos, q , com propriedades físicas e podem ser escritas como:

$$q = q(\theta_1, \dots, \theta_n) \quad (2)$$

onde θ_n são propriedades físicas que descrevem os sedimentos, o fluido forçador ou o seu estado. De forma a quantificar o efeito de erros nas propriedades físicas no fluxo de sedimentos, cada uma destas propriedades é escrita como uma variável estocástica, definida por uma dada distribuição estatística. Esta informação é utilizada na equação (2) para determinar a estatística de q , o fluxo estimado.

Nas fórmulas de transporte simples, como a proposta por Engelund e Hansen (1967), a estatística de q pode ser calculada analiticamente. A complexidade de outras fórmulas não permite uma análise analítica, sendo necessário utilizar o método de Monte Carlo. Para a fórmula de Engelund e Hansen (EH) os erros são calculados através de uma análise analítica, e em todas as outras fórmulas definidas mais à frente os erros são calculados utilizando uma aproximação de Monte Carlo. A abordagem numérica é validada através da comparação entre os resultados analíticos e numéricos obtidos com a fórmula de EH.

O método de Monte Carlo é um algoritmo que utiliza números aleatórios para resolver vários tipos de problemas computacionais. O objectivo deste método é simular um modelo existente (uma equação no presente caso) através da geração de números aleatórios para cada propriedade física de entrada, utilizando um grande número de amostras, e em seguida realizar os cálculos necessários para prever a resposta de saída. Isto é normalmente efectuado utilizando um modelo computacional com geração de números aleatórios. A principal vantagem da aproximação de Monte Carlo é a sua capacidade de lidar de uma forma simples com equações complexas.

Para realizar as simulações de Monte Carlo, foram efectuados os seguintes passos:

- Selecção da distribuição estatística das propriedades físicas;
- Escolha das fórmulas de transporte de sedimentos a simular;
- Identificação das propriedades físicas a analisar;
- Definição dos intervalos e dos valores de referências adequados das propriedades físicas;
- Definição do número de cálculos de fluxo de sedimentos para cada simulação de Monte Carlo;

- Selecção da medida de erro para a análise.

Uma descrição detalhada destes passos é efectuada de seguida.

3.2.1 Distribuição estatística

A aplicação do método de Monte Carlo requer que o sistema físico (ou matemático) possa ser descrito por funções de densidade de probabilidade. No presente estudo, escolheu-se uma distribuição de probabilidade uniforme para descrever cada uma das propriedades físicas de entrada. Em vez da distribuição uniforme, poder-se-ia utilizar uma distribuição gaussiana mas seria necessário truncar a distribuição, utilizando valores arbitrários, de forma a prevenir a existência de valores não realistas (e.g. negativos). A densidade de probabilidade de uma distribuição uniforme é uma constante diferente de zero num intervalo (a,b) , e zero fora desse intervalo. O parâmetro estocástico, X , é determinado pelos limites a e b , e por uma distribuição uniforme, $W(0,1)$:

$$X = (b - a) * W(0,1) + a \quad (3)$$

Os limites a e b estão relacionados com a média μ e com o coeficiente de variação $\alpha = \sigma/\mu$ (quociente entre o desvio padrão e a média) da variável X como:

$$a = \mu(1 - \alpha\sqrt{3}); \quad b = \mu(1 + \alpha\sqrt{3}) \quad (4)$$

Substituindo (4) em (3), cada propriedade física é escrita como uma variável aleatória, determinada pela sua média e o seu coeficiente de variação:

$$X = \mu(\alpha\sqrt{3}(2W(0,1) - 1) + 1) \quad (5)$$

A variável X tem os seguintes intervalos:

$$\begin{cases} [0,98\mu, 1,02\mu] & \text{para } \alpha = 0,01 \\ [0,65\mu, 1,35\mu] & \text{para } \alpha = 0,2 \end{cases} \quad (6)$$

3.2.2 Selecção das fórmulas de transporte de sedimentos e das propriedades físicas

Para o cálculo do transporte total devido a correntes foram seleccionadas quatro fórmulas de transporte de sedimentos: EH - Engelund e Hansen (1967), AW - Ackers e White (1973), VR - van Rijn (1984a, b, c) e KK - Karim e Kennedy (1990). Estas fórmulas e os seus limites de aplicabilidade são de seguida brevemente descritas.

Engelund e Hansen (1967) propuseram uma fórmula para calcular directamente o transporte total, dada por:

$$q_s = 0,05 \frac{\bar{u}^5}{(s-1)^2 g^{0,5} d_{50} c^3} \quad (7)$$

onde \bar{u} é a velocidade média do escoamento, $s = \rho_s / \rho_w$ é a densidade específica, g é a aceleração da gravidade, d_{50} é o diâmetro dos sedimentos e c é o coeficiente de Chézy. De acordo com os autores, esta fórmula só pode ser aplicada quando $d_{50} > 0,15$ mm e o desvio padrão da distribuição granulométrica é menor do que 2.

Ackers e White (1973) desenvolveram uma função para calcular o fluxo de sedimentos, baseada em experiências com sedimentos uniformes, estabelecendo:

$$q_s = \frac{skd_{35}}{d} \left(\frac{\bar{u}}{u_*} \right)^n \left(\frac{F_{gr} - A}{A} \right)^m \quad (8)$$

$$F_{gr} = \frac{u_*}{\sqrt{gd_{35}(s-1)}} \left[\frac{\bar{u}}{\sqrt{32 \log(10H/d_{35})}} \right]^{1-l} \quad (9)$$

onde F_{gr} é o número de mobilidade do sedimento, $u_* = \bar{u} \sqrt{g}/c$ é a velocidade de atrito no fundo, A é o valor de F_{gr} na inicialização do movimento; k , l e m são coeficientes empíricos e H é a profundidade. Os valores de A , k , l e m foram obtidos através de estudos experimentais que mostram como estes parâmetros variam com o diâmetro adimensional da partícula, $d_{gr} = d_{35} [g(s-1)/\nu_a^2]^{1/3}$, onde ν_a é a viscosidade cinemática do fluido. Se $d_{gr} > 60$ então $l = 0$, $m = 1,50$, $A = 0,17$, $k = 0,025$ e se $1 < d_{gr} \leq 60$ então $l = 1,00 - 0,56 \log d_{gr}$, $m = (9,6/d_{gr}) + 1,34$, $A = (0,23/\sqrt{d_{gr}})$, $\log k = 2,86 \log d_{gr} - (\log d_{gr})^2 - 3,53$. A equação (8) é aplicável a misturas de sedimentos com $d_{gr} > 1$, isto é, d_{35} acima de cerca de 0,04 mm.

A fórmula de van Rijn (1984 a, b) é válida para transporte por arrastamento e em suspensão e pode ser aplicada em casos em que o diâmetro dos sedimentos varie entre 0,2 e 2,0 mm. O transporte total é calculado como:

$$q_s = 0,053[(s-1)g]^{0,5} \frac{d_{50}^{1,5}}{D_*^{0,3}} T_a^{2,1} + FHC_a \bar{u} \quad (10)$$

$$F = \frac{\left[\frac{a}{H}\right]^b - \left[\frac{a}{H}\right]^{1,2}}{\left[1 - \frac{a}{H}\right]^b [1,2 - b]} \quad (11)$$

$$C_a = \frac{0,015 d_{50} T_a^{1,5}}{a D_*^{0,3}} \quad (12)$$

onde $D_* = d_{50} \left(\frac{(s-1)g}{\nu_a} \right)^{1/3}$ é o diâmetro dos sedimentos adimensional,

$T_a = (\tau_{b,c} - \tau_{cri}) / \tau_{cri}$ é a tensão de corte no fundo adimensional, $\tau_{b,c} = \rho_w u_*^2$ é a tensão de corte no fundo, $u_* = \bar{u} \sqrt{g} / c'$ é a velocidade de atrito no fundo com $c' = 18 \log(12H/3d_{90'})$, $\tau_{cri} = (\rho_s - \rho_w) g d_{50} \theta_{cri}$ é a tensão de corte crítica, $b = w_s / \kappa_0 u_*$ é o parâmetro de suspensão, w_s é a velocidade de queda do sedimento, κ_0 é a constante de von Kármán, e C_a é a concentração de sedimento no nível de referência a . O primeiro e segundo termo do lado direito da equação (10) representam o transporte por arrastamento e em suspensão, respectivamente.

Karim e Kennedy (1990) propuseram uma formulação para calcular directamente o transporte total:

$$q_s = 10^{-2,821+3,369 \log(X1)+0,840 \log(X2)} \sqrt{(s-1)gd_{50}^3} \quad (13)$$

$$X1 = \bar{u} / \sqrt{(s-1)gd_{50}}; \quad X2 = (u_* - u_{*c}) / \sqrt{(s-1)gd_{50}} \quad (14)$$

Com excepção da fórmula de van Rijn, todas as outras fórmulas apresentadas utilizam o coeficiente de atrito de Chézy (c) no cálculo do coeficiente de atrito de fundo, $u_* = \bar{u} \sqrt{g} / c$.

As propriedades físicas de entrada seleccionadas para a análise dos erros foram a velocidade média do escoamento (u), a profundidade (H), o diâmetro mediano dos

sedimentos (d_{50}), o desvio padrão da distribuição granulométrica (σ_s) e o coeficiente de rugosidade de Manning (n). Algumas das fórmulas de sedimentos utilizam outros diâmetros característicos, como o d_{35} e o d_{90} . Quando necessário estes valores são calculados com base nos valores do d_{50} e σ_s , assumindo uma distribuição granulométrica log-normal. De forma semelhante, o coeficiente de atrito de Chézy é calculado como $c = d^{1/6} n^{-1}$, em que n é o coeficiente de rugosidade de Manning e d a profundidade total.

Dado que a massa volúmica da água (ρ_w) e dos sedimentos (ρ_s) também são variáveis dependentes em todas as fórmulas de transporte de sedimentos seleccionadas, podem também ser fontes de erro nos fluxos de sedimentos. Contudo, excluíram-se ambas da análise porque a massa volúmica dos sedimentos é normalmente conhecida e testes preliminares mostraram que os fluxos de sedimentos são pouco sensíveis a variações realistas da massa volúmica da água. Neste estudo, foram utilizadas valores constantes de $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ e $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ (areia de quartzo) em todas as simulações.

3.2.3 Intervalos de variação das propriedades físicas e valores de referência

Para cada propriedade física é definido um intervalo realista de valores e um valor de referência (Quadro 3.1). Os valores escolhidos garantem que se cumprem as condições de aplicabilidade de cada fórmula. Os valores de referência são utilizados sempre que a propriedade física é mantida constante nas simulações.

Quadro 3.1 – Intervalo de valores e valores de referência para cada propriedade física.

Propriedade física	Valores	Valor de referência
H (m)	0,5; 1,0; 2,0; 5,0; 10,0; 20,0	–
u (m/s)	0,2; 0,5; 1,0; 2,0	1,0
d_{50} (mm)	0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0	0,6
σ_s	1,2; 1,6; 2,0; 2,6; 3,0	2,0
n (s/m ^{1/3})	0,015; 0,017; 0,02; 0,022	0,02

No primeiro grupo de testes, a influência do erro em cada propriedade física é analisada individualmente. Em cada simulação, quatro das propriedades físicas são mantidas constantes enquanto a outra varia de acordo com a distribuição uniforme.

Para as várias propriedades físicas são utilizadas diferentes gamas do coeficiente de variação α . Nos casos de u , H , σ_s e n , α varia entre 0,01 e 0,2. Para u e d , o intervalo de α é definido com base nos erros típicos destas propriedades. Na velocidade, por exemplo, erros da ordem de 20% ($\alpha = 0,2$) são comuns quando se comparam resultados de modelos com dados (e.g. Fortunato *et al.*, 2002a). As medições da profundidade, quando efectuadas com eco sondas a partir de uma embarcação, podem apresentar erros entre 0,10 e 0,15 m em profundidades superiores a 6 m (devido à correcção do nível da maré, movimentos induzidos pela embarcação e às ondas) e podem ultrapassar 0,25 m em profundidades inferiores a 6 m devido a movimentos da embarcação relativamente grandes em relação à profundidade total (van Rijn *et al.*, 2000). Para σ_s e n , a gama de α é determinada de forma a que o intervalo de variação da propriedade correspondente seja realístico. Em canais com fundo de areia e caudais elevados, o valor do coeficiente de Manning pode variar entre 0,012 e 0,026 s/m^{1/3} (Arcement e Schneider, 1989). Finalmente, no caso do d_{50} , o limite superior de α é aumentado, reconhecendo explicitamente que a grande variação espacial desta propriedade é frequentemente ignorada nos estudos de modelação. Nas simulações com $\bar{d}_{50} \leq 0,6$ mm e $\bar{d}_{50} > 0,6$ mm, o valor máximo de α utilizado é de 0,4 e 0,2, respectivamente.

No segundo conjunto de testes, é efectuada uma análise de erro semelhante só para o transporte por arrastamento. O teste é efectuado para a fórmula de VR e a influência de cada propriedade física é novamente analisada individualmente.

Devido à não linearidade das fórmulas de transporte de sedimentos, os erros resultantes das várias propriedades físicas de entrada não podem ser simplesmente adicionados. Assim, no terceiro conjunto de testes todas as propriedades físicas variam em simultâneo de forma a analisar o efeito combinado dos erros.

3.2.4 Número de cálculos de fluxo de sedimentos nas simulações de Monte Carlo

Determinou-se, através de uma análise de sensibilidade, o número de cálculos de fluxo de sedimentos a efectuar em cada simulação de Monte Carlo. Foram efectuados testes para as quatro fórmulas de transporte de sedimentos utilizando os valores de referência (Quadro 3.1). O número de cálculos de fluxo de sedimentos variou entre 100 e 13000. Em todas as fórmulas de sedimentos simuladas, o fluxo de sedimentos médio converge para um número de cálculos próximo de 10000. Assim, o número de cálculos de fluxo de sedimentos (N) utilizado nas simulações é de 10000.

3.2.5 Selecção da medida de erro para a análise

São avaliadas quatro quantidades na análise dos resultados obtidos nas simulações: o fluxo de sedimento associado ao valor médio da propriedade física $[q_{mp} = q(\bar{u}, \bar{H}, \bar{d}_{50}, \bar{\sigma}_s, \bar{n})]$, o fluxo de sedimento de cada cálculo de fluxo $[q_i = q(u_i, H_i, d_{50i}, \sigma_{si}, n_i); i = 1, N]$, o fluxo de sedimentos médio ($q_m = \bar{q}_i$) e o desvio padrão do fluxo de sedimentos (σ_q).

A análise de erro é baseada no quociente entre o desvio padrão do fluxo de sedimentos e o fluxo de sedimentos associado ao valor médio da propriedade física:

$$r = \frac{\sigma_q}{q_{mp}} \quad (15)$$

e a medida da assimetria (s):

$$s = \frac{\sum_{i=1}^N (q_i - q_m)^3}{(N-1)\sigma_q^3} \quad (16)$$

Quando q_{mp} é zero, os valores de r são considerados inválidos.

Erros de um factor de 2 ($r = 1$) são comuns quando se comparam resultados do fluxo de sedimentos obtidos com as fórmulas e os dados (e.g., van Rijn 1984c, 1989). Assim, o valor de r é considerado aceitável abaixo de 1, inaceitável acima de 10, e elevado nos restantes casos.

A assimetria (*skewness*) caracteriza o grau de assimetria de uma distribuição em relação à sua média. Uma distribuição é assimétrica se uma das suas caudas é mais longa do que a outra. Uma distribuição assimétrica positiva (negativa) tem uma cauda na curva de distribuição de valores mais longa à direita do valor médio (esquerda). Assim, uma assimetria positiva (negativa) indica que q_i é maior (menor) do que q_m , correspondendo a uma previsão enviesada. A assimetria indica se é preferível subestimar ou sobrestimar o valor de uma dada propriedade física, de forma a reduzir o viés.

3.3 ANÁLISE ANALÍTICA

Devido à sua simplicidade, a fórmula de transporte de sedimentos de Engelund e Hansen (1967) é a única fórmula seleccionada que pode ser analisada analiticamente. Assim, utilizou-se esta fórmula para validar a análise numérica, sendo a velocidade a propriedade física seleccionada para a validação da análise.

A fórmula de transporte de sedimento de EH [equação (7)] pode ser escrita como:

$$Q = mU^5 \quad (17)$$

com

$$m = 0,05(s_d - 1)^{-2} g^{-0.5} d_{50}^{-1} c^{-3} \quad (18)$$

onde Q é o fluxo de sedimentos total, U é a velocidade, $s_d = \rho_s / \rho$ é a densidade relativa, g é a aceleração da gravidade, d_{50} é o diâmetro mediano do sedimento e c é o coeficiente de Chézy.

Para descrever a propriedade física de entrada foi escolhida uma distribuição de probabilidade uniforme. Assim, a velocidade tem uma função de densidade de probabilidade,

$$f_U(u) = \frac{1}{b-a} \quad a \leq u \leq b \quad (19)$$

e uma função de distribuição,

$$F_U(u) = P[U \leq u] = \frac{u-a}{b-a} \quad a \leq u \leq b \quad (20)$$

onde P representa a probabilidade. A distribuição de probabilidade do transporte de sedimentos pode ser unicamente descrita pela sua função de distribuição $F_Q(q)$, que é definida por:

$$F_Q(q) = P[Q \leq q] \quad (21)$$

Assim, substituindo (17) em (21) obtemos

$$F_Q(q) = P[mU^5 \leq q] = P\left[U \leq \left(\frac{q}{m}\right)^{1/5}\right] = F_U\left(\left(\frac{q}{m}\right)^{1/5}\right) = \frac{q^{1/5} - m^{1/5}a}{m^{1/5}(b-a)} \quad (22)$$

a qual é válida no intervalo $ma^5 \leq Q \leq mb^5$. Assim, a função de densidade de probabilidade do fluxo de sedimentos é dada pela derivada da função de distribuição:

$$f_Q(q) = \frac{d}{dq}(F_Q(q)) = \frac{q^{-4/5}}{5m^{1/5}(b-a)} \quad (23)$$

Para avaliar os valores de r , é necessário calcular o desvio padrão do fluxo de sedimentos e o fluxo de sedimentos para a velocidade média ($r = \sigma(q) / q_{mp}$). O desvio padrão dos fluxos de sedimentos pode ser escrito como:

$$\sigma(q) = \sqrt{E[Q^2] - (E[Q])^2} \quad (24)$$

com

$$E[Q] = \int_{-\infty}^{+\infty} q f_Q(q) dq = \frac{1}{5m^{1/5}(b-a)} \int_{ma^5}^{mb^5} q^{1/5} dq = \frac{m(b^6 - a^6)}{6(b-a)} \quad (25)$$

e

$$E[Q^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} q^2 f_Q(q) dq = \frac{1}{5m^{1/5}(b-a)} \int_{ma^5}^{mb^5} q^{6/5} dq = \frac{m^2(b^{11} - a^{11})}{11(b-a)} \quad (26)$$

O fluxo de sedimentos para a velocidade média $[\bar{u} = (a+b)/2]$ pode ser calculado através da equação (17). Assim, r definido na equação (15), pode ser calculado como:

$$r = \frac{2}{b^2 - a^2} \left[\frac{(b^{11} - a^{11})(b - a)}{11} - \frac{(b^6 - a^6)^2}{36} \right]^{1/2} \quad (27)$$

A equação (27) mostra que, para a variação da velocidade e para esta fórmula de transporte em particular, r é independente de m , e de todas as outras propriedades físicas com excepção de u .

Na Figura 3.1 estão representados os valores de r obtidos para os vários valores de velocidade média simulados (símbolos) e os valores de r obtidos através da equação (27) (linha) em função dos coeficientes de variação. para os vários valores de coeficiente de variação (linha). A comparação entre os resultados da análise analítica (linha) e numérica (símbolos), obtidos para a fórmula de EH (Figura 3.1), valida a aproximação de Monte Carlo utilizada na análise das outras fórmulas.

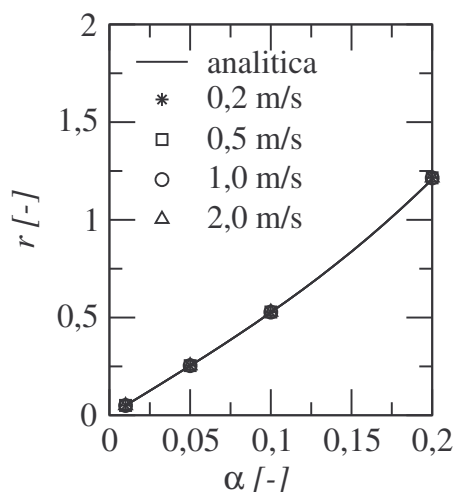


Figura 3.1 – Sensibilidade da fórmula de EH à variação da velocidade. A linha e os símbolos representam os resultados analíticos e numéricos, respectivamente.

3.4 ANÁLISE NUMÉRICA

3.4.1 Análise da variação de uma propriedade física para o transporte total

Neste conjunto de simulações cada propriedade física varia individualmente, enquanto as restantes propriedades são mantidas constantes no seu valor de referência (Quadro 3.1). Em todas as simulações, excepto aquelas em que a profundidade é a propriedade física em análise, os valores do erro são analisados

para o intervalo de valores da profundidade definidos no Quadro 3.1. Quando a propriedade física é a profundidade, os resultados são analisados para os valores de velocidade definidos no Quadro 3.1.

3.4.1.1 Propriedade: velocidade

Primeiro são analisados os efeitos dos erros da velocidade no transporte de sedimentos (Figura 3.1 e Figura 3.2). Para as fórmulas de AW, VR e KK e simulações com $\bar{u} = 0,2$ m/s, são obtidos valores inválidos de r , porque o limiar da entrada em movimento dos sedimentos não é alcançado. De forma geral, r decresce para valores de \bar{u} maiores, independentemente da profundidade (Figura 3.2), excepto para a fórmula de EH (Figura 3.1) e para alguns casos da fórmula de VR [e.g. Figura 3.1a)].

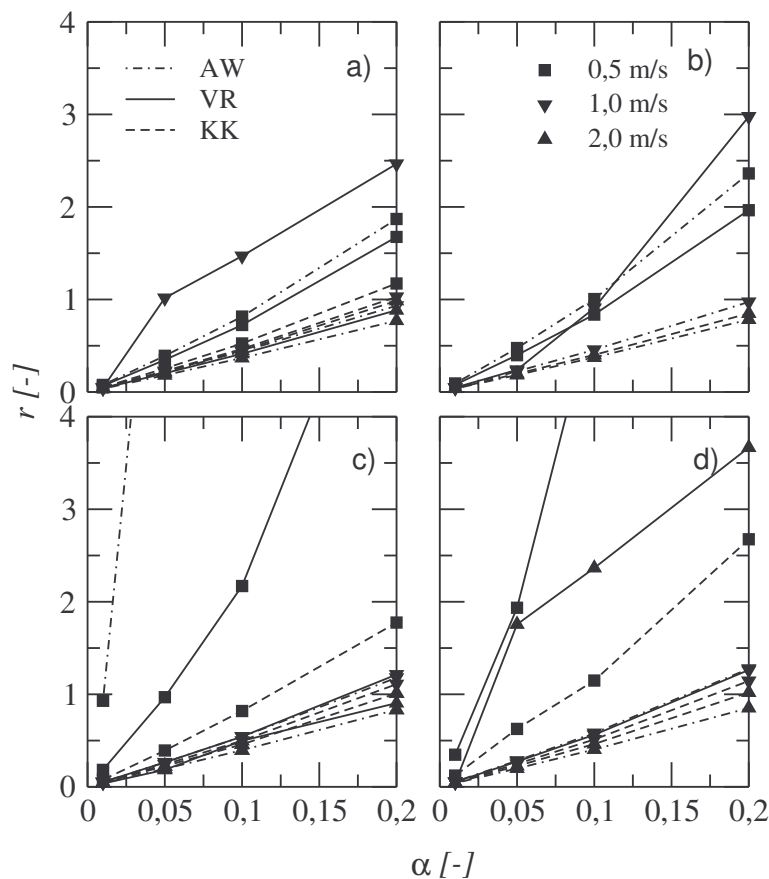


Figura 3.2 – Sensibilidade das fórmulas de AW (linha tracejada-pontuada), VR (linha sólida) e KK (linha tracejada) à variação da velocidade: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m, d) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam a velocidade média utilizada nas simulações.

Para todas as fórmulas, ocorrem valores aceitáveis de r para as simulações com $\bar{u} \geq 1,0$ m/s, excepto para alguns casos com $\alpha = 0,2$ e para a fórmula de VR com $(\bar{u}, H) = (1,0, 0,5)$ e $(\bar{u}, H) = (2,0, 20,0)$ [Figura 3.2 a), d)], onde são alcançados valores elevados de r . Em geral, estes resultados sugerem que as simulações hidrodinâmicas, utilizadas nos estudos de transporte de sedimentos, devem ser calibradas de forma a que os erros na velocidade não excedam os 10%, para evitar erros elevados no transporte de sedimentos. A fórmula de VR é a mais sensível aos erros da velocidade pelo que requer uma calibração mais fina do modelo hidrodinâmico.

Valores de r inaceitáveis ($r \geq 10$) ocorrem somente para a fórmula de AW com $(\bar{u}, H) = (0,5, 10,0)$ e $\alpha \geq 0,1$ [Figura 3.2c)] e para a fórmula de VR com $(\bar{u}, H) = (0,5, 20,0)$ e $\alpha = 0,2$ [Figura 3.2d)]. Para a fórmula de AW, estes valores ocorrem porque a tensão crítica de atrito é apenas ligeiramente excedida, logo q_{mp} é muito pequeno. Na verdade, o parâmetro de transporte $[(F_{gr} - A)/A]$ na equação (8) é muito pequeno (cerca de 10^{-3}), indicando que o movimento do sedimento é incipiente. Ambos os casos ocorrem em situações com taxas de transporte muito baixas, velocidades pequenas e profundidades grandes. Estes resultados mostram que as fórmulas de transporte de sedimentos são muito sensíveis à velocidade, particularmente na gama de velocidades baixas. Esta conclusão é consistente com experiências laboratoriais que mostram que, nesta gama, o transporte por arrastamento é proporcional a u^{16} (Paintal, 1971). Assim, a avaliação precisa das taxas de transporte perto do início do movimento requer velocidades precisas.

Para todas as simulações obtiveram-se valores positivos de assimetria (Figura 3.3), excepto para um caso da fórmula de VR $[(\bar{u}, H) = (2,0, 10,0), \alpha = 0,1]$. Estes resultados indicam que sobrestimar a velocidade leva a erros maiores na previsão dos fluxos de sedimentos do que subestimar aquela propriedade física.

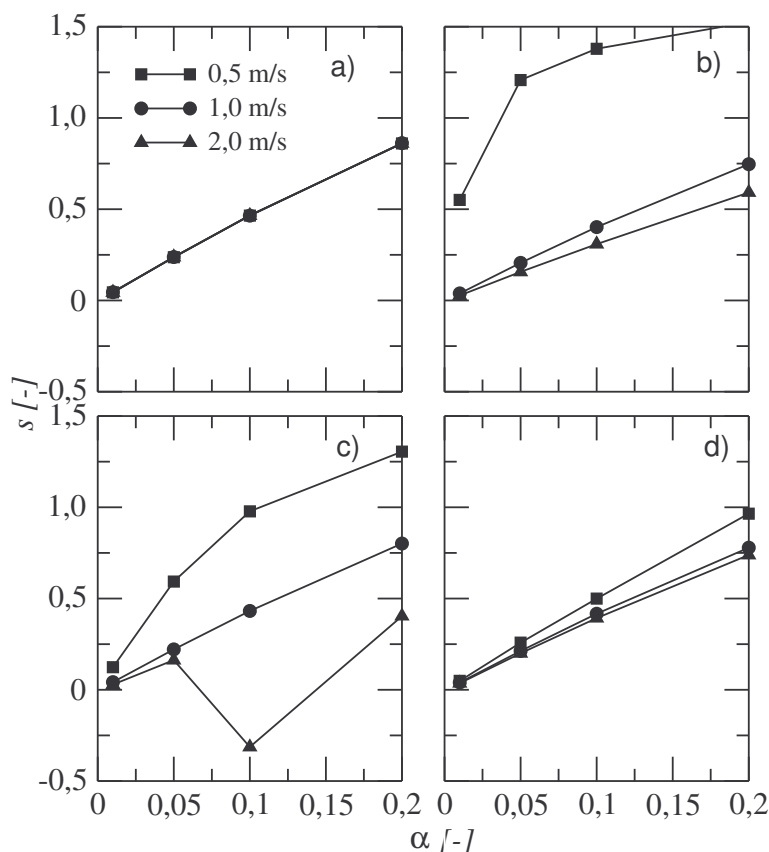


Figura 3.3 – Valores de assimetria para a variação da velocidade e $H = 10,0$ m: a) fórmula de EH; b) fórmula de AW; c) fórmula de VR; e d) fórmula de KK. Os símbolos representam a velocidade média utilizada nas simulações.

3.4.1.2 Propriedade: diâmetro mediano dos sedimentos

Para a variação do d_{50} , obtiveram-se valores inaceitáveis de r apenas nas simulações com a fórmula de AW (Figura 3.4). Esta situação ocorreu para todas as profundidades simuladas com $\bar{d}_{50} = 0,2$ mm e $\alpha = 0,4^4$. Estes resultados sugerem que, quando lidamos com areia fina, o erro para o diâmetro mediano dos sedimentos não deve exceder cerca de 30%, se for utilizada a fórmula de AW. Para a fórmula de VR observam-se valores elevados de r nas simulações com profundidade acima de 2,0 m e $\bar{d}_{50} = 0,6$ mm, e profundidade acima de 10 m e $\bar{d}_{50} = 0,4$ mm [Figura 3.4 c), d)]. Valores de r elevados e inaceitáveis foram obtidos nas simulações com as fórmulas de VR e AW para valores de d_{50} entre 0,2 mm e 0,6 mm. Para as fórmulas de EH (Figura 3.5) e KK (Figura 3.4), obtiveram-se

valores de r aceitáveis em todos os casos simulados. Estes resultados mostram que as fórmulas de AW e VR são mais sensíveis ao diâmetro dos sedimentos do que as fórmulas de EH e KK.

Para as fórmulas de EH e AW [Figura 3.6 a), b)], foram obtidos valores positivos da assimetria em todos os casos simulados. Assim, sobrestimar o valor de d_{50} leva a um erro maior na previsão do fluxo de sedimentos do que subestimar o d_{50} . Para as fórmulas de VR e KK [Figura 3.6 c), d)], foram obtidos valores negativos de s em algumas das simulações.

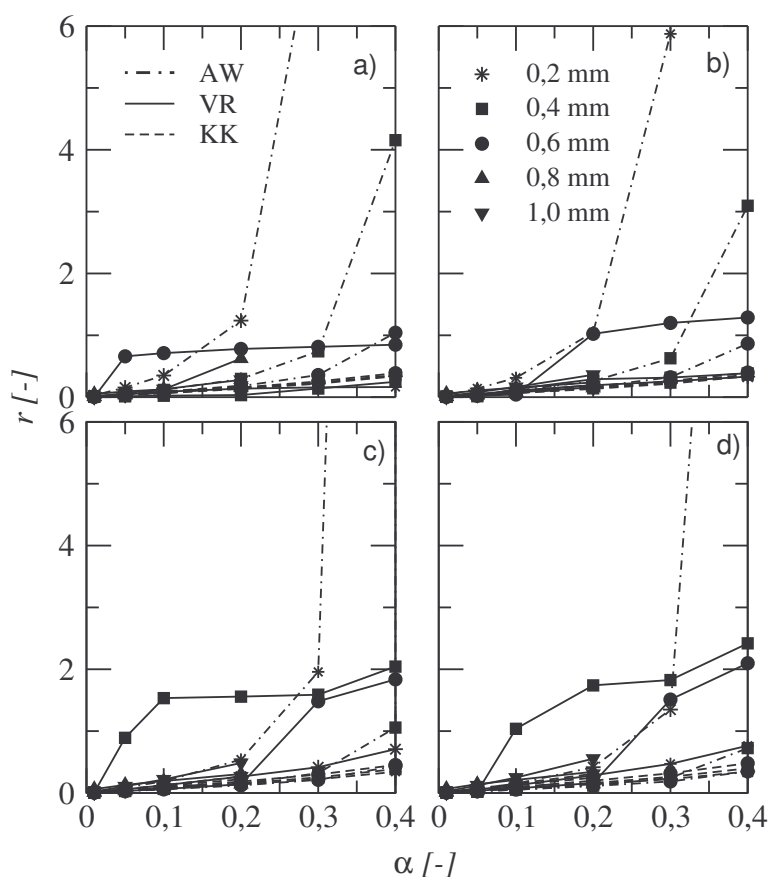


Figura 3.4 – Sensibilidade das fórmulas de AW (linha tracejado-pontuada), VR (linha sólida) e KK (linha tracejada) à variação do diâmetro mediano dos sedimentos: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m, d) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizados nas simulações.

⁴ Relembra-se que, para esta propriedade física, d_{50} , o limite superior de α é 0,4 para $\bar{d}_{50} \leq 0,6$ mm, e é 0,2 para $\bar{d}_{50} > 0,6$ mm.

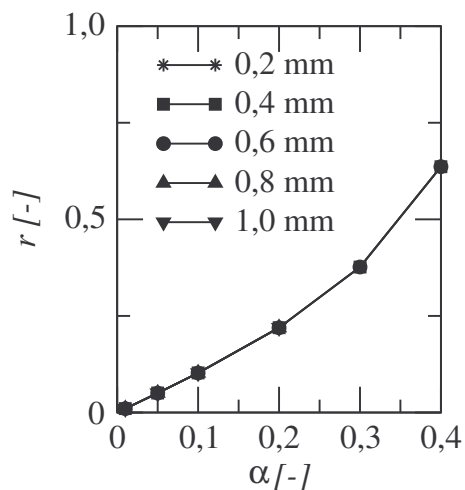


Figura 3.5 – Sensibilidade da fórmula de EH à variação do diâmetro mediano dos sedimentos. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizado nas simulações.

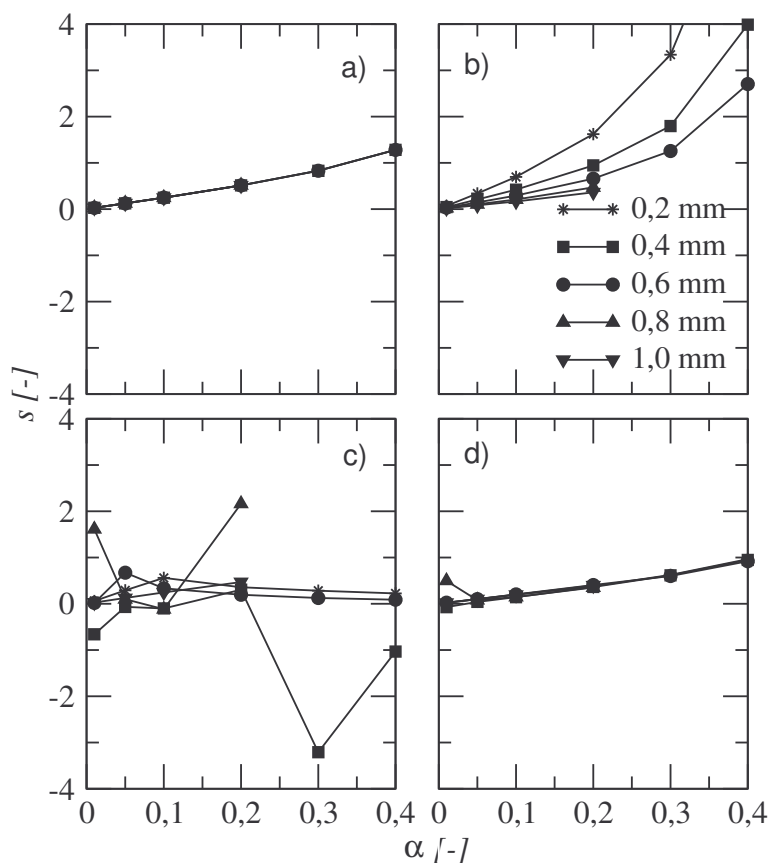


Figura 3.6 – Valores da assimetria para a variação do diâmetro mediano dos sedimentos e $H = 0,5$ m: a) fórmula de EH; b) fórmula de AW; c) fórmula de VR; e d) fórmula de KK. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizado nas simulações.

3.4.1.3 Propriedade: desvio padrão da distribuição granulométrica

Como terceiro parâmetro, fez-se variar o desvio padrão da distribuição granulométrica de acordo com os valores do Quadro 3.1. Verifica-se que as fórmulas de EH e KK não dependem desta propriedade física. Para a fórmula de AW (Figura 3.7), todos os valores de r estão abaixo de 0,1. Assim, se for utilizada a fórmula de AW, a precisão no σ_s não tem grande influência nos cálculos do transporte de sedimentos.

Para a fórmula de VR (Figura 3.7), são observados valores de r elevados para algumas simulações com $\bar{\sigma}_s \geq 2,6$ e profundidades acima de 2,0 m. Assim, quando se utiliza a fórmula de VR, um conhecimento preciso do σ_s pode ser importante. Contudo, quando se tem valores elevados de σ_s , poderá ser mais adequado efectuar simulações utilizando modelos de fracções múltiplas (e.g. Ribberink, 1987; Sisternans, 2002) em vez de modelos de fracção simples como os utilizados neste estudo. Para a variação de σ_s e simulações com a fórmula de VR, obtiveram-se valores positivos e negativos da assimetria.

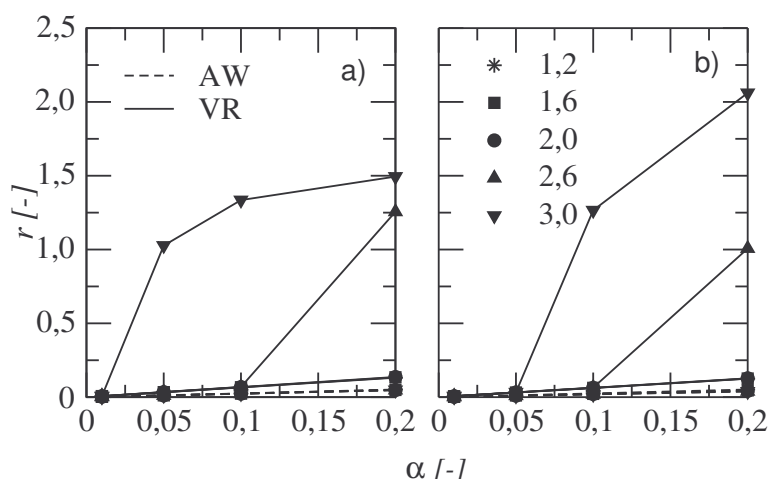
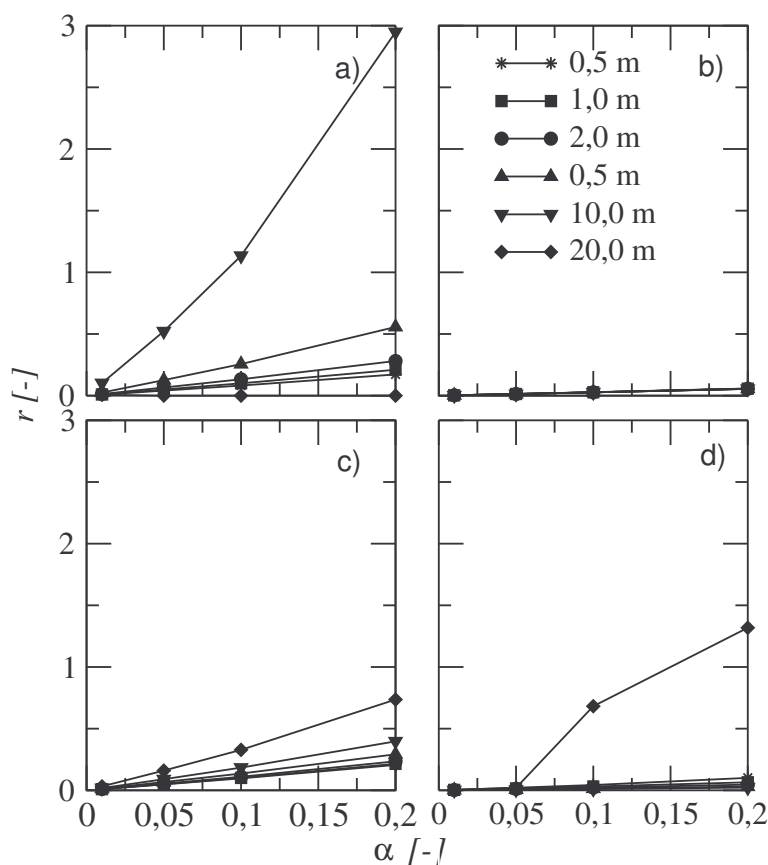


Figura 3.7 – Sensibilidade das fórmulas de AW (linha tracejada) e VR (linha sólida) à variação do desvio padrão da distribuição granulométrica: a) $H = 5,0$ m; b) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam o desvio padrão da distribuição granulométrica utilizado nas simulações.

3.4.1.4 Propriedade: profundidade

A análise dos erros da profundidade no transporte de sedimentos é apresentada na Figura 3.8 somente para as fórmulas de AW e VR, dado que as outras fórmulas

analisadas não dependem desta propriedade física. De um modo geral, obtiveram-se valores de r pequenos para a gama de profundidades considerada. Nas fórmulas de EH e KK, todos os valores de r obtidos estão abaixo de 0,15 e de 0,4, respectivamente. Para as fórmulas de AW e VR, valores de r elevados são alcançados só em um dos casos simulados [Figura 3.8 a) e d)]. Estes valores de r elevados ocorrem nas simulações com taxas de transporte baixas (grandes profundidades). Assim, os valores de fluxos de sedimentos não são significativamente afectados pela utilização de uma profundidade incerta nas fórmulas de transporte de sedimentos, excepto para grandes profundidades, perto dos limites de mobilização dos sedimentos. Estas conclusões são importantes para os modelos morfodinâmicos, onde os erros na profundidade podem aumentar à medida que a simulação progride. No entanto, note-se que variações na profundidade repercutem-se em variações nas velocidades que, como se viu anteriormente, afectam a qualidade da estimativa do transporte (Figura 3.2).



3.4.1.5 Propriedade: coeficiente de Manning

Para a variação do coeficiente de Manning, obtiveram-se valores de r aceitáveis em todas as fórmulas e profundidades (Figura 3.9). Assim, erros típicos do n não afectam significativamente as estimativas do fluxo de sedimentos. Este resultado é importante para os modelos morfodinâmicos, onde frequentemente se utiliza um único valor de n baseado na calibração do modelo hidrodinâmico, mesmo sabendo que provavelmente n varia espacialmente na natureza.

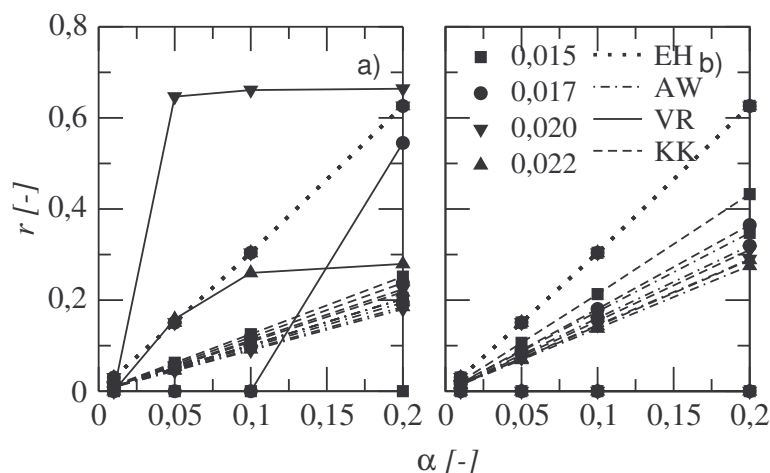


Figura 3.9 – Sensibilidade das fórmulas de EH (linha pontilhada), AW (linha tracejada e pontilhada), VR (linha sólida) e KK (linha tracejada) à variação do coeficiente de Manning: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam os coeficientes de Manning utilizados nas simulações.

Com base nos resultados do primeiro conjunto de testes, verificou-se que as propriedades físicas chave que controlam os erros das fórmulas de transporte de sedimentos são a velocidade da corrente e o diâmetro mediano dos sedimentos.

A dependência do fluxo de transporte de sedimentos relativamente à velocidade (Figura 3.10) e ao diâmetro mediano dos sedimentos (Figura 3.11) é avaliada, de forma a compreender o diferente comportamento das fórmulas de VR e AW relativamente às outras fórmulas. Para analisar os resultados em termos de erros relativos (equação 19), os fluxos de sedimento (q) e as propriedades físicas (p_i) são apresentadas numa escala logarítmica:

$$\frac{\Delta q}{q} = \Delta \log q = \sum_{i=1}^n \frac{\partial \log q}{\partial \log p_i} \frac{\Delta p_i}{p_i} \quad (28)$$

Para a velocidade da corrente, as maiores variações na estimativa do transporte de areia, dada pela inclinação das curvas, ocorre nas fórmulas de VR e AW para velocidades pequenas e grandes profundidades [Figura 3.10 c), d)]. Para o diâmetro

dos sedimentos e $H \leq 1,0$ m [Figura 3.11 a), b)], as maiores variações na estimativa do transporte de areia ocorrem nas fórmulas de VR e AW e areia fina. Para profundidades acima de 10 m [Figura 3.11c), d)] as maiores variações são obtidas com a fórmula de VR com areia fina. Estes resultados mostram que as fórmulas de VR e AW são mais sensíveis a variações na velocidade e no diâmetro dos sedimentos do que as outras fórmulas. Estes resultados também mostram que os valores de r elevados e inaceitáveis obtidos com as fórmulas de AW e VR na análise de Monte Carlo estão associados com a maior dependência destas duas fórmulas do u e do d_{50} .

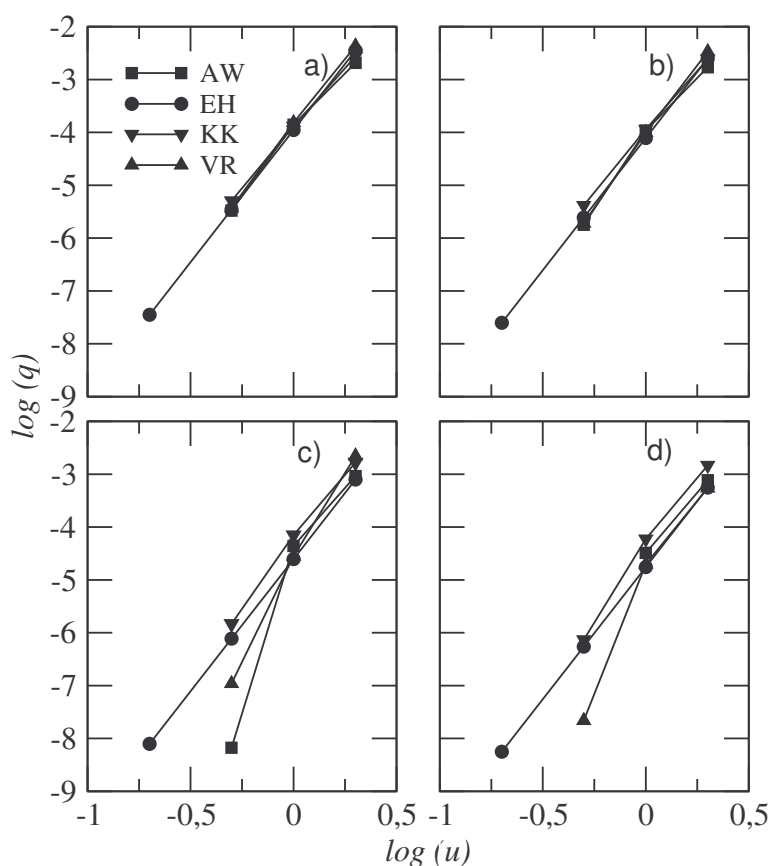


Figura 3.10 – Influência da velocidade da corrente no transporte de sedimentos:
a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m; d) $H = 20,0$ m. Os valores de u e q são em m/s e m^2/s , respectivamente.

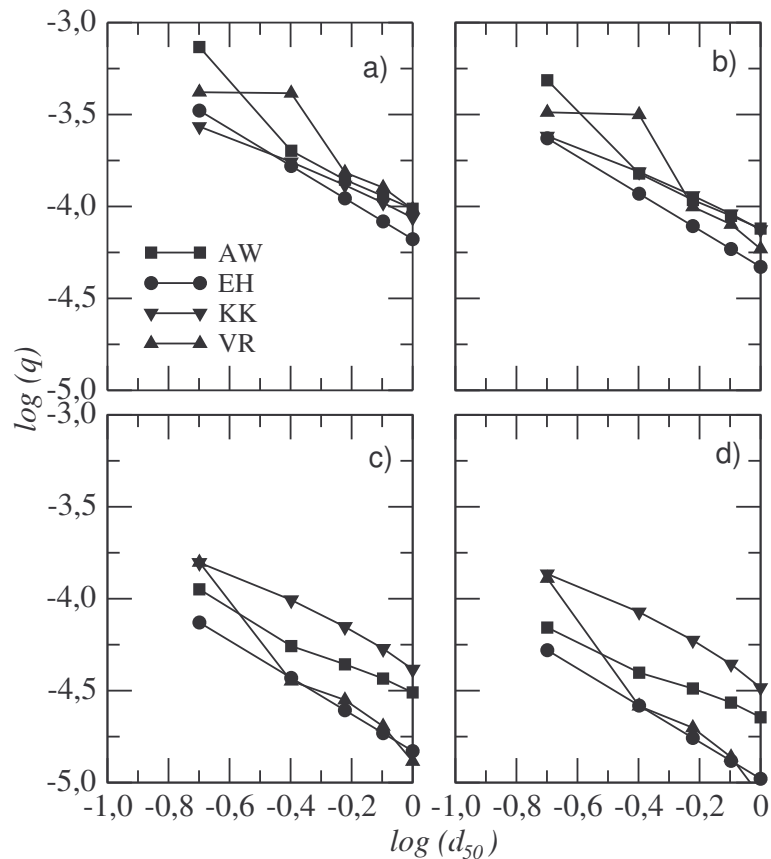


Figura 3.11 – Influência do diâmetro dos sedimentos no transporte de sedimentos: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 10,0$ m; d) $H = 20,0$ m. Os valores de d_{50} e q são em mm e m^2/s , respectivamente.

3.4.2 Análise da variação de uma propriedade física para o transporte por arrastamento

No segundo conjunto de simulações, os fluxos de transporte de sedimentos são calculados considerando somente o transporte por arrastamento utilizando a fórmula de VR. Novamente, cada propriedade física varia individualmente, enquanto as restantes propriedades são mantidas constantes no seu valor de referência (Quadro 3.1).

O objectivo destes testes é quantificar o erro devido somente ao transporte por arrastamento. Este conhecimento é importante porque nos modelos de transporte de sedimentos 3D e quasi-3D o transporte por arrastamento é vulgarmente calculado através de uma fórmula empírica enquanto o transporte de sedimentos

em suspensão é calculado resolvendo a equação de advecção-difusão para a concentração de sedimentos (e.g. Gessler *et al.*, 1999; Wu *et al.*, 2000).⁵

Na Figura 3.12 apresenta-se o efeito dos erros da velocidade no transporte por arrastamento. Para todos os cenários simulados, r decresce com o aumento da velocidade. Valores de r aceitáveis ocorrem em todos os cenários simulados com $\bar{u} \geq 1,0$ m/s, excepto para alguns casos com $\alpha = 0,2$. Nas simulações com $\bar{u} = 0,5$ m/s, r aumenta com a profundidade alcançando valores elevados e inaceitáveis para condições perto da inicialização do movimento [Figura 3.12f]. De um modo geral, as conclusões obtidas para a velocidade no primeiro conjunto de simulações (transporte total) são também válidas para o transporte por arrastamento.

Na variação do d_{50} , foram obtidos valores de r aceitáveis em todos os cenários simulados (Figura 3.13). Assim, a grande incerteza observada nas simulações para o transporte total (Figura 3.4) com $\bar{d}_{50} = 0,4$ mm e $\bar{d}_{50} = 0,6$ mm não é observada nas simulações do transporte por arrastamento.

⁵ Esta é a abordagem utilizada no modelo desenvolvido no âmbito desta tese e descrita no Capítulo 4.

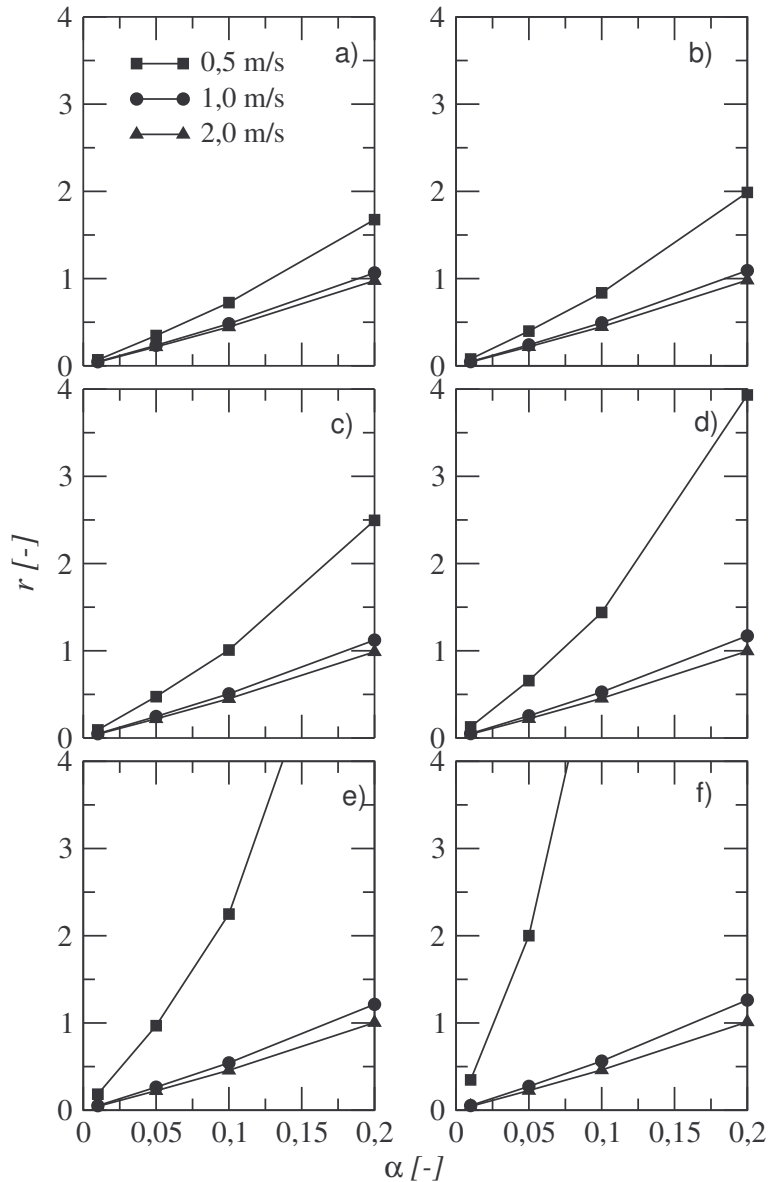


Figura 3.12 – Sensibilidade do transporte por arrastamento, calculado com a fórmula de VR, à variação da velocidade: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 2,0$ m; d) $H = 5,0$ m; e) $H = 10,0$ m; f) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam a velocidade média utilizada nas simulações.

Nas simulações do transporte por arrastamento variando o desvio padrão da distribuição granulométrica, a profundidade e o coeficiente de Manning obtiveram-se valores de r aceitáveis, indicando que os fluxos de sedimentos devido ao transporte por arrastamento não são significativamente afectados pela utilização de valores imprecisos destas três propriedades.

Assim, no transporte por arrastamento, estimado pela fórmula de VR, a velocidade é a única propriedade física chave que controla o erro.

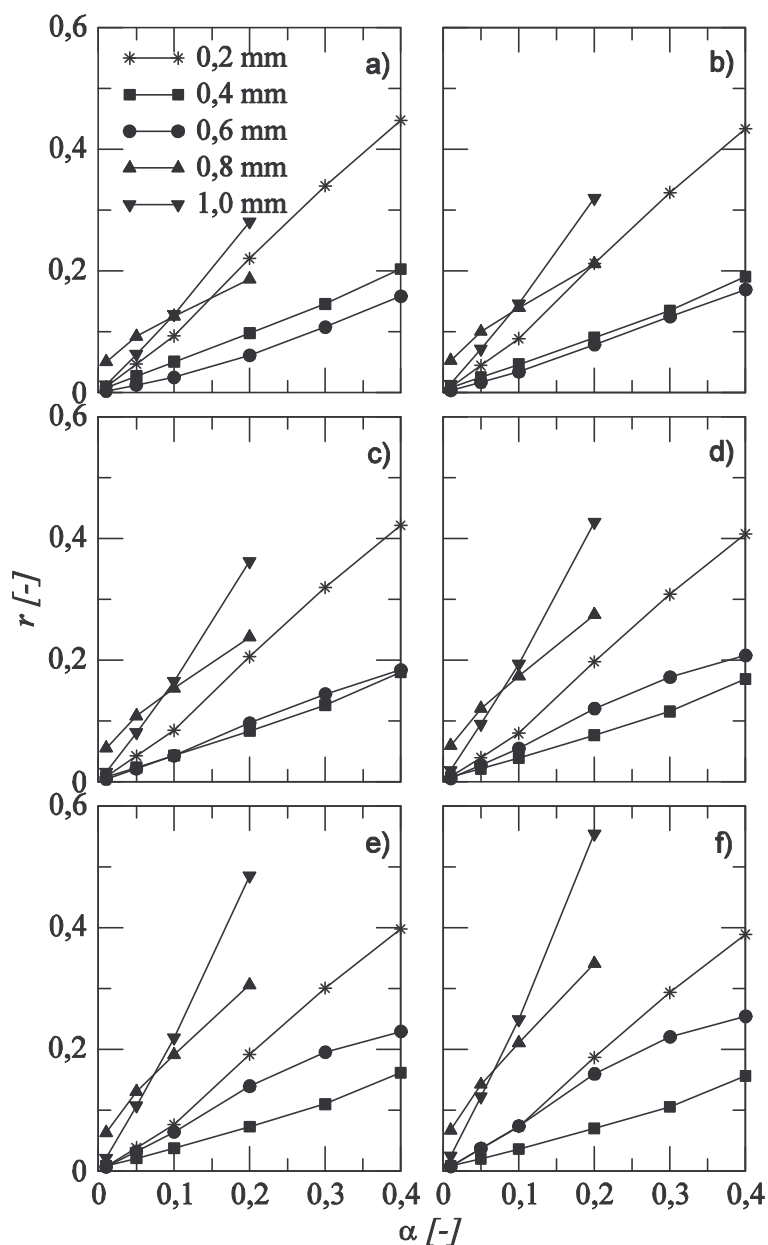


Figura 3.13 – Sensibilidade do transporte por arrastamento, calculado com a fórmula de VR, à variação do diâmetro dos sedimentos: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 2,0$ m; d) $H = 5,0$ m; e) $H = 10,0$ m; f) $H = 20,0$ m. Os símbolos representam o diâmetro mediano dos sedimentos utilizados nas simulações.

3.4.3 Variação múltipla das propriedades físicas para o transporte total

De forma a analisar o efeito combinado dos erros, no terceiro conjunto de simulações, todas as propriedades físicas variam em simultâneo. Cada propriedade física varia de acordo com a distribuição uniforme com uma média igual ao seu valor de referência. Para todas as propriedades físicas é utilizada a mesma gama de

coeficientes de variação α , entre 0,01 e 0,2. As medições do erro são analisadas para a gama de profundidades definida no Quadro 3.1.

A análise do erro é baseada nos valores de r e r' , onde r' estima o erro devido à própria limitação das fórmulas de transporte de sedimentos. Os valores de r' foram obtidos calculando para cada fórmula os fluxos de sedimentos associados aos valores médios das propriedades físicas [$q_{mp}(i)$; $i = 1$, n° total de fórmulas]. O valor de r' é definido como o quociente entre o desvio padrão e a média dos quatro valores de $q_{mp}(i)$. A intercepção das funções r e r' indica o valor de α (quociente entre o desvio padrão e a média) acima do qual os erros causados pelas imprecisões nas propriedades físicas prevalecem relativamente às limitações específicas das fórmulas de transporte de sedimentos.

A Figura 3.14 apresenta a análise dos erros da variação múltipla das propriedades físicas no transporte de sedimentos. O valor de α onde ocorre a intersecção das linhas de r e r' aumenta com a profundidade [Figura 3.14 a) a Figura 3.14 f)]. Assim, para pequenas profundidades os erros devido às limitações específicas das fórmulas de transporte são negligenciáveis comparativamente aos erros induzidos pela variação das propriedades físicas. Para todas as profundidades simuladas obtiveram-se valores de r' aceitáveis.

Independentemente da profundidade, observam-se valores de r mais elevados com a fórmula de VR, seguindo-se as fórmulas de EH, AW e KK, respectivamente. Assim, a fórmula de VR é mais sensível a erros nas propriedades físicas do que as outras fórmulas. Observaram-se valores de r semelhantes nas simulações com as fórmulas de AW e KK tendo-se obtido valores de $r > 1$ somente para α perto de 0,2.

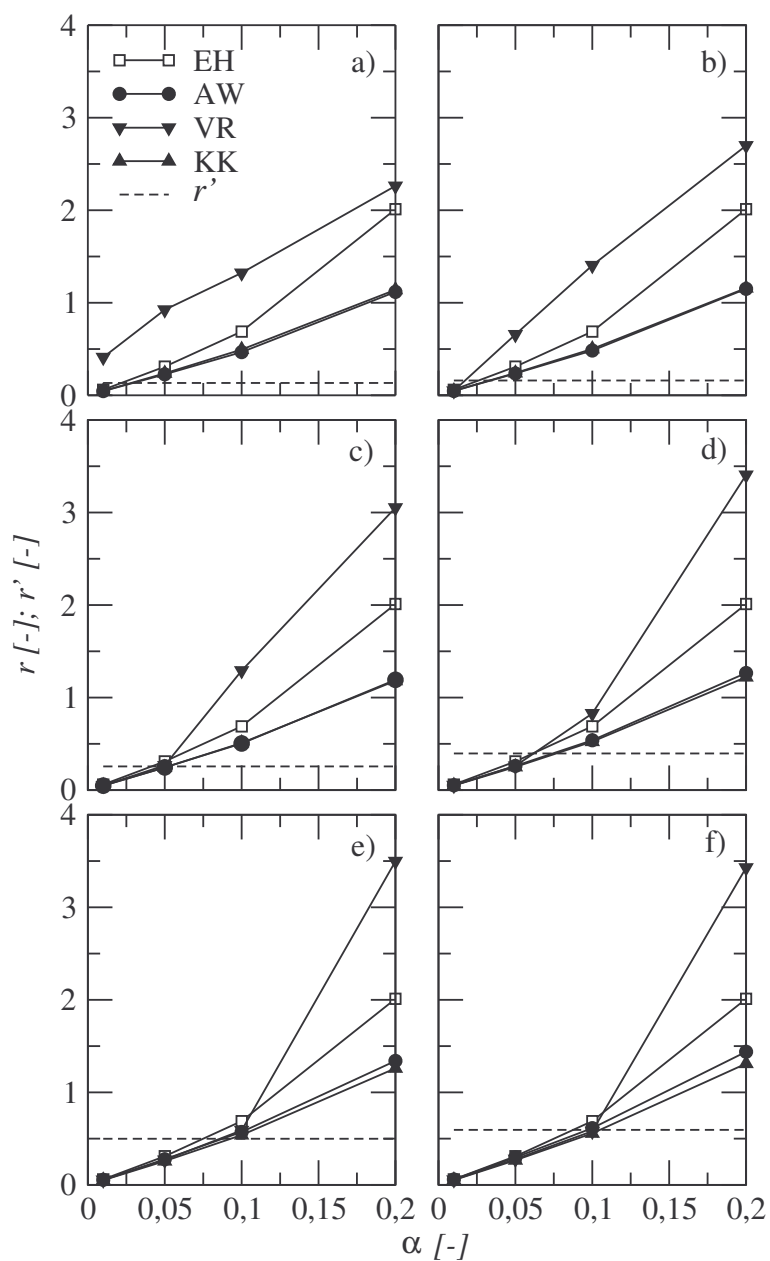


Figura 3.14 – Sensibilidade das fórmulas de transporte de sedimentos à variação múltipla das propriedades físicas: a) $H = 0,5$ m; b) $H = 1,0$ m; c) $H = 2,0$ m; d) $H = 5,0$ m; e) $H = 10,0$ m; f) $H = 20,0$ m. As linhas a cheio e a tracejado representam os valores de r e r' , respectivamente.

3.5 CONCLUSÕES

Esta análise indica os pontos fortes, fracos e as limitações de quatro fórmulas empíricas de transporte de sedimentos (Ackers e White, 1973; Engelund e Hansen, 1967; van Rijn, 1984a,b,c; Karim e Kennedy, 1990), quantifica a propagação do erro das propriedades físicas de entrada para os fluxos de sedimentos e determina quais as propriedades que controlam os erros finais.

Os resultados da variação de uma propriedade física, mantendo as restantes constantes, demonstram que as propriedades físicas chave, que controlam os erros na avaliação do transporte de sedimentos total, são a velocidade da corrente e o diâmetro mediano dos sedimentos. As estimativas do transporte somente por arrastamento são afectadas principalmente pela velocidade da corrente.

Os testes efectuados sugerem que as simulações hidrodinâmicas devem ser calibradas com um erro de 10% na velocidade e que é preferível subestimar do que sobrestimar esta propriedade física. Nas situações com velocidades pequenas e grandes profundidades, os valores de r inaceitáveis obtidos para as fórmulas de AW e VR mostram que o transporte de sedimentos é extremamente sensível à velocidade perto do limiar do movimento. Assim, para se obterem taxas de transporte precisas na gama de velocidades baixas, a velocidade deve ser conhecida com grande precisão. Em condições de fluxos elevados, velocidades altas e profundidades pequenas, obtiveram-se valores de r elevados só com a fórmula de VR, mostrando que para esta gama de velocidades a fórmula de VR é mais sensível do que as restantes. De forma geral, os resultados da velocidade mostram que os erros relativos mais elevados ocorrem para maiores profundidades e velocidades pequenas, correspondentes a taxas de transporte baixas. Contudo, a maioria dos sistemas estuarinos é dominado pelo escoamento durante os eventos de grande energia, conseqüentemente os erros relativos elevados que ocorrem em condições de baixa energia não são normalmente importantes para o fluxo cumulativo. Também, as fórmulas de EH, AW e KK são menos sensíveis aos erros da velocidade do que a fórmula de VR.

A análise da variação do d_{50} mostra que as fórmulas de EH e KK são menos sensíveis ao diâmetro mediano dos sedimentos do que as fórmulas de AW e VR. Para valores de \bar{d}_{50} entre 0,2 mm e 0,6 mm, obtiveram-se valores de r elevados e inaceitáveis para as fórmulas de AW e VR evidenciando que as estimativas do transporte de sedimento são particularmente sensíveis nesta gama de diâmetro de

sedimentos. Quando não se conhece o d_{50} com precisão é preferível subestimar do que sobrestimar o seu valor.

A análise da variação múltipla de propriedades físicas sugere que, para erros típicos das propriedades físicas encontradas em aplicações de engenharia, a precisão na avaliação dos fluxos de sedimentos é dominada por erros nas propriedades físicas, e não por limitações das próprias fórmulas. Novamente, a fórmula de VR surge como a mais sensível aos erros nas propriedades físicas.

Os presentes resultados demonstram que a fórmula de VR é mais sensível às propriedades físicas básicas do que as restantes fórmulas analisadas. Contudo, a fórmula de VR é frequentemente considerada a melhor, devido à sua performance superior em alguns testes comparativos, e porque tem melhor representação das propriedades físicas do que as outras. Enquanto a grande sensibilidade da fórmula de VR pode ser vista como baseada na física, logo um ponto forte em vez de fraco, os resultados apresentados sugerem que este ponto de vista tem uma limitação. Na verdade, a análise da variação múltipla de propriedades indica que para α (quociente entre o desvio padrão e a média) superiores a 5%, as imprecisões nos fluxos de transporte de sedimentos são dominados por erros nas propriedades de entrada, e não por limitações específicas das fórmulas. Assim, a grande incerteza introduzida por imprecisões nas propriedades físicas na fórmula de VR pode não ser compensada pela potencial maior precisão desta fórmula. Acresce que, a fórmula de VR, devido à sua elevada sensibilidade, é mais fácil de calibrar do que as outras fórmulas. Contudo, quando o modelo é aplicado a uma situação diferente, a grande sensibilidade da fórmula de VR pode levar a grandes erros no transporte de sedimentos.

Esta análise salienta a necessidade de se efectuarem mais e melhores observações de campo para especificar as propriedades físicas de entrada, e indica as propriedades físicas mais importantes, que devem ser conhecidas com maior precisão. Antes de efectuar um estudo de transporte de sedimentos é essencial avaliar se os dados disponíveis são suficientes para obter resultados com precisão aceitável. Caso contrário, os resultados dos fluxos de sedimentos devem ser analisados muito cuidadosamente uma vez que podem ter associados erros muito elevados.

4 DESENVOLVIMENTO E VALIDAÇÃO DO MODELO MORFODINÂMICO MORSELFÉ

4.1 INTRODUÇÃO

O MORSELFÉ é um sistema de modelos que consiste num conjunto de módulos integrados que permitem simular a hidrodinâmica, o transporte de sedimentos e a evolução morfológica. Este sistema de modelos foi desenvolvido com base em modelos já existentes, tendo sido efectuadas alterações a estes modelos de forma a tornar possível a sua ligação e integração. O código do modelo está escrito em Fortran90 e pode ser executado em modo série (utilizando um processador) ou em modo paralelo⁶ (utilizando múltiplos processadores). O MORSELFÉ foi concebido de forma modular (Figura 4.1), podendo vir a ser expandido no futuro para ter em conta o efeito da agitação marítima na geração de correntes e no transporte de sedimentos.

O MORSELFÉ utiliza o modelo tri-dimensional SELFÉ (Semi-implicit Eulerian-Lagrangian Finite-Element) para o cálculo da hidrodinâmica. O SELFÉ é um modelo de malhas não estruturadas desenhado para a simulação da circulação baroclínica em escalas que vão desde o rio até ao oceano (Zhang e Baptista, 2008). A equação de transporte de sedimentos em suspensão é tratada de dois modos distintos: a componente de advecção-difusão é baseada na formulação de transporte do modelo SELFÉ, tirando partido das suas características numéricas como a opção de utilizar diferentes métodos para resolver a equação de transporte, enquanto os restantes termos são calculados com base na formulação do módulo de transporte de sedimentos do modelo ROMS [Regional Oceanographic Modeling System; Warner *et al.* (2008)]. O transporte por arrastamento é calculado utilizando uma formulação empírica (Meyer-Peter e Müller, 1948; van Rijn, 2007). Os algoritmos de transporte de sedimentos estão implementados para um número ilimitado de classes de sedimentos não coesivos, especificado pelo utilizador. Para o cálculo das variações de fundo combinaram-se dois algoritmos diferentes para as variações

⁶ A versão série do MORSELFÉ foi paralelizada pelo Professor Joseph Zhang (Oregon Health & Science University, Center for Coastal Margin Observation & Prediction) e validada pela autora.

devidas ao transporte em suspensão e por arrastamento: no primeiro caso adaptou-se o módulo do modelo ROMS (Warner *et al.*, 2008), e no segundo adaptou-se o módulo de actualização de fundo do modelo SAND2D (Fortunato e Oliveira, 2004). A formulação física e numérica de cada um dos módulos do MORSELFÉ é resumida nas secções seguintes.

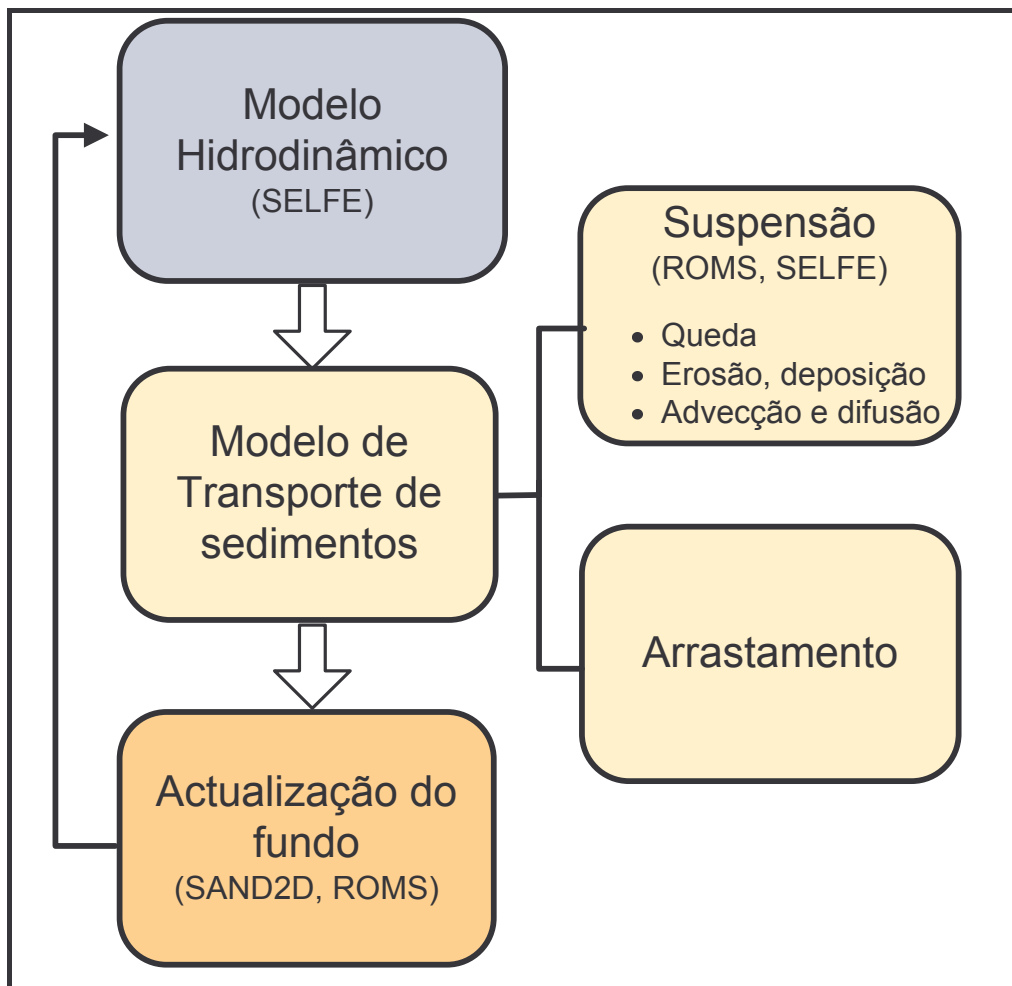


Figura 4.1– Esquema do modelo MORSELFÉ.

4.2 MODELO HIDRODINÂMICO

No MORSELFÉ, o cálculo da hidrodinâmica é efectuado através do modelo tri-dimensional SELFÉ (versão paralela 3.0b)⁷. Zhang e Baptista (2008) descrevem detalhadamente a formulação física e numérica deste modelo, pelo que de seguida será apresentada somente uma breve descrição da sua formulação.

⁷ Disponível para “download” em <http://www.stccmop.org/CORIE/modeling/selfe/>

4.2.1 Formulação física

O modelo SELFÉ resolve as equações de Navier-Stokes, assumindo as aproximações hidrostática e de Boussinesq (i.e. as equações de Saint Venant), e as equações de transporte para o sal e o calor:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (29)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} u dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} v dz = 0 \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \frac{Du}{Dt} = f v - \frac{\partial}{\partial x} \left[g(\eta - \alpha \hat{\psi}) + \frac{p_a}{\rho_0} \right] - \frac{g}{\rho_0} \int_z^{\eta} \frac{\partial \rho_w}{\partial x} d\zeta + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \\ + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (31)$$

$$\begin{aligned} \frac{Dv}{Dt} = -f u - \frac{\partial}{\partial y} \left[g(\eta - \alpha \hat{\psi}) + \frac{p_a}{\rho_0} \right] - \frac{g}{\rho_0} \int_z^{\eta} \frac{\partial \rho_w}{\partial y} d\zeta + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \\ + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (32)$$

$$\frac{DS}{Dt} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\kappa \frac{\partial S}{\partial z} \right) + F_s \quad (33)$$

$$\frac{DT}{Dt} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\kappa \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \frac{\dot{Q}}{\rho_0 C_p} + F_h \quad (34)$$

onde $D/Dt = \partial/\partial t + u(\partial/\partial x) + v(\partial/\partial y) + w(\partial/\partial z)$ é a derivada total, u e v são as componentes horizontais da velocidade (ms^{-1}), w é a componente vertical da velocidade (ms^{-1}), (x,y) são as coordenadas cartesianas horizontais (m), z é a coordenada vertical, considerada positiva para cima (m), t é o tempo (s), $\eta(x,y,t)$ é a elevação da superfície livre (m), $h(x,y)$ é a profundidade em repouso (m), f é o factor de Coriolis (s^{-1}), g é a aceleração da gravidade (ms^{-2}), $\hat{\psi}$ é o potencial da maré (m), α é o factor efectivo de elasticidade da Terra (adimensional), $\rho_w(x,y,z,t)$ é a massa volúmica da água (kgm^{-3}), ρ_0 é a massa volúmica de referência da água (kgm^{-3}), $p_a(x,y,t)$ é a pressão atmosférica na superfície livre (Nm^{-2}), S é a salinidade da água, T é a temperatura da água ($^{\circ}\text{C}$), μ é o coeficiente de viscosidade turbulenta

horizontal (m^2s^{-1}), ν é o coeficiente de viscosidade turbulenta vertical (m^2s^{-1}), κ é o coeficiente de difusividade turbulenta vertical para o transporte (m^2s^{-1}), F_h e F_s representam a viscosidade turbulenta horizontal para as equações de transporte, C_p é calor específico da água ($Jkg^{-1}K^{-1}$) e \dot{Q} é a taxa de absorção da radiação solar (Wm^{-2}).

O sistema de equações diferenciais (29)-(34) é fechado com: a equação de estado que descreve a massa volúmica da água como função da salinidade e da temperatura; a definição de potencial de maré e do factor de Coriolis; as parametrizações para a mistura vertical, via equações de fecho de turbulência; e as condições iniciais e de fronteira adequadas.

As incógnitas que o SELFE resolve são a elevação da superfície livre, as três componentes da velocidade, a salinidade e a temperatura da água.

Como modelo de fecho de turbulência, o SELFE utiliza o modelo GLS (“Generic Length Scale”) de Umlauf e Burchard (2003), que tem a vantagem de abranger a maioria dos modelos de fecho de 2.5 equações [$k-\varepsilon$ (Rodi, 1984); $k-\omega$ (Wilcox, 1998); $k-kl$ (Mellor e Yamada, 1982)]. Desta forma, a produção e dissipação de energia cinética turbulenta (k) e de uma variável de comprimento de escala genérica (*generic length-scale*, ψ) são dadas por:

$$\frac{Dk}{Dt} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu_k^\psi \frac{\partial k}{\partial z} \right) + \nu M^2 + \mu N^2 - \varepsilon \quad (35)$$

$$\frac{D\psi}{Dt} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu_\psi \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\psi}{k} (c_{\psi 1} \nu M^2 + c_{\psi 3} \mu N^2 - c_{\psi 2} F_w \varepsilon) \quad (36)$$

onde ν_k^ψ e ν_ψ são difusividades turbulentas verticais, $c_{\psi 1}$, $c_{\psi 2}$ e $c_{\psi 3}$ são constantes específicas do modelo (Umlauf e Burchard, 2003; Zhang *et al.*, 2004), F_w é uma função de proximidade de parede, M e N são frequências de corte e de impulsão (*buoyancy*) e ε é a taxa de dissipação da energia turbulenta. O comprimento de escala genérico é definido por:

$$\psi = (c_\mu^0)^\rho k^m l^n \quad (37)$$

onde $c_\mu^0 = 0,3^{1/2}$ e l é o comprimento de mistura turbulento. As escolhas específicas das constantes p , m e n levam aos diferentes modelos de fecho de turbulência acima mencionados. As viscosidade e difusividades verticais que aparecem nas equações (31)-(34) estão relacionadas com k , l e com as funções de estabilidade (s_m e s_h):

$$v = \sqrt{2s_m}k^{1/2}l \quad \text{e} \quad \mu = \sqrt{2s_h}k^{1/2}l \quad (38)$$

$$v_k^\psi = \frac{v}{\sigma_k^\psi} \quad \text{e} \quad v_\psi = \frac{v}{\sigma_\psi} \quad (39)$$

onde σ_k^ψ e σ_ψ são constantes específicas do modelo. As funções de estabilidade são dadas por um Modelo de Tensão Algébrico (por exemplo: Kantha e Clayson, 1994; Canuto *et al.*, 2001; Galperin *et al.*, 1988).

As condições de fronteira verticais para as equações de quantidade de movimento horizontais [equações (31) e (32)] têm um papel importante na formulação numérica do SELFE. Para resolver o sistema de equações diferenciais, o modelo utiliza a condição fronteira de fundo para desacoplar a equação da superfície livre [equação (30)] das equações de quantidade de movimento [equações (31) e (32)].

Como condições fronteira à superfície ($z=\eta$) o modelo utiliza:

$$\rho_0 v \frac{\partial u}{\partial z} = \tau_{sx} \quad \text{e} \quad \rho_0 v \frac{\partial v}{\partial z} = \tau_{sy} \quad (40)$$

onde τ_{sx} e τ_{sy} são as tensões de atrito devido ao vento à superfície segundo cada uma das direcções horizontais (N/m^2). Estas tensões podem ser parametrizadas utilizando a aproximação de Zeng *et al.* (1998) ou a aproximação simples de Pond e Pickard (1998).

Como condições fronteira de fundo ($z=-h$) o modelo utiliza:

$$\rho_0 v \frac{\partial u}{\partial z} = \tau_{bx} \quad \text{e} \quad \rho_0 v \frac{\partial v}{\partial z} = \tau_{by} \quad (41)$$

onde τ_{bx} e τ_{by} são as tensões de atrito de fundo segundo cada uma das direcções horizontais. A forma específica do atrito de fundo τ_b depende do tipo de camada

limite de fundo considerada. Para o caso de uma camada limite de fundo turbulenta o atrito de fundo é representado por:

$$(\tau_{bx}, \tau_{by}) = C_d |(u_b, v_b)| (u_b, v_b) \quad (42)$$

onde C_d é o coeficiente de atrito e u_b e v_b são as componentes u e v da velocidade medidas no topo da célula computacional do fundo, sendo o perfil de velocidade no interior da camada limite de fundo um perfil logarítmico. O utilizador pode especificar o valor do coeficiente de atrito (C_d) ou a rugosidade de fundo (z_0). No segundo caso, o coeficiente de atrito é dado por:

$$C_d = \left(\frac{1}{\kappa_0} \ln \frac{\delta_b}{z_0} \right)^{-2} \quad (43)$$

onde $\kappa_0 = 0,4$ é a constante de von Kármán, z_0 é a rugosidade de fundo (m) especificada pelo utilizador e δ_b é a espessura da célula computacional do fundo (m).

4.2.2 Formulação numérica

O SELFÉ resolve o sistema de equações diferenciais através de esquemas de elementos finitos e volume finitos. A todas as equações são aplicados esquemas semi-implícitos para melhorar a estabilidade e maximizar a eficiência. As equações de continuidade 2D e quantidade de movimento 3D [equações (30), (31) e (32)] são resolvidas simultaneamente, ultrapassando desta forma as restrições de estabilidade mais restritivas (i.e. associadas ao número de Courant). O elemento chave do SELFÉ é o desacoplamento das equações de continuidade e da quantidade de movimento através da camada de fundo. Para o tratamento dos termos advectivos nas equações de quantidade de movimento, o SELFÉ utiliza um método Euleriano-Lagrangeano (ELM), permitindo a utilização de passos de cálculo elevados sem comprometer a precisão e a estabilidade. Os termos advectivos nas equações de transporte [equações (33) e (34)] são tratados com um ELM, com um método *upwind* de volumes finitos (FVUM) ou com um método *Total Variation Diminishing* (TVD).

O SELFÉ utiliza malhas triangulares não estruturadas para a direcção horizontal e coordenadas verticais híbridas na direcção vertical – em parte coordenadas s e em

parte coordenadas z – permitindo uma maior flexibilidade na representação da batimetria e da estrutura vertical. As coordenadas s são similares às coordenadas σ mas com uma flexibilidade adicional, a resolução vertical pode ser ajustada para permitir uma maior resolução junto ao fundo e à superfície (Song e Haidvogel, 1994).

A origem do eixo dos z é o nível médio do mar (NMM). As camadas s (Song e Haidvogel, 1994) estão colocadas no topo de uma série de camadas z (Figura 4.2), com a divisão entre as camadas s e z localizada no nível K^z ($z=-h_s$). O nível N_z é a superfície livre ao longo de todo o domínio, mas os índices do nível do fundo, k^b , podem variar no espaço devido à representação em degraus do fundo nas camadas z . A representação “ s pura” é um caso especial com $k^b = k^z = 1$ e h_s superior à profundidade máxima do domínio.

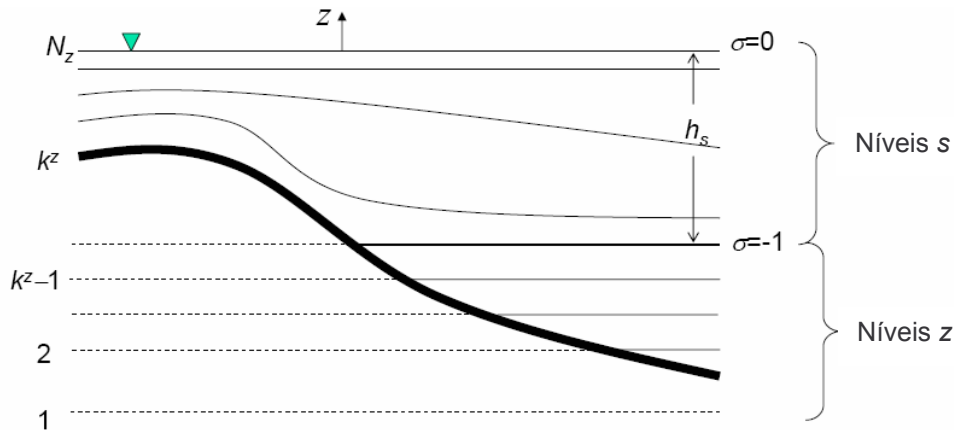


Figura 4.2 – Esquema da malha vertical e do sistema de coordenadas híbrido. Adaptado de Zhang e Baptista (2008).

O sistema de camadas s é utilizado na parte superior da coluna de água e a transformação de coordenadas s para z é dada por:

$$\begin{cases} z = \eta(1+s) + h_c s + (\tilde{h} - h_c) Co(s) \\ Co(s) = (1 - \theta_b) \frac{\sinh(\theta_f s)}{\sinh \theta_f} + \theta_b \frac{\tanh[\theta_f (s + 1/2)] - \tanh(\theta_f / 2)}{2 \tanh(\theta_f / 2)} \\ (-1 \leq s \leq 0; 0 \leq \theta_b \leq 1; 0 \leq \theta_f \leq 20) \end{cases} \quad (44)$$

onde $\tilde{h} = \min(h, h_s)$ é uma profundidade “restrita”, h_c é uma constante positiva que estabelece a espessura da camada da superfície e/ou do fundo a resolver, e θ_b e θ_f são coeficientes que controlam a resolução vertical perto do fundo e da superfície. Quando $\theta_f \rightarrow 0$, as coordenadas s ficam reduzidas às coordenadas σ tradicionais:

$$z = \tilde{H}s + \eta \quad (45)$$

onde $\tilde{H} = \tilde{h} + \eta$ é a profundidade total restrita. Para $\theta_f \gg 1$, a resolução é maior próximo das fronteiras verticais (fundo e superfície), e a transformação torna-se mais não linear. Se $\theta_b \rightarrow 0$, só é resolvida com mais detalhe a superfície, enquanto se $\theta_b \rightarrow 1$, tanto a superfície como o fundo são resolvidas.

A combinação da discretização horizontal e vertical conduz a uma divisão do domínio tridimensional em prismas triangulares (Figura 4.3). Para a definição das variáveis é utilizado um esquema alternado (*staggered scheme*). A elevação da superfície é definida nos nós do elemento. As velocidades horizontais (u, v) são definidas no centro das arestas laterais em todos os níveis. As velocidades verticais (w) são definidas no centro dos elementos em todos os níveis, dado serem resolvidas com um método de volumes finitos. A localização onde as temperaturas e as salinidades são definidas depende do método utilizado para resolver a equação de transporte: são definidas no centro dos prismas, no caso de se utilizar um FVUM ou um TVD ($T_{Up, TVD}$), e nos nós e centro das arestas laterais, no caso de se utilizar um ELM (T_{ELM}).

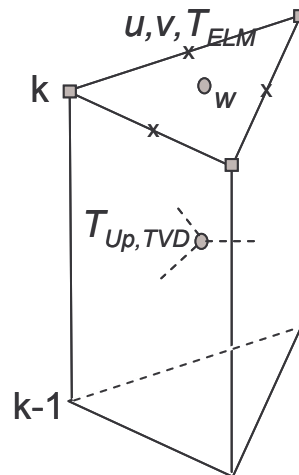


Figura 4.3 – Prisma triangular e esquema das variáveis.

O SELFE trata a advecção na equação de transporte com ELM, FVUM ou TVD. Se for utilizado um ELM, a equação de transporte é resolvida utilizando um método de elementos finitos. Apesar da sua eficiência, um dos problemas da aproximação dos ELM é o potencial para problemas de conservação de massa (Oliveira *et al.*, 2000). Por outro lado, os FVUM garantem a conservação de massa mas são

excessivamente difusivos. Para reduzir a difusão numérica, foi implementado no SELFIE um esquema de TVD de volumes finitos de alta ordem (Sweby, 1984). No caso dos FVUM, os fluxos advectivos verticais são tratados implicitamente, no caso dos TVD é utilizado um esquema explícito devido à não linearidade deste método.

As equações de fecho de turbulência [equações (35) e (36)] são resolvidas em cada nó ao longo de cada coluna vertical com um método de elementos finitos. Os termos de mistura vertical e o termo de dissipação nestas equações são tratados implicitamente, mas os termos de produção e de impulsão (*buoyancy*) são tratados implicitamente ou explicitamente, dependendo do sinal da sua contribuição total (Zhang *et al.*, 2004). Os termos de advecção nas equações de fecho de turbulência são negligenciados, dado serem pequenos quando comparados com os restantes termos (aproximação da camada limite).

4.3 MODELO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

O modelo de transporte de sedimentos desenvolvido é um modelo tridimensional, cuja componente em suspensão resulta do acoplamento entre a formulação de transporte do modelo SELFIE acima descrita e a formulação de transporte de sedimentos utilizada no modelo ROMS (versão 2.2). Para o cálculo do transporte por arrastamento foram implementadas duas formulações alternativas: Meyer-Peter e Müller (1948) e van Rijn (2007). Este modelo permite calcular o transporte para um número ilimitado de classes de sedimento, calculando, para cada classe, a advecção horizontal e vertical, a difusão vertical, o transporte por arrastamento, a velocidade de queda e a deposição ou erosão de sedimentos no fundo. Apresenta-se de seguida a formulação deste modelo.

4.3.1 Transporte em suspensão

4.3.1.1 Formulação física

O sedimento suspenso na coluna de água é calculado resolvendo a equação de advecção-difusão com um termo adicional para a queda do sedimento e troca com o fundo. A equação de transporte para um traçador genérico (T_r) é dada por:

$$\frac{DT}{Dt} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\kappa \frac{\partial T_r}{\partial z} \right) + \hat{Q}_q \quad (46)$$

onde \hat{Q}_q são termos de fonte ou sumidouro de um dado traçador e κ é o coeficiente de difusividade turbulenta vertical para o transporte (m^2s^{-1}). Para o caso dos sedimentos ($T_r = C$) em que C é a concentração de sedimentos (kgm^{-3}), a equação (46) é resolvida para cada classe de sedimento q e o termo \hat{Q}_q representa o termo de queda e o termo de troca com o fundo:

$$\hat{Q}_q = -w_{s,q} \frac{\partial C_q}{\partial z} + E_q \quad (47)$$

onde C_q é a concentração de sedimentos da classe q , $w_{s,q}$ é a velocidade de queda do sedimento da classe q (ms^{-1}) (positiva para cima) e E_q é o fluxo erosivo do sedimento da classe q ($kgm^{-2}s^{-1}$).

Deposição e erosão do sedimento

Para cada classe de sedimento q , a velocidade de queda é calculada segundo Soulsby (1997):

$$w_{s,q} = \frac{v_a}{d_{50,q}} \left[\left(10,36^2 + 1,049D_{*,q}^3 \right)^{1/2} - 10,36 \right] \quad (48)$$

onde v_a é a viscosidade cinemática da água (m^2s^{-1}) e $d_{50,q}$ é o diâmetro mediano dos sedimentos da classe q (m), $D_{*,q}$ é o diâmetro adimensional dos sedimentos da classe q dado por:

$$D_{*,q} = \left[\frac{g(s-1)}{v_a^2} \right]^{1/3} d_{50,q} \quad (49)$$

sendo $s = \rho_s / \rho_0$ a densidade relativa dos sedimentos, onde ρ_s é a massa volúmica dos sedimentos e ρ_0 é a massa volúmica de referência da água (kg/m^3).

O fluxo erosivo ($kgm^{-2}s^{-1}$) é parametrizado de acordo com o proposto por Ariathurai e Arulanandan (1978):

$$E_q = E_{0,q} (1 - p) f_q \left(\frac{\tau_{sf}}{\tau_{cr,q}} - 1 \right) \quad \text{se } \tau_{sf} > \tau_{cr,q} \quad (50)$$

$$\tau_{cr,q} = \theta_{cr,q} g d_{50,q} (\rho_s - \rho_0) \quad (51)$$

onde $E_{0,q}$ é um parâmetro de erodibilidade do fundo ($\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$), p é a porosidade dos sedimentos (adimensional), f_q é a fracção volumétrica dos sedimentos da classe q (adimensional), $\tau_{cr,q}$ é a tensão de atrito crítica para a erosão da classe de sedimento q (Nm^{-2}); $\tau_{sf} = \sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2}$ é a tensão de atrito no fundo (Nm^{-2}).

$E_{0,q}$ é um parâmetro empírico que depende dos sedimentos locais e das condições do fundo. Na literatura, os valores deste coeficiente variam entre 10^{-4} e $10^{-2} \text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$ (Xu *et al.*, 2002; Blaas *et al.*, 2007).

A tensão de atrito crítica adimensional ($\theta_{cr,q}$), tensão a partir da qual o sedimento inicia o movimento, é derivada do parâmetro de Shields crítico, e o seu valor é determinado segundo Soulsby e Whitehouse (1997) por:

$$\theta_{cr,q} = \frac{0,3}{1 + 1,2D_{*,q}} + 0,055 \left[1 - e^{(-0,022D_{*,q})} \right] \quad (52)$$

Massa volúmica do sedimento

A equação de estado, utilizada para calcular a massa volúmica da água como função da salinidade e da temperatura, é estendida de forma a incluir os efeitos do sedimento em suspensão da seguinte forma:

$$\rho = \rho_w + \sum_{q=1}^{N_{sed}} \frac{C_q}{\rho_{s,q}} (\rho_{s,q} - \rho_w) \quad (53)$$

onde ρ é a massa volúmica local do fluido (incluindo os efeitos da salinidade, temperatura e sedimento) (kg/m^3), ρ_w é a massa volúmica da água (incluindo os efeitos da salinidade e temperatura) (kg/m^3), $\rho_{s,q}$ é a massa volúmica do sedimento da classe q (kg/m^3), N_{sed} o número total de classes de sedimento e C_q é a concentração de sedimentos da classe q (kg/m^3).

A inclusão do efeito da massa volúmica do sedimento na massa volúmica da água permite simular situações onde a massa volúmica do sedimento pode influenciar a hidrodinâmica, através por exemplo da estratificação de densidade. Esta possibilidade é escolhida pelo utilizador, sendo, nesse caso, o valor de ρ_w nas equações (31) e (32) substituído pelo valor de ρ obtido através da equação (53).

Tensões de atrito de fundo

O tratamento da camada limite junto ao fundo é importante para a formulação do transporte de sedimentos, pois as tensões de corte determinam a taxa de transporte por arrastamento e a taxa de ressuspensão do sedimento para a coluna de água.

A tensão de atrito pode ser descrita por uma formulação linear, quadrática ou um perfil logarítmico, estando as três fórmulas implementadas no MORSELFÉ. Os métodos de coeficiente de arrastamento linear e quadrático dependem somente das componentes horizontais da velocidade no centro da célula da malha junto ao fundo e do valor dos coeficientes de arrastamento linear (γ_1) e quadrático (γ_2) especificados pelo utilizador:

$$(\tau_{bx}, \tau_{by}) = (\gamma_1 + \gamma_2 \sqrt{u^2 + v^2})(u, v) \quad (54)$$

O utilizador pode escolher entre um arrastamento linear ou quadrático colocando γ_1 ou γ_2 a zero, respectivamente. A formulação logarítmica assume que o escoamento na camada limite de fundo tem o perfil logarítmico clássico definido por uma velocidade de corte u_* e uma rugosidade de fundo z_0 :

$$|u| = \frac{u_*}{\kappa_0} \ln\left(\frac{\delta_b}{z_0}\right) \quad (55)$$

onde $|u| = \sqrt{u^2 + v^2}$, $u_* = \sqrt{(|\tau_{bx}| + |\tau_{by}|) / \rho}$, $\kappa_0 = 0,4$ é a constante de von Kármán, z_0 é a rugosidade de fundo (m) e δ_b é a espessura da célula computacional do fundo. Nesta formulação, é utilizada uma formulação de atrito quadrática, com $\gamma_2 = (\kappa_0 / \ln(\delta_b / z_0))^2$, sendo o valor da z_0 especificado pelo utilizador.

4.3.1.2 Formulação numérica

Advecção e difusão

A componente de advecção-difusão do modelo MORSELFE é baseada na formulação de transporte do modelo SELFE, tirando partido das suas características numéricas. Em particular é possível utilizar diferentes métodos para tratar a advecção na equação de transporte [método de *Upwind* (FVUM) ou método de *Total Variation Diminishing* (TVD)]. No caso do FVUM, os fluxos advectivos verticais são tratados implicitamente e os fluxos advectivos horizontais explicitamente. No caso do TVD é utilizado um esquema explícito para o tratamento da advecção, devido à não linearidade deste método. Em ambos os métodos, o termo de difusão vertical é tratado implicitamente e o valor do traçador (denominado por T_{Up} e T_{TVD} na Figura 4.3) é calculado no centro do prisma (i,k) .

De seguida, é apresentada uma descrição mais detalhada da formulação numérica da equação de transporte do modelo SELFE (Zhang, 2009).

A equação de transporte discretizada para a concentração de sedimentos (C) é dada por:

$$C_{i,k}^{n+1} = C_{i,k}^n - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S} Q_j C_{j^*} + \hat{Q}_{i,k}^{n+1} \Delta t' + \Delta t' \sum_{j=1}^3 (\kappa_h) \frac{C_j^n - C_i^n}{\delta_{ij}} + \frac{A_i \Delta t'}{V_{i,k}^n} \left[\kappa_{i,k} \frac{C_{i,k+1}^{n+1} - C_{i,k}^{n+1}}{\Delta z_{i,k+1/2}} - \kappa_{i,k-1} \frac{C_{i,k}^{n+1} - C_{i,k-1}^{n+1}}{\Delta z_{i,k-1/2}} \right], (k = k_b + 1, \dots, N_z) \quad (56)$$

onde j são as cinco faces do prisma (i,k) , $V_{i,k}$ é o volume do prisma (i,k) , A_i é a área do elemento i , u_j é a velocidade normal para fora do prisma (i,k) , S_j a área da face j , $Q_j = u_j S_j$ é o fluxo através da mesma face e $\Delta t' \neq \Delta t$ é o passo de cálculo. O segundo termo do lado direito da equação (56) é o termo advectivo, o terceiro é o termo de fonte ou sumidouro, o quarto o termo de difusão horizontal e os últimos termos representam a difusão vertical.

Da equação da continuidade temos que:

$$\sum_j |Q_j| = 0 \Rightarrow \sum_{j \in S^+} |Q_j| = \sum_{j \in S^-} |Q_j| \quad (57)$$

onde S^+ são todas as faces do prisma onde $Q_j > 0$ (faces com fluxo para fora) e S^- todas as faces do prisma onde $Q_j < 0$ (faces com fluxo para dentro).

A diferença entre a utilização de um esquema de FVUM ou de TVD, para a resolução da equação de transporte, está na definição do termo C_{j^*} da equação (56).

No caso de se utilizar o esquema de FVUM, C_{j^*} é dado por:

$$C_{j^*} = \hat{C}_{j^*} = \begin{cases} C_i, & j \in S^+ \\ C_j, & j \in S^- \end{cases} \quad (58)$$

Omitindo os termos não advectivos da equação (56) e substituindo o C_{j^*} dado na equação (58), fica:

$$\begin{aligned} C_{i,k}^{n+1} &= C_{i,k}^n - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \left[\sum_{j \in S^+} |Q_j| C_i - \sum_{j \in S^-} |Q_j| C_j \right] = \\ &= C_{i,k}^n \left[1 - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^+} |Q_j| \right] + \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^-} |Q_j| C_j^n \end{aligned} \quad (59)$$

Substituindo a equação (59) na equação (56), obtém-se a equação final para o esquema de FVUM:

$$\begin{aligned} C_{i,k}^{n+1} &= C_{i,k}^n \left[1 - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^+} |Q_j| \right] + \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^-} |Q_j| C_j^n + \hat{Q}_{i,k}^{n+1} \Delta t' + \Delta t' \sum_{j=1}^3 (K_h) \frac{C_j^n - C_i^n}{\delta_{i,j}} + \\ &+ \frac{A_j \Delta t'}{V_{i,k}^n} \left[K_{i,k} \frac{C_{i,k+1}^{n+1} - C_{i,k}^{n+1}}{\Delta z_{i,k+1/2}} - K_{i,k-1} \frac{C_{i,k}^{n+1} - C_{i,k-1}^{n+1}}{\Delta z_{i,k-1/2}} \right], \quad (k = k_b + 1, \dots, N_z) \end{aligned} \quad (60)$$

O esquema de FVUM é condicionalmente estável, sendo a restrição do número de Courant dada por:

$$1 - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^+} |Q_j| \geq 0 \Rightarrow \Delta t' \leq \frac{V_{i,k}^n}{\sum_{j \in S^+} |Q_j|}, \quad (|Q_j| = S_j |u_j|) \quad (61)$$

O termo do lado direito da equação (61) é calculado para todos os prismas do domínio considerado, sendo $\Delta t'$ dado pelo valor mínimo obtido.

O esquema de TVD de 2ª ordem é obtido a partir do esquema de FVUM através da adição de um fluxo antidifusivo à equação (58), ficando:

$$C_{j^*} = \hat{C}_{j^*} + \frac{\varphi_j}{2} (C_{jD} - \hat{C}_{j^*}) \quad (62)$$

onde \hat{C}_{j^*} é o valor de *upwind*, C_{jD} é o valor de *downwind* e φ_j é uma função limite de fluxo (*limiter function*) que depende somente dos valores na face j ($0 \leq \varphi_j \leq 2$, sendo que $\varphi_j=0$ corresponde a um esquema de *upwind*, $\varphi_j=2$ corresponde a um esquema de *downwind* e $\varphi_j=1$ a um esquema centrado).

Omitindo os termos não advectivos da equação (56) e substituindo C_{j^*} dado pela equação (62), fica:

$$\begin{aligned} C_{i,k}^{n+1} &= C_{i,k}^n + \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^-} |Q_j| (C_j - C_i) - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^-} |Q_j| \frac{\varphi_j}{2} (C_{jD} - \hat{C}_{j^*}) \\ &= C_{i,k}^n + \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^-} |Q_j| \left(1 - \frac{\varphi_j}{2}\right) (C_j - C_i) + \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^+} |Q_j| \frac{\varphi_j}{2} (C_i - C_j) \end{aligned} \quad (63)$$

Colocando o último termo da equação (63) numa forma similar à do segundo termo (termo de *upwind*) obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \sum_{j \in S^+} |Q_j| \frac{\varphi_j}{2} (C_i - C_j) &= \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \lambda \sum_{j \in S^+} \frac{|Q_j| \frac{\varphi_j}{2} (C_i - C_j)}{\lambda} \\ &= \frac{\Delta t'}{V_{i,k}^n} \delta \sum_{j \in S^-} |Q_j| (C_j - C_i) \end{aligned} \quad (64)$$

onde

$$\lambda = \sum_{j \in S^-} |Q_j| (C_j - C_i) \quad (65)$$

$$\delta = \sum_{j \in S^+} \frac{|Q_j| \frac{\varphi_j}{2} (C_i - C_j)}{\lambda} \quad (66)$$

Substituindo a equação (64) na equação (63), e incluindo os termos não advectivos, obtém-se a seguinte equação final para o esquema de TVD:

$$\begin{aligned}
 C_{i,k}^{n+1} &= C_{i,k}^n \left[1 - \frac{\Delta t'}{V_i^n} \sum_{j \in S^-} |Q_j| \left(1 - \frac{\varphi_j}{2} + \delta \right) \right] + \frac{\Delta t'}{V_i^n} \sum_{j \in S^-} |Q_j| \left(1 - \frac{\varphi_j}{2} + \delta \right) C_j + \hat{Q}_{i,k}^{n+1} \Delta t' + \\
 &+ \Delta t' \sum_{j=1}^3 (\kappa_h) \frac{C_j^n - C_i^n}{\delta_{i,j}} + \frac{A_i \Delta t'}{V_i} \left[\kappa_{i,k} \frac{C_{i,k+1}^{n+1} - C_{i,k}^{n+1}}{\Delta z_{i,k+1/2}} - \kappa_{i,k-1} \frac{C_{i,k}^{n+1} - C_{i,k-1}^{n+1}}{\Delta z_{i,k-1/2}} \right], \\
 &(k = k_b + 1, \dots, N_z)
 \end{aligned} \tag{67}$$

O esquema de TVD é garantido se:

$$\begin{cases} 1 - \frac{\varphi_j}{2} + \delta \geq 0 \\ 1 - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}} \sum_{j \in S^-} |Q_j| \left(1 - \frac{\varphi_j}{2} + \delta \right) \geq 0 \end{cases} \tag{68}$$

Como $1 - \frac{\varphi_j}{2} \geq 0$ a equação (68) fica:

$$\begin{cases} \delta \geq 0 \\ 1 - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}} \sum_{j \in S^-} |Q_j| (1 + \delta) \geq 0 \end{cases} \tag{69}$$

O valor de δ e r_j podem ser obtidos utilizando duas formulações diferentes, uma formulação denominada de formulação do SELFE e uma segunda que é a formulação de Casulli e Zanolli (2005). A formulação do SELFE é dada por:

$$\begin{cases} \delta = \sum_{j \in S^+} \frac{\varphi_j}{2r_j} \\ r_j = \frac{\sum_{m \in S^-} |Q_m| (C_m - C_i)}{|Q_j| (C_i - C_j)} \end{cases} \tag{70}$$

sendo a primeira condição da equação (69) facilmente satisfeita. Dado que $\delta \leq \sum_{j \in S^+} = N_+$, sendo N_+ o número de fronteiras com fluxo para fora, a segunda

condição da equação (69) fica:

$$1 - \frac{\Delta t'}{V_{i,k}} \sum_{j \in S^-} |Q_j| (1 + \delta) \geq 1 - \frac{\Delta t'}{V_i} (1 + N_+) \sum_{j \in S^-} |Q_j| \tag{71}$$

Assim, a condição de estabilidade para o esquema de TVD, a restrição do número de Courant, é dada:

$$\Delta t' \leq \frac{V_i}{(1 + N_+) \sum_{j \in S^-} |Q_j|} \quad (72)$$

O termo do lado direito da equação (72) é calculado para todos os prismas do domínio considerado, sendo $\Delta t'$ dado pelo valor mínimo obtido para todo o domínio.

A segunda formulação implementada no SELFE para o cálculo de δ é a de Casulli e Zanolli (2005) dada por:

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{\sum_{j \in S^+} \varphi_j}{2r_j} \frac{|Q_j|}{\sum_{m \in S^-} |Q_m|} \\ r_j = \frac{\sum_{m \in S^-} |Q_m| (C_m - C_i)}{(T_i - T_j) \sum_{m \in S^-} |Q_m|} \end{array} \right. \quad (73)$$

Dado que $\delta \leq \frac{\sum_{j \in S^+} |Q_j|}{\sum_{m \in S^-} |Q_m|} = \frac{\sum_{j \in S^+} |Q_j|}{\sum_{m \in S^-} |Q_m|} = 1$ então a segunda condição da equação

(69), a restrição do número de Courant, é satisfeita se:

$$\Delta t' \leq \frac{V_i}{2 \sum_{j \in S^-} |Q_j|} \quad (74)$$

O termo do lado direito da equação (74) é calculado para todos os prismas do domínio considerado, sendo $\Delta t'$ dado pelo valor mínimo obtido para todo o domínio.

Os valores da concentração de sedimentos (C) são convertidos para os nós e para todos os níveis somente para escrita no ficheiro de saída e posterior visualização. A passagem do valor da concentração de sedimentos do centro da célula para os níveis é efectuada através de uma interpolação ponderada com a espessura da célula, ficando por conhecer o valor da concentração de sedimentos no nível da superfície (C_n) e do fundo (C_1). O valor à superfície é obtido através da condição de fluxo nulo nesta fronteira:

$$w_{s,q} C + \kappa \frac{\partial C}{\partial z} = 0 \quad \text{em } z = \eta \quad (75)$$

O valor de C_n é obtido integrando a equação (75) entre o nível da superfície (n) e o nível inferior à superfície ($n-1$):

$$C_n = \frac{C_{n-1}K_{n-1}}{w_{s,q}\Delta z_n + \kappa_{n-1}} \quad (76)$$

sendo Δz_n a espessura da célula mais junto à superfície e C_n e C_{n-1} , os valores dos traçador no nível da superfície e no nível inferior à superfície, respectivamente.

O valor do traçador no fundo (C_1) é obtido por conservação de massa, i.e., assumindo que a massa total do traçador nos centros (M_c) é igual à massa total do traçador nos níveis (M_n), sendo M_c e M_n dados por:

$$M_c = \sum_{i=1}^{nc} C_i \Delta z_i \quad (77)$$

$$M_n = C_1 \frac{\Delta z_1}{2} + \sum_{i=2}^{n-1} C_i \left(\frac{\Delta z_{i-1} + \Delta z_i}{2} \right) + C_n \frac{\Delta z_n}{2} \quad (78)$$

sendo Δz_1 a espessura da célula mais junto ao fundo, n o número total de níveis e $nc = n - 1$ (número total de centros).

$$C_1 = \frac{-\sum_{i=2}^{n-1} C_i \left(\frac{\Delta z_{i-1} + \Delta z_i}{2} \right) - C_n \frac{\Delta z_n}{2} + \sum_{i=1}^{nc} C_i \Delta z_i}{\frac{\Delta z_1}{2} A_e} \quad (79)$$

onde A_e é a área do elemento e .

Deposição do sedimento

O algoritmo de advecção vertical para a queda de sedimento implementado no MORSELFÉ foi adaptado do módulo de transporte de sedimentos do modelo ROMS (<http://www.myroms.org/>). O cálculo da queda de sedimento em suspensão é efectuado através de um algoritmo de fluxo advectivo semi-lagrangiano, que inclui um método parabólico por partes (PPM; Colella e Woodward, 1984) e também um esquema *weighted essentially non-oscillatory* (WENO; Liu *et al.*, 1994). O PPM

utiliza parábolas como funções de interpolação e o WENO integra o fluxo deposicional sobre múltiplas células da malha na direcção vertical, pelo que não é constrangido pelo critério de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL). Uma descrição detalhada do PPM e do WENO é efectuada, respectivamente, em Colella e Woodward (1984) e Liu *et al.* (1994), pelo que de seguida será apresentada somente uma breve descrição destes métodos.

No PPM, a representação das variáveis é efectuada nas células verticais da malha computacional. Para cada célula da malha é construída uma função parabólica da variável. Esta parábola pode ser determinada pelo valor médio da variável \bar{b} e pelos valores do topo e fundo, b_L e b_R , na extremidade de cada célula da malha (Figura 4.4). Em cada célula da malha o valor médio da variável é dado por:

$$\bar{b} = \frac{1}{\Delta z} \int_{z-\Delta z/2}^{z+\Delta z/2} b(z) dz \quad (80)$$

sendo z a coordenada vertical da malha computacional e Δz a espessura da célula computacional.

O perfil parabólico em cada zona da malha é dada por:

$$b(z) = b_L + z(b_R - b_L + b_6(1 - z)) \quad (81)$$

onde $b_6 = 6\bar{b} - 3(b_L + b_R)$.

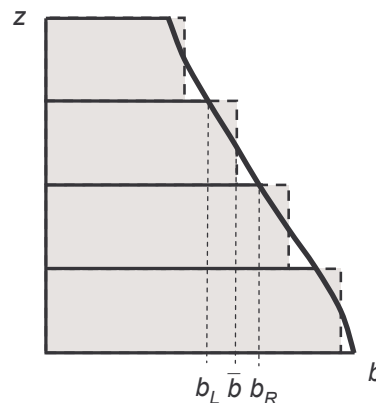


Figura 4.4 – Esquema da interpolação da variável nas células verticais da malha.

O valor de \bar{b} é dado pelo valor inicial da variável para um dado ponto da malha. Os valores de b_L e b_R são obtidos inicialmente interpolando um polinómio de quarto grau ao integral de b : nas fronteiras da zona da malha os valores deste integral são conhecidos. Diferenciando este polinómio obtém-se um polinómio cúbico que se

ajusta a b : b_L e b_R são dados pelos valores nas fronteiras da célula da malha. A fórmula para intervalos de malha não regular é dado em Colella e Woodward (1984). Inicialmente, b_L de uma dada célula da malha é igual ao b_R da célula adjacente.

Perto da superfície e do fundo não existem pontos vizinhos suficientes para determinar as parábolas. Nestas zonas as parábolas são reduzidas a valores constantes, iguais a \bar{b} , e a uma inclinação linear no ponto imediatamente a seguir da fronteira. O passo final na determinação das parábolas é a monotonicização, forçando a parábola a tomar valores situados entre b_L e b_R , integrando as parábolas por partes. Deste modo, nenhum novo extremo pode ser produzido. Contudo, apesar de cada segmento parabólico ser monótono em cada célula da malha, a monotonicidade de todo o perfil não é garantida, pois $b_L(k+1) - b_R(k)$ pode ainda ter um sinal diferente de $b(k+1) - b(k)$. Esta possibilidade é excluída após b_L e b_R serem compatibilizados utilizando o procedimento WENO.

O esquema WENO utiliza a ideia de *stencils* adaptativos no procedimento de reconstrução baseado no alisamento local da solução numérica para alcançar automaticamente uma precisão de alta ordem e propriedades não oscilatórias perto das discontinuidades. O conceito do esquema WENO é o seguinte: em vez de aproximar o fluxo numérico utilizando somente um dos *stencils* candidatos, utiliza uma combinação convexa de todos os *stencils*. A cada *stencil* candidato é atribuído um peso, que determina a contribuição desse *stencil* para a aproximação final do fluxo numérico. Os pesos são calculados de tal forma que, nas regiões planas, o *stencil* aproxima-se de um certo peso ótimo para alcançar uma ordem mais elevada de precisão, enquanto em regiões perto de discontinuidades é atribuído ao *stencil* que contém as discontinuidades um peso quase nulo.

Erosão do sedimento

O fluxo erosivo obtido através da equação (50) é calculado junto ao fundo, ou seja, a uma determinada altura de referência a muito perto do fundo, que corresponde ao topo da camada de transporte por arrastamento. Existem na literatura várias fórmulas para a determinação da altura de referência (Einstein, 1950; Engelund e Fredsoe, 1976; Smith e Mclean, 1977; van Rijn, 1984b; Garcia e Parker, 1991;

Zyserman e Fredsøe, 1994; Cao, 1999). Segundo Zyserman e Fredsøe (19994), a altura de referência deve ser equivalente ao diâmetro de poucos grãos de sedimento, utilizando-se no MORSELFÉ $a = 3d_{50}$ (Harris e Wiberg, 2001; Lawson et al, 2007).

No MORSELFÉ é utilizada uma formulação inovadora para a transferência do fluxo erosivo de sedimentos entre o fundo e o centro da célula computacional localizada mais perto do fundo. Esta transferência é efectuada considerando que, entre a altura de referência e o centro da célula, o perfil de concentração de sedimentos segue o perfil de concentração de “Rouse” dado por:

$$\frac{C}{C_a} = \left[\frac{a(H-z)}{z(H-a)} \right]^b \quad (82)$$

onde H é a profundidade total, $b = w_s / \kappa_0 u_*$, κ_0 é a constante de von Karman, u_* é a velocidade de atrito no fundo, a é a altura de referência, C_a é a concentração de sedimentos na altura de referência a e z é a distância ao fundo (neste caso metade da espessura da célula computacional de fundo).

Para o cálculo da transferência do fluxo erosivo de sedimentos para a coluna de água considerou-se que o fluxo difusivo é dado pela expressão:

$$E_q = \kappa \frac{\partial C}{\partial z} \quad (83)$$

sendo $\partial C / \partial z$ obtido através da derivação da equação (82):

$$\left. \frac{\partial C}{\partial z} \right|_a = b \left(\frac{a(H-z)}{z(H-a)} \right)^{b-1} \left(\frac{-aH}{z^2(H-a)} \right) \quad (84)$$

Assim, o fluxo erosivo no centro da célula computacional de fundo obtém-se resolvendo o sistema de equações constituído pelas equações do fluxo erosivo para a altura de referência ($E_{q,a}$) e para o centro da célula computacional localizada mais perto do fundo ($E_{q,z}$), sendo:

$$E_{q,a} = \kappa_a C_a \left. \frac{\partial C}{\partial z} \right|_a \quad (85)$$

$$E_{q,z} = \kappa_z C_a \left. \frac{\partial C}{\partial z} \right|_z \quad (86)$$

Substituindo na equação (86) o valor de C_a obtido através da equação (85) fica:

$$E_{q,z} = E_{q,a} \frac{\kappa_z \left. \frac{\partial C}{\partial z} \right|_z}{\kappa_a \left. \frac{\partial C}{\partial z} \right|_a} \quad (87)$$

Substituindo a equação (84) na equação (87) obtém-se:

$$E_{q,z} = E_{q,a} \frac{\kappa_z}{\kappa_a} \left(\frac{a(H-z)}{z(H-a)} \right)^{b-1} \frac{a^2}{z^2} \quad (88)$$

Assumindo que o perfil da difusividade turbulenta (κ) junto ao fundo tem uma forma parabólica dada por (van Rijn, 1984b):

$$\kappa = \kappa_0 u_* z (1 - z/H) \quad (89)$$

e substituindo (89) na equação (88) obtém-se a seguinte equação para $E_{q,z}$:

$$E_{q,z} = E_{q,a} \frac{(H-z)}{(H-a)} \left(\frac{a(H-z)}{z(H-a)} \right)^{b-1} \frac{a}{z} \quad (90)$$

Dado que os valores de a e de z são muito pequenos quando comparados com o valor de H , pode considerar-se que $H-z \approx H-a \approx H$ e a equação (88) fica reduzida a:

$$E_{q,z} = E_{q,a} \left(\frac{a}{z} \right)^{b-1} \frac{a}{z} = E_{q,a} \left(\frac{a}{z} \right)^b \quad (91)$$

Assim, o valor do fluxo erosivo no centro da célula computacional de fundo é dado pela equação (91) sendo o valor de $E_{q,a}$ obtido através da equação (50).

A abordagem atrás apresentada, inspirada na abordagem utilizada no cálculo do coeficiente de atrito [equação (43)], permite tornar o cálculo da erosão independente da resolução vertical junto ao fundo.

4.3.2 Transporte por arrastamento

4.3.2.1 Formulação física

O transporte por arrastamento pode ser calculado através de várias fórmulas existentes na literatura. No MORSELF estão implementadas duas formulações para o cálculo do transporte por arrastamento ($q_{b,q}$): a fórmula de Meyer-Peter e Müller (1948) e a fórmula de van Rijn (2007).

Na fórmula de Meyer-Peter e Müller (1948), a taxa de transporte por arrastamento volumétrico é definida por:

$$q_{b,q} = 8(\theta_{sf} - \theta_{cr,q})^{1,5} \sqrt{(s-1)gd_{50,q}^3} \quad (92)$$

onde θ_{sf} é a tensão de atrito adimensional dada por:

$$\theta_{sf} = \frac{\tau_{sf}}{(\rho_s - \rho_0)gd_{50}} \quad (93)$$

e $\theta_{cr,q}$ a tensão de atrito crítica adimensional dada pela equação (52). A equação (92) é aplicável a misturas de sedimento com $d_{50} > 0,4$ mm.

Van Rijn (2007) definiu a taxa de transporte por arrastamento como:

$$q_{b,q} = 0,015\rho_s\bar{u}H(d_{50,q}/H)^{1,2}M_e^{1,5} \quad (94)$$

onde \bar{u} é a velocidade média na vertical, H a profundidade total, e M_e o parâmetro de mobilidade dado por:

$$M_e = (\bar{u} - u_{cr}) / [(s - 1)gd_{50}]^{0,5} \quad (95)$$

u_{cr} é a velocidade crítica para as correntes baseada na inicialização do movimento de Shields e é dada por:

$$u_{cr} = \begin{cases} 0,19(d_{50})^{0,1} \log(12H/3d_{90}) & \text{se } 0,00005 < d_{50} \leq 0,0005 \text{ m} \\ 8,5(d_{50})^{0,6} \log(12H/3d_{90}) & \text{se } 0,0005 < d_{50} < 0,002 \text{ m} \end{cases} \quad (96)$$

A equação (94) pode ser aplicada para $0,05 < d_{50} < 2,0$ mm.

Assumindo que a tensão de fundo tem a direcção do escoamento, as componentes do fluxo de sedimento são dadas por:

$$q_{bx,q} = q_{b,q} \frac{\tau_{bx}}{|\tau_{sf}|} \quad (97)$$

$$q_{by,q} = q_{b,q} \frac{\tau_{by}}{|\tau_{sf}|} \quad (98)$$

onde $q_{bx,q}$ e $q_{by,q}$ são os fluxos de sedimento para uma dada classe de sedimento q ao longo das direcções x e y respectivamente, τ_{bx} e τ_{by} são as tensões de atrito no fundo ao longo de x e y e $\tau_{sf} = \sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2}$.

As duas formulações assumem que o fundo é horizontal, pelo que é necessário ajustá-las para entrar em consideração com os efeitos da inclinação do fundo.

Efeito da inclinação do fundo

Existem várias aproximações para estimar os efeitos da inclinação do fundo no transporte de sedimentos por arrastamento. No âmbito desta Tese, implementaram-se no MORSELFE três métodos: Antunes do Carmo (1995), Damgaard *et al.* (1997) e Lesser *et al.* (2004).

Antunes do Carmo (1995) propôs um método baseado em Lane (1955) e modificou a fórmula de Meyer-Peter e Müller (1948) de forma a incluir os efeitos de inclinação do fundo:

$$q_{b,q} = 8(\theta_{sf} - \theta_{c,q})^{1,5} \sqrt{(s-1)gd_{50,q}^3} \quad (99)$$

onde $\theta_{c,q}$ é a tensão de atrito crítica para um fundo inclinado dada por:

$$\theta_{c,q} = \theta_{cr,q} \left(\cos\beta_s \cos\beta_t \sqrt{1 - \frac{\tan^2\beta_t}{\tan^2\phi}} + \frac{\text{sen}\beta_s}{\tan\phi} \right) \quad (100)$$

onde ϕ (radianos) é o ângulo de atrito do sedimento, β_s é o ângulo de inclinação do fundo ao longo da direcção da tensão de fundo, $\tan\beta_t = \cos\beta_s \tan\beta_s$ e $\theta_{cr,q}$ é dado pela equação (52).

Damgaard *et al.* (1997), com base em resultados experimentais, modificaram a fórmula de Meyer Peter e Müller (1948) para considerar o efeito da gravidade nas inclinações longitudinais. A fórmula modificada é dada por:

$$q_{b,q} = 8(\theta_{sf} - \theta_{c,q})^{1,5} \sqrt{(s-1)gd_{50,q}^3} fslope \quad (101)$$

onde $\theta_{c,q}$ é a tensão de atrito crítica para um fundo inclinado com uma inclinação longitudinal dada segundo Whitehouse (1995) por:

$$\theta_{c,q} = \theta_{cr,q} \frac{\text{sen}(\phi - \beta_s)}{\text{sen}\phi} \quad (102)$$

O parâmetro *fslope* é um factor de correcção dado por:

$$fslope = \begin{cases} 1 + 0,8 \left(\frac{\theta_{cr,q}}{\theta_{sf}} \right)^{0,2} \left(1 - \frac{\theta_{c,q}}{\theta_{cr,q}} \right)^{(1,5 + \theta_{sf}/\theta_{cr,q})} & \text{se } -\phi < \beta_s \leq 0 \\ 1 & \text{se } 0 < \beta_s < \phi \end{cases} \quad (103)$$

Lesser *et al.* (2004) propuseram um método baseado nos trabalhos de Bagnold (1966) e Ikeda (1982). A influência da inclinação do fundo é considerada em duas partes. Na primeira, as magnitudes das componentes do transporte por arrastamento são ajustadas de acordo com a inclinação ao longo do vector do transporte. Este ajustamento é efectuado através de uma forma modificada da expressão sugerida por Bagnold (1966):

$$(q_{bx,q}^*, q_{by,q}^*) = \alpha_s (q_{bx,q}, q_{by,q}) \quad (104)$$

onde

$$\alpha_s = 1 + \alpha_{bs} \left[\frac{\tan \phi}{\cos \beta_s (\tan \phi - \tan \beta_s)} - 1 \right] \quad (105)$$

sendo α_{bs} um parâmetro de ajuste especificado pelo utilizador (por defeito = 1) e β_s o ângulo de inclinação de fundo na direcção do transporte por arrastamento.

Na segunda parte do método, a direcção do vector de transporte de sedimento é ajustada, se existir uma inclinação do fundo na direcção normal ao vector de transporte por arrastamento. Esta modificação é baseada no trabalho de Ikeda (1982) e é dada por:

$$q_{bx,q}^{**} = q_{bx,q}^* - \alpha_n q_{by,q}^* \quad (106)$$

$$q_{by,q}^{**} = q_{by,q}^* + \alpha_n q_{bx,q}^* \quad (107)$$

onde

$$\alpha_n = \alpha_{bn} \left(\frac{\tau_{cr,q}}{\tau_b} \right)^{0,5} \tan \beta_n \quad (108)$$

sendo α_{bn} um parâmetro de ajuste especificado pelo utilizador (por defeito = 1,5) e β_n o ângulo de inclinação de fundo normal ao vector de transporte por arrastamento.

4.3.2.2 *Formulação numérica*

Os fluxos de transporte por arrastamento são calculados nos centros dos triângulos e limitados pela disponibilidade de cada classe de sedimento na camada de topo de fundo.

No caso da fórmula de Meyer Peter e Müller [equação (92)] é necessário que o valor da tensão de atrito (τ_{sf}) seja superior ao valor da tensão de atrito crítica para ocorrer movimento de sedimentos por arrastamento. No caso da fórmula de van Rijn [equação (94)], para ocorrer movimento de sedimentos por arrastamento é necessário que a velocidade média na vertical seja superior à velocidade crítica.

A utilização de qualquer um dos métodos implementados no MORSELFÉ para estimar os efeitos da inclinação do fundo no transporte de sedimento por arrastamento [equações (100), (103), (105) e (108)] pressupõe a determinação dos ângulos β_s e β_n , cujos valores são obtidos através das seguintes equações:

$$\beta_s = \text{atan} \left(\frac{\partial h}{\partial x} \frac{\tau_{bx}}{|\tau_{sf}|} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\tau_{by}}{|\tau_{sf}|} \right) \quad (109)$$

$$\beta_n = \text{atan} \left(-\frac{\partial h}{\partial x} \frac{\tau_{by}}{|\tau_{sf}|} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\tau_{bx}}{|\tau_{sf}|} \right) \quad (110)$$

onde $\partial h/\partial x$ e $\partial h/\partial y$ são, respectivamente, os gradientes de fundo segundo as direcções x e y . O ângulo β_s é limitado superiormente a $0,9\phi$.

4.3.3 Camadas de sedimento no fundo

O fundo é modelado como um sistema de camadas, com um número constante de camadas especificadas pelo utilizador, situadas abaixo da coluna de água. Este sistema consiste numa camada activa (camada de topo no fundo) e um conjunto de camadas situadas abaixo desta. Cada célula de cada camada é inicializada com uma dada espessura, distribuição de classes de sedimento, porosidade e idade. A idade indica o tempo em que ocorreu a última deposição.

As camadas de fundo são modificadas a cada passo de cálculo para entrar em consideração com a erosão, a deposição e a estratigrafia (Figura 4.5). No início de cada passo de cálculo, o modelo calcula a espessura da camada activa, z_a , baseada na relação de Harris e Wiberg (1997):

$$z_a = \max[k_1(\tau_b - \bar{\tau}_{cr,q})\rho_0, 0] + k_2 d_{50,q} \quad (111)$$

onde $\bar{\tau}_{cr,q}$ é a tensão de atrito crítica média sobre todas as classes de sedimento, e k_1 e k_2 são constantes empíricas (com valores de 0,007 e 6,0, respectivamente). A camada de fundo de topo tem uma espessura mínima equivalente a z_a . Se a camada de fundo de topo tiver uma espessura maior que z_a , nada é alterado. Se a camada de fundo de topo tiver uma espessura inferior a z_a , então a espessura da camada de topo é aumentada através da mobilização de massa de sedimento proveniente das camadas mais profundas até a espessura da camada de topo igualar z_a . Se o sedimento misturado na camada de topo for proveniente de camadas mais profundas do que a segunda camada, a camada mais junto ao fundo é dividida, forçando um número constante de camadas e conservando a massa de sedimento.

Cada classe de sedimento pode ser transportada em suspensão ou por arrastamento (descrito nas secções 4.3.1 e 4.3.2). A massa em suspensão é trocada verticalmente entre a coluna de água e a camada de topo de fundo, sendo a massa disponível para transporte limitada pela massa disponível na camada activa. A massa transportada por arrastamento é trocada horizontalmente entre as camadas de topo de fundo, estando a massa de cada classe de sedimento disponível para transporte limitada à massa disponível na camada de topo.

O sedimento em suspensão depositado, ou o sedimento transportado por arrastamento para uma célula computacional, é adicionado à camada de topo de fundo. Se houver uma deposição contínua numa camada de topo e se esta atingir uma espessura superior à da especificada pelo utilizador, é criada uma nova camada. As duas camadas mais profundas são combinadas para conservar o número total de camadas. Depois da erosão e da deposição estarem calculadas, a espessura da camada activa é recalculada e as camadas de fundo são reajustadas tendo em consideração a nova espessura da camada activa. Com este passo, as camadas mais finas do que z_a são eliminadas. Finalmente, as características do sedimento superficial são actualizadas.

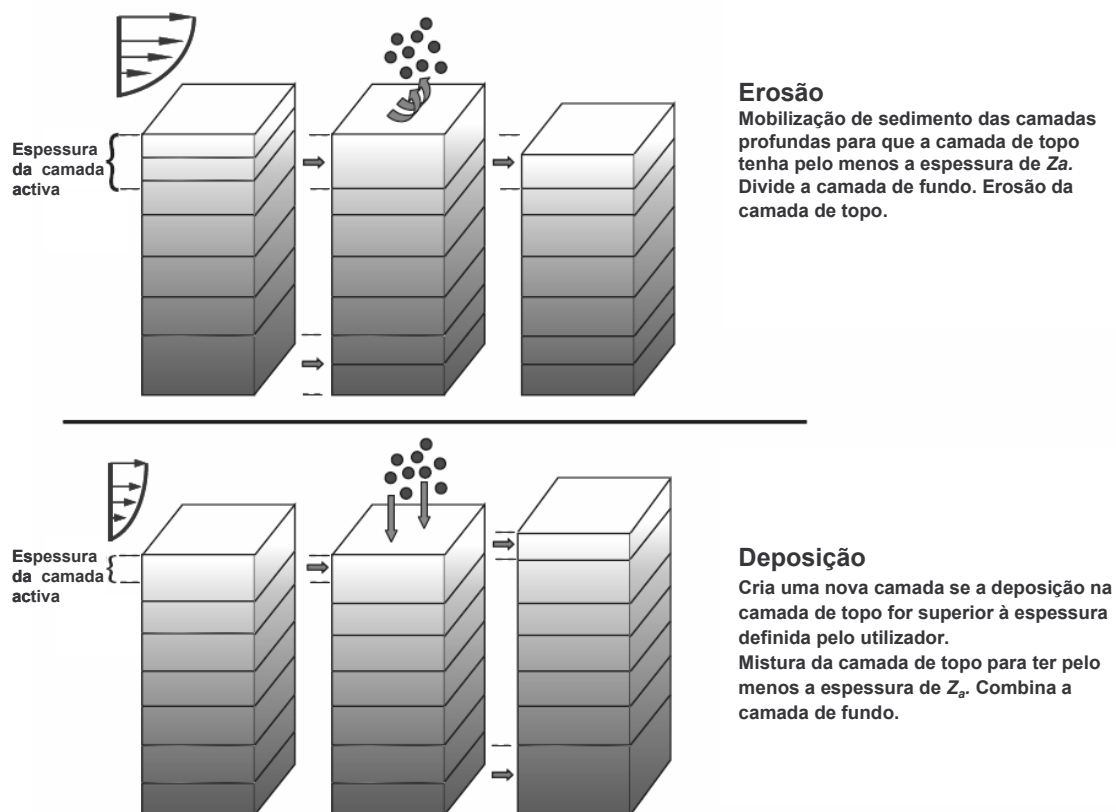


Figura 4.5 – Distribuição das camadas verticais no modelo de fundo (adaptado de Warner *et al*, 2008).

4.4 MÓDULO DE ACTUALIZAÇÃO DO FUNDO

Neste módulo são contabilizadas as modificações do fundo resultantes do balanço dos fluxos de sedimento. As variações batimétricas podem ser devidas ao transporte em suspensão e/ou ao transporte por arrastamento.

4.4.1 Formulação física

A variação de profundidade devida ao transporte em suspensão é calculada para cada classe de sedimento q através da seguinte fórmula:

$$\Delta h_{se,q} = \frac{\hat{Q}_q \Delta t}{\rho_s (1-p)} \quad (112)$$

onde \hat{Q}_q representa o termo de queda e o termo de troca com o fundo no centro do prisma (equação (47)), Δt é o passo de cálculo computacional e p é a porosidade do sedimento do fundo.

Para o cálculo da variação de profundidade devida ao transporte por arrastamento foi adaptado o módulo de evolução do fundo do modelo SAND2D (Fortunato e Oliveira, 2004, 2007). O modelo calcula as modificações do fundo, para cada classe de sedimento q , através da resolução da equação de Exner:

$$\Delta h_{b,q} = \frac{1}{1-p} \nabla q_{b,q} \Delta t \quad (113)$$

onde p é a porosidade e $q_{b,q}$ é o fluxo de sedimento de arrastamento.

4.4.2 Formulação numérica

A variação de profundidade devido ao transporte em suspensão é calculada no centro dos prismas e é dada pela soma das variações de profundidade de todas as classes de sedimento simuladas. A passagem do centro dos prismas para os nós é efectuada da seguinte forma:

$$\Delta h_{sn} = \frac{\sum_{e=1}^{nel} A_e \Delta h_{se}}{\sum_{e=1}^{nel} A_e} \quad (114)$$

em que Δh_{se} é a variação de profundidade do elemento devido ao transporte em suspensão, A_e é a área do elemento e nel é o número de elementos que contêm o nó n .

A equação (113) é resolvida com uma técnica de volumes finitos centrada no nó baseada em malhas triangulares não estruturadas. Os fluxos de transporte por arrastamento são calculados nos centros dos prismas e limitados pela disponibilidade de cada classe de sedimento na camada de topo do fundo. A

transferência dos fluxos dos centros dos prismas para os nós é efectuada através do cálculo, em cada volume de controlo, do integral de linha do fluxo a multiplicar pela normal. O volume de controlo é definido através das mediatrizes dos elementos (Figura 4.6). A variação da profundidade devido ao transporte por arrastamento é calculada nos nós e é dada pela soma das variações de profundidade de todas as classes de sedimento simuladas.

A variação total de profundidade (Δh) é simplesmente a soma das variações batimétricas devido ao transporte em suspensão e ao transporte por arrastamento.

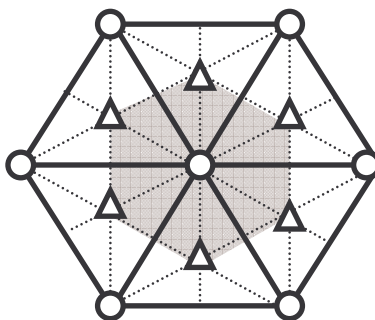


Figura 4.6 – O volume de controlo (área cinzenta) é definido pelas mediatrizes (linhas a tracejado) dos elementos (linhas). Os círculos e os triângulos representam os nós e os centros dos elementos, respectivamente.

4.5 ACOPLAMENTO DOS MÓDULOS

O modelo MORSELFÉ consiste num conjunto de módulos integrados que permitem simular a hidrodinâmica, o transporte de sedimentos e a evolução morfológica. Este modelo resulta da adaptação do código em Fortran90 do modelo 3D hidrodinâmico SELFE de forma a integrar os códigos referentes aos modelos de transporte de sedimentos ROMS (em Fortran90) e de evolução morfológica SAND2D (em Fortran77). Assim, o MORSELFÉ é constituído por um código principal, que corresponde ao código do modelo hidrodinâmico, e por subrotinas que permitem simular o transporte de sedimentos e a evolução morfológica. O acoplamento dos módulos através de subrotinas permite uma maior independência dos vários módulos, facilitando a substituição dos respectivos códigos no caso de existirem novas versões dos modelos.

A integração dos vários módulos foi efectuada através de instruções de pré-processamento em linguagem C, permitindo ao utilizador escolher os módulos que pretende compilar e executar através de instruções na compilação do modelo

MORSELFÉ. Assim, o utilizador pode compilar e executar somente o módulo hidrodinâmico, os módulos hidrodinâmico e de transporte em suspensão com ou sem o módulo de actualização do fundo, os módulos hidrodinâmico, de transporte em suspensão e de transporte por arrastamento ou a totalidade dos módulos. Desta forma, o ficheiro executável criado é mais eficiente, dado que só é utilizada a memória necessária e só são compilados os módulos relevantes.

Para efectuar a ligação e integração dos vários módulos foram efectuadas várias alterações nos códigos originais dos modelos. Nomeadamente, foram compatibilizados os nomes das variáveis de todos os módulos e a forma de cálculo de algumas dessas variáveis.

Para acoplar os módulos hidrodinâmico e de transporte de sedimentos foi alterada a formulação numérica do módulo de transporte de sedimentos (retirada do modelo ROMS) de forma a torná-la consistente com a do modelo hidrodinâmico SELFÉ. As principais diferenças decorrem do módulo original de transporte de sedimentos utilizar, para a discretização horizontal do domínio de cálculo, malhas ortogonais curvilíneas e o modelo hidrodinâmico usar malhas triangulares não estruturadas. Assim, a forma de cálculo das variáveis dentro do módulo de sedimentos foi totalmente alterada, passando o módulo de transporte de sedimentos a utilizar malhas triangulares não estruturadas. A equação utilizada, no módulo hidrodinâmico, para calcular a massa volúmica da água foi também alterada de forma a incluir os efeitos da massa volúmica do sedimento em suspensão [equação (53)].

Em relação ao módulo de actualização de fundo, foi substituída a formulação utilizada no modelo ROMS para o cálculo das variações batimétricas devido ao transporte por arrastamento pela formulação do modelo SAND2D. Para tal, o modelo SAND2D foi reescrito em Fortran90 e foram efectuadas algumas alterações no cálculo das variáveis. Foi também alterado o módulo hidrodinâmico de forma a entrar em consideração com as alterações batimétricas.

4.6 VALIDAÇÃO DO MODELO MORSELFÉ

A validação do modelo MORSELFÉ foi efectuada através da simulação de problemas de transporte de sedimentos sintéticos e reais. As simulações efectuadas foram seleccionadas entre as existentes na literatura por representarem uma gama

de problemas de complexidade variável, e por as suas soluções analíticas, computacionais ou físicas estarem bem documentadas.

Para validar o modelo foram efectuados quatro testes. No primeiro caso de teste é validada a formulação utilizada no modelo para o cálculo do termo da velocidade de queda do sedimento. No Teste 2 é avaliada a capacidade do modelo simular perfis de velocidade e de concentração de sedimentos em suspensão, através da comparação dos resultados do modelo com soluções analíticas. Com o Teste 3 é avaliada a capacidade do modelo em simular perfis verticais de concentração de sedimentos em suspensão e testado o impacto do uso de vários fechos de turbulência. Com o último caso de teste são validadas as duas componentes do transporte e a evolução morfológica do MORSELFÉ.

4.6.1 Teste 1 – Deposição

Com este teste pretende-se validar a formulação utilizada no modelo para o cálculo do termo da velocidade de queda dos sedimentos. Foram efectuadas simulações de um tanque quadrado com 9 m de largura e 1 m de profundidade. As fronteiras foram todas fechadas e dentro do domínio foi imposta uma velocidade nula. Desta forma, a advecção e a difusão do sedimento são nulas e o sedimento só fica sujeito à acção da gravidade. Como condição inicial para o sedimento impôs-se um perfil gaussiano (representado na Figura 4.7 como perfil inicial). Efectuaram-se simulações para sedimentos com várias granulometrias, tendo-se obtido resultados semelhantes, pelo que se apresenta somente o resultado obtido para um sedimento com $d_{50}=0,86$ mm e $w_s=0,1$ m/s (Figura 4.7). Nas simulações utilizou-se um passo de cálculo de 1 s e uma malha vertical com 47 níveis igualmente espaçados.

Da análise da Figura 4.7, conclui-se que a forma do perfil de concentração de sedimentos não se altera ao longo da simulação (perfis a cinzento) e que o perfil sofre uma queda igual à velocidade de queda do sedimento imposta a multiplicar pelo passo de cálculo (0,1 m). Desta forma, verifica-se que o termo de queda do sedimento está a ser bem representado pelo modelo.

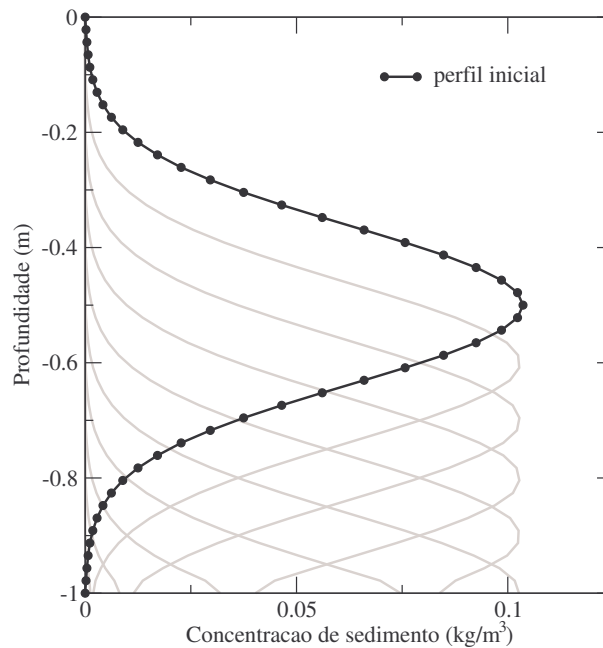


Figura 4.7 – Teste de deposição: evolução do perfil de concentração de sedimentos para um $d_{50}=0,86$ mm e $w_s=0,1$ m/s.

4.6.2 Teste 2 – Perfil de concentração de sedimentos em equilíbrio

Este teste visa avaliar a capacidade do modelo em simular correctamente perfis de velocidade e de concentração de sedimentos em suspensão, através da comparação dos resultados do modelo com soluções analíticas. Neste teste, o transporte por arrastamento não foi considerado e para o cálculo do fluxo de erosão de fundo utilizou-se uma formulação diferente da descrita em 1.3.1.1.

Em condições de equilíbrio (estacionárias), o movimento descendente do sedimento devido à velocidade de queda tem de ser balanceado pelo movimento ascendente do sedimento devido às flutuações turbulentas. Neste caso, a equação de advecção-difusão [equação (46)] fica reduzida a:

$$Cw_{s,q} + \kappa \frac{\partial C}{\partial z} = 0 \quad (115)$$

como apresentado por Rouse (1937). Esta expressão pode ser resolvida analiticamente para o caso de pequenas concentrações ($w_{s,q}$ constante) e um perfil

de difusividade e viscosidade parabólico ($\kappa(z) = \nu(z) = \kappa_0 u_* z(1 - z/H)$), resultando na expressão do perfil de concentração de sedimentos de “Rouse”:

$$\frac{C}{C_a} = \left[\frac{a(H-z)}{z(H-a)} \right]^{w_s/\kappa_0 u_*} \quad (116)$$

onde H é a profundidade total, κ_0 é a constante de von Karman, u_* é a velocidade de atrito no fundo, a é a altura de referência ($a=0,01H$) e C_a é a concentração de sedimentos na altura de referência a .

O valor de C_a é determinado segundo van Rijn (1984b):

$$C_a = 0,015 \frac{d_{50}}{a} \frac{T_a^{1,5}}{D_*^{0,3}} \quad (117)$$

onde D_* é o tamanho do grão adimensional [equação (49)] e T_a é a tensão de corte no fundo adimensional dada por:

$$T_a = \frac{\mu_c \tau_{b,c} - \tau_{cri}}{\tau_{cri}} \quad (118)$$

onde $\mu_c = f'_c/f_c = (\log_{10}(12H/30z_0))^2 / (\log_{10}(12H/30d_{90}))^2$ é o factor de eficiência da corrente, $\tau_{b,c} = \rho_w u_*^2$ é a tensão de corte no fundo, $\tau_{cri} = (\rho_s - \rho_w)gd_{50}\theta_{cri}$ é a tensão de corte crítica, e θ_{cri} é o parâmetro de entrada em movimento das partículas, calculado de acordo com a curva de Shields modelada por van Rijn (1993).

O perfil analítico da velocidade pode ser obtido através da integração na vertical da equação de conservação de quantidade de movimento horizontal [equação (31)] para um escoamento barotrópico e uniforme:

$$g \frac{\partial \eta}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\kappa(z) \frac{\partial u(z)}{\partial z} \right) \quad (119)$$

A expressão do perfil da velocidade é obtida através da dupla integração da equação (119), sendo a primeira integração efectuada entre z e H e a segunda entre z_0 e z , resultando:

$$u(z) = -\frac{u_*}{\kappa_0} \left(\ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right) \quad (120)$$

Neste caso de teste, o fluxo de erosão é dado pela expressão:

$$E_q = \kappa \frac{\partial C}{\partial z} \quad (121)$$

sendo $\partial C/\partial z$ obtido através da derivação da equação (116).

Uma série de testes foram efectuados simulando o transporte de sedimentos em suspensão num canal longo (8000 m) e estreito (320 m) com uma profundidade de 5 m (H5) e de 10 m (H10), e uma inclinação constante de $3,2 \times 10^{-4}$ m/m e $1,55 \times 10^{-4}$ m/m, respectivamente. No Quadro 4.1 apresentam-se os valores dos parâmetros utilizados nas simulações.

Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo para o Teste 2,

Parâmetro	Variável	Valor
Espaçamento da malha	$\Delta x, \Delta y, \Delta z$	80 m; 80 m; variável
Rugosidade de fundo	z_0	0,0033 m
Velocidade de queda	w_s	$0,02 \text{ ms}^{-1}$; $0,097 \text{ ms}^{-1}$
Fluxo de erosão	E	Variável
Nível de referência	a	0,01 H
Inclinação do fundo	S_0	$3,2 \times 10^{-4}$ m/m (H5) $1,55 \times 10^{-4}$ m/m (H10)

Efectuaram-se simulações com diferentes malhas verticais (5, 11, 21, 41 e 81 níveis igualmente espaçados e coordenadas s) e para sedimentos de duas granulometrias ($d_{50}=0,2$ mm e $w_s=0,02 \text{ ms}^{-1}$; $d_{50}=0,8$ mm e $w_s=0,097 \text{ ms}^{-1}$). Para as malhas verticais s , utilizaram-se para as constantes que controlam a resolução junto à superfície e ao fundo, valores de $\theta_b=1$ (refinamento da malha tanto na superfície como no fundo) e $\theta_f=5$ ($0 < \theta_f \leq 20$ e para $\theta_f \gg 1$ maior resolução próximo das fronteiras). Com este conjunto de simulações também se pretende avaliar a influência da discretização

vertical nos resultados do modelo e do comportamento do modelo para diferentes granulometrias e profundidades.

Os resultados do modelo apresentados correspondem a um ponto localizado em $x=6160$ m e $y=160$ m.

Perfis de Velocidade

Nas Figura 4.8 e Figura 4.9 estão representados os perfis de velocidade obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m (H5) e 10 m (H10) de profundidade, respectivamente. Os resultados mostram que os perfis de velocidade simulados são muito semelhantes ao perfil analítico e que, independentemente do tipo de malha vertical utilizada (s ou igualmente espaçada), os perfis convergem para a solução analítica à medida que se aumenta o refinamento vertical.

Para avaliar o desempenho do modelo, compararam-se os valores numéricos e analíticos da velocidade através da raiz do erro quadrático médio (*REQM*):

$$REQM = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N_z} (v_{a,k} - v_{n,k})^2}{n}} \quad (122)$$

onde n é o número total de níveis verticais, $v_{a,k}$ e $v_{n,k}$ são, respectivamente, a velocidade analítica e a numérica para um dado nível k .

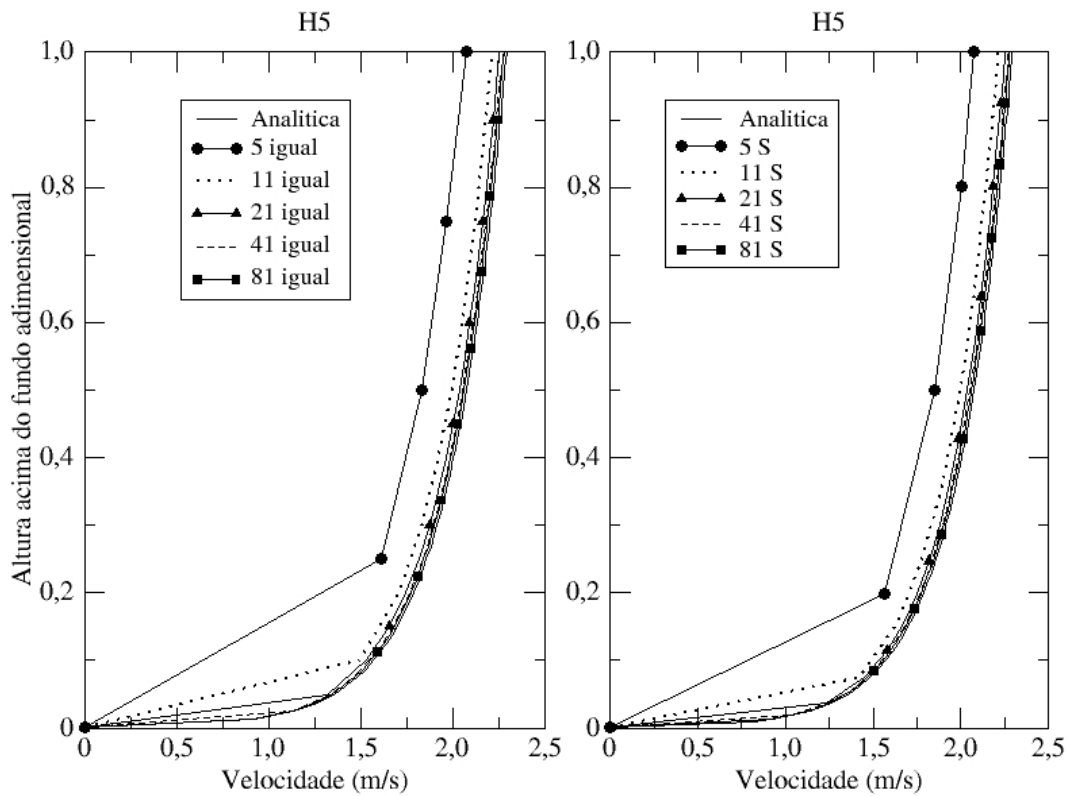


Figura 4.8 – Perfis de velocidade obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m de profundidade (H5).

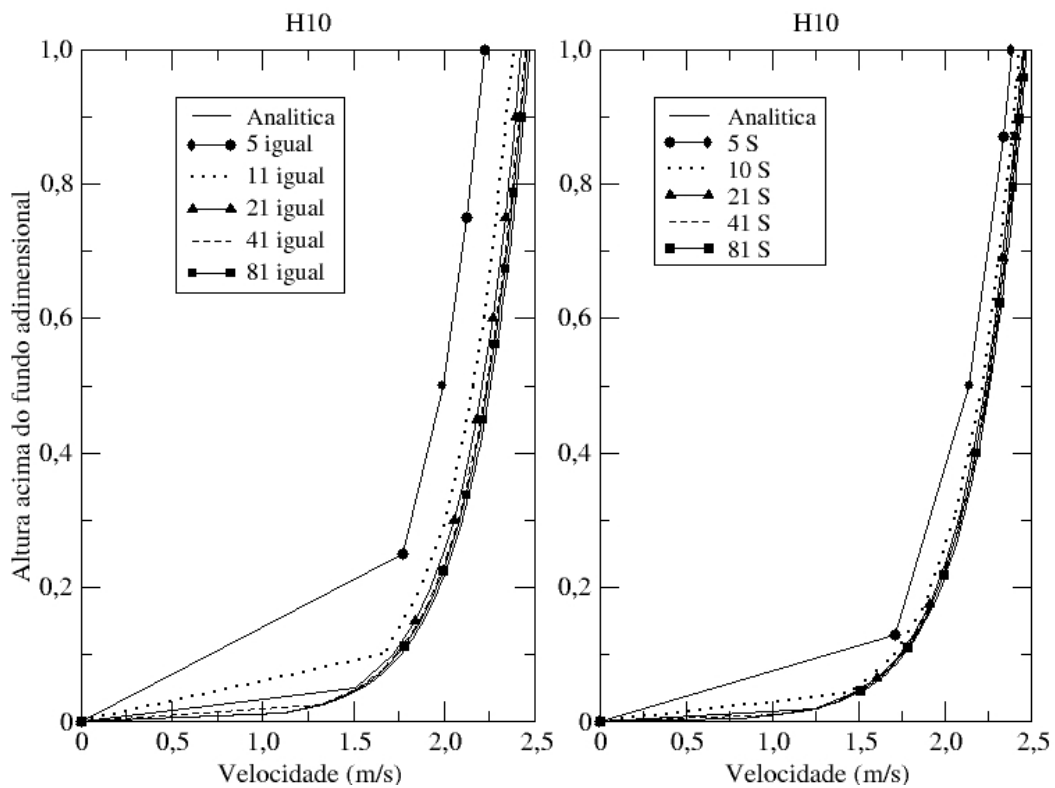


Figura 4.9 – Perfis de velocidade obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 10 m de profundidade (H10).

A análise dos valores do *REQM* (Figura 4.10), mostra que o erro da velocidade decresce à medida que aumenta o refinamento da malha vertical, sendo de cerca de 0,011 m/s para a malha com 81 níveis *s*. Para as simulações no canal com H5, obtiveram-se valores do *REQM* semelhantes para as malhas igualmente espaçadas e malhas *s*, demonstrando que, para esta profundidade, é indiferente o tipo de malha a utilizar. No caso do canal com H10, obtiveram-se valores de *REQM* mais pequenos para as simulações com malhas *s*. A diferença entre os valores de *REQM* obtidos para os dois tipos de malha diminui à medida que o refinamento vertical aumenta, sendo essa diferença de cerca de 0,1 m/s e de 0,005 m/s para as malhas com 5 e 81 níveis, respectivamente. Assim, considerando apenas a hidrodinâmica, devem-se utilizar malhas *s* em vez de igualmente espaçadas.

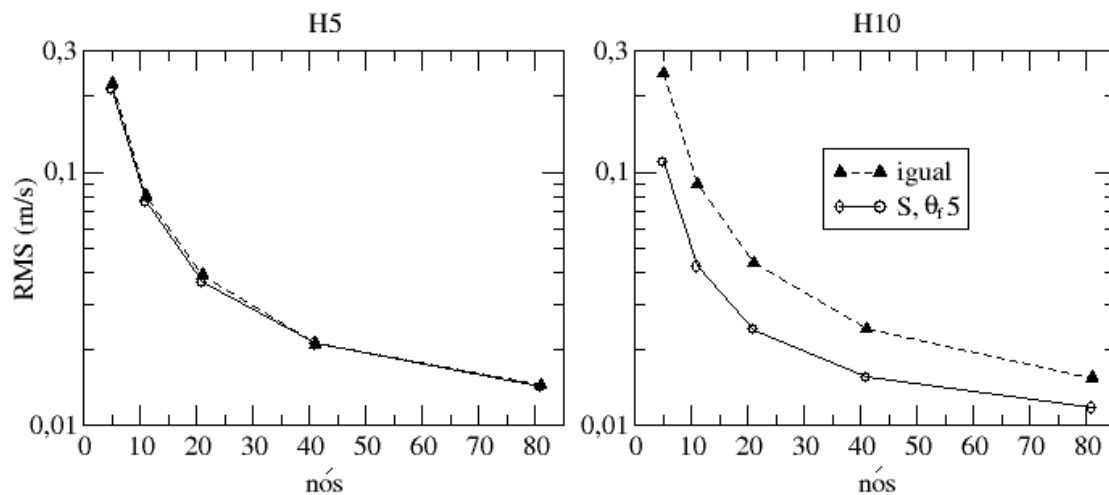


Figura 4.10 – Erro quadrático médio das velocidades para as diferentes malhas verticais.

Perfis de sedimento em suspensão

No caso das simulações de sedimento em suspensão, além dos testes nos dois canais com profundidade diferente, também se efectuaram simulações para sedimentos com duas granulometrias: $d_{50}=0,2$ mm com $w_s = 0,02$ m/s (areia fina) e $d_{50}=0,8$ mm com $w_s = 0,097$ m/s (areia média).

Para quantificar a diferença de concentração de sedimentos entre a solução analítica e os resultados do modelo, calcularam-se os erros relativos através da seguinte fórmula:

$$ER = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N_z-1} (C_{a,k} - C_{n,k})^2 \Delta z_k}{H}} / \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N_z-1} C_{a,k}^2 \Delta z_k}{H}} \quad (123)$$

onde $C_{a,k}$ e $C_{n,k}$ são, respectivamente, a concentração de sedimentos analítica e numérica para um dado nível k , Δz é a espessura da célula k e H é a profundidade total.

Na Figura 4.11 e Figura 4.12 estão representados os perfis de concentração de sedimentos em suspensão obtidos, para um $d_{50}=0,2\text{mm}$, com a solução analítica e com as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m (H5) e 10 m (H10) de profundidade, respectivamente. De uma forma geral, os perfis de concentração de sedimentos simulados são muito semelhantes aos perfis analíticos. No caso das malhas s , à medida que o refinamento vertical aumenta os perfis de concentração aproximam-se do perfil analítico, mas no caso das malhas igualmente espaçadas este comportamento não é tão evidente.

Através da análise dos erros obtidos para as simulações com $d_{50}=0,2$ mm (Figura 4.13), verifica-se que os erros da concentração de sedimentos decrescem à medida que o refinamento vertical aumenta, com excepção das simulações no canal com H10 e níveis igualmente espaçados nas quais se obteve um erro de cerca de 7% para todas as malhas. De uma forma geral, obtiveram-se erros aceitáveis para a concentração de sedimentos, sendo o erro máximo de 10% para o caso H10 e 5 níveis s e o erro mínimo de 3% para o caso H5 e 81 níveis s . Os resultados do teste mostram que, para este tipo de sedimento, obtiveram-se melhores resultados com as malhas s , com excepção das simulações no canal H5 e 5 níveis e no canal H10 e menos de 21 níveis, onde as malhas igualmente espaçadas apresentam melhores resultados.

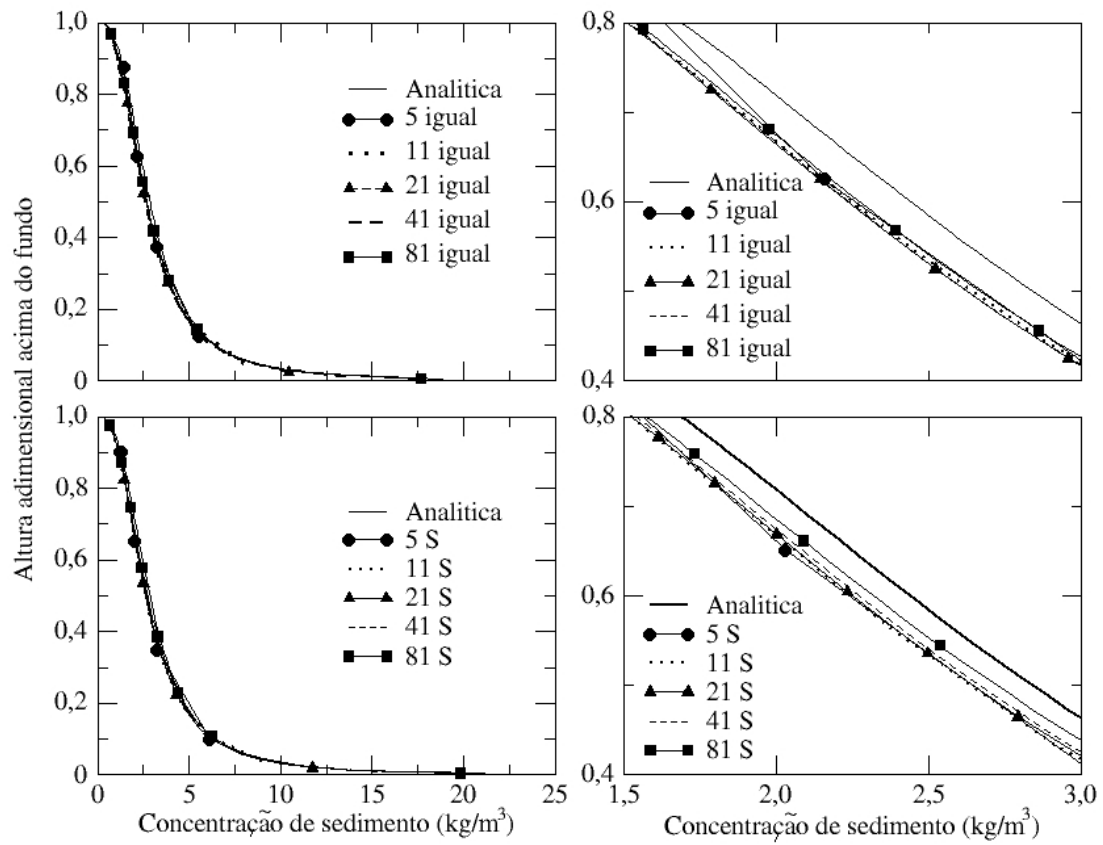


Figura 4.11 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m de profundidade e para um $d_{50}=0,2$ mm.

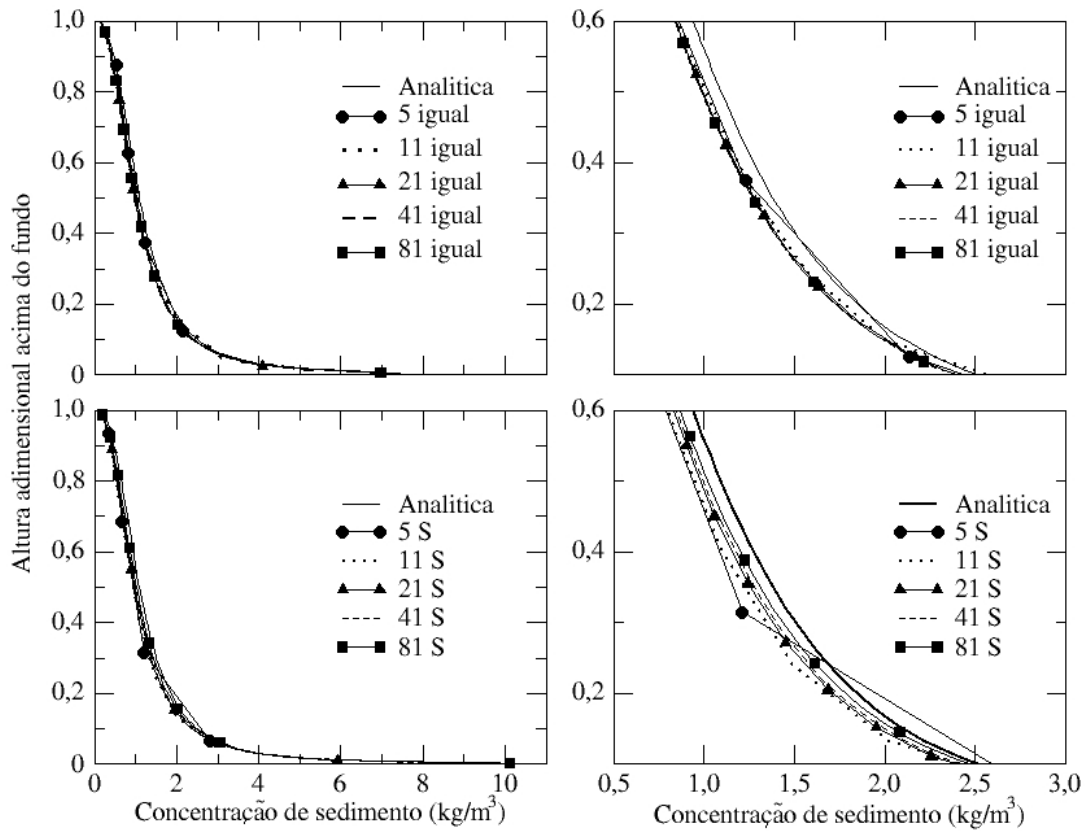


Figura 4.12 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 10 m de profundidade e para um $d_{50}=0,2$ mm.

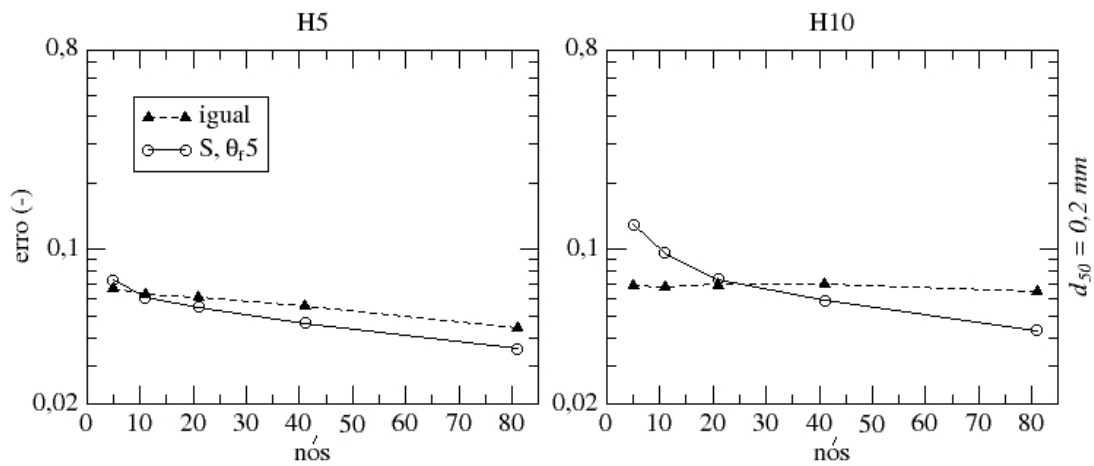


Figura 4.13 – Erro da concentração de sedimentos para as diferentes malhas verticais no canal com H5 e H10 e para um $d_{50} = 0,2$ mm.

Na Figura 4.14 e na Figura 4.15 apresentam-se os perfis de concentração de sedimentos obtidos para as simulações com $d_{50}=0,8$ mm e para o canal com H5 e H10, respectivamente. A forma dos perfis simulados está de acordo com a do perfil analítico, embora estes apresentem uma maior concentração de sedimentos.

Para as simulações com $d_{50}=0,8$ mm e menos de 21 níveis verticais, obtiveram-se erros de cerca de 60% para a concentração de sedimentos (Figura 4.16). Contudo, à medida que se aumenta o número de níveis verticais o erro diminui, tendo-se obtido erros de 13% para os casos com 81 níveis s. Estes resultados mostram que, no caso das simulações com sedimentos mais grosseiros é necessário ter uma maior resolução vertical para minimizar os erros da concentração de sedimentos, e que nestes casos devem-se utilizar as malhas s em vez das igualmente espaçadas.

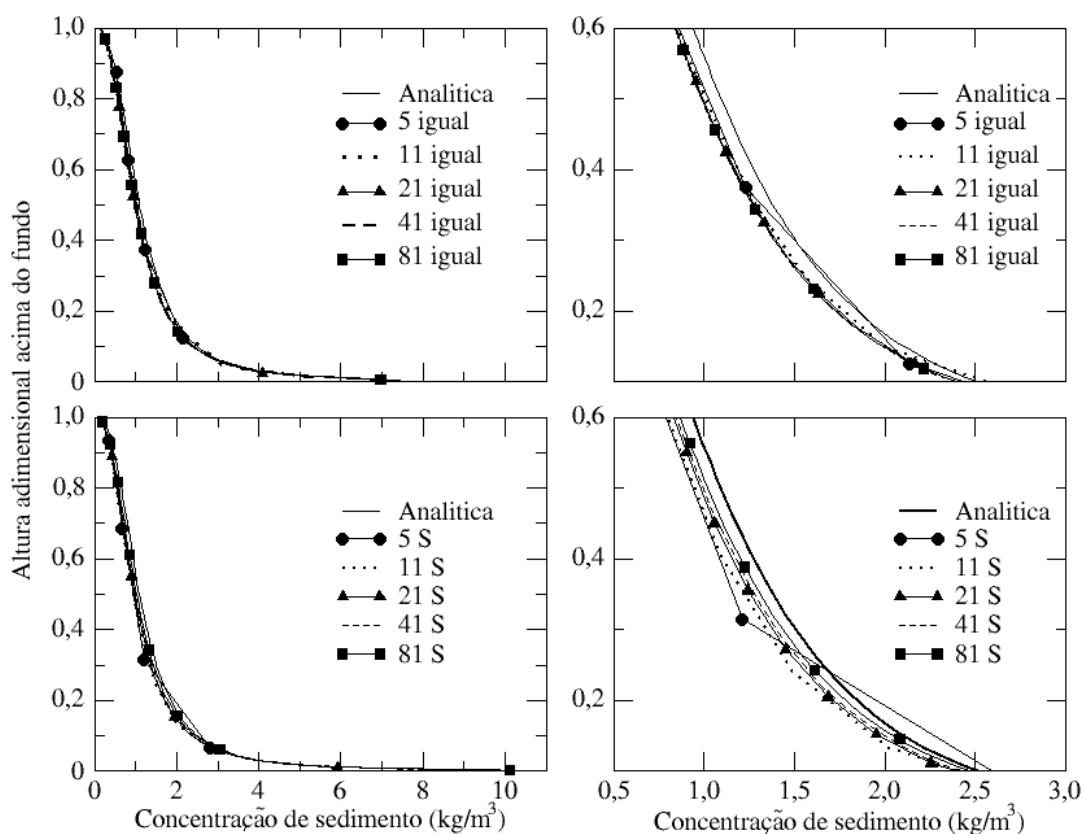


Figura 4.14 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 5 m de profundidade e para um $d_{50}=0,8$ mm.

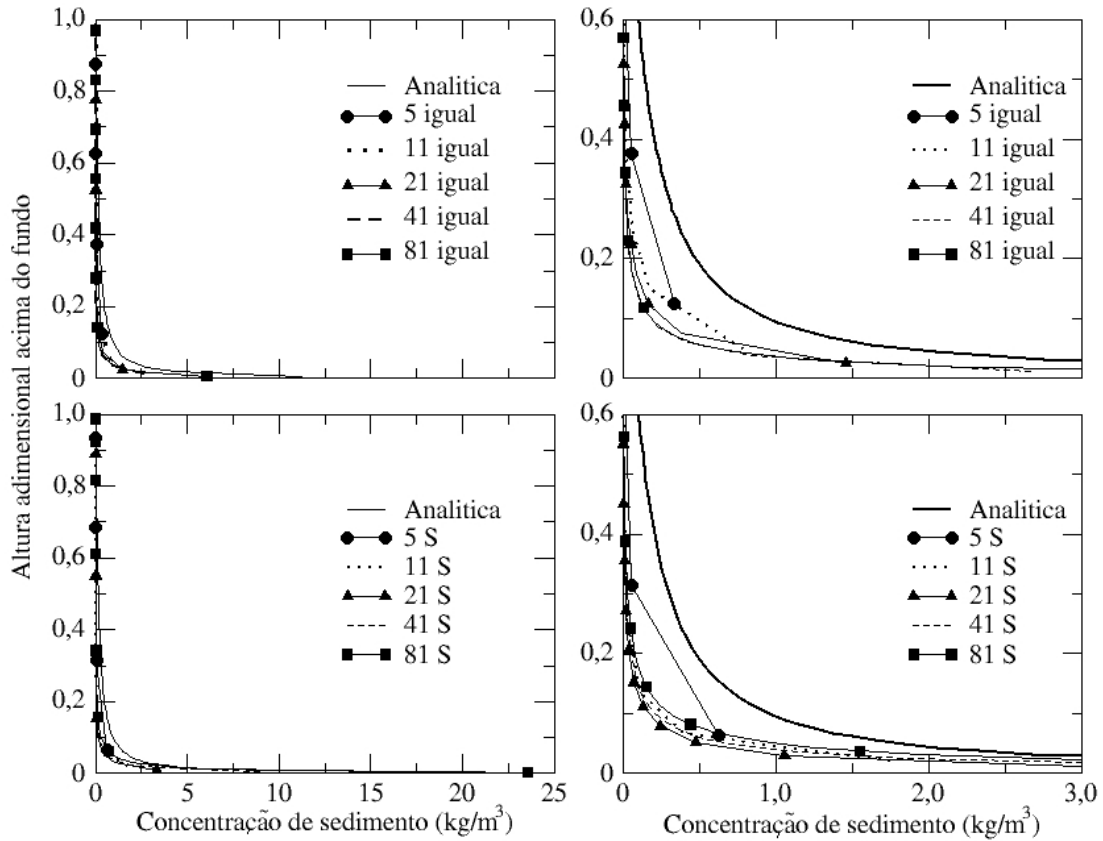


Figura 4.15 – Perfis de concentração de sedimentos obtidos para a solução analítica e para as simulações com diferentes malhas verticais no canal com 10 m de profundidade e para um $d_{50}=0,8$ mm.

Para verificar se uma maior resolução junto das fronteiras melhoraria os resultados obtidos, efectuaram-se simulações para o caso do canal com H5 e uma malha s com $\theta_f=20$. Os erros obtidos para esta malha (Figura 4.16) são muito semelhantes aos da malha s com $\theta_f=5$, pelo que um maior refinamento junto à superfície e ao fundo não melhora os resultados de concentração de sedimentos.

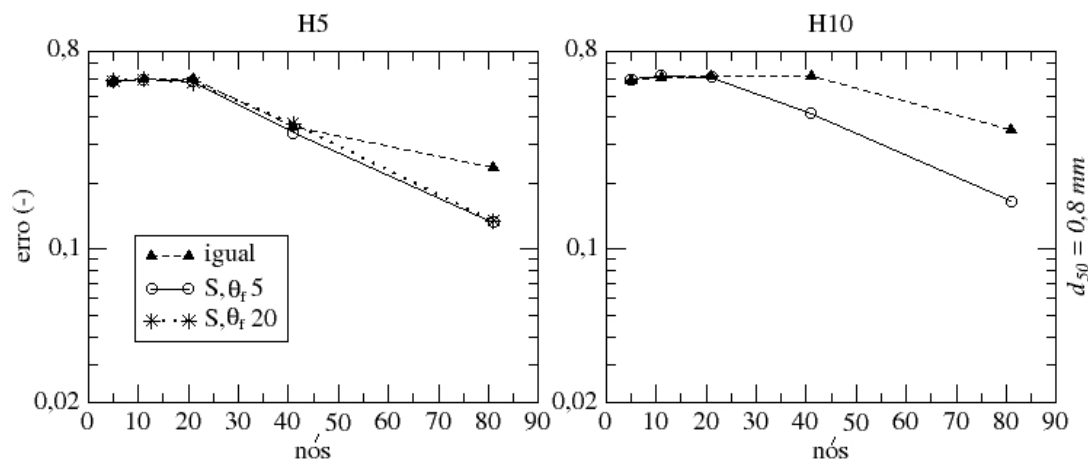


Figura 4.16 – Erro relativo da concentração de sedimentos para as diferentes malhas verticais no canal com H5 e H10 e para um $d_{50} = 0,8$ mm.

4.6.3 Teste 3 – Canal com escoamento uniforme

Este caso de teste permite verificar as capacidades do modelo em simular perfis verticais de concentrações de sedimento em suspensão (sem transporte por arrastamento) e é uma reprodução do teste apresentado em Warner *et al.* (2005, 2008). Neste teste, utiliza-se para o cálculo do fluxo de erosão de fundo a formulação descrita em 1.3.1.1.

As simulações representam o transporte de sedimentos em suspensão para um escoamento uniforme num canal longo (10000 m) e estreito (1000 m) com uma inclinação constante de 4×10^{-5} m/m. Na fronteira de montante foi imposto um caudal de $10000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ e na fronteira de jusante foi mantida uma profundidade fixa de 10 m. A elevação da superfície livre varia livremente ao longo do canal. Na Quadro 4.2 apresentam-se os valores dos parâmetros utilizados nas várias simulações. O valor de porosidade utilizado, 0,9, é o utilizado no teste descrito em Warner *et al.* (2005, 2008).

Quadro 4.2 – Parâmetros do modelo para o Teste 3.

Parâmetro	Variável	Valor
Espaçamento da malha	$\Delta x, \Delta y, \Delta z$	100 m, 10 m, 21 níveis
Rugosidade de fundo	z_0	0,00053 m
Velocidade de queda	w_s	0,001 ms ⁻¹
Taxa de erosão	E_0	5x10 ⁻⁵ kgm ⁻² s ⁻¹
Tensão de corte crítica	τ_{cr}	0,05 Nm ⁻²
Porosidade	ρ	0,9
Inclinação do fundo	S_0	4x10 ⁻⁵ m/m

Efectuaram-se simulações para diferentes fechos de turbulência utilizando uma malha vertical s com $\theta_b=1$ e $\theta_f=3$. Para estas simulações compararam-se os resultados obtidos com os modelos de turbulência $k-kl$, $k-\varepsilon$ (k -epsilon), MY (Mellor e Yamada, 1982), UB (Umlauf e Burchard, 2003) e uma expressão analítica (ANA). A expressão analítica foi obtida estipulando uma forma parabólica para o perfil da viscosidade turbulenta:

$$\nu = \kappa_0 u_* z \left(1 - \frac{z}{H} \right) \quad (124)$$

No modelo, a difusividade turbulenta é determinada através do número de Prandtl turbulento ($Pr = \text{viscosidade turbulenta}/\text{difusividade turbulenta}$) e para um fluxo estável $Pr = 0,39/0,49 = 0,80$ (Kantha e Clayson, 1994). Assim, a difusividade turbulenta é dada por $\kappa = 1/0,8$.

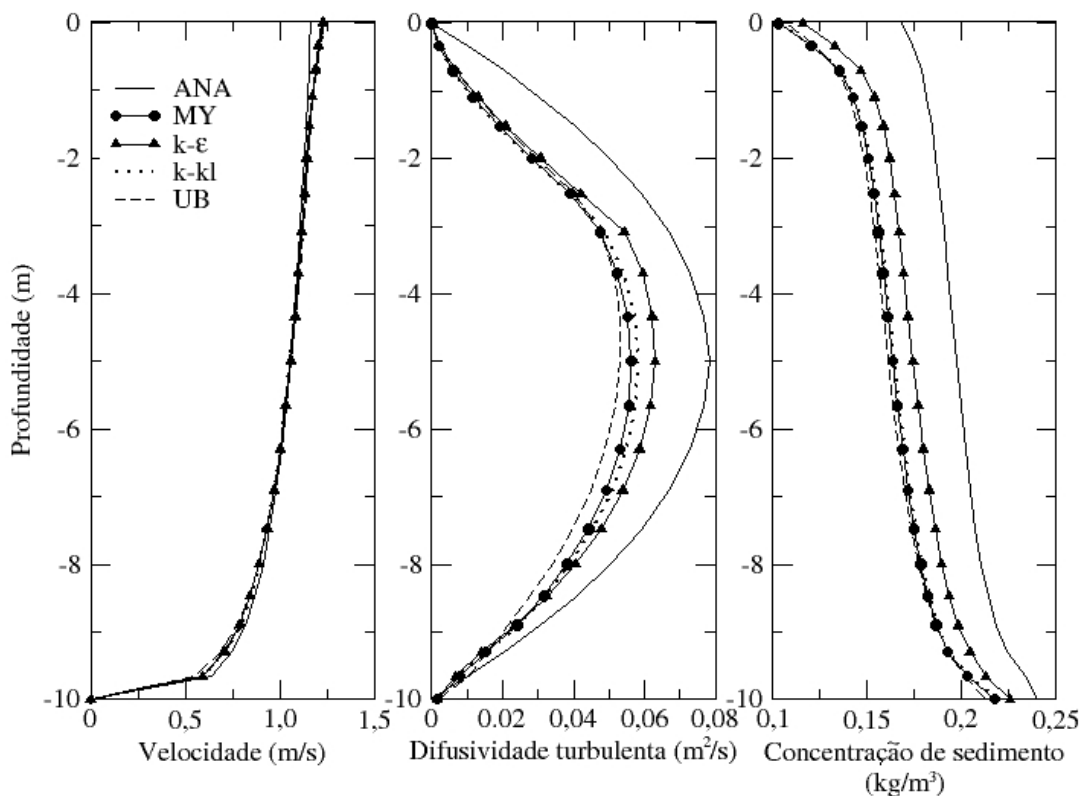


Figura 4.17 – Perfis verticais de velocidade, difusividade turbulenta e concentração de sedimentos para os quatro fechos de turbulência e para a expressão analítica. Simulações utilizando 21 níveis s.

Os resultados do modelo correspondem a um ponto localizado a 1 km da fronteira de jusante.

Simulações com diferentes fechos de turbulência produzem diferentes perfis de velocidade, difusividade turbulenta e concentração de sedimentos (Figura 4.17). Obtiveram-se perfis de velocidade semelhantes para todos os fechos de turbulência, contudo quando comparados com a expressão analítica apresentam velocidades ligeiramente mais elevadas à superfície e menos elevadas no fundo. Os resultados obtidos utilizando o fecho de turbulência $k-\varepsilon$ são os que mais se aproximam do perfil analítico para a difusividade turbulenta e concentração de sedimentos. Estes resultados são semelhantes aos obtidos por Warner *et al.* (2005). Os perfis de concentração de sedimentos são sensíveis à mistura vertical, e a variação dos perfis de concentração demonstra a importância da correcta parametrização da turbulência para a simulação correcta do transporte em suspensão.

4.6.4 Teste 4 – Migração de uma fossa num canal

Este teste reproduz o ensaio em modelo físico descrito em van Rijn (1987) e permite validar as duas componentes do transporte de sedimentos (suspensão e arrastamento) e a evolução morfológica do modelo MORSELFE.

4.6.4.1 Modelo físico

O ensaio em modelo físico consiste na medição de perfis de velocidade, perfis de concentração de sedimentos e variações de batimetria de um canal estreito e comprido (comprimento = 30 m, largura = 0,5 m) com uma depressão vertical (fossa) num fundo de areia móvel. Na experiência foram utilizados sedimentos com $d_{50}=160 \mu\text{m}$.

Para manter as condições de equilíbrio a montante da fossa (sem erosão ou deposição), sedimentos do mesmo diâmetro e composição foram introduzidos a uma taxa constante de 0,04 kg/sm. A montante da fossa, a profundidade e a velocidade média do fluxo foram mantidas constantes ($h_0=0,39 \text{ m}$, $u_0=0,51 \text{ m/s}$). Na Figura 4.18 estão representadas as dimensões iniciais do canal e a localização dos pontos de monitorização, denominados de E1, E4, E6, E7 e E8.

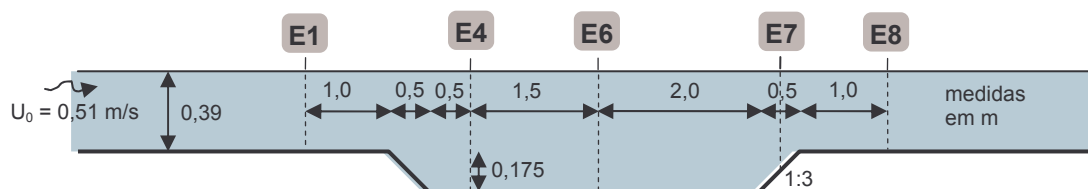


Figura 4.18 – Esquema do modelo físico e localização das estações de monitorização (adaptado de van Rijn, 1987).

As velocidades do escoamento foram medidas utilizando um micro-molinete e as concentrações de sedimentos foram medidas através da colheita de amostras de água-sedimento na linha central do canal. Em cada local de monitorização, a velocidade do escoamento e o perfil de concentração foram medidos em simultâneo. Com base nas velocidades e nas concentrações de sedimentos medidas a montante da fossa, a taxa de transporte de sedimentos em suspensão de equilíbrio foi calculada em $S_s=0,03 \text{ kg/sm}$. Com base na análise das amostras de sedimentos em suspensão, van Rijn (1987) determinou que a dimensão das

partículas em suspensão era de 160 μm perto do fundo e de cerca de 120 μm perto da superfície da água. O valor da rugosidade de fundo foi obtido através da análise das velocidades perto do fundo medidas a montante da fossa, tendo-se obtido um valor de $z_0 = 0,833 \text{ mm}$.

4.6.4.2 Simulações numéricas

As simulações numéricas foram efectuadas num canal de 30 m de comprimento com um fundo de areia móvel e uma inclinação ligeira ($4,0 \times 10^{-4} \text{ m/m}$), de forma a que a profundidade da água e a velocidade média na vertical fossem iguais em ambas as extremidades do canal. Na fronteira de montante impôs-se um nível de água constante, um perfil de concentração de sedimentos de “Rouse” e um perfil de velocidade logarítmico (com uma velocidade média de 0,51 m/s). Utilizou-se um diâmetro de sedimentos de 140 μm , que corresponde à média do diâmetro das amostras de sedimentos recolhidas no ensaio físico. O transporte por arrastamento foi simulado com a formulação de Van Rijn [equação (94)] com o método de Lesser *et al.* (2004) para estimar os efeitos da inclinação do fundo. O valor de E_0 foi calibrado por comparação com os perfis de concentração de sedimentos em suspensão medidos. No Quadro 4.3 apresentam-se os valores dos parâmetros utilizados nas simulações.

Quadro 4.3 – Parâmetros do modelo para o teste 4.

Parâmetro	Variável	Valor
Espaçamento da malha	$\Delta x, \Delta y, \Delta z$	0,12 m; 0,125 m; variável
Rugosidade de fundo	z_0	0,000833 m
Velocidade de queda	w_s	0,011 ms^{-1}
Diâmetro dos sedimentos	d_{50}	140 μm
Taxa de erosão	E_0	$1,6 \times 10^{-2} \text{ kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$
Tensão de corte crítica	τ_{cr}	0,11 Nm^{-2}
Porosidade	ρ	0,4
Inclinação do fundo	S_0	$4 \times 10^{-4} \text{ m/m}$

Foram efectuadas simulações com malhas com 21, 41 e 81 níveis igualmente espaçados, pois a reduzida profundidade do canal não permite a utilização de malhas s^8 . O tempo total da simulação é de 15 horas. Nas simulações efectuadas, deixou-se que o escoamento e o sedimento em suspensão atingissem o estado de equilíbrio antes de se iniciar a evolução morfológica. Assim, o instante inicial ($t = 0$) corresponde a 25 minutos de simulação, tempo necessário para o modelo atingir o equilíbrio. Os perfis longitudinais do canal foram retirados no centro do canal.

Na Figura 4.19 comparam-se os perfis de velocidade e de concentração de sedimentos em suspensão obtidos para as 5 estações de monitorização com as diferentes malhas verticais e os perfis medidos, no instante inicial ($t = 0$). A comparação entre os perfis simulados e medidos mostra que o modelo reproduz razoavelmente os perfis de velocidade e de concentração de sedimentos em suspensão. Comparando os resultados de velocidade obtidos com as diferentes malhas verticais verifica-se que estes são muito semelhantes excepto junto ao fundo, onde a malha mais refinada tem uma melhor resolução e consequentemente valores de velocidade mais elevados perto do fundo. Um comportamento análogo é observado na comparação dos perfis simulados de concentração de sedimentos em suspensão, mostrando a importância da resolução junto ao fundo para a simulação da concentração de sedimentos.

Para avaliar os resultados obtidos nas várias simulações, compararam-se os valores simulados e medidos da velocidade e da concentração de sedimentos em suspensão através do cálculo da raiz do erro quadrático médio [REQM, equação (119)]. Para adimensionalizar os erros, dividiram-se os valores do REQM obtidos para cada perfil pela média dos valores medidos na estação respectiva.

⁸ *A utilização de malhas s está limitada a uma profundidade mínima de 3 m; abaixo desta profundidade o modelo utiliza malhas igualmente espaçadas.*

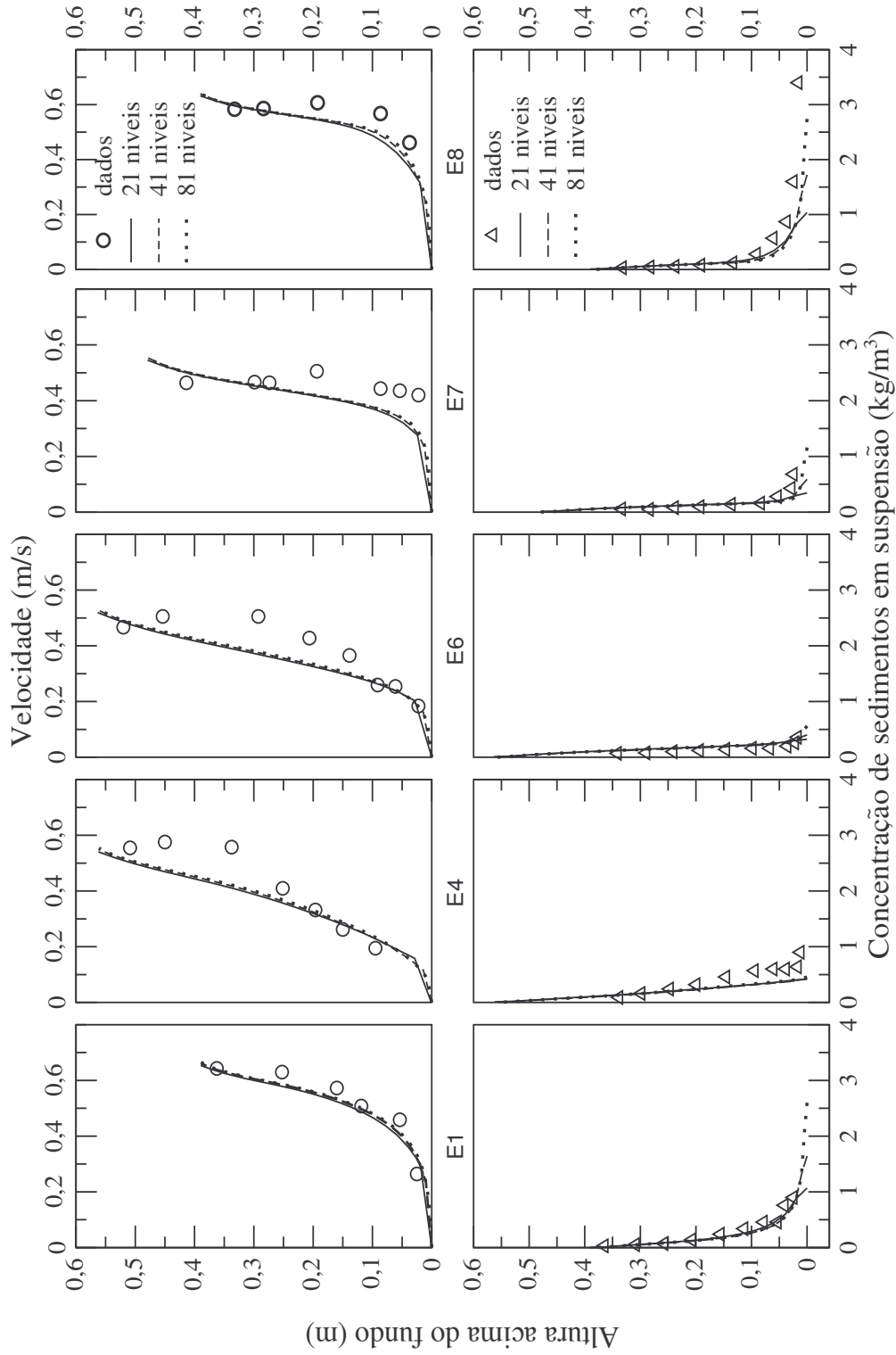


Figura 4.19 – Comparação dos perfis de velocidade e de concentração de sedimentos em suspensão medidos e simulados nas 5 estações de monitorização no tempo inicial ($t=0$).

A análise dos valores dos erros (Figura 4.20), mostra que os erros da velocidade decrescem ligeiramente à medida que aumenta o refinamento da malha, sendo que os erros mais pequenos obtiveram-se nas estações E1 e E8 (cerca de 10%) e nas restantes estações obtiveram-se erros de cerca de 20%. Apesar das estações E4, E6 e E7 apresentarem erros semelhantes, as maiores diferenças entre os perfis simulados e medidos ocorrem em zonas distintas da coluna de água. No caso da estação E4 as maiores diferenças acontecem na parte superior da coluna de água, na E6 no meio e na parte superior da coluna de água e na estação E7 do meio da coluna de água até ao fundo. A desaceleração do escoamento que ocorre no centro da fossa (E6) perto do fundo é bem reproduzida pelo modelo.

Na análise dos erros da concentração de sedimentos (Figura 4.20) não se verifica em todas as estações uma diminuição do erro à medida que o refinamento aumenta. Este comportamento pode estar relacionado com a inexistência de medições perto do fundo, local onde os perfis simulados apresentam as maiores diferenças. Comparando os erros obtidos para as várias estações, verifica-se que os maiores erros ocorrem na estação E7 e E8 e os menores na estação E1. Nas estações E7 e E8, os perfis de concentração de sedimentos em suspensão e de velocidade estão subavaliados junto ao fundo, pelo que os erros das concentrações podem estar em parte associado aos erros da velocidade. Na estação E4, o perfil de velocidade parece ser bem reproduzido pelo modelo mas o perfil de sedimentos está subavaliado do meio da coluna de água até junto ao fundo. Contudo, verifica-se que junto ao fundo, onde as diferenças entre os valores de concentração medidos e simulados são maiores, não existem medições de velocidade.

A Figura 4.21 mostra a evolução horária do canal ao longo das 15 horas de simulação. À medida que o escoamento progride para a zona de águas mais profundas da fossa, a velocidade do escoamento e o atrito de fundo diminuem. O sedimento deposita-se e o transporte por arrastamento converge, originando uma acumulação de sedimentos no início da fossa. Na parte final da fossa ocorre erosão e à medida que a profundidade decresce, o escoamento acelera, e o transporte diverge. A fossa migra na direcção do escoamento, à medida que a parte inicial da fossa assoreia e a parte final erode.

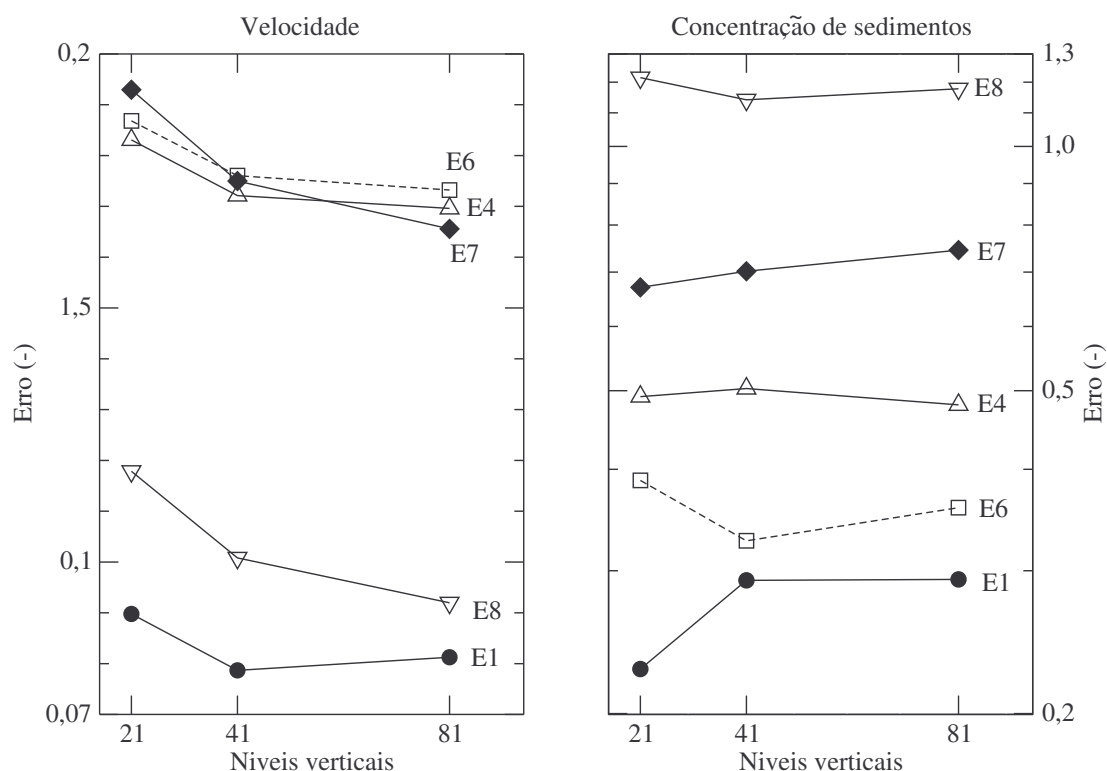


Figura 4.20 – Erros da velocidade e da concentração de sedimentos para as diferentes malhas verticais (21, 41 e 81 níveis) e para as diferentes estações de monitorização (E1, E4, E6, E7, E8).

A Figura 4.22 mostra a posição inicial da fossa e a posição medida e simulada após 15 horas. Para as simulações com 21 e 41 níveis verticais obtiveram-se perfis de fundo semelhantes, mas o perfil obtido com 41 níveis aproxima-se ligeiramente mais do perfil medido. Considerou-se que os resultados morfodinâmicos obtidos com 41 níveis já estavam convergidos pelo não foram efectuadas simulações com malhas mais refinadas. Analisando os perfis simulados, verifica-se que a fossa foi reduzida para aproximadamente metade da sua profundidade inicial, e migrou cerca de 2 m para jusante. A comparação entre o perfil simulado com 41 níveis e o perfil medido após 15 horas mostra que a fossa simulada migrou para perto da distância correcta, assoreou até ao nível correcto e apresenta uma inclinação de fundo na entrada semelhante à medida. Menos bem representada está a inclinação da saída da fossa, onde claramente o modelo não consegue reproduzir os valores medidos. Esta discrepância deve resultar das diferenças entre as velocidades medidas e estimadas na Estação E7, onde o modelo subavalia a velocidade e consequentemente o transporte em suspensão.

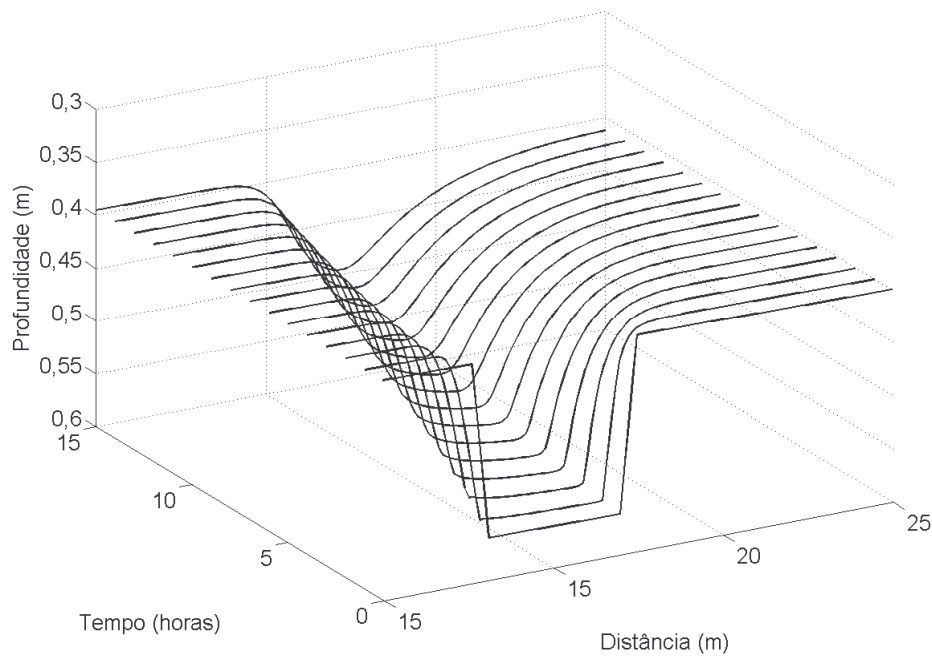


Figura 4.21 – Evolução do fundo ao longo das 15 horas de simulação.

A comparação dos resultados dos perfis de fundo obtidos para as simulações só com transporte em suspensão e com transporte total (Figura 4.23) mostra, como esperado, que a inclusão do transporte por arrastamento aumenta significativamente a quantidade de sedimentos que é acumulado na fossa.

Este teste é um dos testes utilizados frequentemente para validar modelos morfodinâmicos. Uma comparação dos resultados obtidos para este teste com os modelos DELFT3D (Lesser *et al.*, 2000; Lesser *et al.*, 2004) e ROMS (Warner *et al.*, 2008) mostra que ambos os modelos têm a mesma dificuldade em reproduzir a inclinação de saída da fossa, e que a migração da fossa parece ser melhor reproduzida pelo modelo ROMS do que pelos modelos MORSELFE e DELFT3D.

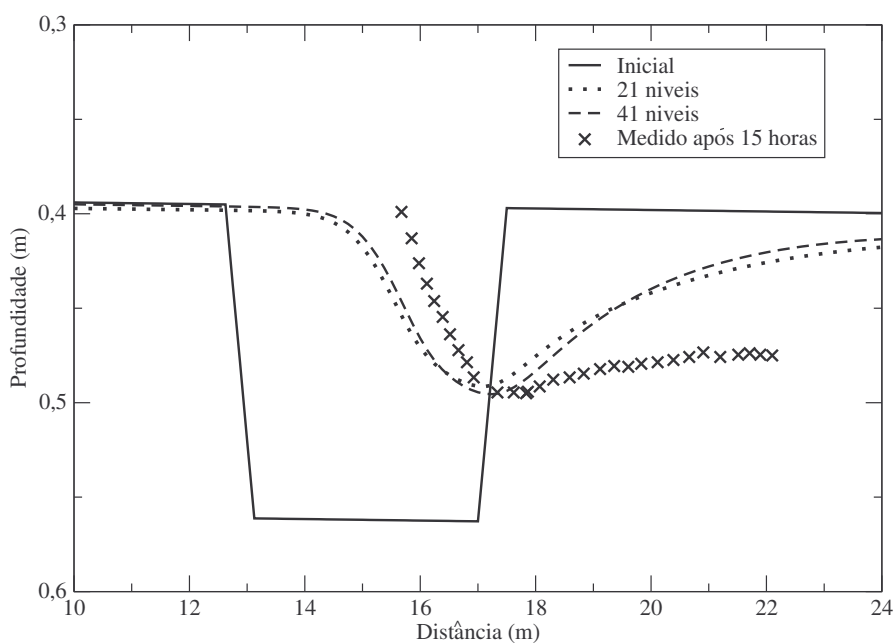


Figura 4.22 – Influência do número de camadas no cálculo da evolução do fundo.

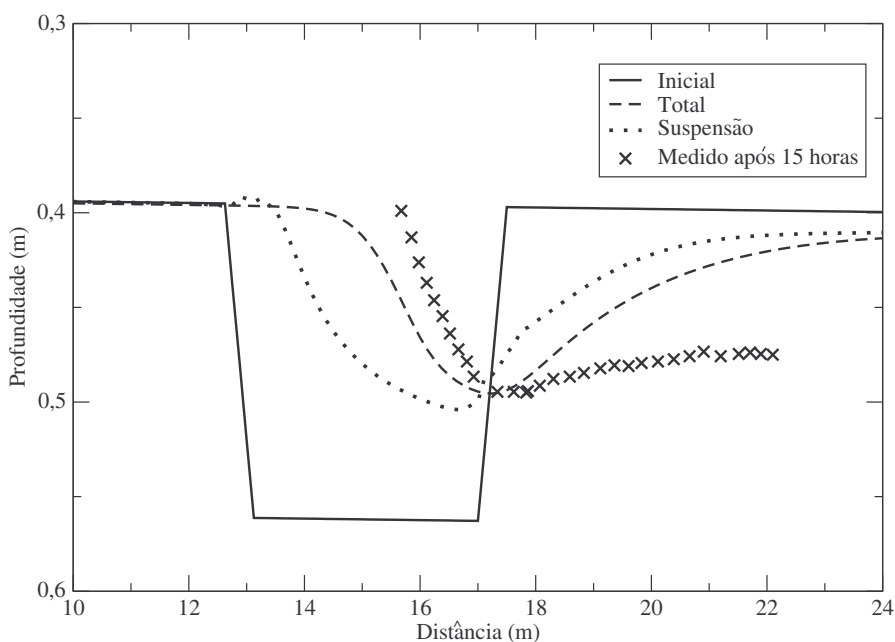


Figura 4.23 – Influência do transporte por arrastamento no cálculo dos perfis da evolução do fundo. Os perfis representados correspondem à simulação com 41 níveis.

4.7 CONCLUSÕES

Este capítulo descreve em pormenor a formulação física e numérica do modelo MORSELFÉ e a sua validação através da simulação de quatro casos de teste.

O MORSELFÉ é um sistema de modelos 3D que consiste num conjunto de módulos integrados que permitem simular a hidrodinâmica, o transporte de sedimentos e a evolução morfológica. O código do modelo está escrito em Fortran90 e pode ser executado em modo série (utilizando um processador) ou em modo paralelo (utilizando múltiplos processadores). Apesar do MORSELFÉ ser fundamentalmente baseado na integração de modelos já existentes foram introduzidas várias alterações aos códigos originais, não só para permitir a interligação dos módulos como também para melhorar a formulação dos modelos originais. É de salientar:

- a introdução, no modelo de transporte de sedimentos, de uma formulação inovadora para a transferência do fluxo erosivo de sedimentos entre o fundo e o centro da célula computacional mais junto ao fundo [equação (91)], permitindo tornar o cálculo do fluxo erosivo independente da espessura da célula computacional mais perto do fundo;
- a alteração da forma de cálculo da passagem dos valores da concentração de sedimentos do centro da célula para os níveis;
- a introdução de mais uma fórmula para o cálculo do transporte por arrastamento [equação (94)] e de várias fórmulas para estimar os efeitos da inclinação do fundo no transporte de sedimento por arrastamento [equações (100), (103), (105) e (108)], permitindo assim ao utilizador ter um maior leque de opções para o cálculo do transporte por arrastamento;
- a alteração do cálculo da massa volúmica da água de forma a entrar em consideração com a massa volúmica dos sedimentos [equação (53)], permitindo ao modelo simular situações em que a massa volúmica do sedimento influencia a hidrodinâmica.

Os diferentes testes apresentados permitiram não só validar as várias componentes do modelo mas também ganhar sensibilidade sobre alguns dos parâmetros que podem influenciar as simulações e os valores que poderão tomar, tais como o passo de cálculo, o número de níveis verticais e o fecho de turbulência a utilizar.

A validação da formulação utilizada no modelo para o cálculo do termo da velocidade de queda do sedimento é efectuada no primeiro caso de teste. No Teste 2 é avaliada a capacidade do modelo simular perfis de velocidade e de concentração de sedimentos, através da comparação dos resultados do modelo com soluções analíticas. Efectuaram-se simulações para um canal com uma profundidade de 5 m e de 10 m, com diferentes malhas verticais e para sedimentos de duas granulometrias. Para os perfis de velocidade, a análise dos valores do erro quadrático médio mostra que o erro da velocidade decresce à medida que aumenta o refinamento da malha vertical e que se devem utilizar malhas em S em vez de igualmente espaçadas. Para os perfis de sedimentos em suspensão e para o caso com $d_{50}=0,2$ mm obtiveram-se melhores resultados com as malhas S , com excepção das simulações no canal com 5 m e 5 níveis e no canal com 10 m e 21 níveis, onde as malhas igualmente espaçadas apresentam melhores resultados. Para as simulações com $d_{50}=0,8$ mm os resultados do teste mostram que no caso das simulações com sedimentos mais grosseiros é necessário ter uma maior resolução vertical para minimizar os erros da concentração de sedimentos, e que nestes casos devem se utilizar as malhas s .

Com o Teste 3 é avaliada a capacidade do modelo em simular perfis verticais de concentração de sedimentos em suspensão e testar o impacto do uso de vários fechos de turbulência. Os resultados obtidos mostram que simulações com diferentes fechos de turbulência produzem diferentes perfis de velocidade, de difusividade turbulenta e de concentração de sedimentos, tendo-se obtido os melhores resultados para este Teste com o fecho de turbulência $k - \varepsilon$.

Com o último caso de teste é validado todo o MORSELFÉ: as duas componentes do transporte de sedimentos (suspensão e arrastamento) e a evolução morfológica do modelo. Neste teste, devido à reduzida profundidade do canal, foram utilizadas na vertical malhas com 21, 41 e 81 níveis igualmente espaçados. No instante $t = 0$ os perfis de velocidade medidos e simulados nas cinco estações de monitorização apresentam resultados razoáveis, tendo-se obtido erros menores no início e no fim do canal. Os perfis de concentração de sedimentos em suspensão obtidos no instante inicial ($t = 0$) para o início (estação 1) do canal estão de acordo com os valores observados, mas na fossa, as concentrações de sedimentos em suspensão calculadas desviam-se ligeiramente dos perfis observados. No fim do canal (estação 8) existem diferenças grandes junto ao fundo entre os perfis medidos e simulados. A comparação dos perfis de fundo medidos e simulados após 15 horas mostra que a

fossa migrou para muito perto da distância correcta, assoreou até ao nível correcto e apresenta uma inclinação de fundo na entrada semelhante à observada. Contudo, o MORSELFÉ não consegue reproduzir a inclinação de saída da fossa, tal como observado com outros modelos (Lesser *et al.*, 2004; Warner *et al.*, 2008).

No MORSELFÉ, o transporte em suspensão, o transporte por arrastamento e as alterações morfológicas são calculados utilizando o mesmo passo de cálculo do escoamento. Um factor que contribui para a eficiência do modelo é a utilização de coordenadas s na discretização vertical. Com uma maior resolução vertical junto ao fundo é possível reduzir o número de níveis verticais necessários para obter uma boa representação da concentração de sedimentos. Dos testes efectuados verificou-se que, com cerca de 20 níveis s , já se obtém uma representação bastante razoável da concentração de sedimentos. A combinação da representação vertical em coordenadas s e a possibilidade da utilização de múltiplos processadores no cálculo das simulações permitem que as simulações morfodinâmicas possam ser efectuadas com tempos computacionais aceitáveis.

Apesar de todos os casos utilizados na validação do modelo serem analíticos ou terem origem em laboratório, o modelo é suficientemente eficiente para ser aplicado em casos reais. Assim, no capítulo seguinte será efectuada uma aplicação do modelo MORSELFÉ a um sistema real, o estuário do Guadiana.

5 APLICAÇÃO AO ESTUÁRIO DO GUADIANA

5.1 INTRODUÇÃO

Com a aplicação do MORSELFÉ ao estuário do Guadiana, pretende-se mostrar a capacidade do modelo em simular sistemas reais e a aplicabilidade do modelo em estudos de engenharia. Para que um modelo possa ser utilizado na interpretação de fenómenos reais, este tem de ser previamente calibrado e validado, utilizando um conjunto de dados do local de estudo. Um modelo calibrado e validado é uma ferramenta de grande utilidade, que pode ser utilizado para simular vários cenários e para analisar as consequências que esses cenários podem trazer.

O estuário do Guadiana, que forma a parte mais a Sul da fronteira de Portugal e Espanha, é um dos mais importantes do nosso país, devido à localização estratégica, à dimensão, à actividade económica e à diversidade biológica. Com a entrada em funcionamento da barragem de Alqueva em Fevereiro de 2002, o caudal fluvial deste estuário tem vindo a sofrer alterações, que induzem certamente mudanças na hidrodinâmica, na salinidade e na dinâmica sedimentar do estuário e consequentemente na sua morfodinâmica.

Nos últimos anos, tem-se observado, no estuário do Guadiana, uma diminuição da magnitude dos episódios de cheia que normalmente ocorriam no Inverno (Gonzalez *et al.*, 2005). Os episódios de cheia desempenham um papel importante no transporte de sedimentos do estuário para a zona costeira. Segundo Portela (2001), existe uma capacidade de transporte de areias relativamente elevado no sector inferior do estuário, que depende em grande medida da ocorrência de caudais de cheia. Face à redução dos episódios de cheia e à sua importância para o transporte de sedimentos no estuário, equacionou-se a hipótese de com uma descarga pontual da barragem ser possível efectuar uma limpeza dos sedimentos no estuário.

Normalmente, nas simulações com transporte de sedimentos o cálculo da massa volúmica da água é efectuado considerando somente o efeito da salinidade e da temperatura. Contudo, a presença de sedimentos misturados na água altera o valor da massa volúmica da água. As alterações na massa volúmica induzem modificações na hidrodinâmica e no transporte de sedimentos e consequentemente

na morfodinâmica do sistema. Para verificar se no caso do estuário do Guadiana, a inclusão do efeito da massa volúmica dos sedimentos afecta de forma significativa a massa volúmica da água, efectuaram-se duas simulações: uma baroclínica e uma baroclínica considerando os sedimentos na massa volúmica da água.

Em termos de sedimentos, um sistema pode ser caracterizado por sedimentos com diferentes granulometrias. O MORSELFE permite efectuar simulações utilizando um número ilimitado de classes de sedimento. Para verificar o número de classes de sedimentos necessário para representar convenientemente o estuário do Guadiana procedeu-se a um conjunto de simulações, utilizando uma, três e cinco classes de sedimentos.

Assim, através da aplicação do MORSELFE ao estuário do Guadiana procura-se responder às seguintes questões, algumas mais físicas e outras mais relacionadas com a modelação propriamente dita:

- Qual a influência de uma descarga pontual da barragem de Alqueva na morfodinâmica do sistema?
- Qual é a influência dos sedimentos na pressão baroclínica?
- Quantas classes de sedimentos é necessário utilizar nas simulações para que o estuário esteja bem representado?

Nas secções seguintes são apresentados e analisados os resultados da calibração e validação do modelo, e de um conjunto de simulações efectuadas para responder às questões formuladas.

5.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA

O rio Guadiana nasce na Mancha (Espanha) nos lagos Ruidera a 1700 m de altitude e apresenta uma extensão total de 830 km, sendo cerca de 150 km em território português e fronteiriço. O seu troço nacional apresenta uma orientação aproximadamente Norte-Sul, desaguando no Atlântico junto a Vila Real de Sto. António.

A bacia hidrográfica do Guadiana situa-se entre 37° N e 40° N de latitude e entre 2° W e 8° W de longitude e drena cerca 66800 km², dos quais 11700 km² em

Portugal (Cardoso da Silva *et al.*, 2000). Em termos climáticos, esta bacia apresenta uma temperatura média anual que varia entre os 12° C e os 18° C e um regime de precipitação irregular. O valor médio anual da precipitação é de 450 mm (Kilsby *et al.*, 2007), sendo que normalmente não chove nos meses de verão e que cerca de 80% da precipitação total anual ocorre nos meses de Outubro a Março. Os ventos dominantes são de Norte entre Setembro e Janeiro, de Sudoeste no mês de Março e durante o resto do ano existe um equilíbrio entre os ventos de ambas as proveniências (González, 1995).

Desde a sua foz, perto de Vila Real de Sto. António, até Moinhos dos Canais, perto de Mértola, o estuário do rio Guadiana (Figura 2.1) tem uma extensão de cerca de 76 km. Entre a foz e o Pomarão o estuário apresenta uma direcção aproximadamente Norte-Sul e no restante troço uma direcção NW-SE. A profundidade média do estuário é de 5 m e a máxima de 14 m, a largura varia entre 800 m na embocadura e 70 m perto de Mértola. Os principais afluentes do estuário são na margem direita as Ribeiras de Oeiras, de Carreiras, do Vascão, de Alcoutim, da Foupana, de Odeleite e de Beliche e na margem esquerda o rio Chanca.

Junto da embocadura ficam situadas duas Áreas Protegidas, o sapal de Castro Marim, situado a montante de Vila Real de Sto. António, e o sapal de Ayamonte – Ilha Cristina, situado do lado espanhol a jusante de Ayamonte. A região costeira adjacente é uma zona de praias de interesse turístico.

Na embocadura do estuário existem dois molhes de protecção, construídos com a finalidade de orientar os fluxos de enchente e de vazante da maré, por forma a manter a navegabilidade da barra (Cardoso da Silva *et al.*, 2000). O molhe Oeste é o mais comprido e o molhe Este encontra-se submerso.

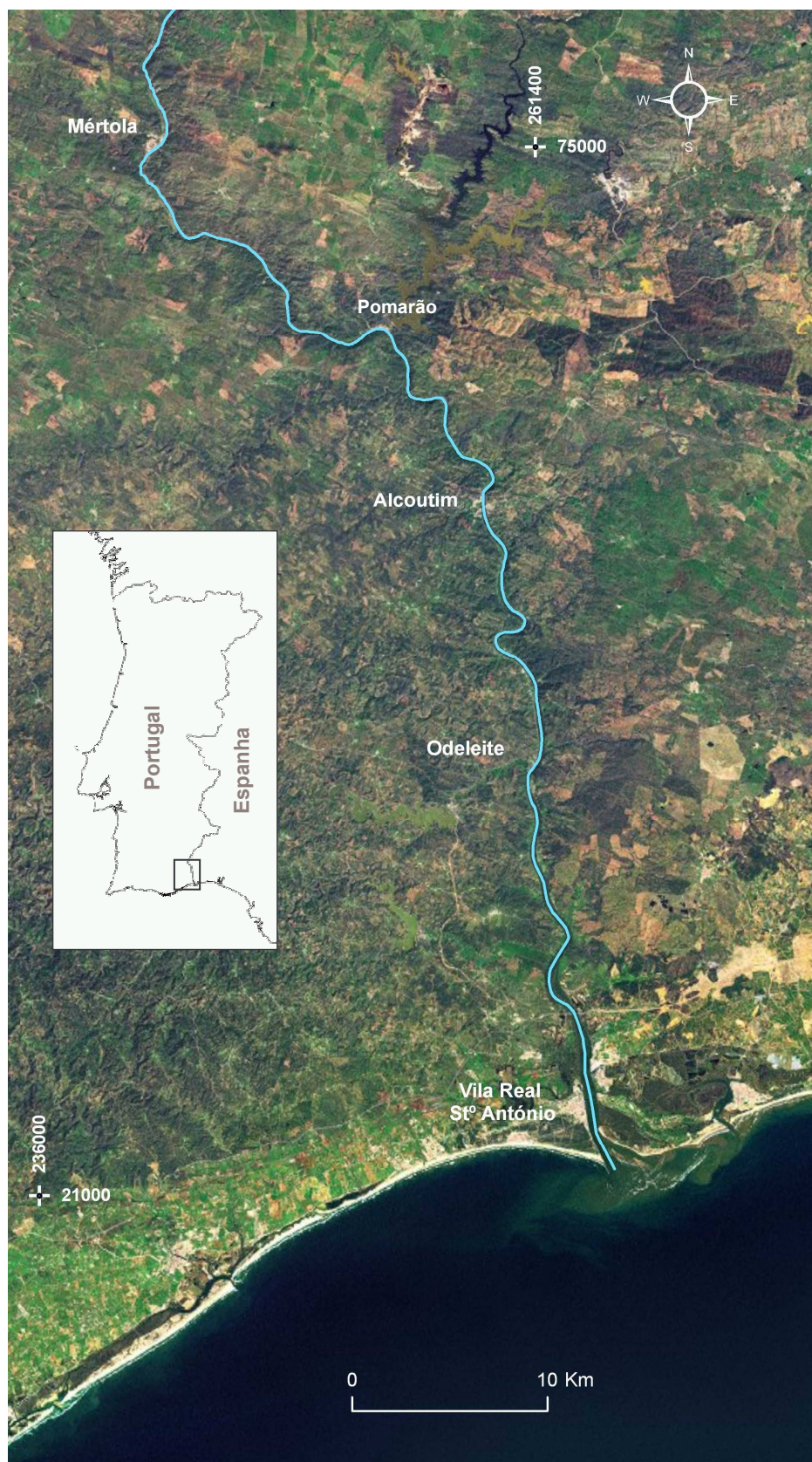


Figura 5.1 – Localização do estuário do rio Guadiana. Fonte: ArcGis OnLine, ESRI.

Desde 1950 o regime hidrológico natural do rio Guadiana tem sofrido alterações devido à construção de várias barragens na sua bacia (Dias *et al.*, 2004). A entrada em funcionamento da barragem do Alqueva (Fevereiro de 2002), com uma capacidade de armazenamento de água de 4150 hm³, veio modificar substancialmente o seu regime hidrológico. Assim, o regime hidrológico do rio Guadiana apresenta características distintas antes e após a entrada em funcionamento do empreendimento de Alqueva-Pedrogão. Anteriormente ao funcionamento do empreendimento o regime era bastante irregular, caracterizado por caudais baixos no verão e por episódios de cheias no inverno. Após a entrada em funcionamento do empreendimento, o regime hidrológico passou a estar fortemente condicionado pelas descargas das barragens. Como consequência, tem-se observado nos últimos anos uma diminuição da magnitude dos episódios de cheia, que normalmente ocorriam no Inverno (Gonzalez *et al.*, 2005).

Em Janeiro de 2010, a barragem do Alqueva atingiu o nível de pleno armazenamento (NPA) a cota de 152 m, e iniciou descargas controladas da albufeira. Após esta data, as barragens de Alqueva e de Pedrogão efectuaram descargas significativas em Janeiro de 2010 e Março de 2010 (Figura 5.2), registando, nestas datas, um caudal máximo de cerca de 1300 m³/s e 2100 m³/s, respectivamente. Este comportamento mostra que, pontualmente e dependendo das afluências à barragem de Alqueva, será necessário efectuar descargas significativas destas duas barragens para controlar o nível da albufeira de Alqueva.

O regime de marés na embocadura do estuário do rio Guadiana é do tipo semi-diurno regular, com uma amplitude média de cerca de 2 m (mesotidal) e uma amplitude de maré que varia entre 0,8 m em marés mortas e 3,5 m em marés vivas. As principais constituintes harmónicas são as diurnas O1 e K1 e as semi-diurnas M2 e S2, com um valor mais significativo da componente semi-diurna M2 sobre a componente diurna K1 (Pinto, 2003). O atraso médio da maré entre Vila Real de Sto. António e o Pomarão é de cerca de 2,5 horas, sendo este atraso superior em baixa-mar, dada a menor celeridade das ondas em baixas profundidades (Cardoso da Silva *et al.*, 2000). Entre Vila Real de Sto. António e o Pomarão verifica-se uma redução de cerca de 4% na amplitude da componente M2 (Pinto, 2003).

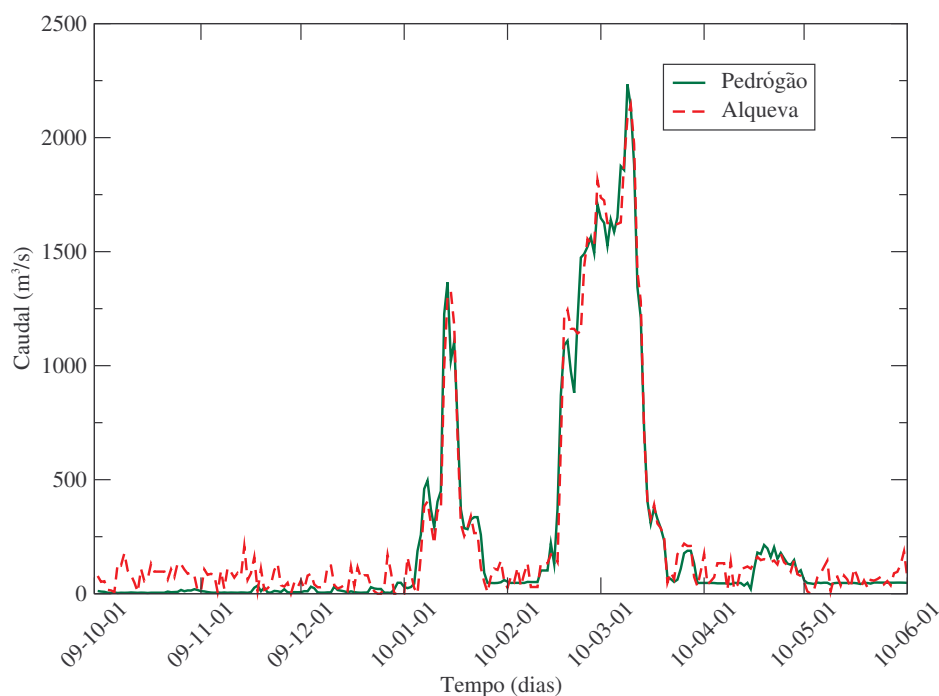


Figura 5.2 – Caudal médio diário medido nas barragens de Alqueva e de Pedrógão entre Outubro de 2009 e Maio de 2010. Fonte: SNIRH.

Com base na análise de sedimentos de fundo superficiais do canal estuarino, Morales (1995) distinguiu três sectores ao longo do estuário do Guadiana: o estuário superior de Mértola a Odeleite, o estuário médio de Odeleite a Beliche e o baixo estuário de Beliche à embocadura. O fundo do estuário superior é constituído essencialmente por cascalho e areia, provenientes da bacia de drenagem. O estuário médio é dominado por sedimentos fracamente caracterizados, com tamanhos de grãos que vão desde cascalho a argila e lodo. A fracção de lodo decresce para jusante e o baixo estuário é constituído por areia média bem caracterizada (quartzo, feldspato, bioclastos, mais componentes líticas de origens diversas) (Lobo *et al.*, 2004). Adicionalmente, algum cascalho misturado com areia ou isolado em pequenas bolsas é também observado em alguns locais mais fundos do baixo estuário (Dias *et al.*, 2001).

Com base em amostras de sedimento de fundo superficiais recolhidas ao longo do estuário, Fachin e Coli (2001) elaboraram um mapa da cobertura sedimentar do baixo estuário (Figura 5.3). Este mapa mostra a predominância dos sedimentos

arenosos, com teor muito baixo de finos, na parte central do canal do estuário e em toda a zona da barra. Junto às margens existe um maior teor de finos, com destaque para as áreas junto dos esteiros.

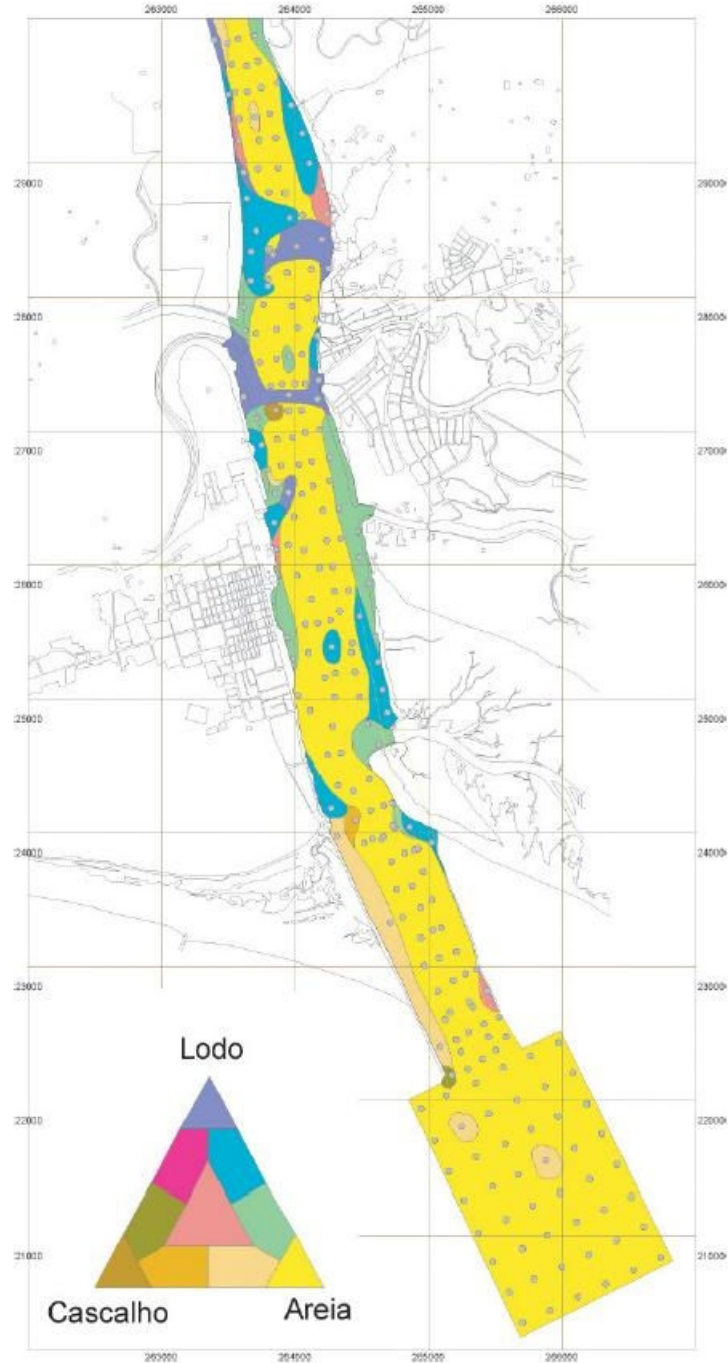


Figura 5.3 – Classificação de Shepard dos sedimentos superficiais de fundo do estuário do Guadiana. Adaptado de Fachin e Coli (2001).

5.2.1 Dados de campo

A primeira campanha de recolha de dados no Guadiana foi realizada na década de 70 e cobriu o estuário desde Alcoutim até à plataforma continental (Wollast *et al.*, 1978, 1980). Nesta campanha foram recolhidos dados de correntes e de salinidade. Os dados de correntes são constituídos por séries temporais de um ou dois dias e estão mal referenciados no espaço. Em relação às salinidades, foram recolhidos em diferentes instantes de maré dados a várias profundidades e em várias estações, situadas no eixo longitudinal do estuário até cerca de 30 km da foz e na embocadura,

Entre 1989 e 1990 foram efectuadas campanhas de medição (temperatura, salinidade e correntes) com a duração de um mês, que cobriram o baixo estuário e a zona costeira, em situação de verão e inverno. Nesta campanha foram também recolhidos dados de maré em três locais do estuário (Vila Real de Sto. António, Foz de Odeleite e Alcoutim).

Estas duas campanhas apresentam algumas limitações: na campanha dos anos 70 só existem séries curtas de salinidade; nas campanhas de 1989 e 1990 só foram recolhidos dados de salinidade, temperatura e velocidade em dois níveis de profundidade (2 e 4 m da superfície) e as séries de elevações têm uma duração curta.

Entre 1999 e 2001 foram efectuadas várias campanhas de medição tanto no estuário como na plataforma continental (Santos, 2005). As campanhas realizadas no estuário incluíram: coberturas longitudinais do estuário com perfis de temperatura, condutividade, turbidez e oxigénio dissolvido para várias situações de maré; estações hidro-corentométricas fixas em três locais do estuário (Vila Real de Sto. António, Foz de Odeleite e Ribeira das Choças) com medições horárias de perfis verticais de velocidade, temperatura, condutividade turbidez e oxigénio dissolvido com duração de pelo menos um ciclo de maré e colheitas de água a dois níveis de profundidade para determinação de matéria particulada em suspensão; medições de correntes durante períodos de 15 dias junto a Vila Real de Sto. António; medição de níveis em três locais do estuário (Vila Real de Sto. António, Foz de Odeleite e Pomarão) durante pelo menos um ano; recolha de amostras de sedimentos de fundo superficiais ao longo do estuário.

Este conjunto vasto de dados, recolhido entre 1999 e 2001, veio colmatar algumas das lacunas que existiam em termos de dados do estuário do Guadiana. Com base

nestas medições foram efectuados vários estudos tanto a nível hidrodinâmico como sedimentológico do estuário do Guadiana e plataforma adjacente (e.g., Pinto, 2003; Pinto *et al.*, 2004a, 2004b; Lobo *et al.*, 2004; Gonzalez *et al.*, 2004; Santos, 2005; Oliveira *et al.*, 2006; Machado *et al.*, 2007; Garel *et al.*, 2009). Contudo, este conjunto de dados é representativo do estuário antes da regulação do caudal pela da barragem do Alqueva.

5.2.2 Estudos de modelação relevantes

O estuário do Guadiana foi objecto de alguns estudos com base em modelação matemática. O primeiro modelo documentado foi desenvolvido por Teles (1994) que, com base nos resultados de um modelo hidrodinâmico unidimensional, efectuou um estudo da circulação e da intrusão salina. Este estudo concluiu que a intrusão salina no Guadiana apresenta variações significativas em função do caudal fluvial, podendo em condições de estiagem penetrar até cerca de 30 km a contar da foz.

Cunha *et al.* (2000) apresentaram uma aplicação preliminar de um modelo hidrodinâmico bidimensional, tendo sido apenas validados os níveis de maré, apesar de se apresentarem resultados de salinidade e velocidades residuais. As principais conclusões foram as seguintes: quanto menor for o caudal fluvial maior é a variação de salinidade no estuário; com um caudal de $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ o estuário está sob a influência de água doce, com um caudal de $400 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ existe intrusão salina ao longo de 3 km para montante da foz e com um caudal de $2 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ existe água salgada ao longo de quase todo o estuário. O resultado obtido para a intrusão salina (cerca de 30 km), com um caudal de $2 \text{ m}^3/\text{s}$, difere bastante do resultado obtido por Teles (1994) para caudais de estiagem.

Fortunato *et al.* (2002a) estudaram o estuário do rio Guadiana, quanto à propagação da maré barotrópica, circulação e intrusão salina, através da aplicação de modelos hidrodinâmicos bidimensionais integrados na vertical. Os dois modelos aplicados foram calibrados e validados com dados de níveis, velocidade e salinidade. Os autores concluíram que a intrusão salina depende não só do caudal fluvial mas também da amplitude de maré. Neste estudo também foi efectuada uma análise de estratificação com base nos resultados do modelo indicando que o estuário será

bem misturado para caudais inferiores a $10 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, estratificado para caudais superiores a $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, e parcialmente estratificado nos outros casos.

Pinto (2003) e Pinto *et al.* (2003, 2004a) aplicaram um modelo hidrodinâmico tridimensional para estudar a estratificação no estuário do Guadiana. Nos resultados das várias simulações observou-se que a frente salina se encontrava menos estratificada que a zona a jusante do estuário e que as maiores salinidades ocorrem em marés mortas devido à menor mistura vertical. A análise dos resultados de salinidade mostra que a estratificação aumenta com o caudal fluvial e diminui com a amplitude de maré, e que o grau de estratificação do estuário é superior nas estofas de vazante, relativamente às estofas de enchente.

Portela (2004) aplicou um modelo de transporte de sedimentos não coesivos ao estuário do Guadiana para calcular a capacidade de transporte no baixo estuário, para diferentes caudais. A capacidade de transporte de sedimentos é calculada utilizando a fórmula de transporte total de Ackers e White (1973), com base no campo de velocidades obtido com um modelo hidrodinâmico bidimensional. Este estudo mostra que: para caudais baixos, o transporte residual de sedimentos que resulta das correntes de maré é pouco importante; para caudais da ordem de $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, há um aumento da capacidade de transporte durante a vazante; se os caudais forem da ordem de $5000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, a capacidade de transporte é sempre na direcção do mar durante todo o ciclo de maré. O autor conclui que os episódios de cheia têm um papel crucial na descarga de sedimentos do rio Guadiana para a zona costeira.

Lopes (2005) aplicou um modelo tridimensional hidrodinâmico e de transporte de sedimentos coesivos ao estuário do Guadiana. As simulações foram efectuadas com um caudal de $20 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, e as principais conclusões do estudo foram: o valor máximo da concentração de sedimentos na zona de máxima turbidez e o fluxo máximo de sedimentos para a plataforma costeira adjacente ocorrem durante o ciclo de maré viva; para o regime hidrológico simulado o estuário pode considerar-se homogéneo; a zona de maior fluxo de sedimentos finos situa-se entre a zona de máxima turbidez e a zona de Castro Marim.

Oliveira *et al.* (2006) utilizaram vários modelos 2D e 3D, hidrodinâmicos e de transporte, para caracterizar as trocas entre o estuário e o mar.

A única aplicação de um modelo morfodinâmico ao estuário do Guadiana foi realizada por Fortunato e Oliveira (2004). Nesse estudo, foi utilizado um modelo morfodinâmico 2DH para reproduzir qualitativamente o comportamento da embocadura. Para tal, foram efectuadas duas simulações de 3 anos, uma utilizando a batimetria real e outra efectuando uma redução local da largura do canal perto da embocadura. Verificou-se que a área da secção transversal na zona mais estreita da embocadura aumentou em ambas as simulações, tendo esse aumento sido superior na simulação com base na batimetria real do estuário.

5.3 APLICAÇÃO DO MODELO

Nas simulações do estuário do Guadiana utilizou-se a malha horizontal, a batimetria e as condições iniciais usadas no estudo de Pinto *et al.* (2004a).

O domínio de cálculo estende-se desde o limite de propagação da maré no estuário do rio Guadiana (Moinhos dos Canais, cerca de 6 km a montante de Mértola) até uma zona costeira a cerca de 50 km a Sul da embocadura do Guadiana (Figura 5.4). Esta zona costeira é limitada a Oeste pela ria Formosa e a Este pelo Cabo de Trafalgar (Espanha).

O modelo foi forçado na fronteira oceânica pela maré e na fronteira de montante pelo caudal fluvial. Na fronteira oceânica foram utilizadas 11 constituintes harmónicas (Z0, Msf, O1, K1, N2, M2, S2, MN4, M4, MS4, M6), cujos valores foram retirados de um modelo de maré da plataforma Ibérico Atlântica (Fortunato *et al.*, 2000, 2002b). A variação espacial do nível médio (Z0) foi inferida a partir do modelo regional enquanto a sua amplitude foi obtida através de dados de Vila Real de Sto. António. Por outro lado, utilizou-se 2,22 m (ZH) em 1989 e 2,05 m (ZH) em 2001 (Pinto, 2003; Pinto *et al.*, 2004a). Os valores de caudal fluvial utilizados foram baseados em valores médios diários medidos nas estações do Pulo do Lobo no caso de 1989 e da Rocha da Galé (situada 6 km a montante de Mértola) no caso de 2001.

A base de dados de batimetria, utilizada para interpolação da profundidade nos nós da malha de cálculo, é constituída por dados de diferentes fontes e resoluções. De Mértola até à ponte internacional do Guadiana foram utilizados dados de 1995 medidos pelo Instituto Marítimo-Portuário, a escalas de 1:1000 a 1:5000. Na zona inferior do estuário, desde a ponte Internacional do Guadiana até à extremidade do

molhe de Vila Real de Sto António foram utilizados levantamentos à escala 1:2000 de Setembro e Outubro de 2001. Na região exterior perto da embocadura foram utilizados dados de 1989-1990 medidos pelo Instituto Hidrográfico (IH), à escala 1:5000. Os dados da zona costeira exterior foram retirados da carta Albufeira-Huelva à escala de 1:150000.

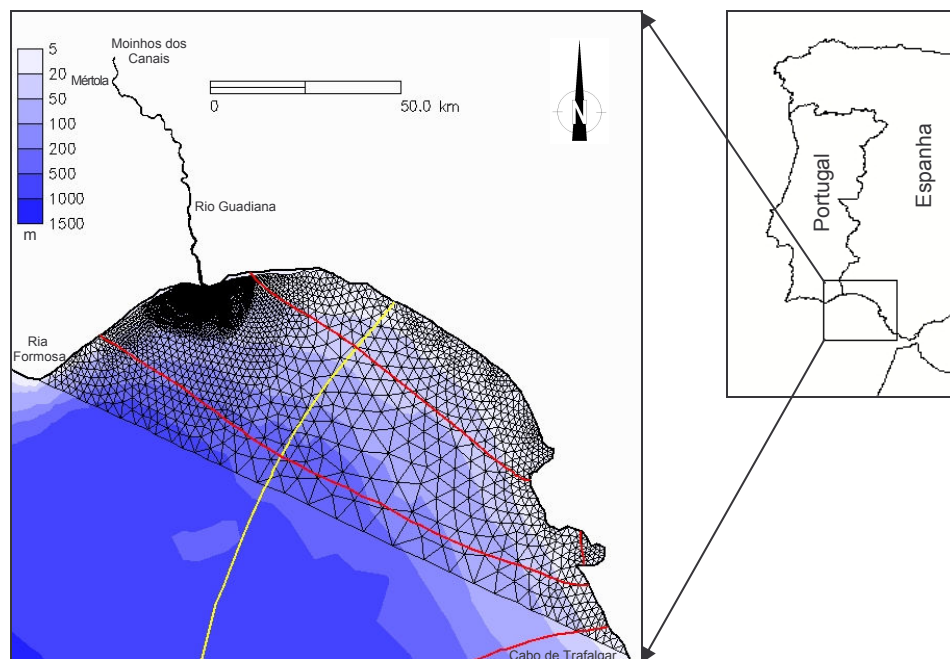


Figura 5.4 – Malha e batimetria do domínio (azul) do modelo. As linhas a vermelho e amarelo representam, respectivamente, as isolinhas de co-amplitude e co-fases da constituinte M2 retiradas do modelo regional. Adaptada de Pinto *et al.* (2004a).

O domínio horizontal foi discretizado através de uma malha de elementos finitos com cerca de 12000 nós e 22000 elementos. A malha horizontal tem uma resolução espacial que varia entre 9 e 3400 m, apresentando um maior refinamento na zona da embocadura (Figura 5.5) e um menor refinamento na fronteira de mar. Ao longo do estuário a resolução também varia, apresentando uma maior resolução no baixo estuário e uma menor resolução para montante.

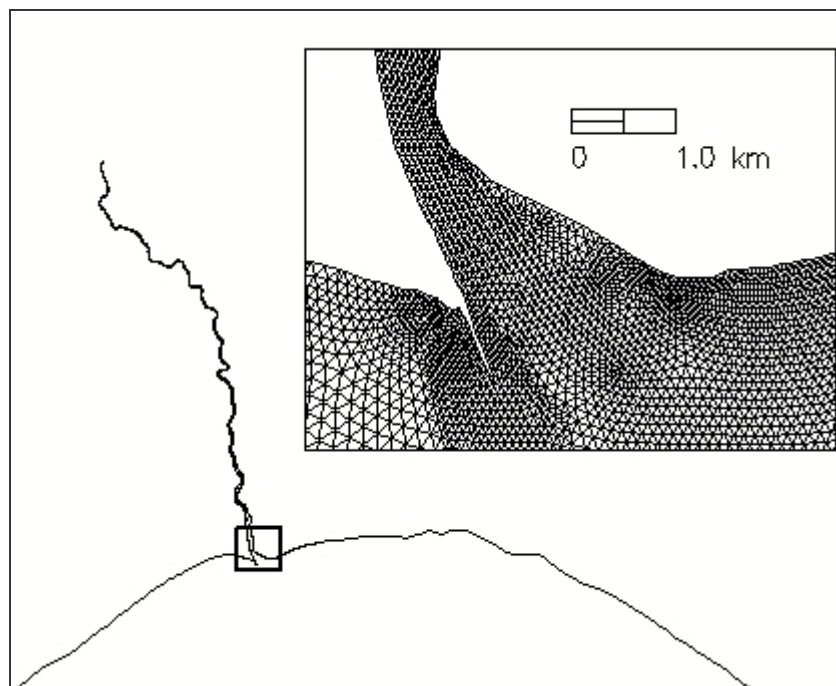


Figura 5.5 – Malha da zona da embocadura. Adaptado de Pinto (2003).

A direcção vertical foi dividida em 23 camadas sendo 3 camadas z e 20 camadas s . Para as malhas verticais s utilizaram-se, para as constantes que controlam a resolução junto à superfície e ao fundo, valores de $\theta_b=1$ (tanto a superfície como o fundo são mais discretizados) e $\theta_f=3$ ($0 < \theta_f \leq 20$ e $\theta_f \gg 1$ para maior resolução próximo das fronteiras).

As condições iniciais de níveis e velocidades foram especificadas a partir do repouso, e utilizou-se uma função de rampa de dois dias. Para a salinidade foi especificado um valor para cada elemento horizontal, sendo no máximo de 36,3 (valor no oceano) e de 0 na fronteira de montante. Este tipo de condições iniciais permite reduzir o tempo de *warm up* da simulação. Para a temperatura foi especificado um valor constante de 25,0 °C. No caso da concentração de sedimentos em suspensão foi especificado um valor nulo em todo o domínio. Depois de efectuada uma análise de sensibilidade, foi utilizado um passo de cálculo hidrodinâmico e morfodinâmico de 30 s.

Nas simulações utilizou-se o fecho de turbulência $k-\varepsilon$, por ser o fecho com que se obteve melhores resultados nos testes de validação apresentados no Capítulo 3. O transporte por arrastamento foi simulado com a formulação de Van Rijn (2007) com o método de Lesser *et al.* (2004) para estimar os efeitos da inclinação do fundo.

Para a taxa de erosão (E_0) especificou-se um valor de $1,5 \times 10^{-2}$, valor semelhante ao utilizado no Teste 4 do Capítulo 3.

Como o MORSELFE pode ser executado em modo paralelo efectuou-se uma análise preliminar de forma a escolher o número óptimo de processadores a utilizar nas simulações. Para esta análise efectuaram-se simulações de 5 dias com um passo de cálculo de 30 s. Os tempos computacionais obtidos para as simulações com diferente número de processadores (Figura 5.6) mostram que o número óptimo de processadores a utilizar nas simulações é 8.

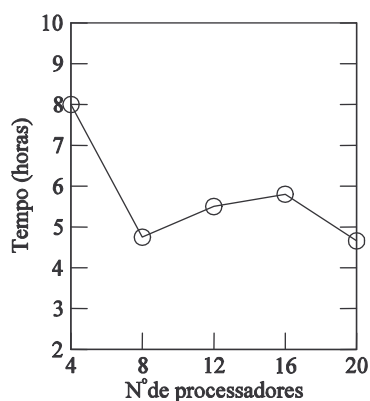


Figura 5.6 – Variação do tempo computacional das simulações com o número de processadores utilizados.

5.3.1 Calibração do modelo hidrodinâmico

Em geral, a calibração de um modelo hidrodinâmico é efectuada através da comparação dos resultados de níveis e velocidades com dados de campo. Dado que o modelo SELFE é baroclínico, a calibração inclui também a comparação com dados de salinidade. Foram efectuadas simulações de 30 dias, tendo-se guardado resultados de 30 em 30 minutos.

A calibração do modelo SELFE foi feita com base nos dados de níveis, correntes e salinidade do estuário do Guadiana medidos em 1989. Este conjunto de dados é constituído por dados de níveis em 3 estações (Vila Real de Sto. António, Foz de Odeleite e Alcoutim) e dados de velocidades e salinidades em duas estações (Capitania e Pedra Negra) a duas profundidades (Quadro 5.1). Uma análise detalhada destes dados encontra-se em Fortunato *et al.* (2002a).

Quadro 5.1 – Localização, tipo de medição e período de observação dos dados de 1989. Adaptado de Pinto (2003).

Localização	Tipo de medição	Período de Observação	Observações
Alcoutim 37°28'11"N 007°28'10"W	Níveis	1989-09-19 a 1989-11-09	Marégrafo no Cais de Alcoutim. Faltam alguns valores. Houve caudais elevados durante alguns dias.
Foz de Odeleite 37°20'59"N 007°26'41"W	Níveis	1989-09-21 a 1989-11-18	Marégrafo na Ponte rodoviária sobre o Odeleite. Houve caudais muito elevados durante alguns dias.
V.R.Sto. António 37°11'29"N 007°24'42"W	Níveis	1989-09-20 a 1989-11-18	Marégrafo no Cais do combustível. Houve caudais muito elevados durante alguns dias.
Capitania 37°11'23"N 007°24'38"W	Velocidade e Salinidade	1989-10-25 a 1989-11-16	Imersão a 2 m e 4 m. Existe um problema na componente u da velocidade aos 2 m.
Pedra Negra 37°13'37"N 007°24'43"W	Velocidade e Salinidade	1989-10-12 a 1989-11-13	Imersão a 2 m e 4 m.

De seguida, apresenta-se a calibração efectuada para os parâmetros das equações que regem o escoamento e de conservação de sal.

Um parâmetro a ajustar é a rugosidade de fundo (z_0), que é utilizado no cálculo do termo do atrito de fundo [equação (43)], cujo valor varia conforme o sistema em estudo. z_0 é a rugosidade de fundo efectiva e representa tipicamente 3% a 10% da rugosidade física (Luettich e Westerink, 1991):

$$z_0 = \frac{k_s}{30} \quad (125)$$

onde k_s é a rugosidade física.

Normalmente, a z_0 toma valores entre 0,001 e 0,1 m. Dado a escassez de dados neste sistema, assumiu-se que z_0 é uniforme em todo o domínio. Para ajustar o valor de z_0 a utilizar foram efectuadas duas simulações com $z_0 = 0,01$ m e com $z_0 = 0,001$ m, tendo-se obtido melhores resultados com $z_0 = 0,001$ m.

A comparação entre os dados de níveis, velocidades e salinidades e os resultados do modelo nas várias estações são apresentados nas Figura 5.7 a Figura 5.13. De seguida será efectuada uma análise destes resultados.

Para quantificar as diferenças entre os dados e os resultados do modelo calcularam-se a raiz dos erros quadráticos médios (REQM) e os erros médios absolutos (EMA) para as várias grandezas e estações (Quadro 5.2). Para o cálculo dos erros utilizaram-se as seguintes fórmulas:

$$\text{REQM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{n}} \quad (126)$$

$$\text{EMA} = \frac{\sum_{i=1}^n |O_i - P_i|}{n} \quad (127)$$

onde O_i e P_i são respectivamente as observações e as previsões do modelo, n o número total de observações. Apesar do REQM ser uma medida de erro frequentemente utilizada para comparar resultados de modelos e dados, alguns estudos mostram que este é um indicador menos apropriado do erro médio e que a medida natural da magnitude do erro médio é o EMA (Willmott e Matsuura, 2005). A REQM é baseada na soma dos erros quadrados e é função do erro médio (EMA), a distribuição das magnitudes do erro (ou erros quadrados), e de $n^{1/2}$; logo não descreve somente o erro médio (Willmott e Matsuura, 2005). Assim, a análise do erro vai ser efectuada com base nos valores obtidos para o EMA.

Quadro 5.2 – Erros de níveis, velocidade e salinidade.

Grandeza	Estação	Distância da superfície	EQM	EMA
Níveis (m)	V. R. Sto. António	-	0,13	0,11
	Foz de Odeleite	-	0,14	0,13
	Alcoutim	-	0,17	0,15
Velocidade componente v (m/s)	Capitania	2 m	0,14	0,11
		4 m	0,16	0,13
	Pedra Negra	2 m	0,17	0,12
		4 m	0,18	0,13
Salinidade (-)	Capitania	2 m	3,79	2,21
		4 m	2,47	1,16
	Pedra Negra	2 m	10,8	8,58
		4 m	8,61	5,74

Para os níveis (Figura 5.7) obtiveram-se erros entre 11 cm e 15 cm, correspondendo o valor mais elevado à estação de Alcoutim (estação mais a montante). Estes erros podem ser explicados em parte pela baixa qualidade dos dados (Fortunato *et al.*, 2002a). Contudo, os erros obtidos com o modelo SELFE para a estação de Alcoutim são ligeiramente superiores (em cerca de 5 cm) aos obtidos para o mesmo conjunto de dados e utilizando os modelos hidrodinâmicos ELCIRC (Pinto, 2003) e ADCIRC (Fortunato *et al.*, 2002a). A comparação dos níveis medidos e simulados com o modelo SELFE na estação de Alcoutim (Figura 5.7) mostra que as fases estão bem representadas mas o nível médio está subestimado.

Em termos de velocidades os resultados obtidos são bons para ambas as estações (Figura 5.8 a Figura 5.11); as fases estão perfeitamente representadas e as amplitudes são ligeiramente menores do que os valores medidos. Para a componente v (Norte-Sul) da velocidade (dominante) obtiveram-se erros de semelhantes em ambas as estações e profundidades, sendo o erro mais elevado de 0,13 m/s para a estação de Pedra Negra e uma distância da superfície de 4 m.

A comparação dos dados e dos resultados de salinidade mostra que para a estação da Capitania se obtiveram resultados muito bons, sendo o valor do EMA mais elevado de cerca de 2, e para a estação de Pedra Negra se obtiveram resultados razoáveis (erros de cerca de 6 e 8). A análise da Figura 5.13 mostra que o modelo representa bem a variação da salinidade com a maré e encontra-se em fase, mas não consegue representar a amplitude dos valores observados, apresentando mínimos superiores aos valores observados. Contudo, globalmente os resultados de salinidade podem ser considerados bons.

Os resultados obtidos com o MORSELFE são mais precisos do que os obtidos com o modelo ELCIRC para o mesmo conjunto de dados (Pinto, 2003).

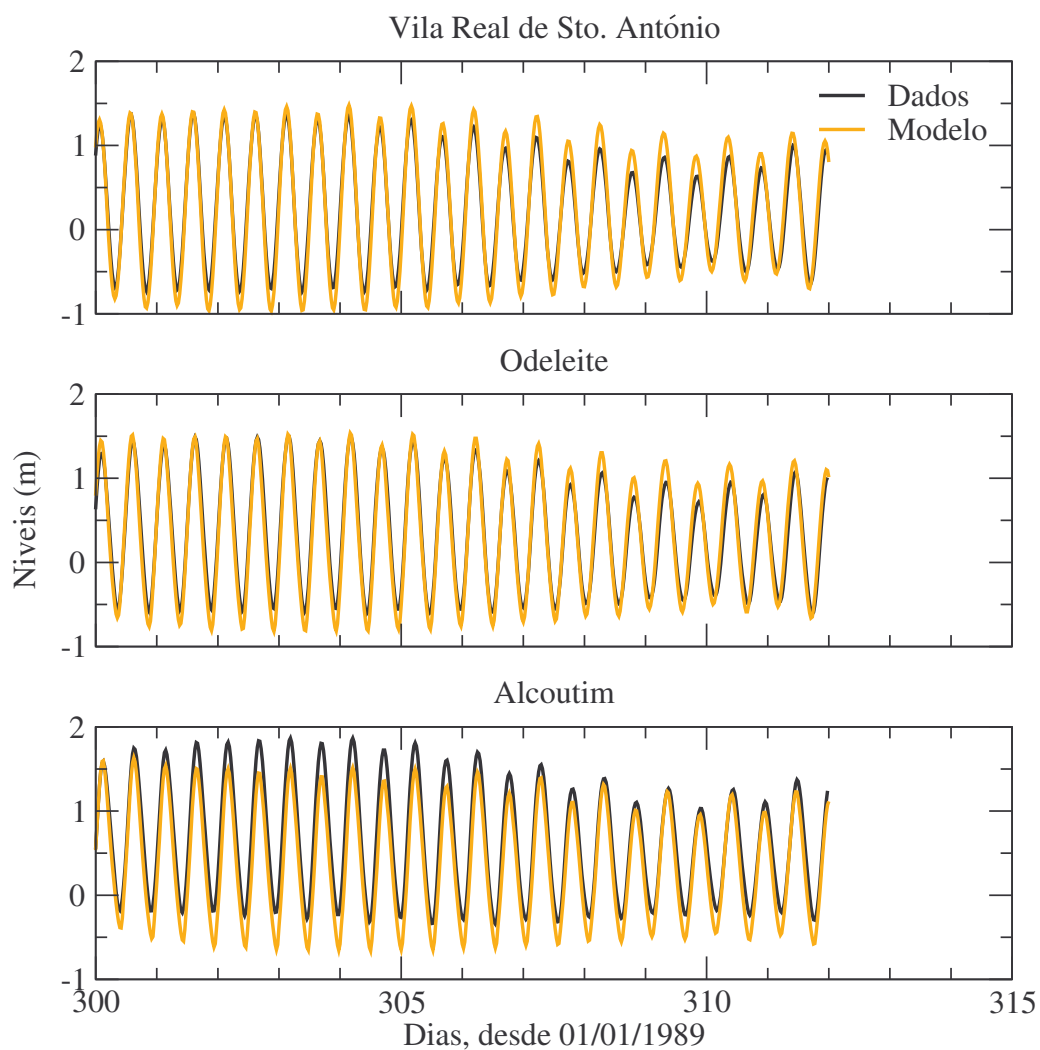


Figura 5.7 – Comparação entre os dados de maré de 1989 (preto) e os resultados do modelo (laranja) para três estações (Vila Real de Sto. António, Foz de Odeleite e Alcoutim).

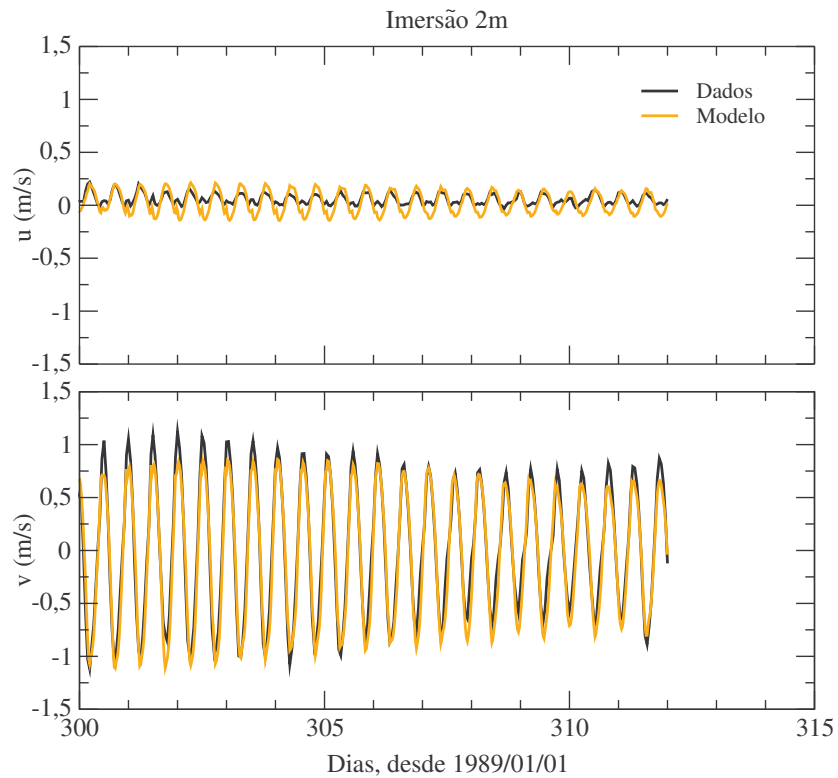


Figura 5.8 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 2 m de profundidade na estação Capitania.

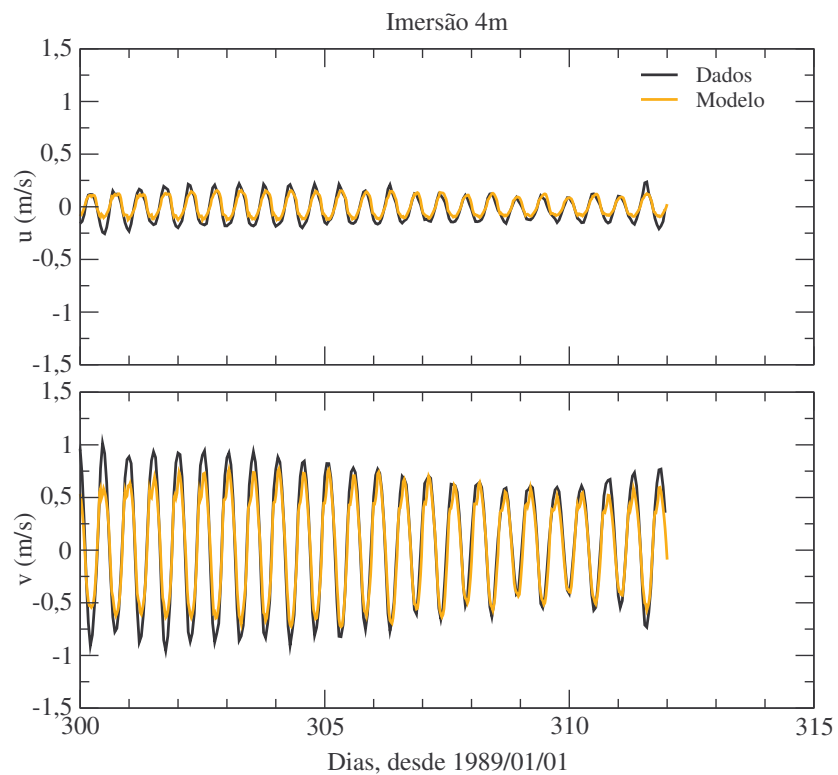


Figura 5.9 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 4 m de profundidade na estação Capitania.

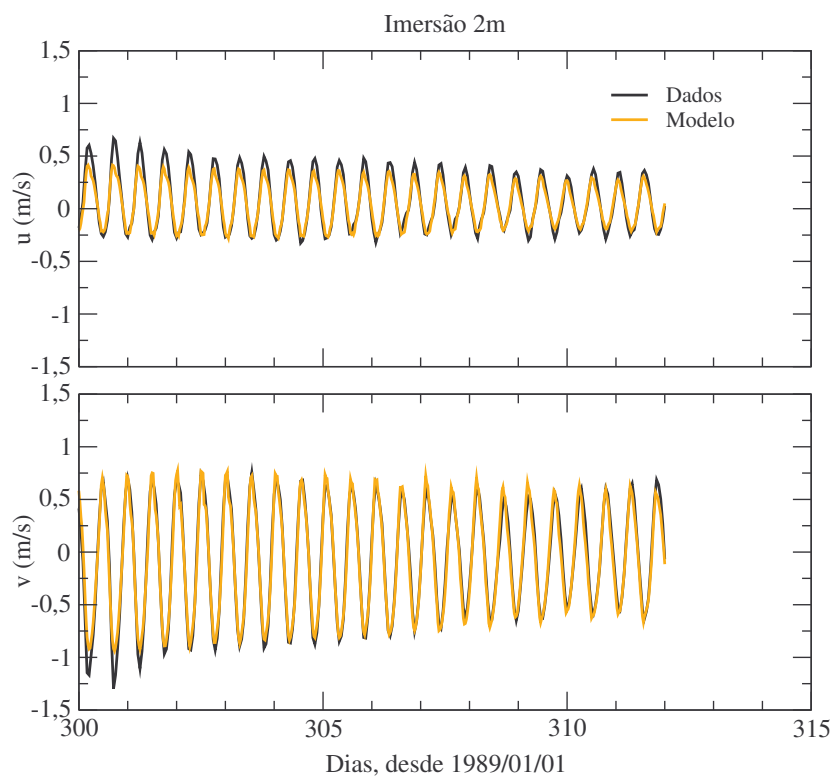


Figura 5.10 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 2 m de profundidade na estação Pedra Negra.

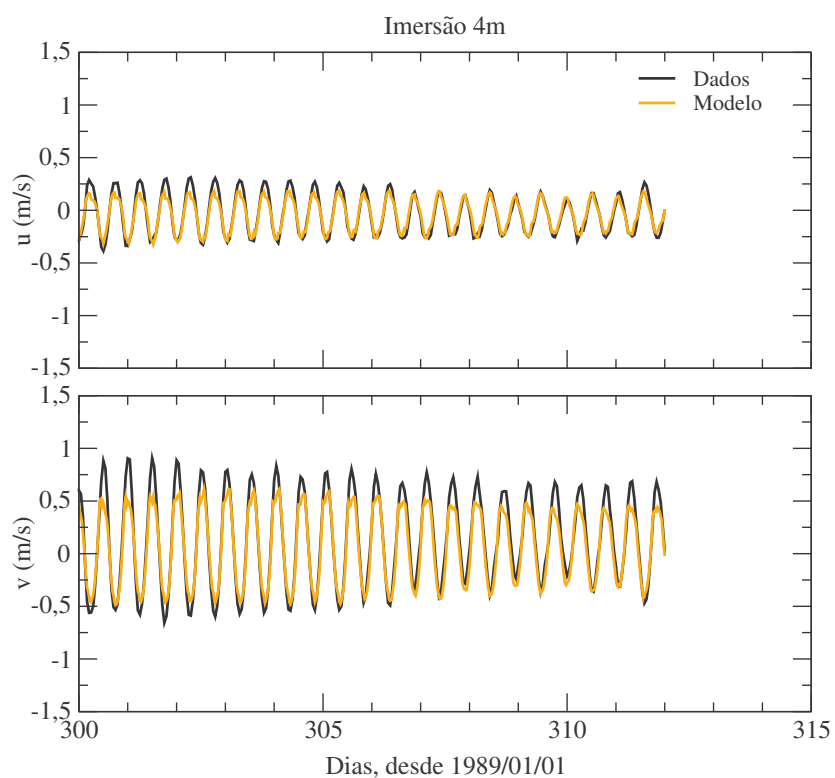


Figura 5.11 – Comparação entre os dados de velocidade e os resultados do modelo aos 4 m de profundidade na estação Pedra Negra.

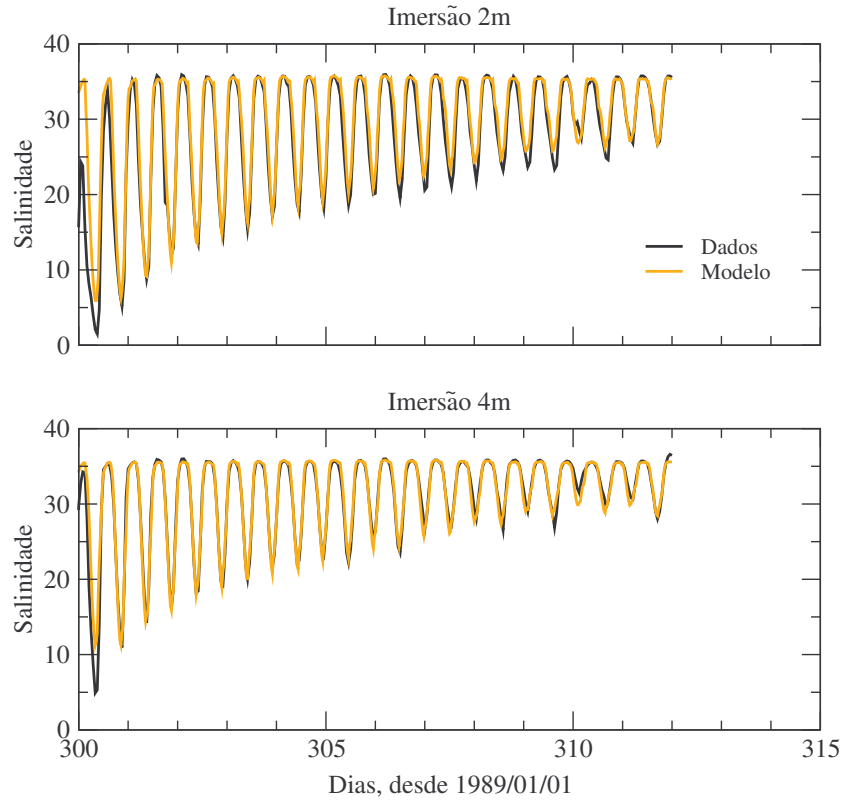


Figura 5.12 – Comparação entre os dados de salinidade e os resultados do modelo aos 2 e 4 metros de profundidade na estação Capitania.

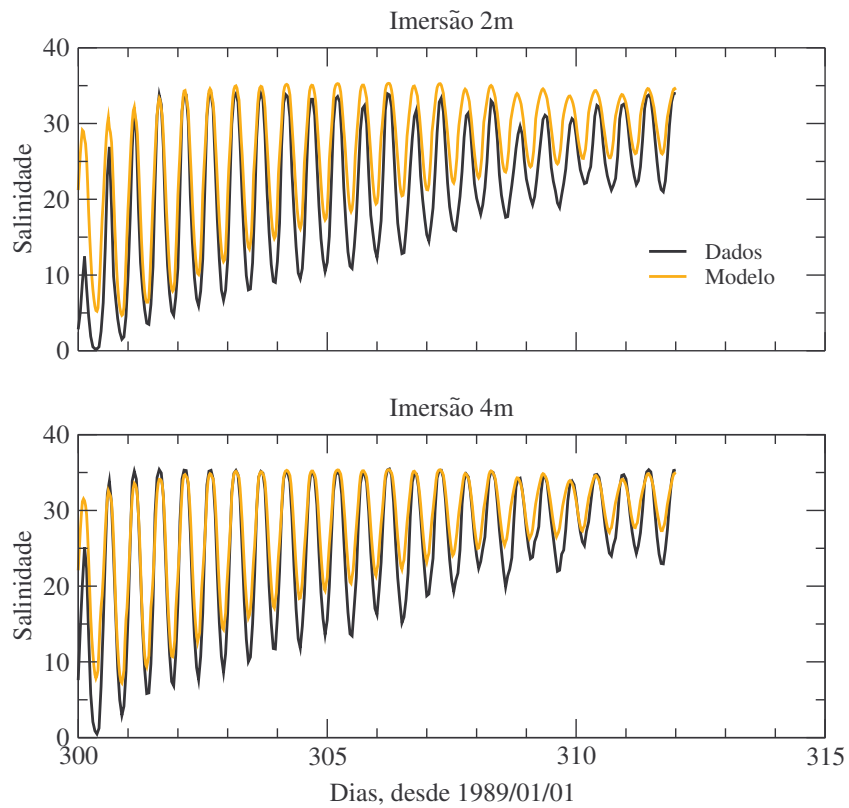


Figura 5.13 – Comparação entre os dados de salinidade e os resultados do modelo aos 2 e 4 metros de profundidade na estação Pedra Negra.

5.3.2 Validação do modelo

A validação do modelo foi feita com base nos dados da campanha realizada em Fevereiro de 2001. As campanhas consistiram na ocupação de duas estações fixas (Vila Real de Sto. António e Foz de Odeleite) durante um ciclo de maré semi-diurno em condições de águas mortas (2 de Fevereiro) e águas vivas (10-11 de Fevereiro). Nas observações das estações fixas foram realizados perfis verticais horários de velocidade, temperatura, condutividade, turbidez, oxigénio dissolvido e foram efectuadas colheitas de água a dois níveis de profundidade para posterior determinação de matéria particulada em suspensão. Efectuaram-se também medições das correntes no troço final do estuário (estação Capitania) durante um período de 15 dias, compreendendo o período de medições das estações fixas. Uma análise detalhada dos dados hidrodinâmicos encontra-se em Pinto *et al.* (2004b).

Apresentam-se, no Quadro 5.3, a localização das estações de medição, os aparelhos utilizados e algumas informações relevantes sobre a amostragem. As posições das estações diferiram ligeiramente de 2 para 10-11 de Fevereiro devido a dificuldades operacionais decorrentes da intensidade da corrente.

Os dois períodos de amostragem das estações fixas representam diferentes condições de caudal fluvial, no dia 2 de Fevereiro o caudal médio foi de $384 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e nos dias 10 e 11 de Fevereiro foi de $2000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e de $1344 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, respectivamente. Pela análise dos caudais médios diários medidos, durante os 15 dias de medição das correntes na estação da Capitania, verifica-se que esta campanha decorreu durante um episódio de cheia (Figura 5.14).

A simulação deste período, representativo de um episódio de cheia, permite validar o modelo para uma condição de caudal fluvial muito elevado. Foram efectuadas simulações de 32 dias (11 de Janeiro a 11 de Fevereiro de 2001), podendo ser utilizados na análise os últimos 12 dias de simulação. Os resultados do modelo foram guardados de 10 em 10 minutos.

Quadro 5.3 – Localização, tipo de medição e período de observação dos dados de Fevereiro de 2001. Adaptado de Pinto (2003).

Localização	Tipo de medição	Período de Observação	Observações
V.R.St.º António 37°11'41"N 007°24'45"W	Níveis	2001-02-07 a 2002-04-28	Existem falhas nos dados entre 2001-05-14 e 2001-07-04, 2001-11-12 e 2001-12-03, 2001-12-16 e 2001-12-20. Os dados de 2001-04-29 a 2001-05-14 e de 2001-08-28 a 2001-10-18 são provenientes do marégrafo da Univ. do Algarve, localizado a poucos metros de distância.
Pomarão 37°33'15"N 007°31'27"W	Níveis	2001-02-28 a 2002-04-05	Existe uma falha nos dados entre 2001-07-01 e 2001-07-10.
Capitania 37°11'00"N 007°24'30"W	Velocidade	2001-01-31 a 2001-02-14	Intervalo de amostragem: 5 minutos ADCP: Varrimento da coluna de água entre a superfície e 1,3 m do fundo Correntómetro: medição a 0,5 m do fundo Dados inválidos do ADCP entre 7 e 11 de Fevereiro.
V.R.St.º António 37°12'18"N 007°24'42"W		2001-02-02	
V.R.St.º António 37°12'24"N 007°24'42"W	Velocidade, temperatura, condutividade, turbidez, oxigénio dissolvido	2001-02-10 a 2001-02-11	Intervalo de amostragem: 1 minuto Imersão: da superfície ao fundo com intervalos de 1 m Perfis horários
Foz de Odeleite 37°20'54"N 007°26'36"W		2001-02-02	Recolha de água à superfície e junto ao fundo para posterior determinação de matéria particulada em suspensão
Foz de Odeleite 37°21'00"N 007°26'36"W		2001-02-10 a 2001-02-11	

Em relação aos níveis, para a estação de Pomarão não existem dados para este período, dado que o marégrafo só esteve operacional a partir do dia 28 de Fevereiro de 2001. Em relação aos dados da estação de Vila Real de St.º António, o marégrafo só esteve operacional a partir de 7 de Fevereiro de 2001, pelo que a comparação com os resultados do modelo é efectuada somente para um período de 4 dias (Figura 5.15). Calcularam-se os erros dos níveis [equação (127)] para a estação de V.R.St.º António, tendo-se obtido valores da mesma ordem de grandeza dos da calibração (EMA=11 cm).

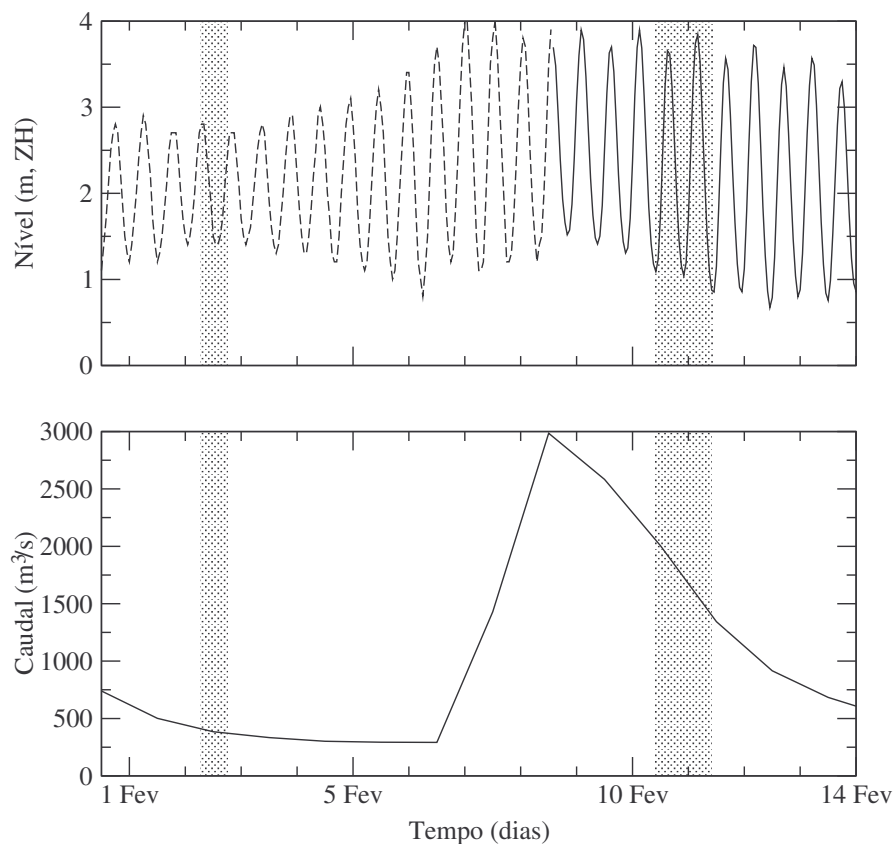


Figura 5.14 – Níveis de maré em V.R.St.º António (linha a cheio) e inferidos dos valores de profundidade do correntómetro fundeado (linha tracejado) e caudais médios diários medidos na Rocha da Galé. As zonas sombreadas indicam os dois períodos de amostragem das estações fixas. Adaptado de Pinto (2003).

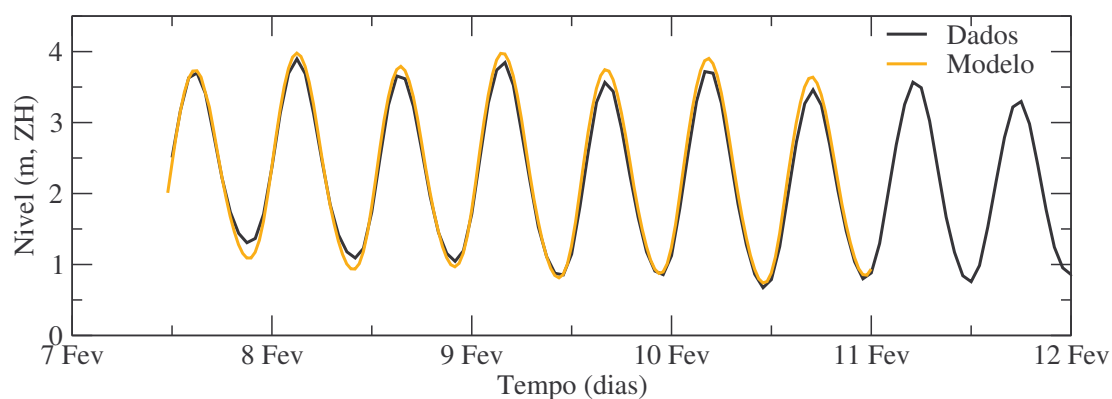


Figura 5.15 – Comparação entre os dados de maré (preto) e os resultados do modelo (laranja) para a estação de Vila Real de St.º António.

Para a validação das velocidades foram escolhidos dois dias, 2 e 5 de Fevereiro de 2001, com um caudal médio diário de $384 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e $293 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, respectivamente. Na Figura 5.16 e na Figura 5.17 apresentam-se as velocidades obtidas com o modelo e medidas com o ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler). Na comparação dos resultados é necessário considerar que com o ADCP foram medidos valores de velocidade de 5 em 5 minutos e do modelo foram guardados valores de 10 em 10 minutos.

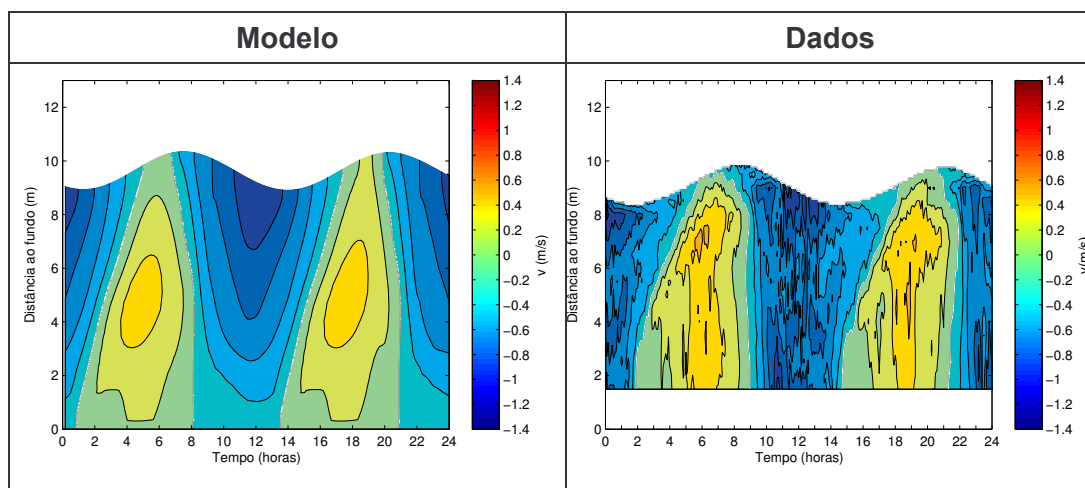


Figura 5.16 – Velocidades obtidas com o modelo e os dados do ADCP para o dia 2 de Fevereiro de 2001. As linhas a branco correspondem a velocidades nulas.

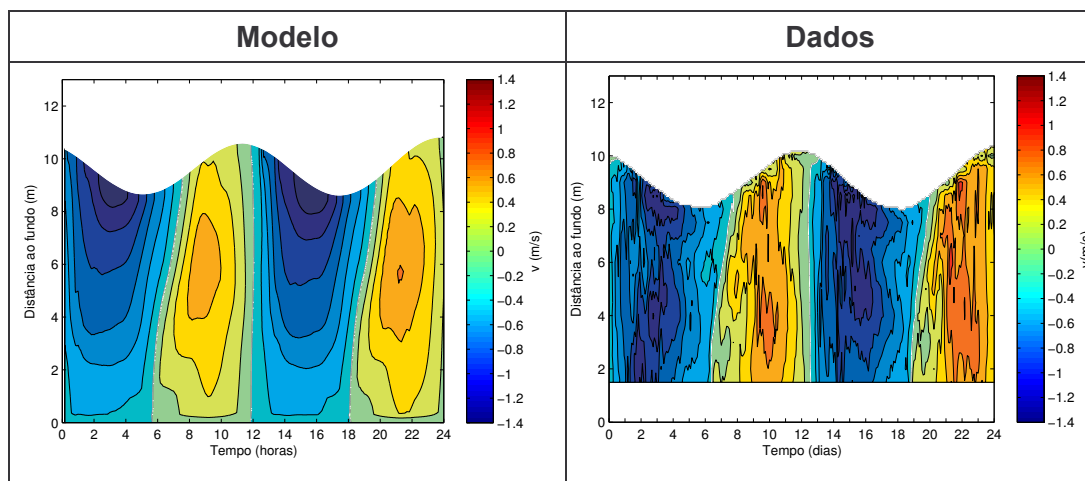


Figura 5.17 – Velocidades obtidas com o modelo e com os dados do ADCP para o dia 5 de Fevereiro de 2001. As linhas a branco correspondem a velocidades nulas.

As figuras revelam uma boa concordância entre os resultados do modelo e os dados, em termos de fase e de amplitudes. Comparando os resultados do modelo e os dados observa-se que os instantes em que a velocidade é nula (linha branca entre a cor azul e verde) coincidem, e que estas linhas apresentam uma inclinação vertical semelhante. Observa-se que no fim da vazante a linha de velocidade nula

apresenta uma maior inclinação do que a linha de velocidade nula do fim da enchente. Esta diferença na inclinação deve-se ao gradiente de pressão baroclínico e ao atrito de fundo actuarem na mesma direcção na vazante, acelerando o escoamento para montante junto ao fundo, e na enchente o atrito de fundo e o gradiente de pressão baroclínico actuarem em sentidos opostos.

As durações da enchente e da vazante também se encontram bem representadas pelo modelo. Contudo, o modelo não consegue reproduzir o valor máximo da velocidade medido (Figura 5.17) e subavalia as velocidades junto ao fundo (Figura 5.16 e Figura 5.17).

A comparação de salinidade foi efectuada para 2 de Fevereiro de 2001. Neste dia o caudal médio diário foi de $384 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e o estuário encontrava-se estratificado (Pinto *et al.*, 2004b), permitindo assim testar a capacidade do modelo em reproduzir situações estratificadas. Durante as observações da campanha foi necessário reposicionar a embarcação, sendo a nova posição ligeiramente diferente, tendo-se efectuado na Figura 5.18 um corte na representação da salinidade perto das 11 horas.

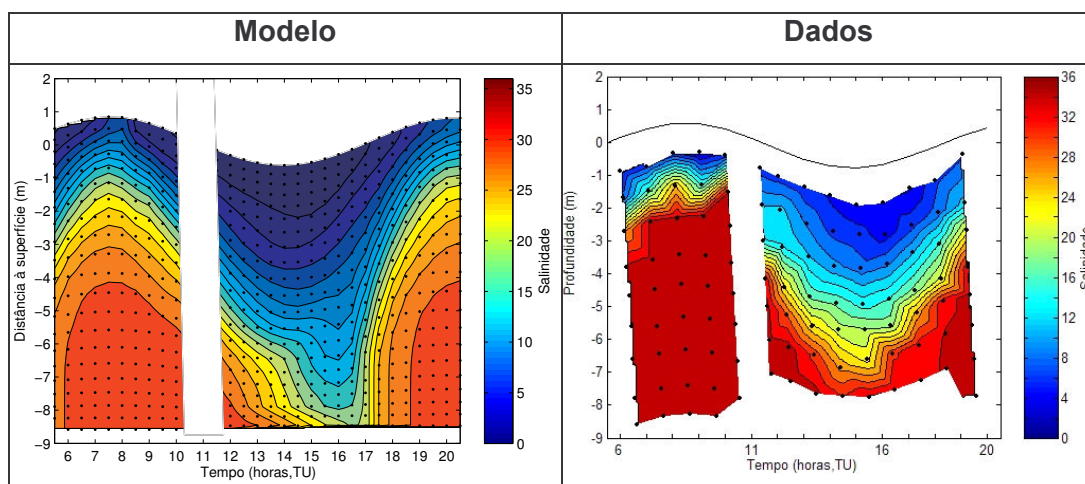


Figura 5.18 – Resultados do modelo e dados de salinidade na estação de Vila Real de Sto. António em 2 de Fevereiro de 2001.

A comparação das salinidades obtidas nas simulações e os dados mostra que o modelo representa a estrutura vertical da salinidade, apesar de não conseguir reproduzir os valores máximos de salinidade medidos. As maiores diferenças entre os resultados e os dados ocorrem durante a enchente e início da vazante onde o modelo apresenta uma maior mistura e não consegue reproduzir a camada homogénea que os dados apresentam. Analisando o campo da velocidade durante este intervalo (Figura 5.16), verifica-se que os dados apresentam uma velocidade

semelhante na vertical e o modelo apresenta uma ligeira diminuição de velocidade do meio da coluna de água até ao fundo, o que pode explicar as diferenças encontradas na estrutura vertical da salinidade.

Apesar das diferenças existentes entre os dados e os resultados do modelo, os resultados são bastante satisfatórios. Em relação à representação da salinidade os resultados obtidos são bastante melhores do que os conseguidos em Pinto (2003), com o modelo 3D ELCIRC para o mesmo período de simulação.

Em relação aos sedimentos em suspensão não existem dados para validar os resultados do modelo. Nas campanhas efectuadas foram colhidas amostras de água para determinação de concentrações de matéria particulada em suspensão (MPS). A determinação da concentração de MPS foi efectuada através de filtragem das amostras de água, utilizando um filtro com porosidade de 0,45 μm , e posterior pesagem dos filtros em laboratório. Os valores obtidos consideram toda a matéria retida no filtro, ou seja, matéria que tem um diâmetro superior a 0,45 μm , o que em termos de sedimentos engloba os sedimentos não coesivos e os coesivos. Estes dados só poderiam ser utilizados para a validação do modelo se tivesse sido efectuada uma análise da matéria retida nos filtros e o cálculo da percentagem de sedimentos não coesivos.

5.4 EXPLORAÇÃO DO MODELO

5.4.1 Número de classes de sedimentos a utilizar nas simulações

Conforme descrito no Capítulo 4, o modelo MORSELFÉ pode simular um número ilimitado de classes de sedimentos. Para escolher o número de classes de sedimentos a utilizar nas simulações do estuário do Guadiana efectuaram-se simulações do modelo utilizando uma, três e cinco classes de sedimentos. Foram realizadas simulações de 32 dias, correspondente ao mesmo período utilizado na validação do modelo (11 de Janeiro a 11 de Fevereiro de 2001). As condições iniciais de níveis e de velocidades foram especificadas a partir do repouso e utilizou-se uma função de rampa de dois dias. O transporte de sedimentos só foi iniciado após a hidrodinâmica estar estabilizada, o que corresponde a 10 dias de simulação,

e a evolução morfológica só foi iniciada após 20 dias de simulação, resultando em 12 dias de cálculo morfodinâmico

Antes de efectuar as simulações foi necessário escolher a granulometria dos sedimentos a utilizar nos vários testes. Para a simulação com uma classe de sedimentos, a granulometria dos sedimentos foi obtida com base nas granulometrias das amostras dos sedimentos de fundo superficiais recolhidas ao longo de todo o estuário, nas campanhas de 18 e 19 de Janeiro e de 21 de Março de 2001 (Cardoso da Silva e Freire, 2001). Consideraram-se somente as amostras de sedimentos arenosos e construiu-se uma curva de frequência cumulativa compósita (Figura 5.19), efectuando a soma da média das frequências simples de todas as amostras. Assim, utilizou-se para a simulação com uma classe de sedimentos, um sedimento com $d_{50}=0,43$ mm, que corresponde ao diâmetro mediano da curva compósita.

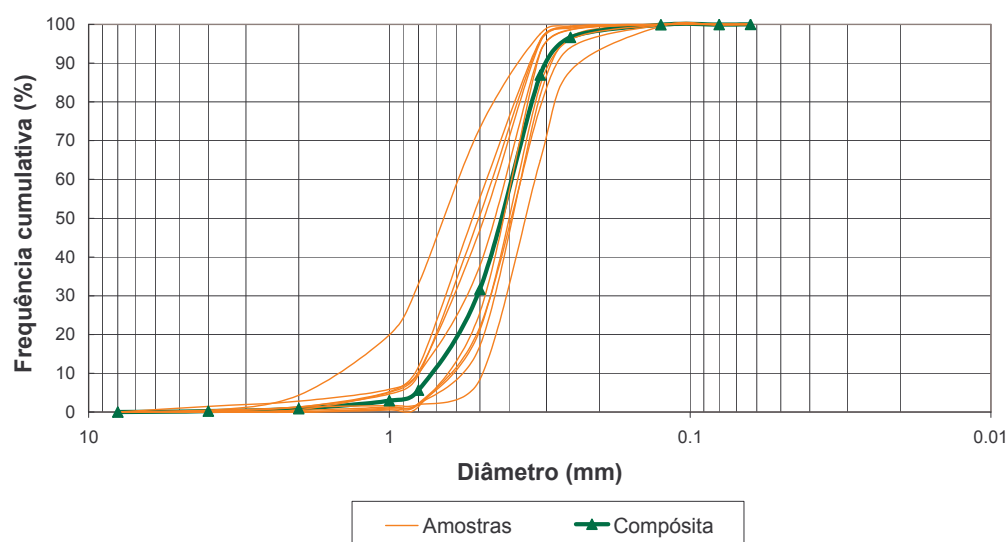


Figura 5.19 – Curvas de frequência cumulativas das amostras de sedimentos arenosos de fundo e da compósita.

Para obter as granulometrias dos sedimentos a utilizar nas simulações com três e cinco classes de sedimentos procedeu-se da seguinte forma:

- construiu-se uma curva de frequência cumulativa de sedimentos base, cujos valores dos percentis foram obtidos considerando uma distribuição de sedimentos log-normal com um valor mediano de 0,43 mm (diâmetro mediano da curva compósita) e um desvio padrão de 2,5 (Figura 5.20);

- dividiu-se a curva base em três e cinco segmentos igualmente espaçados e calcularam-se os percentis médios de cada segmento e os respectivos valores de diâmetro dos sedimentos.
- as várias curvas de frequência cumulativa dos sedimentos foram construídas, considerando que a curva de sedimentos segue uma distribuição log-normal com valores médios iguais aos valores dos diâmetros de sedimento obtidos para os percentis médios e um desvio padrão de 2,5.

Assim, utilizaram-se para a simulação com três classes de sedimentos valores de d_{50} de 0,17, 0,43 e 1,0 mm e para a simulação com cinco classes de sedimentos valores de d_{50} de 0,13, 0,26, 0,43, 0,69, 1,4 mm.

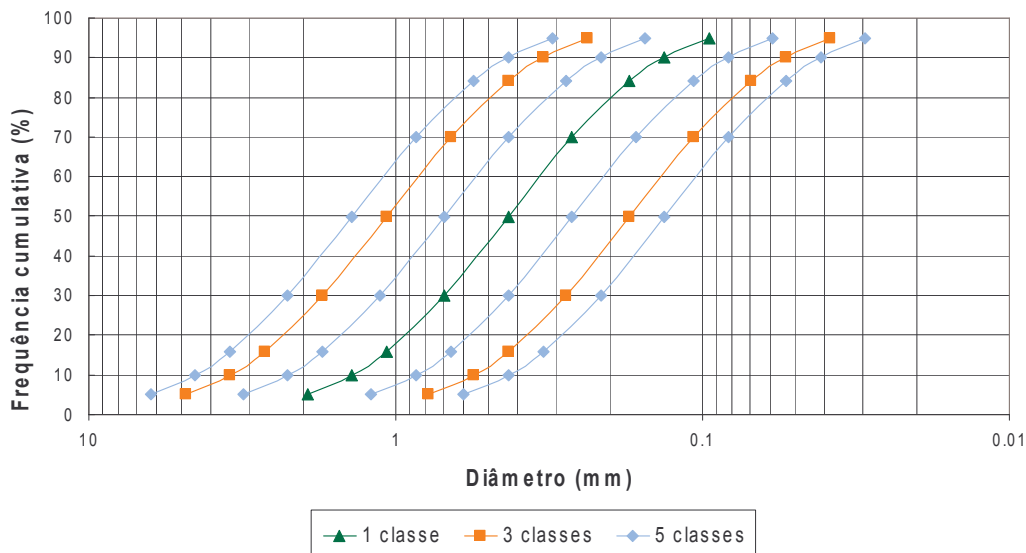


Figura 5.20 – Curvas de frequências cumulativas dos sedimentos utilizadas nas simulações com 3 e 5 classes.

A comparação dos resultados obtidos para as simulações com uma, três e cinco classes de sedimentos baseou-se na análise das diferenças das batimetrias finais. Esta análise foi efectuada através do cálculo do *Brier Skill Score* (BSS):

$$\text{BSS} = 1 - \frac{(Y - X)^2}{(B - X)^2} \quad (128)$$

onde B é a previsão base, X e Y são os valores medidos e os resultados do modelo. Normalmente, neste contexto, o BSS é utilizado para comparar batimetrias medidas e obtidas com um modelo, mas no presente caso é utilizado para comparar os resultados das batimetrias finais das simulações com diferentes classes de

sedimentos. Segundo Sutherland *et al.* (2004), em muitos casos a previsão base para a batimetria final utilizada na modelação morfodinâmica é a batimetria inicial. Assim, uma concordância perfeita entre batimetrias tem um BSS de 1, enquanto a modelação da condição de base resulta num BSS de 0. Um resultado perto de 1 significa que as batimetrias comparadas são muito semelhantes e conseqüentemente a utilização de mais classes de sedimentos não irá alterar de forma significativa o resultado da batimetria final.

Desta forma, para o cálculo do BSS considerou-se que B é a batimetria inicial, X a batimetria final obtida na simulação utilizando cinco classes de sedimentos e Y a batimetria final obtida na simulação com uma ou três classes de sedimentos. No caso em que Y é a batimetria final da simulação com uma classe de sedimentos obteve-se um BSS=0,80, e considerando Y a batimetria final da simulação com três classes de sedimentos obteve-se um BSS=0,97. Este resultado mostra que a utilização de três ou cinco classes de sedimentos resulta numa batimetria final muito semelhante (Figura 5.21), pelo que nas simulações do estuário do Guadiana vão se utilizar três classes de sedimentos com um valor de d_{50} de 0,17, 0,43 e 1,0 mm.

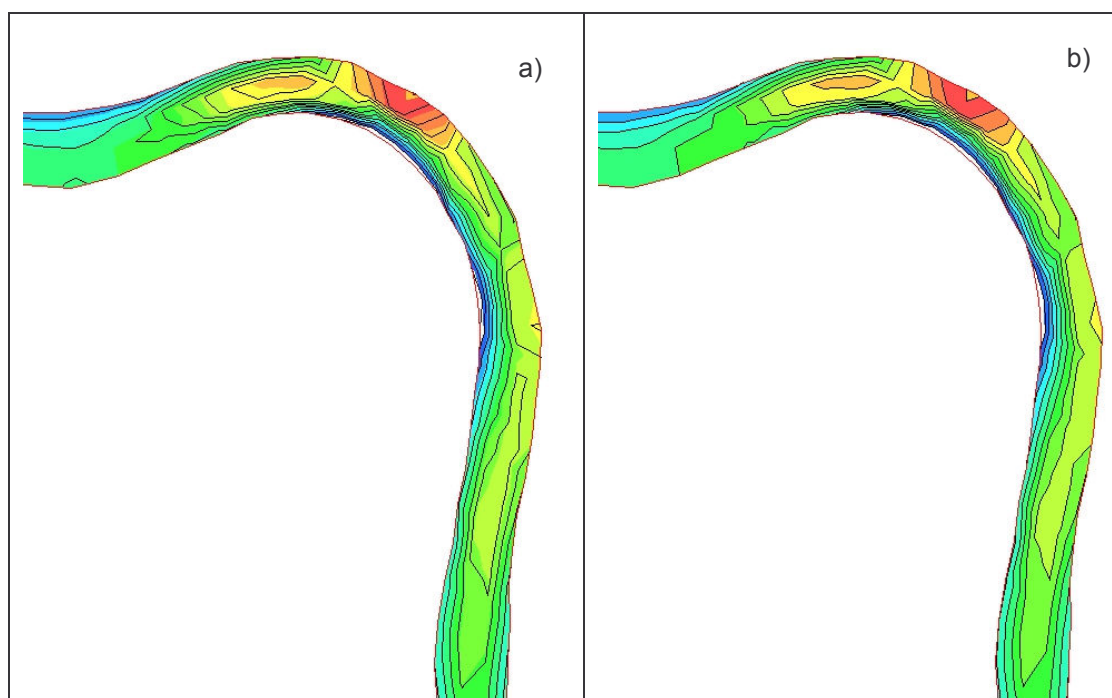


Figura 5.21 – a) Comparação entre a batimetria obtida considerando uma classe de sedimentos (linhas) e cinco classes de sedimentos (cores); b) comparação entre as batimetrias obtidas considerando três (linhas) e cinco (cores) classes de sedimentos.

5.4.2 Influência dos sedimentos na massa volúmica da água

Com o intuito de verificar a importância de considerar, nas simulações, o efeito dos sedimentos na massa volúmica da água [equação (53)], efectuaram-se 2 simulações do modelo: uma baroclínica e uma baroclínica considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos.

Foram realizadas simulações de 32 dias, correspondente ao mesmo período utilizado na validação do modelo (11 de Janeiro a 11 de Fevereiro de 2001), tendo sido analisados os resultados dos últimos 12 dias de simulação. Durante este período, o caudal variou entre cerca de 400 m³/s e 3000 m³/s (Figura 5.14). Para caudais da ordem dos 400 m³/s o estuário encontra-se estratificado e para caudais da ordem de 1500-2000 m³/s o limite de intrusão salina ocorre muito perto de Vila Real de Sto. António, pelo que nestas condições o escoamento apresenta-se estratificado apenas numa pequena parte do ciclo de maré (Pinto *et al.*, 2004b). Assim, esta simulação permite analisar o efeito da massa volúmica do sedimento num período em que o estuário se apresenta estratificado (Figura 5.18).

Para analisar e visualizar os resultados, foi efectuado um corte longitudinal ao longo do estuário, desde a embocadura até cerca de 15 km para montante (Figura 5.22), o qual se considera representativo da parte do estuário estratificado para as condições de caudal simuladas. Neste troço compararam-se, para os últimos 12 dias de simulação, os resultados da massa volúmica, salinidade, concentração de sedimentos em suspensão e velocidade obtidos nas duas simulações.

A comparação dos resultados foi efectuada através da análise da série das diferenças entre os resultados obtidos considerando e não considerando a influência da massa volúmica do sedimento (Figura 5.23).

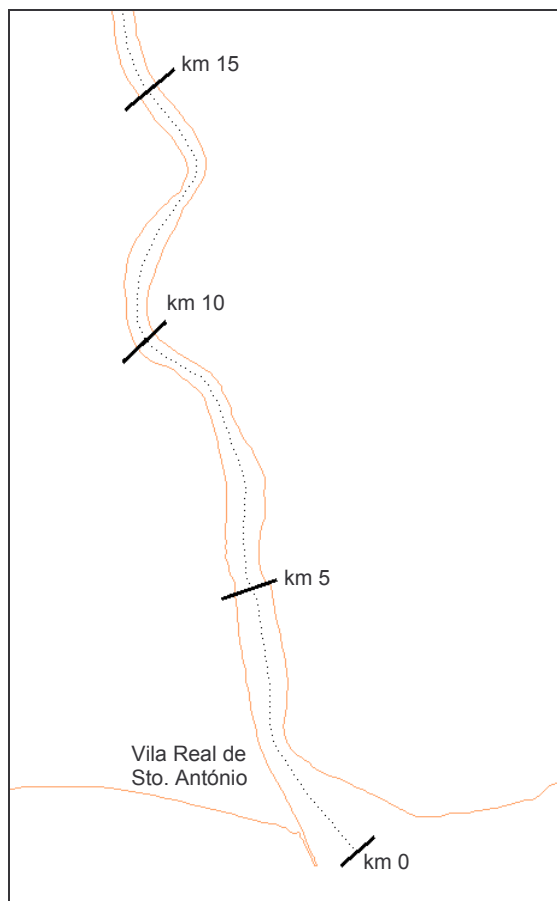


Figura 5.22 – Representação em planta do corte longitudinal do estuário (preto).

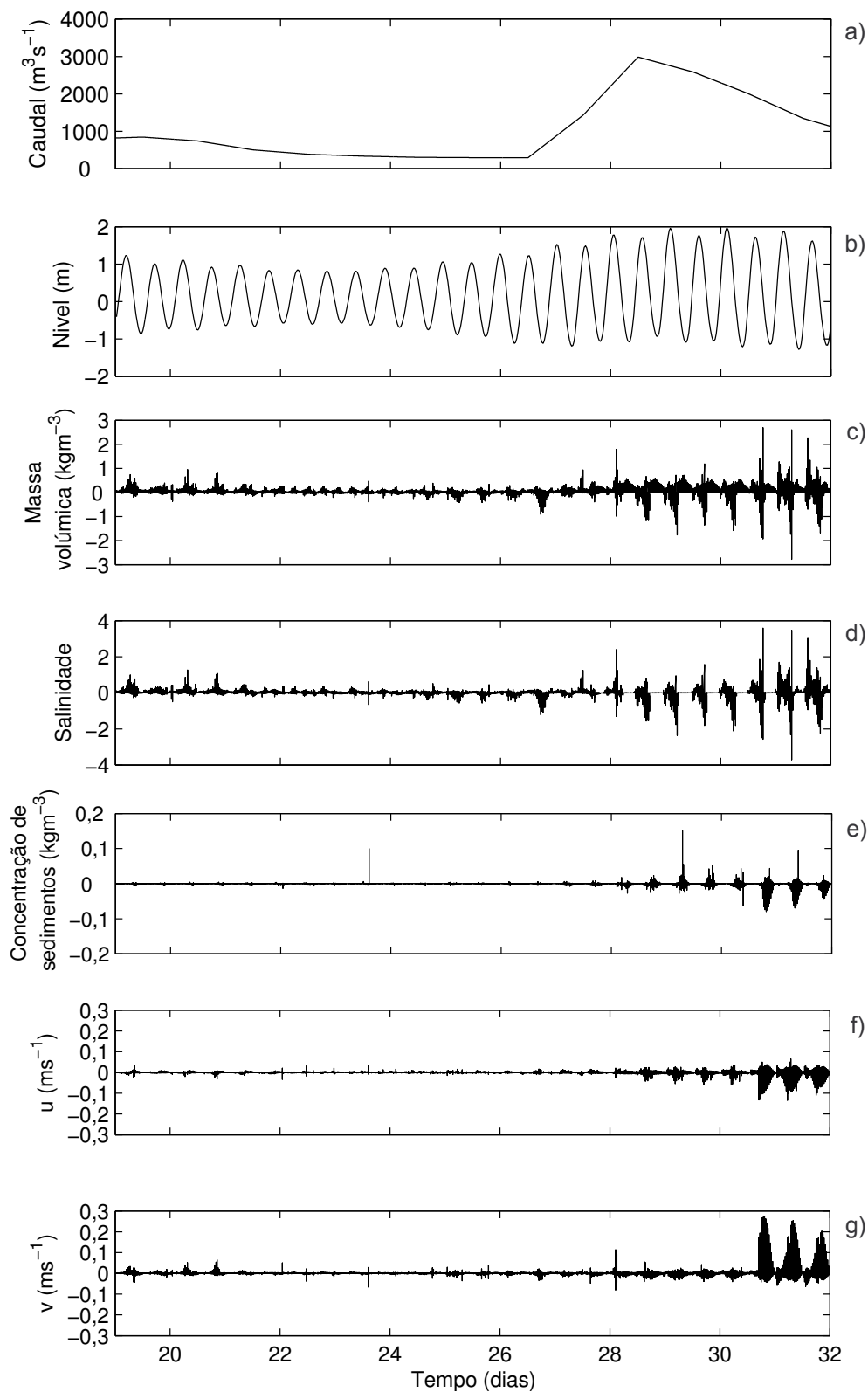


Figura 5.23 – a) Caudal utilizado na simulação; b) Nível em V.R. Sto António. Séries das diferenças entre os resultados obtidos considerando e não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos: c) massa volúmica; d) salinidade; e) concentração de sedimentos em suspensão; f) componente u da velocidade; g) componente v da velocidade.

Numa primeira análise, calculou-se para cada série das diferenças o valor médio, a variância e o valor máximo absoluto (Quadro 5.4). Os valores determinados mostram que os resultados obtidos considerando e não considerando a massa volúmica dos sedimentos não são muito divergentes, uma vez que os valores médios e as variâncias são pequenos. Contudo, os valores máximos mostram que pontualmente existem algumas diferenças entre as séries.

Quadro 5.4 – Valor médio, variância e valor máximo absoluto obtidos para a série das diferenças.

Variável	Média	Variância	Máximo
Massa volúmica (kgm^{-3})	0,0087	0,0013	2,8
Salinidade (-)	0,0029	0,0012	3,7
Concentração de sedimentos em suspensão (kgm^{-3})	-3×10^{-5}	3×10^{-7}	0,15
Componente u da velocidade (ms^{-1})	-5×10^{-5}	2×10^{-6}	0,13
Componente v da velocidade (ms^{-1})	-6×10^{-5}	5×10^{-6}	0,27

As maiores diferenças obtidas entre os resultados considerando e não considerando a densidade dos sedimentos ocorrem entre os dias 28 e 32 de simulação (Figura 5.23). Durante este período os caudais são elevados [entre $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e $3000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, Figura 5.23a] e a maré é de águas vivas [Figura 5.23b)]. Para todas as variáveis consideradas, as maiores diferenças ocorreram a meio da vazante ou da enchente (Figura 5.23). Esta ocorrência deverá estar associada às maiores concentrações de sedimentos em suspensão, que ocorrem quando as velocidades são máximas.

Na Figura 5.24 representam-se os cortes longitudinais dos campos das diferenças, entre os resultados das simulações considerando ou não o efeito da massa volúmica dos sedimentos, para a salinidade, massa volúmica, concentração de sedimentos em suspensão (soma dos resultados obtidos para as 3 classes simuladas), e componente u e v da velocidade, no instante em que se observou a máxima diferença de massa volúmica (dia 31 da simulação). As figuras mostram que a maior diferença entre os resultados das duas simulações ocorreu nos primeiros quilómetros do troço e junto ao fundo, local onde a concentração de sedimentos em suspensão é mais elevada e conseqüentemente a sua densidade também apresenta valores mais elevados. As diferenças mais significativas da

componente v (Norte-Sul) da velocidade (dominante) são pontuais e também ocorreram essencialmente junto à embocadura.

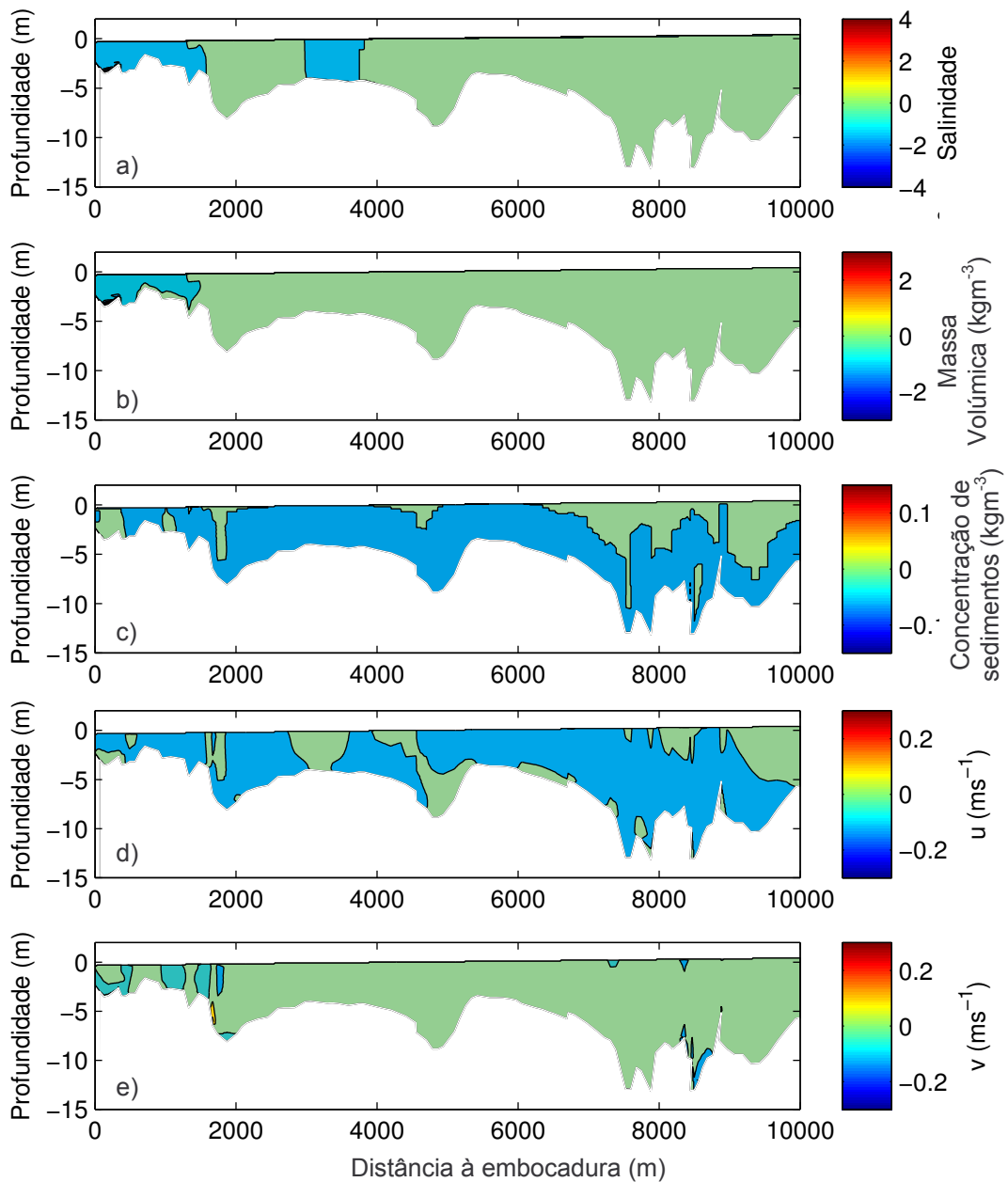


Figura 5.24 – Campo da diferença entre os resultados das simulações considerando e não o efeito da massa volúmica dos sedimentos num corte longitudinal do estuário: a) salinidade; b) massa volúmica; c) concentração de sedimentos; d) componente u da velocidade; e) componente v da velocidade.

Para verificar as diferenças entre as simulações considerando e não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos, em termos horizontais, compararam-se os mapas horizontais da massa volúmica, salinidade, concentração de sedimentos

em suspensão e velocidade para o instante onde ocorreu o valor máximo das diferenças de massa volúmica (Figura 5.24) e para a camada mais junto ao fundo. Estas comparações são apresentadas nas Figura 5.25 a Figura 5.27. Comparando os resultados considerando e não considerando o efeito da massa volúmica verifica-se que são muito semelhantes, com excepções pontuais, mostrando que para o caso do estuário do Guadiana e para as condições simuladas a consideração do efeito da massa volúmica dos sedimentos na massa volúmica da água não conduz a grandes alterações na massa volúmica da água e consequentemente na hidrodinâmica e transporte de sedimentos do estuário.

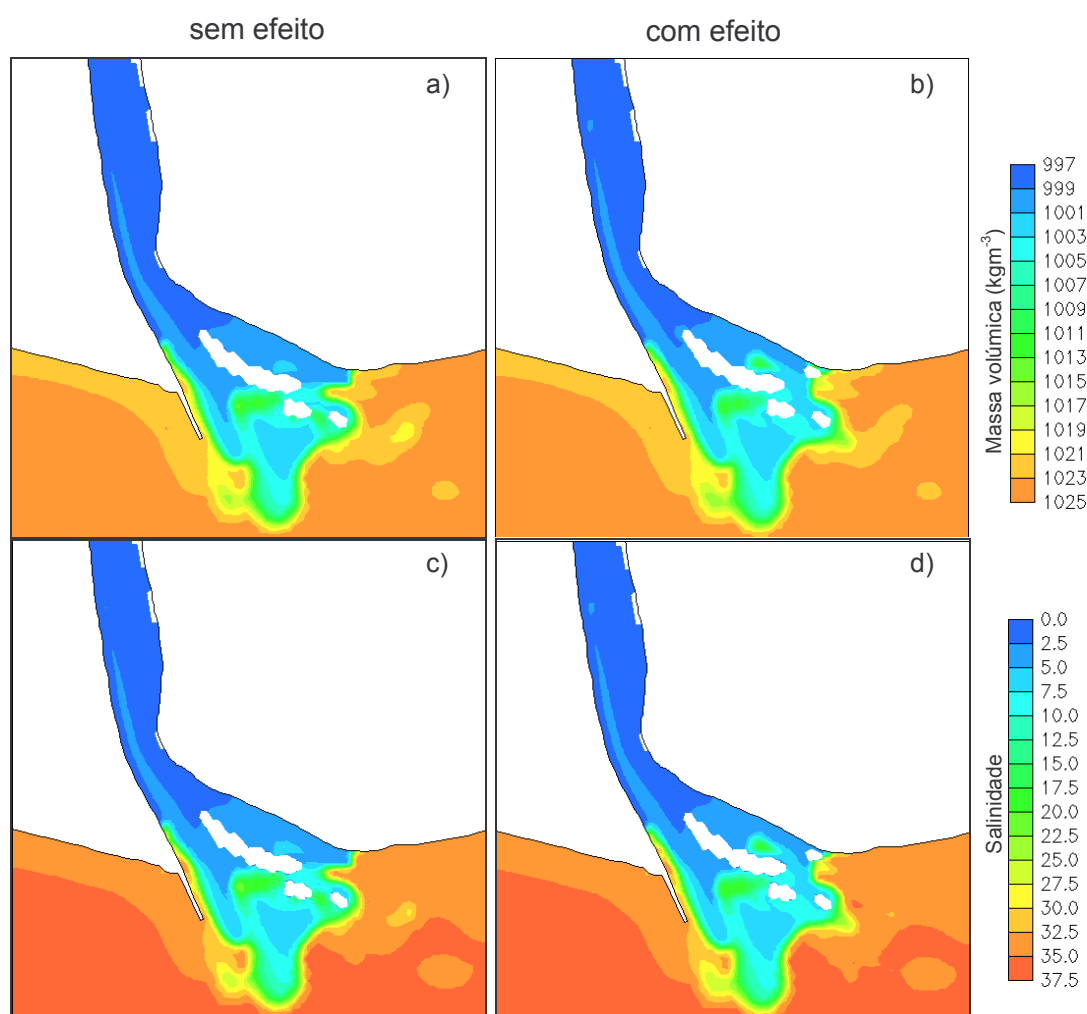


Figura 5.25 – Mapas horizontais da camada mais junto ao fundo: massa volúmica a) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; b) considerando a massa volúmica dos sedimentos; salinidade c) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; d) considerando a massa volúmica dos sedimentos.

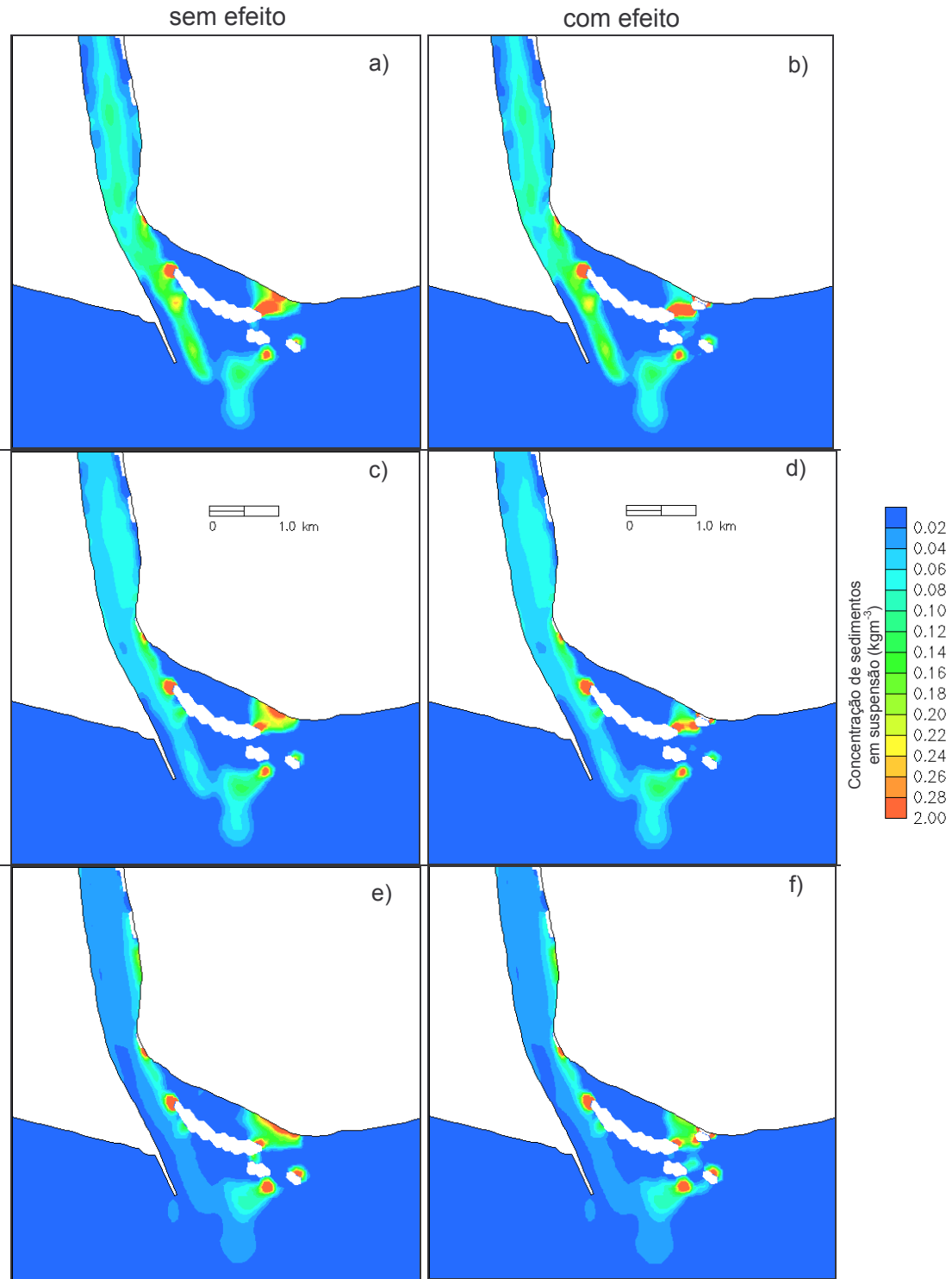


Figura 5.26 – Mapas horizontais da concentração de sedimentos em suspensão na camada mais junto ao fundo: $d_{50} = 0,17$ mm a) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; b) considerando a massa volúmica dos sedimentos; $d_{50} = 0,43$ mm c) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; b) considerando a massa volúmica dos sedimentos; $d_{50} = 1,0$ mm e) não considerando o efeito da massa volúmica dos sedimentos; f) considerando a massa volúmica dos sedimentos.

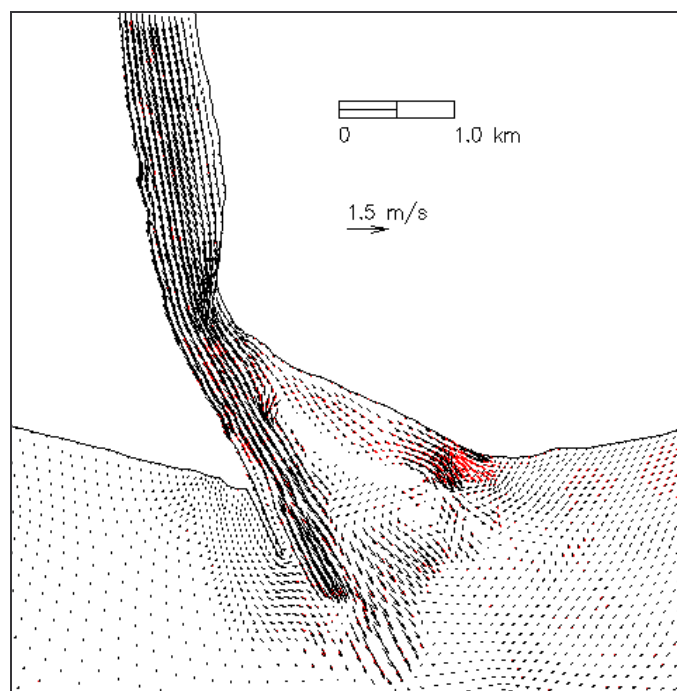


Figura 5.27 – Mapa horizontal da velocidade da camada mais junto ao fundo. Os vetores de velocidade representam os resultados obtidos para a simulação não considerando (preto) e considerando (vermelho) o efeito da massa volúmica dos sedimentos na massa volúmica da água.

Uma das excepções sucede na zona da embocadura, em particular na margem esquerda do rio, onde existem algumas diferenças significativas entre as duas simulações, bem visíveis no campo das velocidades (Figura 5.27) e da concentração de sedimentos em suspensão (Figura 5.26). Nesta zona, o modelo apresenta valores elevados de concentração de sedimentos em suspensão, que quando considerados no cálculo da massa volúmica da água vão alterar a hidrodinâmica. Contudo, estes resultados são representativos de situações sem agitação marítima. Em princípio, a inclusão dos efeitos da agitação marítima iriam aumentar ainda mais as concentrações de sedimentos na zona da embocadura, logo as diferenças entre as simulações.

Para estudar a influência da utilização da massa volúmica dos sedimentos na morfodinâmica do estuário calculou-se a diferença entre as batimetrias finais das duas simulações. A análise dos resultados, efectuada para o troço entre Mértola e a embocadura do estuário, mostra que as diferenças são muito pequenas e localizadas essencialmente nas zonas de curvatura do rio onde, com a simulação considerando o efeito da densidade dos sedimentos, se obteve uma maior erosão no extradorso da curva (cerca de 1 cm em 12 dias).

Estes resultados mostram que, para as condições simuladas, a consideração nas simulações do efeito da massa volúmica do sedimento na massa volúmica da água não altera significativamente os resultados globais. Contudo, em situações pontuais, ocorreram algumas diferenças significativas nos resultados das duas simulações, tendo as maiores diferenças ocorrido em maré viva.

5.4.3 Descarga pontual da barragem

Actualmente, o caudal fluvial do estuário do Guadiana é fortemente controlado pelas descargas de barragens. Consequentemente, tem-se observado nos últimos anos uma diminuição da magnitude dos episódios de cheia, que normalmente ocorriam no Inverno (Gonzalez *et al.*, 2005). Os episódios de cheia desempenham um papel importante no transporte de sedimentos do estuário para a zona costeira. Segundo Portela (2001) existe uma capacidade de transporte de areias relativamente elevado no sector inferior do estuário que depende em grande medida da ocorrência de caudais de cheia. Face à redução dos episódios de cheia e à sua importância para o transporte de sedimentos no estuário, equacionou-se a hipótese de com uma descarga pontual da barragem ser possível efectuar uma limpeza dos sedimentos no estuário.

Para estudar esta hipótese utilizou-se um conjunto de simulações para verificar a influência de uma descarga pontual da barragem na morfodinâmica do sistema. Efectuaram-se várias simulações fazendo variar a duração da descarga [6 horas (6h) ou 12 horas (12h)] e o instante do ciclo de maré em que a descarga é efectuada [máxima enchente (me) ou máxima vazante (mv) de maré viva]. Utilizou-se um valor de caudal de $5000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ durante o período de descarga da barragem (6 ou 12 horas) e de $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ no restante período (Figura 5.28). Nas duas horas anteriores e posteriores à descarga considerou-se uma variação linear do caudal entre $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e $5000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. O caudal máximo utilizado nas simulações ($5000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$) foi baseado nos resultados do estudo de Portela (2004), o qual mostra que para caudais desta ordem a capacidade de transporte é sempre para jusante durante todo o ciclo de maré.

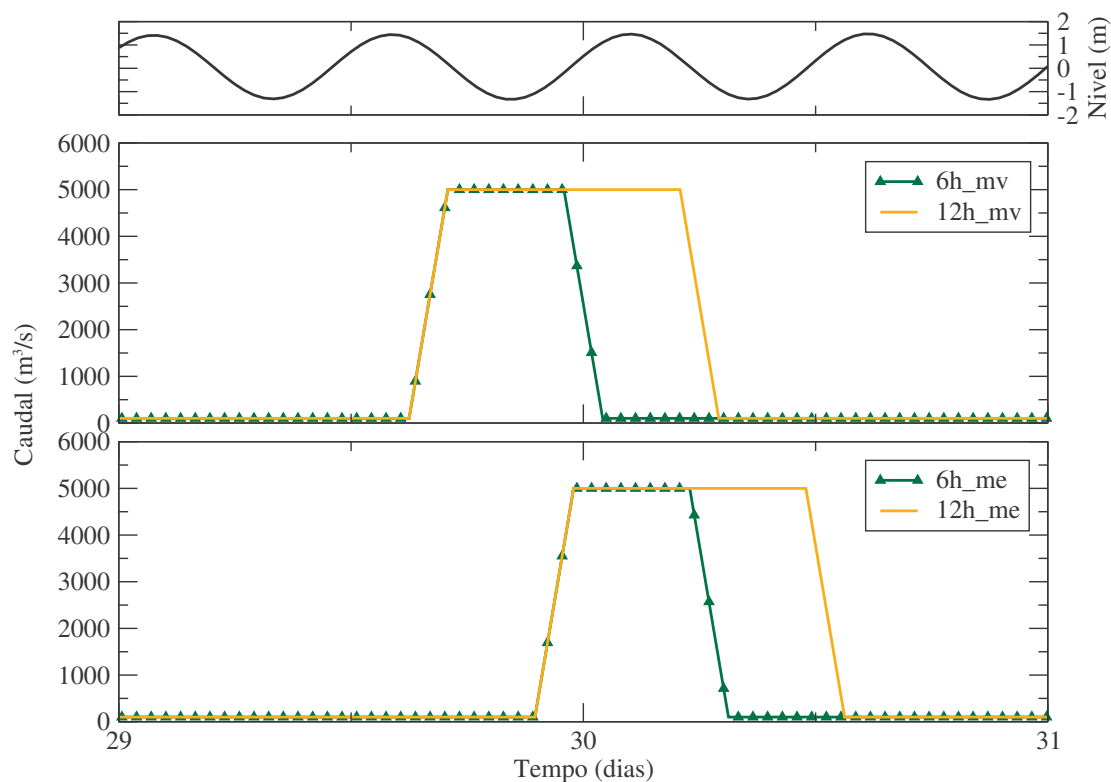


Figura 5.28 – Nível de maré e caudal imposto nas simulações de máxima vazante (mv) e de máxima enchente (me).

Na condição fronteira oceânica utilizaram-se 3 constituintes harmónicas (Z0, M2, S2) cujos valores foram retirados do modelo regional de maré (Fortunato *et al.*, 2000, 2002b). O período de simulação foi de 31 dias, sendo que os últimos 15 dias de simulação abrangem um período de maré morta e um período de maré viva. O passo de cálculo utilizado foi de 30 s.

A análise dos resultados foi efectuada para a zona do estuário entre Mértola e a embocadura do estuário (Figura 5.29), tendo-se excluído a zona exterior uma vez que o modelo não considera a agitação marítima que poderá influenciar os resultados.

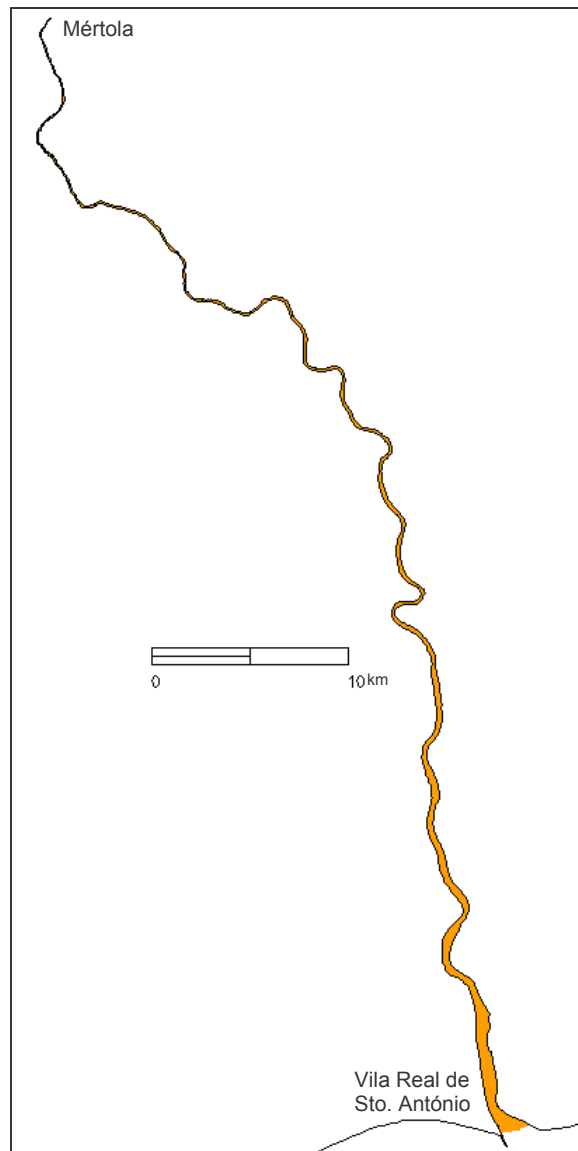


Figura 5.29 – Zona do estuário (laranja) utilizada na análise dos resultados.

Através da comparação entre a batimetria inicial e final obtida para cada uma das simulações e do respectivo cálculo do volume é possível obter um balanço de volume de sedimentos no sistema, o qual permite verificar se houve um ganho ou uma perda de sedimentos. Em todas as simulações efectuadas ocorreu uma perda de volume de sedimentos no sistema (Quadro 5.5), sendo que a maior perda, cerca de 20000 m³ ocorreu para a simulação com uma descarga de 12 horas na máxima vazante e a menor perda para a simulação com uma descarga de 6 horas na máxima vazante. Assim, dos cenários analisados, a descarga da barragem mais eficiente em termos de limpeza de sedimentos do estuário é a de 12 horas em máxima vazante.

Quadro 5.5 – Volume de sedimentos no sistema.

Ciclo de maré	Duração da descarga (horas)	Volume (m³)
mv	6	-7761
mv	12	-20559
me	6	-11585
me	12	-17871

Para tentar compreender se o volume obtido para a simulação com a descarga de 12 horas em máxima vazante é ou não significativo, calculou-se o volume de sedimentos que sai do estuário para uma simulação com um caudal de $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e para uma maré e períodos de simulação iguais. Para um caudal de $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ em 12 horas de simulação obteve-se uma perda de volume de 109 m^3 . Com base neste valor pode-se efectuar uma estimativa do volume de sedimentos que sairia do estuário para um caudal de água de $5000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Considerando que se pretende estimar o volume de sedimentos para o mesmo período de 12 horas, essa estimativa pode ser obtida da seguinte forma:

$$v_e = \frac{5000 \times 109}{100} = 5450 \text{ m}^3 \quad (129)$$

Esta estimativa mostra que o volume retirado do sistema com uma descarga de 12 horas em máxima vazante é cerca de 4 vezes o volume retirado numa situação de descarga normal, contabilizando um volume de água semelhante. Este resultado mostra que em termos de volume de sedimentos retirado do sistema é vantajoso efectuar uma descarga pontual da barragem.

A Figura 5.30 mostra a diferença entre a batimetria inicial e final obtida para a simulação com descarga de 12 horas e máxima vazante. Procedeu-se a uma ampliação da imagem em alguns locais do estuário para melhor analisar os resultados. Na maior parte do estuário ocorrem zonas de erosão e acreção, tendo os valores mais elevados sido obtidos nas zonas de curvatura do estuário. Nas zonas de curvatura o modelo representa correctamente os padrões de acreção e erosão, ou seja, erosão no extradorso e acreção no intradorso.

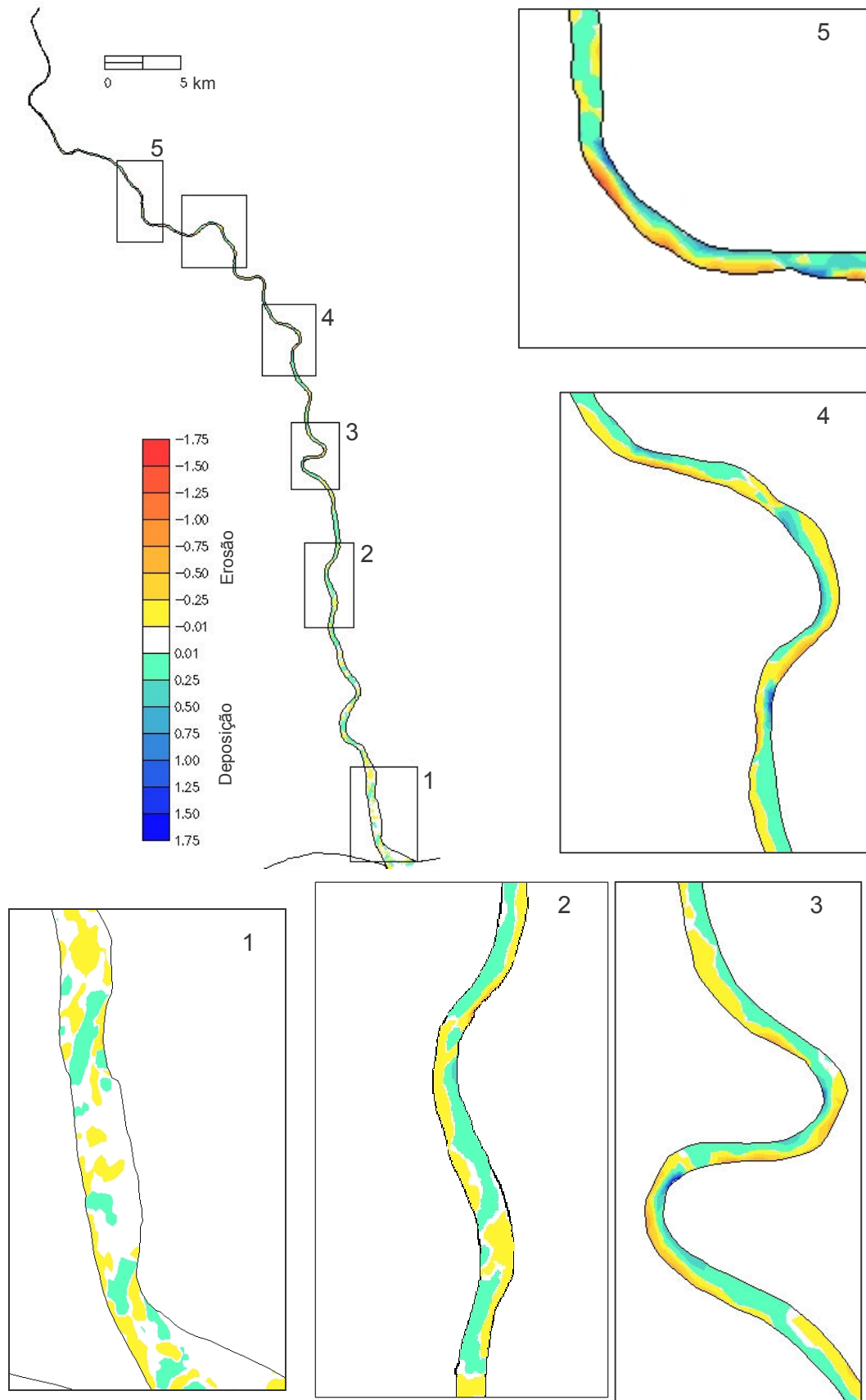


Figura 5.30 – Diferença entre a batimetria inicial e a batimetria final para a simulação da descarga de 12 horas e máxima vazante.

5.5 SÍNTESE

Neste capítulo aplicou-se o modelo MORSELFE ao estuário do Guadiana. Através dos resultados obtidos verifica-se que o modelo pode ser aplicado em simulações de sistemas reais e os vários cenários simulados mostram que o modelo pode ser utilizado em estudos de engenharia.

A calibração e a validação do modelo foram efectuadas recorrendo a dois conjuntos de dados distintos. As comparações entre os resultados do modelo e os dados mostram que o modelo representa bem os níveis, velocidades e salinidades. Para os níveis obtiveram-se erros máximos de 0,15 m tanto na calibração como na validação. Para a velocidade e salinidades na calibração obtiveram-se erros máximos de 0,13 ms⁻¹ e de 8,6, respectivamente.

Os resultados obtidos na validação da velocidade mostram uma boa concordância entre os resultados do modelo e os dados, em termos de fase e de amplitudes. Contudo, o modelo não consegue reproduzir o valor máximo medido e subavalia as velocidades junto ao fundo. A comparação das salinidades obtidas nas simulações e os dados mostra que o modelo representa razoavelmente a estrutura vertical da salinidade, apesar de não conseguir reproduzir os valores máximos de salinidade medidos, nem a acentuada estratificação observada no período da medição. Apesar das diferenças existentes entre os dados e os resultados do modelo, os resultados são bastante satisfatórios.

Para estudar o número de classes de sedimentos a utilizar nas simulações foram efectuados testes do modelo utilizando uma, três e cinco classes de sedimentos. A comparação dos resultados obtidos nas simulações mostram que três é o número suficiente de classes necessárias para representar os sedimentos em suspensão do estuário.

No caso do estuário do Guadiana e para as condições simuladas, a inclusão do efeito da massa volúmica dos sedimentos no cálculo da massa volúmica da água não parece influenciar significativamente os resultados das simulações. Contudo, os resultados mostraram diferenças pontuais, ocorrendo as maiores diferenças em marés vivas.

Para estudar a influência de uma descarga pontual da barragem na morfodinâmica do sistema foram simulados vários cenários, fazendo variar a duração da descarga [6 horas (6h) ou 12 horas (12h)] e o instante do ciclo de maré em que a descarga é

efectuada [máxima enchente (me) ou máxima vazante (mv) de maré viva]. Em todas as simulações utilizou-se um valor de caudal de $5000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ durante o período de descarga da barragem (6 ou 12 horas) e de $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ no restante período. Em todos os cenários analisados ocorreu uma perda de volume de sedimentos no sistema, com a maior perda, cerca de 20000 m^3 , a suceder na simulação com uma descarga de 12 horas na máxima vazante. Comparando o volume de sedimentos retirado do sistema com uma descarga de 12 horas em máxima vazante e o volume de sedimentos retirado numa situação de descarga normal mas contabilizando o mesmo volume de água, verifica-se que o volume retirado de sedimentos com a descarga pontual é cerca de 4 vezes superior. Este resultado mostra que, uma descarga pontual da barragem pode melhorar significativamente as condições de auto-limpeza do rio e estuário.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 SÍNTESE E CONCLUSÕES

No presente trabalho foi desenvolvido e validado um modelo morfodinâmico tridimensional (MORSELFÉ) para estudar a evolução morfológica de estuários. Este modelo é uma ferramenta útil que poderá ser utilizada para melhorar os conhecimentos dos processos morfológicos, nomeadamente em sistemas de evolução rápida e sistemas sujeitos a eventos extremos (cheias). As várias simulações efectuadas demonstraram que o MORSELFÉ é um modelo robusto, aplicável em sistemas reais e que, para um modelo tridimensional, apresenta um custo computacional bastante razoável. Estas características tornam o MORSELFÉ uma ferramenta que pode ser utilizada em estudos de engenharia.

Na pesquisa efectuada sobre modelo 3D morfodinâmicos, com características semelhantes ao MORSELFÉ, verifica-se que existe um número reduzido deste tipo de modelos e que são poucos os artigos publicados com aplicações a sistemas reais. A obtenção de dados de sedimentos para calibração e validação dos modelos 3D em sistemas reais é difícil, não só devido ao custo das medições mas também ao tipo de dados necessários para efectuar uma calibração e validação razoável. Contudo, nos últimos anos tem-se verificado um desenvolvimento ao nível dos aparelhos de medição que perspectiva uma resolução deste problema dentro de alguns anos.

O sistema de modelos MORSELFÉ consiste num conjunto de módulos integrados que permitem simular a hidrodinâmica, o transporte de sedimentos não coesivos e a evolução morfológica. Apesar do MORSELFÉ ser baseado na integração e adaptação de modelos já existentes, foram introduzidas várias alterações aos códigos originais, não só para permitir a interligação dos módulos como também para melhorar a formulação dos modelos originais. Das alterações introduzidas salienta-se:

- a introdução, no modelo de transporte de sedimentos, de uma formulação inovadora para a transferência do fluxo erosivo de sedimentos entre o fundo e o centro da célula computacional mais junto ao fundo; esta abordagem

permite tornar o cálculo do fluxo erosivo independente da espessura da célula computacional mais perto do fundo;

- a alteração do cálculo da massa volúmica da água de forma a entrar em consideração com a massa volúmica dos sedimentos; esta alteração permite ao modelo simular situações em que a massa volúmica do sedimento influencia a hidrodinâmica;
- a introdução da fórmula de van Rijn (2007) para o cálculo do transporte por arrastamento e de várias fórmulas para estimar os efeitos da inclinação do fundo no transporte de sedimentos por arrastamento;
- a alteração da forma de cálculo da passagem dos valores da concentração de sedimentos do centro da célula para os níveis.

O modelo foi validado através da simulação de problemas de transporte de sedimentos sintéticos e reais. Os diferentes testes permitiram não só validar as várias componentes do modelo mas também ganhar sensibilidade sobre alguns dos parâmetros que podem variar nas simulações, tais como o passo de cálculo, o número de níveis verticais e o fecho de turbulência a utilizar. Os vários testes de validação realizados mostram que:

- o termo de queda dos sedimentos está a ser bem representado pelo modelo;
- o erro na estimativa da velocidade decresce à medida que aumenta o refinamento da malha vertical e que se devem utilizar malhas s em vez de igualmente espaçadas;
- com 20 níveis verticais em coordenadas s já se obtém uma representação aceitável da concentração de sedimentos;
- as malhas s são apropriadas para o cálculo das concentrações de sedimentos, em particular para os sedimentos mais grosseiros;
- no caso de simulações com sedimentos mais grosseiros é necessário ter uma maior resolução vertical para minimizar os erros da concentração de sedimentos; e que nestes casos devem se utilizar malhas s ;

- simulações utilizando diferentes fechos de turbulência originam diferentes perfis de velocidade, de difusividade turbulenta e de concentração de sedimentos;
- o modelo consegue reproduzir a migração de uma fossa num canal. A comparação dos perfis de fundo medidos e simulados após 15 horas mostra que a fossa migrou uma distância muito próxima da correcta, assoreou até ao nível correcto e desenvolveu uma inclinação de fundo na entrada semelhante à observada. Contudo, o MORSELFÉ não consegue reproduzir a inclinação de saída da fossa, à semelhança do que acontece com outros modelos (Lesser *et al.*, 2004; Warner *et al.*, 2008).

A possibilidade de utilização de múltiplos processadores no cálculo das simulações em conjunto com uma representação vertical em coordenadas s permitem que as simulações morfodinâmicas possam ser efectuadas com tempos computacionais aceitáveis, apesar do MORSELFÉ utilizar o mesmo passo de cálculo para simular a hidrodinâmica, o transporte de sedimentos e as alterações morfológicas.

Com a aplicação do MORSELFÉ ao estuário do Guadiana ficou demonstrada a aplicabilidade deste modelo a sistemas reais, sendo uma ferramenta que pode ser aplicada em estudos de engenharia. Um modelo calibrado e validado é uma ferramenta muito útil que pode ser utilizada para simular vários cenários e para analisar as consequências que esses cenários podem trazer. A utilização desta ferramenta, devidamente validada e calibrada no estuário do Guadiana, permitiu dar resposta às três questões formuladas no objectivo deste trabalho. No entanto, estas aplicações serviram fundamentalmente para testar e mostrar a capacidade de utilização deste modelo.

Para analisar o número de classes de sedimentos a utilizar nas simulações foram efectuados testes do modelo utilizando uma, três e cinco classes de sedimentos. A comparação dos resultados obtidos nas simulações mostra que o número de classes de sedimentos necessárias para representar o estuário é três.

No estuário do Guadiana e para as condições simuladas, a inclusão do efeito dos sedimentos no cálculo da massa volúmica da água não influencia significativamente os resultados das simulações. Contudo, os resultados mostram diferenças pontuais, ocorrendo as maiores diferenças em marés vivas.

No estudo da influência de uma descarga pontual da barragem na morfodinâmica do sistema foram simulados vários cenários, fazendo variar a duração da descarga e o instante do ciclo de maré em que a descarga é efectuada. Em todos os cenários analisados ocorreu uma remoção de volume de sedimentos no sistema, tendo a maior perda, cerca de 20000 m³, ocorrido para a simulação com uma descarga de 12 horas na máxima vazante. Os resultados obtidos mostram que, em termos de volume de sedimentos retirado do sistema e limpeza do mesmo, é vantajoso efectuar uma descarga pontual da barragem face a descargas normais mas contabilizando o mesmo volume de água.

Um dos elementos principais na formulação dos modelos morfodinâmicos é a estimativa precisa do fluxo de transporte de sedimentos. Com o intuito de contribuir para uma melhor compreensão das fontes de erro das fórmulas de transporte de sedimentos foi efectuada uma análise de sensibilidade a quatro fórmulas empíricas de transporte de sedimentos. Esta análise indica os pontos fortes, fracos e algumas limitações das fórmulas empíricas de transporte de sedimentos analisadas, quantifica a propagação do erro das propriedades físicas de entrada para os fluxos de sedimentos e determina quais as propriedades que controlam os erros finais. As principais conclusões desta análise são:

- as propriedades físicas chave, que controlam os erros na avaliação do transporte de sedimentos total, são a velocidade da corrente e o diâmetro mediano dos sedimentos;
- as estimativas do transporte por arrastamento são afectadas principalmente pela velocidade da corrente;
- para erros típicos das propriedades físicas encontradas em aplicações de engenharia, a precisão na avaliação dos fluxos de sedimentos é dominada por erros nas propriedades físicas, e não por limitações das próprias fórmulas;
- das fórmulas analisadas a de van Rijn é a mais sensível às propriedades físicas básicas.

Esta análise salienta a necessidade de se efectuarem mais e melhores observações de campo para especificar as propriedades físicas de entrada, e indica as propriedades físicas mais importantes, que devem ser conhecidas com maior precisão. Antes de efectuar um estudo de transporte de sedimentos é essencial

avaliar se os dados disponíveis são suficientes para obter resultados com precisão aceitável. Caso contrário, os resultados dos fluxos de sedimentos devem ser analisados muito cuidadosamente uma vez que podem ter associados erros muito elevados.

6.2 CONSIDERAÇÕES PARA INVESTIGAÇÃO FUTURA

Um dos próximos passos a efectuar no desenvolvimento do modelo MORSELFÉ é a implementação da agitação marítima no sistema de modelos, a qual permitirá alargar o âmbito de aplicação deste modelo. Contudo a implementação da agitação marítima implica também a implementação de fórmulas de transporte por arrastamento e de modelos de camada limite que considerem a acção conjunta das ondas e das correntes. Após a implementação será necessário proceder-se à validação do sistema de modelos.

O alargamento do modelo para efectuar simulações de sedimentos coesivos é também uma das tarefas a desenvolver no futuro e que aumentaria o potencial de aplicação do modelo. Nos estuários, normalmente, coexistem sedimentos coesivos e não coesivos, pelo que as simulações considerando os dois tipos de sedimentos generalizariam a aplicabilidade do modelo.

A análise de sensibilidade efectuada demonstrou a existência de algumas limitações nas fórmulas de transporte de sedimentos analisadas, considerando-se que este tipo de análise deveria ser alargado a outras fórmulas de transporte (quer para correntes, quer para ondas e correntes).

A aplicação do MORSELFÉ a mais casos reais é sem dúvida uma das tarefas a realizar, especialmente se for possível aplicar a um sistema com mais dados de sedimentos em suspensão e morfológicos. A aplicação do modelo em diferentes sistemas reais é de grande importância, pois permite identificar problemas que muitas vezes só com uma aplicação não são identificados. Por outro lado a aplicação do modelo por equipas distintas das que o desenvolveu permite uma avaliação independente da sua performance e robustez.

REFERÊNCIAS

- Ackers, P., White, W.R., 1973. Sediment transport: new approach and analysis. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 99(11), 2041-2060.
- Allersma, E., 1994. Channels in estuaries; 1-D modelling of parallel channels. Report H1828. Delft, The Netherlands: WL | Delft Hydraulics.
- Antunes do Carmo, J.S., 1995. Contribuição para o estudo dos processos morfodinâmicos em regiões costeiras e estuarinas. Tese de Doutorado da Universidade de Coimbra, 225 pp.
- Antunes do Carmo, J.S., Seabra Santos, F.J., 2002. Near-shore sediment dynamics computation under combined effects of waves and currents. *Advances in Engineering Software*, 33, 37-48.
- Arcement, G.J. Jr., Schneider, V.R., 1989. Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains. U.S. Geological Survey, Water-Supply paper 2339, Washington D.C..
- Ariathurai, R., Arulanandan, K., 1978. Erosion rates of cohesive soils. *ASCE Journal of Hydraulic Division*, 104 (2), 279-283.
- ASCE Task Committee of Computational Modeling of Sediment Transport Processes, 2004. Computational Modeling of Sediment Transport Processes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130/7, 597-598.
- ASCE, 2008. Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110. Sedimentation Engineering - Processes, Measurements, Modeling, and Practice. Ed. M. H. Garcia, 1132pp.

- Bagnold, R.A., 1966. An approach to the sediment transport problem from general physics. Geological Survey Professional Paper, vol. 422-I, US Geological Survey, DOI, Washington.
- Bailard, J.A., 1981. An energetic total load sediment transport model for a plane sloping beach. *Journal of Geophysical Research*, 86(C11), 10938-10954.
- Bakker, W.T., de Vriend, H.J., 1995. Resonance and morphological stability of tidal basins. *Marine Geology*, 126, 5-18.
- Bechteler, W., Maurer, M., 1990. Reliability theory applied to sediment transport formulae. 8th International Conference on Computational Methods in Surface Hydrology. *Computational Mechanics Publications*, Southampton, England, 298-309.
- Benkhaldoun, F., Sahmim, S., Seaid M., 2010. A two-dimensional finite volume morphodynamic model on unstructured triangular grids. *International Journal of Numerical Methods in Fluids*, em impressão.
- Bernardes, M.E.C., Davidson, M.A., Dyer, K.R., George, K.J., 2006. Towards medium-term (order of months) morphodynamic modeling of the Teign estuary, UK. *Ocean Dynamics*, 56, 186-197.
- Bertin, X., Oliveira, A., Fortunato, A.B., 2009. Simulating morphodynamics with unstructured grids: description and validation of a modeling system for coastal applications. *Ocean Modelling*, 28, 75-87.
- Bijker, E., 1967. Some considerations about scales for coastal models with movable bed. Tech. Rep. 50, Delft Hydraulics Laboratory, The Netherlands.
- Bijker, E.W., 1971. Longshore transport computations. *Journal of the Waterways, Harbours and Coastal Engineering Division*, 97, 687-701.

-
- Blaas, M., Dong, C., Marchesiello, P., McWilliams, J.C., Stolzenbach, K.D., 2007. Sediment-transport modeling on Southern Californian shelves: a ROMS study. *Continental Shelf Research*, 27, 832-853.
- Callaghan, D.P., Saint-Cast, F., Nielsen, P., Baldock, T.E., 2006. Numerical solutions of the sediment conservation law; a review and improved formulation for coastal morphological modeling. *Coastal Engineering*, 53, 557-571.
- Camenen, B., Larroudé, P., 2003. Comparison of sediment transport formulae for the coastal environment. *Coastal Engineering*, 48, 111-132.
- Camenen, B., Larson, M., 2005. A general formula for non-cohesive bed load sediment transport. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 63, 249-260.
- Cameron, W.M. e D.W. Pritchard, 1963. Estuaries. In: *The Sea*, Vol. 2, 306-324, M.N. Hill (Eds.), Wiley, New York.
- Cancino, L., Neves, R., 1999. Hydrodynamic and sediment suspension modelling in estuarine systems. Part I: Description of the numerical models. *Journal of Marine Systems*, 22, 105–116.
- Canestrelli, A., Dumbser, M., Siviglia, A., Toro, E.F., 2010. Well-balanced high-order centered schemes on unstructured meshes for shallow water equations with fixed and mobile bed. *Advances in Water Resources*, 33, 291-303.
- Canuto, V.M., Howard, A., Cheng, Y., Dubovikov, M.S., 2001. Ocean Turbulence I: one-point closure model. Momentum and heat vertical diffusivities. *Journal of Physical Oceanography*, 31, 1413-1426.
- Cao, Z., 1999. Equilibrium near-bed concentration of suspended sediment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125 (12), 1270-1278.

- Cardoso da Silva, M., Fortunato, A.B., Oliveira, A., Rocha, J.S., 2000. Condições Ambientais do Estuário do Guadiana. O conhecimento actual. 5º Congresso da Água, Lisboa, Setembro de 2000.
- Cardoso da Silva, M., Freire, P., 2001. Estudo das condições ambientais no estuário do rio Guadiana e zonas adjacentes. 2ª fase: Componente estuarial: qualidade ambiental e sedimentologia. Relatório 231/01 – NEC, LNEC.
- Cardoso, A.H., Neves, G.O., 1994. Prévision du transport solide total. Evaluation de formules existantes. *La Houille Blanche*, 4, 13-22.
- Castro Diaz, M.J., Fernandez Nieto, E.D., Ferreiro, A.M., Pares, C., 2009. Two-dimensional sediment transport models in shallow water equations. A second order finite volume approach on unstructured meshes. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 198 (33-36), 2520-2538.
- Casulli, V., Zanolli, P., 2005. High resolution methods for multidimensional advection-diffusion problems in free-surface hydrodynamics. *Ocean Modelling*, 10, 137-151.
- Cavaleri, L., Alves, J.H.G.M., Ardhuin, F., Babanin, A., Banner, M., Belibassakis, K., Benoit, M., Donelan, M., Groeneweg, J., Herbers, T.H.C., Hwang, P., Janssen, P.A.E.M., Janssen, T., Lavrenov, I.V., Magne, R., Monbaliu, J., Onorato, M., Polnikov, V., Resio, D., Rogers, W.E., Sheremet, A., McKee Smith, J., Tolman, H.L., Van Vledder, G., Wolf, J., Young, I., 2007. Wave modeling – The state of the art. *Progress in Oceanography*, 75, 603-674.
- Cayocca, F., 2001. Long-term morphological modeling of a tidal inlet: the Arcachon basin, France. *Coastal Engineering*, 42 (2), 115-142.

-
- Celik, I. e W. Rodi, 1988. Modeling suspended sediment transport in nonequilibrium situation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114 (10), 1157-1191.
- Chang, C.-H, Yang, J.-C, Tung, Y.-K., 1993. Sensitivity and uncertainty analysis of a sediment transport model: a global approach. In: Cushman J.H. (Ed.), *Stochastic Hydrology and Hydraulics*, vol. 7. Springer-Verlag, 299-314.
- Collella, P., Woodward, P., 1984. The piecewise parabolic method (PPM) for Gas-Dynamical simulations. *Journal of Computational Physics*, 54, 174-201.
- Cunha, M., H. Coelho, R. Neves e P.C. Leitão, 2000. Um modelo numérico do estuário do Guadiana, 3º Simpósio sobre a Margem Ibérica Atlântica, Universidade do Algarve, Faro, Portugal, pp.27-28.
- Damgaard, J.S., Whitehouse, R.J.S., Soulsby, R.L., 1997. Bed-Load Sediment Transport on Steep Longitudinal Slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 123, no.12, 1130-1138.
- Davies, A.G, Villaret, C., 2002. Prediction of sand transport rates by waves and currents in the coastal zone. *Continental Shelf Research*, 22, 2725-2737.
- Davies, A.G., van Rijn, L.C., Damgaard, J.S., Van de Graaff, J., Ribberink, J.S., 2002. Intercomparison of research and practical sand transport models. *Coastal Engineering*, 46, 1-23.
- de Vriend, H.J., 1987. 2DH mathematical modeling of morphological evolution in shallow water. *Coastal Engineering*, 11, 1-27.
- de Vriend, H.J., 1996. Mathematical modeling of meso-tidal barrier island coasts. Part I: empirical and semi-empirical models. Liu, P.L.-F.[ed], *Advances in Coastal and Ocean Engineering*. World Scientific, Singapore, 115-149.

- de Vriend, H.J., 1997. Evolution of marine morphodynamic modelling: time for 3D?. *German Journal of Hydrography*, 49 (2/3), 331-341.
- de Vriend, H.J., Stive, M.J.F., 1987. Quasi-3D modelling of nearshore currents. *Coastal Engineering*, 11, 565-601.
- de Vriend, H.J., Ribberink, J.S., 1996. Mathematical modeling of meso-tidal barrier island coasts. Part II: process-based simulation models. Liu, P.L.-F. [ed], *Advances in Coastal and Ocean Engineering*. World Scientific, Singapore, 157-196.
- de Vriend, H.J., Zyserman, J., Nicholson, J., Roelvink, J.A., Péchon, P., Southgate, H.N., 1993. Medium-term 2DH coastal area modeling. *Coastal Engineering*, 21, 193-224.
- Delis, A.I., Papoglou, I., 2008. Relaxation approximation to bed-load sediment transport. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 213, 521-546.
- Dias, J.M.A., Ferreira, Ó, Mendes, I., Gonzalez, R., 2001. Projecto EMERGE - Estudo Multidisciplinar do Estuário do Guadiana. Relatório CIACOMAR 3/01, Universidade do Algarve.
- Dias, J.M.A., Gonzalez, R., Ferreira, Ó, 2004. Natural versus anthropic causes in variations of sand export from river basins: an example from the Guadiana river mouth. *Polish Geological Institute Special Papers*, 11, 95-102.
- Dibajnia M., Watanabe, A., 1992. Sheet flow under nonlinear waves and currents. *Proceedings of 23rd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Venice, Italy, 2015-2029.
- Dietrich, W.E., 1982. Settling velocity of natural particles. *Water Resources Research*, 18 (6), 1615-1626.

-
- Dohmen-Janssen, C.M., 1999. Grain size influence on sediment transport in oscillatory sheet flow. *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering*, Delft University of Technology, 246p.
- Dyer, K. R., 1997. *Estuaries: A physical Introduction*, John Wiley & Sons, 2nd Edition, New York.
- Dyer, K.R., Soulsby, R.L., 1988. Sand transport on the continental shelf. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 20, 295-324.
- Eidsvik, K.J., 2004. Some contributions to the uncertainty of sediment transport predictions. *Continental Shelf Research*, 24, 739-754.
- Einstein, H.A., 1950. The bed-load function for sediment transportation in open channel flow. *Technical Bulletin No. 1026*, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.
- Elfrink, B., Hanes, D.M., Ruessink, B.G., 2006. Parameterization and simulation of near bed orbital velocities under irregular waves in shallow water. *Coastal Engineering*, 53, 915-927.
- Engelund, F., Hansen, E., 1967. *A monograph on sediment transport in alluvial streams*, Teknisk Forlag, Technical Univ. of Denmark, Ostervolgade 10, Copenhagen, Denmark.
- Engelund, F., Fredsoe, J., 1976. A sediment transport model for straight alluvial channels. *Nordic Hydro.*, 7(5), 293-306.
- Escoffier, F., 1940. Stability of tidal inlets. *Shore and Beach*, 8/4.

- Fachin, S., Coli, A.B., 2001. Projecto EMERGE - Estudo Multidisciplinar do Estuário do Guadiana. Sedimentologia do estuário. Relatório CIACOMAR 3/01. Universidade do Algarve.
- Ferrarin, C., Cucco, A., Umgiesser, G., Bellafiore, D., Amos, C.L., 2010. Modelling fluxes of water and sediment between Venice Lagoon and the sea. *Continental Shelf Research*, 30, 904-914.
- Fortunato, A.B., 2006. Modelação numérica da dinâmica sedimentar em embocaduras. Tese apresentada para a obtenção do título de Habilitado para o exercício de Funções de Coordenação Científica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Fortunato, A.B., 2007. Accuracy of sediment flux computations in tidally-driven simulations. *Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engineering*, 133/5, 377-380.
- Fortunato, A.B., Oliveira, A., 2004. A modeling system for tidally driven long-term morphodynamics. *Journal of Hydraulic Research*, 42 (4), 426-434.
- Fortunato A.B., Oliveira, A., 2007. Improving the stability of a morphodynamic modeling system. *Journal of Coastal Research*, Special Issue 50, 486-490.
- Fortunato, A.B., Ferreira, J.S., Oliveira, A., 2000. A tidal model of the Iberian Atlantic shelf: first results. *Thalassas*, 16, 41-47.
- Fortunato, A.B., Oliveira, A., Alves, E., 2002a. Circulation and salinity intrusion in the Guadiana Estuary. *Thalassas*, 18 (2), 43-65.
- Fortunato, A.B., Pinto, L., Oliveira, A., Ferreira, J.S., 2002b. Tidally-generated shelf waves off the Iberian Atlantic shelf. *Continental Shelf Research*, 22(14), 1935-1950.

-
- Galperin, B., Kantha, L.H., Hassid, S., Rosati, A., 1988. A quasi-equilibrium turbulent energy model for geophysical flow. *Journal of Atmosphere Science*, 45, 55-62.
- Garcia, M., Parker, G., 1991. Entrainment of bed sediment into suspension. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117 (4), 414-435
- Garel, E., Pinto, L., Santos, A., Ferreira, Ó., 2009. Tidal and river discharge forcing upon water and sediment circulation at a rock-bound estuary (Guadiana estuary, Portugal). *Estuarine Coastal and Shelf Science*, 84, 269-281.
- Geophysics Study Committee, 1977. Overview and recommendations. Estuaries geophysics and the environment. National Academy of Sciences, pp 1-10, Washington, D.C..
- Gessler, D., Hall, B., Spasojevic, M., Holly, F., Pourtaheri, H., Raphelt, N., 1999. Application of 3D mobile bed, hydrodynamic model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(7), 737-749.
- Gibbs, R.J., Matthews, M.D., Link, D.A., 1971. The relationship between sphere size and settling velocity. *Journal of Sedimentary Petrology*, 41(1), 7-18.
- Gonzalez, R., Dias, J.M.A., Lobo, F., Mendes, I., 2004. Sedimentological and paleoenvironmental characterization of transgressive sediments on Guadiana Shelf. *Quaternary International*, 120, 133-144.
- Gonzalez, R., Alveirinho Dias, J.M., Ferreira, Ó., 2005. Analysis of land-cover shifts in time and their significance. An example from the mouth of the Guadiana estuary (SW Iberia). In: D.M. FitzGerald and J. Knight, Editors, High Resolution Morphodynamics and Sedimentary Evolution of Estuaries, Springer, The Netherlands, pp. 57–82

- Grasmeijer, B.T., 2002. Process-based cross-shore modelling of barred beaches. Ph.D. thesis, University of Utrecht, Netherlands, published.
- Hallermeier, R.J., 1981. Terminal settling velocity of commonly occurring sand grains. *Sedimentology*, 28, 859-865.
- Hanson, H., Aarninkhof, S., Capobianco, M., Jiménez, J.A., Larson, M., Nicholls, R.J., Plant, N.G., Southgate, H.N., Steetzel, H.J., Stive, M.J.F., de Vriend, H.J., 2003. Modelling of coastal evolution on yearly to decadal time scales. *Journal of Coastal Research*, 19 (4), 790-811.
- Harris, C.K., Wiberg, P.L., 1997. Approaches to quantifying long-term continental shelf sediment transport with an example from the Northern California STRESS mid-shelf site. *Continental Shelf Research*, 17 (11), 1389-1418.
- Harris, C.K., Wiberg, P.L., 2001. A two-dimensional, time-dependent model of suspended sediment transport and bed reworking for continental shelves. *Computers & Geosciences*, 27, 675-690.
- Hu, K., Ding, P., Wang, Z., Yang, S., 2009. A 2D/3D hydrodynamic and sediment transport model for the Yangtze estuary, China. *Journal of Marine Systems*, 77, 114-136.
- Hudson, J., Damgaard, J., Dodd, N., Chessher, T., Cooper, A., 2005. Numerical approaches for 1D morphodynamic modeling. *Coastal Engineering*, 52, 691-707.
- Huntley, D.A., Bowen, A.J., 1989. *Modeling sand transport on continental shelves*. A.M. Davies (ed.), Modeling Marine Systems, CRC Press, 221-254.
- Ikeda, S., 1982. Lateral bed-load transport on side slopes, *ASCE Journal of Hydraulic Division*, 108 (11), 1369-1373.

-
- Jiménez, A.J., Madsen, O.S., 2003. A simple formula to estimate settling velocity of natural sediments. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 129 (2), 70-78.
- Johnson, H.K., Zyserman, J.A., 2002. Controlling spatial oscillations in bed level update schemes. *Coastal Engineering*, 46, 109-126.
- Jones, J.E., Davies, A.M., 2007. On the sensitivity of tidal residuals off the west coast of Britain to mesh resolution. *Continental Shelf Research*, 27 (1), 64-81.
- Kaczmarek, L.M., Ostrowski, R., Pruszek, Z., Rozynski, G., 2005. Selected problems of sediment transport and morphodynamics of a multi-bar nearshore zone. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 62, 415-425.
- Kantha, L.H., Clayson, C.A., 1994. An improved mixed layer model for geophysical application. *Journal of Geophysical Research*, 99 (25), 235-266.
- Karim, M.F., Kennedy, J.F., 1990. Menu of couple velocity and sediment discharge relation for rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(8), 978-996.
- Katopodi, I., Ribberink, J.S., 1992. Quasi-3D modelling of suspended sediment transport by currents and waves. *Coastal Engineering*, 18, 83-110.
- Kilsby, C.G., Tellier, S.S., Fowler, H.J., Howels, T.R., 2007. Hydrological impacts of climate change on the Tejo and Guadiana rivers. *Hydrology & Earth System Sciences*, 11 (3), 1175-1189.
- Kraus, N.C., 2000. Reservoir model of ebb-tidal shoal evolution and sand bypassing, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 126 (6), 305-313.
- Lane, E.W., 1955. Design of stable channels. Transactions, ASCE, 120, 1234-1260.

- Lanzoni, S., Seminara, G., 2002. Long term evolution and morphodynamic equilibrium of tidal channels. *Journal of Geophysical Research*, 107(C1), 1-13.
- Larson, M., Capobianco, M., Jansen, H., Rózyński, G., Southgate, H.N., Stive, M., Wijnberg, K.M., Hulscher, S., 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), 760-775.
- Latteux, B., 1995. Techniques for long-term morphological simulation under tidal action. *Marine Geology*, 126, 129-141.
- Lawson, S.E., Wiberg, P.L., McGlathery, K.J., Fugate, D.C., 2007. Wind-driven Sediment Suspension Controls Light Availability in a Shallow Coastal Lagoon. *Estuaries and Coasts*, 30 (1), 102–112.
- Lesser, G.R., Roelvink, J.A., van Kester, J., 2000. On-line Sediment transport within DELFT3D-FLOW. Delft Hydraulics Report Z2899, IHE, Delft, The Netherlands.
- Lesser, G.R., Roelvink, J.A., van Kester, J.A.T.M., Stelling, G.S., 2004. Development and validation of a three-dimensional morphological model. *Coastal Engineering*, 51, 883-915.
- Liu, X.D., Oscher, S., Chan, T., 1994. Weighted essentially non-oscillatory schemes. *Journal of Computational Physics*, 115, 200-212.
- Liu, X.D., Landry, B.J., Garcia, M.H., 2008. Two-dimensional scour simulations based on coupled model of shallow water equations and sediment transport on unstructured meshes. *Coastal Engineering*, 55(10), 800-810.
- Lobo, F.J., Plaza, F., González, R., Dias, J.M.A., Kapsimalis, V., Mendes, I., Díaz del Río, V., 2004. Estimations of bedload sediment transport in the Guadiana

-
- Estuary (SW Iberian Peninsula) during low river discharge periods. *Journal of Coastal Research*, SI41, 12-26.
- Long, W., Kirby, J.T., Shao, Z., 2008. A numerical scheme for morphological bed level calculations. *Coastal Engineering*, 55, 167-180.
- Lopes, J.V.M., 2004. Modulação matemática do transporte de sedimentos no estuário do Guadiana. Tese de mestrado, Engenharia Mecânica, Universidade do Minho.
- Lou, J., Ridd, P.V., 1997. Modelling of suspended sediment transport in coastal areas under waves and currents. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 45, 1-16.
- Luetlich, R.A., Westerink, J.J., 1991. A solution for the vertical variation of stress, rather than velocity, in a three-dimensional circulation model. *International Journal for numerical methods in fluids*, 12: 911-928.
- Machado, A., Rocha, F., Gomes C., Dias, J., 2007. Distribution and composition of suspended particulate matter in Guadiana estuary (southwestern Iberian Peninsula). *Journal of Coastal Research*, SI50, 1040-1045.
- Mellor, G.L., Yamada, T., 1982. Development of a turbulence closure model for geophysical fluid problems. *Reviews of Geophysics and Space Physics*, 20 (4): 851-875.
- Meyer-Peter, E., Muller, R., 1948. Formulas for bed-load transport. Proc. IAHR, Stockholm.
- Morales, J.A., 1995. Sedimentología del estuário del río Guadiana. Tese de Doutoramento, Universidade de Huelva.

- Nadaoka, K., Yagi, H., Kamata, H., 1991. A simple quasi-3-D model of suspended sediment transport in a nonequilibrium state. *Coastal Engineering*, 15, 459-474.
- Nicholson J., Broker, I., Roelvink, J.A., Price, D., Tanguy, J.M., Moreno, L., 1997. Intercomparison of coastal area morphodynamic models. *Coastal Engineering*, 31, 97-123.
- Nielsen, P., 1992. Coastal bottom boundary layers and sediment transport. Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 4, World Scientific, 324p.
- O'Brien, M.P., 1969. Equilibrium flow areas of inlets on sandy coasts. *Journal of the Waterways and Harbours Divisions*, 95, 43-52.
- O'Connor, B.A., Nicholson, J., 1988. A Three-dimensional model of suspended particulate sediment transport, *Coastal Engineering*, 12, 157-174.
- Oliveira, A., Fortunato, A.B., Baptista A.M., 2000. Mass conservation in Eulerian-Lagrangian simulations of transport in estuaries. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 126 (8), 605-614.
- Oliveira, A., Fortunato, A.B., Pinto, L., 2006. Modelling the hydrodynamics and the fate of passive and active organisms in the Guadiana estuary. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 70, 76-84.
- Paintal, A.S., 1971. Concept of critical shear stress in loose boundary open channels. *Journal of Hydraulic Research*, 9 (1), 91-113.
- Panin, N., Jipa, D., 2002. Danube river sediment input and its interaction with the north-western Black sea. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 54, 551-562.

-
- Papanicolaou, N.P., Elhakeem, M., Krallis, G., Prakash, S., Edinger, J., 2008. Sediment transport modeling review – current and future developments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1-14.
- Pinto, L., 2003. Estratificação salina no estuário do Guadiana. Tese de Mestrado em Ciências Geofísicas – especialização em oceanografia, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.
- Pinto, L., Fortunato, A.B., Oliveira, A., Baptista, A.M., 2004b. Estratificação salina no estuário do Guadiana. Parte II: modelação numérica. *Recursos Hídricos*, 25 (2), 99-110.
- Pinto, L., Fortunato, A.B., Oliveira, A., Jorge da Silva, A., Santos, A.I., 2004a. Estratificação salina no estuário do Guadiana. Parte I: análise de dados. *Recursos Hídricos*, 25 (2), 85-97.
- Pinto, L., Fortunato, A.B., Freire, P., 2006. Sensitivity analysis of non-cohesive sediment transport formulae. *Continental Shelf Research*, 26, 1826-1839.
- Pond, S., Pickard, G.L., 1998. *Introductory Dynamic Oceanography*. Butterworth-Heinemann.
- Portela, L.I., 2001. Estudo das condições ambientais do estuário do rio Guadiana e zonas adjacentes. 2ª fase: Componente estuarial: transporte de sedimentos. Relatório 230/01 – NEC, LNEC.
- Portela, L.I., 2004. Calculation of sediment delivery from the Guadiana estuary to the coastal. *Journal of Coastal Research*, SI39, 1819-1823.
- Rakha, K., Kamphuis, J.W., 1997. A morphological model for eroding beach backed by a seawall. *Coastal Engineering*, 30(1), 53-75.

- Ribberink, J.S., 1987. *Mathematical modeling of one-dimensional morphological changes in rivers with non-uniform sediment*. Thesis, Delft University of Technology, the Netherlands.
- Rodi, W., 1984. Turbulence Models and Their Application in Hydraulics – a State of the Art review. *International Association of Hydraulic Research*, Delft, Netherlands.
- Rodi, W., 2006. DNS and LES of some engineering flows. *Fluid Dynamics Research*, 38, 145-173.
- Roelvink, J.A., 2006. Coastal morphodynamic evolution techniques. *Coastal Engineering*, 53, 277-287.
- Rouse, H., 1937. Modern conceptions of mechanics of turbulence. *Transactions of American Society of Civil Engineers*, v. 102, p. 436-505.
- Różyński, G., 2005. Long-term shoreline response of a nontidal, barred coast. *Coastal Engineering*, 52, 79-91.
- Ruessink, B.G., 2005. Predictive uncertainty of a nearshore bed evolution model. *Continental Shelf Research*, 25, 1053-1069.
- Santos, A., 2005. Caracterização hidro-sedimentológica do estuário do Guadiana. Tese de Mestrado em Ecologia, Gestão e Modelação dos Recursos Marinhos, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Schuttelaars, H.M., de Swart, H.E., 1996. An idealized long-term morphodynamic model of a tidal embayment. *European Journal of Mechanics, B/Fluids*, 15 (1), 55-80.

-
- Schuttelaars, H.M., de Swart, H.E., 2000. Multiple morphodynamic equilibria in tidal embayments. *Journal of Geophysical Research*, 15 (C10), 24105-24118.
- Shapiro, G.I., 2004. A 2.5D model for sand transport in a shallow sea: effect of Ekman veering. *Continental Shelf Research*, 24 (6), 659-671.
- Silva, P. A., Temperville, A., Seabra Santos, F., 2006. Sand transport under combined current and wave conditions: A semi-unsteady, practical model. *Coastal Engineering*, 53 (11), 897-913.
- Sisternans, P.G.J., 2002. *Graded sediment transport by non-breaking waves and a current*. Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Printed by PrintPartners Ipskamp BV, the Netherlands, 140 pp.
- Smith, J.D., Mclean, S.R., 1977. Spatially averaged flow over a wavy surface. *Journal of Geophysical Research*, 82(12), 1735-1746.
- Song, Y., Haidvogel, D., 1994. A semi-implicit ocean circulation model using a generalized topography-following coordinate system. *Journal of Computational Physics*, 115, 228-244.
- Soulsby, R.L., 1987. Calculating bottom orbital velocity beneath waves. *Coastal Engineering*, 11, 371-380.
- Soulsby, R.L., 1995. The "Bailard" sediment transport formula: comparison with data and models, *Adv. in coastal morphodynamics: an overview of the G8-coastal morphodynamics project*, Delft Hydraulics, Netherlands.
- Soulsby, R.L., 1997. Dynamics of marine sands, a manual for practical applications. Thomas Telford, H.R. Wallingford, England, 299p.

- Soulsby, R.L., Whitehouse, R.J.S.W., 1997. Threshold of sediment motion in coastal environments. Stive, M.J.F., et al (Eds.), Proceedings of the Pacific Coasts and Ports'97 conference. University of Canterbury, New Zealand, Christchurch, 149-154.
- Soulsby, R.L., Hamm, L., Klopman, G., Myrhaug, D., Simons, R.R. Thomas, G.P , 1993. Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer. *Coastal Engineering*, 21, 41-69.
- Southgate, H.N., Wijnberg, K.M., Larson, M., Capobianco, M. Jansen, H., 2003. Analysis of field data of coastal morphological evolution over yearly and decadal timescales. Part 2: non-linear techniques. *Journal of Coastal Research*, 19 (4), 776-789.
- Stive, M.J.F., Wang, Z.B., 2003. Morphodynamic modeling of tidal basins and coastal inlets. Lakhan V.C. (ed), Advances in coastal modeling, 67. Elsevier, Amsterdam, 367-392.
- Sutherland, J., Peet, A.H., Soulsby, R.L., 2004. Evaluating the performance of morphological models. *Coastal Engineering*, 51, 917-939.
- Sweby, P.K., 1984. High resolution schemes using flux limiters for hyperbolic conservation laws. *SIAM Journal of Numerical Analysis*, 21(5), 995-1011.
- Tanguy, J.M., Zhang, B.N., Hamm, L., 1993. A new Lax-Wendroff algorithm to solve the bed continuity equation with slope effect. In Spaulding *et al.* (Ed), *Estuarine and Coastal Modeling III*, ASCE, 134-148.
- Teles, M., 1994. *Modelação matemática da intrusão salina em dois rios Portugueses – os casos do Lima e do Guadiana*. 2º Congresso da Água,

-
- Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Lisboa, Portugal, Vol.3, pp.371-386.
- Trancoso, A.R., Braunschweig F., Leitão P.C., Obermann, M., Neves, R., 2009. An advanced modelling tool for simulating complex river systems. *Science of the Total Environment*, 407, 3004–3016.
- Umlauf, L., Burchard, H., 2003. A generic length-scale equation for geophysical turbulence models. *Journal of Marine Research*, 6, 235-265.
- van der Werf, J.J., 2003. A literature review on sand transport under oscillatory flow conditions in the rippled-bed regime. University of Twente, Civil Engineering. March 2003 EC MAST Project no. MAS3-CT97-0086, pp. 60.
- van Leeuwen, S.M., 2002. Tidal inlet systems: bottom pattern formation and outer delta development. PhD Thesis, University of Utrecht, 140p.
- van Rijn, L.C., 1984a. Sediment transport, part I: bed load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110 (10), 1431-1456.
- van Rijn, L.C., 1984b. Sediment transport, part II: suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110 (11), 1613-1641.
- van Rijn, L.C., 1984c. Sediment transport, part III: bed forms and alluvial Roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110 (12), 1733-1754.
- van Rijn, L.C., 1986. Mathematical modelling of suspended sediment in nonuniform flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116, 433-455.
- van Rijn, L.C., 1987. Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport. PhD Thesis, Delft University of Technology.

- van Rijn, L.C., 1989. *Handbook sediment transport by currents and waves*. Report H 461, Delft Hydraulics.
- van Rijn, L.C., 1993. Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua publications, Amsterdam.
- van Rijn, L.C., 2007. Unified view of sediment transport by currents and waves. I: initiation of motion, bed roughness, and bed-load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133 (6), 649-667.
- van Rijn, L.C., Meijer, K., 1988. Three-dimensional mathematical modelling of suspended sediment transport in currents and waves. IAHR Symposium on Mathematical Modelling of Sediment Transport in the coastal Zone, Copenhagen, 89-99.
- van Rijn, L.C., Grasmeyer, B.T., Ruessink, B.G., 2000. *Measurement errors of instruments for velocity, wave height, sand concentration and bed levels in field conditions*. University of Utrecht, Delft Hydraulics Report.
- Wang, S.S.Y., 1990. The State of the Art on FE Modeling of 3D Sedimentation Processes. *Computational Methods in Water Resources*, 265-278.
- Warner, J.C., Sherwood, C.R., Arango, H.G. Signell, R.P., 2005. Performance of four turbulence closure models implemented using a generic length scale method. *Ocean Modelling*, 8, 81-113.
- Warner, J.C., Sherwood, C.R., Signell, R.P., Harris, C.K., Arango, H.G., 2008. Development of a three-dimensional, regional, coupled wave, current, and sediment-transport model. *Computers & Geosciences*, 34, 1284-1306.

- Whitehouse, R.J.S., 1995. Observations of the boundary layer characteristics and the suspension of sand at a tidal site. *Continental Shelf Research*, 15 (13), 1549-1567.
- Wilcox, D.C., 1998. Reassessment of scale determining equation for advance turbulence models. *AIAA Journal*, 26, 1299-1310.
- Willmott, C.J., Matsuura, K., 2005. Advantages of mean absolute error (MAE) over the root mean square error (RMSE) in assessing average model performance. *Climate Research*, 30, 79-82.
- Wollast, R. e D. Michel, 1980. Synthèse des données physiques mesurées dans le Rio Guadiana. Rapport technique concernant la campagne du mois d'Avril 1979 sur le rio Guadiana. Relatório do Serviço de Estudos do Ambiente, Secretaria do Estado do Ambiente. Presidência do Conselho de Ministros. Lisboa.
- Wollast, R., D. Michel e J.P. Vanderborgt, 1978. Rio Guadiana. Campagne de mesures – Nov. 1977. Relatório do Serviço de Estudos do Ambiente, Secretaria do Estado do Ambiente. Presidência do Conselho de Ministros. Lisboa.
- Wu, W., Rodi, W., Wenka, T., 2000. 3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 126 (1), 4-15.
- Xu, J.P., Noble, M., Eittreim, S.L., 2002. Suspended sediment transport on the continental shelf near Davenport, California. *Marine Geology*, 181, 171-193.
- Yang, S, Zhao, Q., Belkin, I.M., 2002. Temporal variation in the sediment load of the Yangtze river and the influences of human activity. *Journal of Hydrology*, 263, 56-71.

- Zeng, J., Constantinescu, S.G., Weber, L., 2008. A 3D non-hydrostatic model to predict flow and sediment transport in loose-bed channel bends. *IAHR J. of Hydraulic Research*, Vol. 46(3), 356-372.
- Zeng, X., Zhao, M., Dickinson, R.E., 1998. Intercomparison of bulk aerodynamic algorithms for the computation of sea surface fluxes using TOGA COARE and TAO data. *Journal of Climate*, 11 (10), 2628-2644.
- Zhang, J, Liu, H., 2007. A vertical 2-D numerical simulation of suspended sediment transport. *Journal of Hydrodynamics*, 19(2), 217-224.
- Zhang, Y.-L., 2009. Comunicação pessoal.
- Zhang, Y.-L., Baptista, A.M., 2008. SELFE: A semi-implicit Eulerian-Lagrangian finite-element model for cross-scale ocean circulation. *Ocean Modelling*, 21(3-4), 71-96.
- Zhang, Y.-L., Baptista, A.M., Myers, E.P., 2004. A cross scale model for 3D baroclinic circulation in estuary-plume-shelf system: I. Formulation and skill assessment. *Continental Shelf Research*, 24, 2187-2214.
- Zyserman, J.A., Fredsoe, J., 1994. Data analysis of bed concentration of suspended sediment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 120(9), 1021-1042.

