

# PERFIL DE EQUILÍBRIO DE UMA PRAIA COM BARRA-FOSSA

Francisco E. P. Sancho

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal.

## SUMÁRIO

Neste trabalho, apresentam-se as características dos perfis transversais de fundo encontrados em diversas praias naturais e utilizadas para guiar o dimensionamento da forma de fundo do tipo “barra-fossa”, a utilizar nos ensaios de Sancho *et al.* (1999). Testam-se ainda, com um modelo de propagação de ondas do tipo “de Boussinesq”, as condições de agitação a realizar no ensaio experimental e comparam-se com aquelas que se obteriam sobre um fundo de declive constante. Deste modo, avalia-se se a forma da barra satisfaz os objectivos esperados para a rebentação e re formação das ondas e, através da aplicação de uma fórmula de transporte de sedimentos, estima-se se o perfil está em equilíbrio com a ondulação incidente.

## ABSTRACT

The properties of several natural beach profiles are presented herein. These properties are used to guide the design of a barred beach, to be used in the experimental work of Sancho *et al.* (1999). We further use a Boussinesq-type wave model to predict the wave conditions over two designed barred beaches, and a monotonic sloping beach. An undertow and sediment transport formulation are added to the present Boussinesq model, allowing the prediction of sediment fluxes due to the combined wave and current action. The results show that the designed barred beach is in equilibrium with the target wave conditions, and we further discuss the breaking and reformation of waves past the bar.

## 1. INTRODUÇÃO

O estudo da dinâmica do perfil transversal de praias reveste-se de particular interesse em projectos de previsão da evolução temporal da morfologia de zonas costeiras. Num trecho litoral, de fundo arenoso, a variação constante da ondulação incidente (devido às variações meteorológicas) provoca a adaptação contínua do fundo para um perfil de equilíbrio com a ondulação a que esse fundo está sujeito. A acção das ondas sobre o perfil manifesta-se através da tensão tangencial do fluído exercida sobre as partículas de areia, que provoca a suspensão e transporte dos grãos para outras posições.

São conhecidas, na costa portuguesa, as variações sazonais típicas do perfil de “Inverno”, para o perfil de “Verão”. O primeiro corresponde a uma praia de berma estreita e espraído e ante-praia extensos, onde se processa a dissipação de energia por rebentação (Pires Elias, 1968). Este perfil forma-se por movimentação de areias da berma para o largo, formando-se com frequência uma ou mais barras e fossas correspondentes. O segundo tipo de perfil, de profundidades gradualmente crescentes, ocorre após períodos extensos de ondulação fraca, que provocam o transporte de areias do espraído e ante-praia para a berma. Este perfil está associado a uma zona de rebentação pouco extensa, e compõe-se de um talude rebentação de declive acentuado e de uma berma larga. Acrescente-se que o perfil de “Verão” é também designado por perfil de berma, reflectivo, ou de sedimentação e o perfil de “Inverno” é denominado perfil de barra, dissipativo, ou de erosão.

A avaliação da evolução morfodinâmica de um perfil transversal de praia passa pelo conhecimento da hidrodinâmica das ondas e correntes que actuam sobre a mesma. As ondas do mar, geradas pela acção do vento, propagam-se em águas profundas sem grandes perdas

de energia. A redução da profundidade junto à costa provoca a variação das características da onda e a dissipação de energia por atrito no fundo. A diminuição ainda maior da profundidade provoca o crescimento da declividade da onda até um valor limite, a partir do qual a onda instabiliza e “rebenta”. Este fenómeno, designado por rebentação, ocorre na zona da ante-praia com profundidades de ordem de grandeza da altura da onda incidente.

O processo de rebentação ocorre quando a crista da onda, que se propaga com velocidade superior à da cava, se deforma e “mergulha” sobre a cava anterior em forma de jacto (Peregrine, 1983). A queda deste jacto sobre a água subjacente gera um “rolo” (*wave roller*) ou turbilhão, que se propaga na frente da onda. Quando a onda rebenta sobre uma barra, numa praia de perfil tipo barra-fossa (*bar-trough*), pode eventualmente reformar-se sobre a fossa, dispersando completamente o rolo que por ela era transportado. Esta onda rebentará outra vez, posteriormente, perto da linha de costa. Este segundo processo de rebentação termina com o espraiamento da onda, junto da berna.

O conhecimento e previsão do processo de transferência de energia da onda para a turbulência, bem como o decaimento espacial e temporal da mesma, têm sido objecto de diversos estudos (ex., Stive, 1980; Nadaoka e Kondoh, 1982; Okayasu, 1989; Cox *et al.*, 1995). Todos estes trabalhos se realizaram em praias (ideais) de fundo fixo e de declive uniforme ou monótono, do tipo reflectivo. Recentemente, Sancho *et al.* (1999) propuseram a elaboração de um trabalho experimental, no canal de ondas da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC), sobre a medição das características da turbulência gerada pela rebentação de ondas, em praias de perfil com barra. Devido às dificuldades associadas à colocação de instrumentos em praias de fundo móvel, optou-se, para a execução do trabalho acima referido, pela construção de uma praia de fundo fixo, mas de forma próxima daquela que poderia ser encontrada se o fundo fosse móvel.

Neste trabalho, apresentam-se as características (ou propriedades) dos perfis de fundo encontrados em diversas praias naturais e utilizadas para guiar o dimensionamento da forma de fundo a utilizar nos ensaios de Sancho *et al.* (1999). Testam-se ainda, com um modelo de propagação de ondas do tipo “de Boussinesq” (Wei *et al.*, 1995; Wei e Kirby, 1995; Kennedy *et al.*, 1999), as condições a realizar no ensaio experimental. Este modelo permite simular o canal de ensaios e estudar a evolução de ondas sobre o perfil de praia definido. Deste modo, avalia-se se a forma da barra pré-definida satisfaz os objectivos esperados para a deformação das ondas. Em particular, através de fórmulas de transporte de sedimentos consagradas na literatura (Bailard, 1981, 1982), estima-se, para determinada forma de fundo e assumindo que este seria de material móvel, se o perfil estipulado está em equilíbrio com a ondulação incidente. Procurou-se, por este método, otimizar a forma do perfil de fundo para aquela próxima do perfil de equilíbrio que se obteria com um fundo móvel.

## 2. CARACTERÍSTICAS ADIMENSIONAIS DE PERFIS BARRA-FOSSA

Apresentam-se nesta secção as características adimensionais de perfis barra-fossa, descritos na bibliografia. Em particular, reúnem-se as características das praias, nos ensaios de fundo móvel, compiladas em Larson e Kraus (1989), com as dos perfis de outras praias estudadas posteriormente.

Considere-se uma praia de perfil barra-fossa cujas características geométricas estão representadas na Figura 1, onde  $h_c$  e  $h_f$  são as profundidades sobre a barra e fossa, respectivamente,  $X_c$  e  $X_b$  são as distâncias entre a linha de costa e a barra e ponto de rebentação  $P_b$ , respectivamente, e  $l_{fc}$  é a distância entre o ponto de rebentação e posição da fossa. Note-se que a posição do ponto de rebentação é facilmente definida para ondas monocromáticas, mas ambígua para ondas irregulares devido à variação do ponto de rebentação das ondas individuais num trem de ondas irregulares.

No Quadro 1 apresentam-se as características geométricas dos perfis de praia considerados neste trabalho. Estas características foram obtidas por medições dos fundos e das ondas incidentes em praias de fundos arenosos, com areais cujo diâmetro mediano,  $d_{50}$ , varia entre 0.2 e 0.4 mm. Na coluna 1 encontra-se a identificação da origem do ensaio, sendo CE para os ensaios em canal de larga escala (LWT) do *Corps of Engineers* (Saville, 1957; Larson e Kraus,

1989), CRIEPI para os ensaios em canal de Kajima *et al.* (1982), e SUPERTANK para os ensaios em canal descritos em Kraus e Smith (1994). No último quinto do quadro encontram-se ainda características de perfis diversos, em particular de alguns perfis de campo que sejam os designados por DELILAH e DUCK. Com excepção destes perfis e do perfil designado por BOERS, todos os outros correspondem a perfis medidos em canais de dimensões próximas ou superiores a 100 m de comprimento.

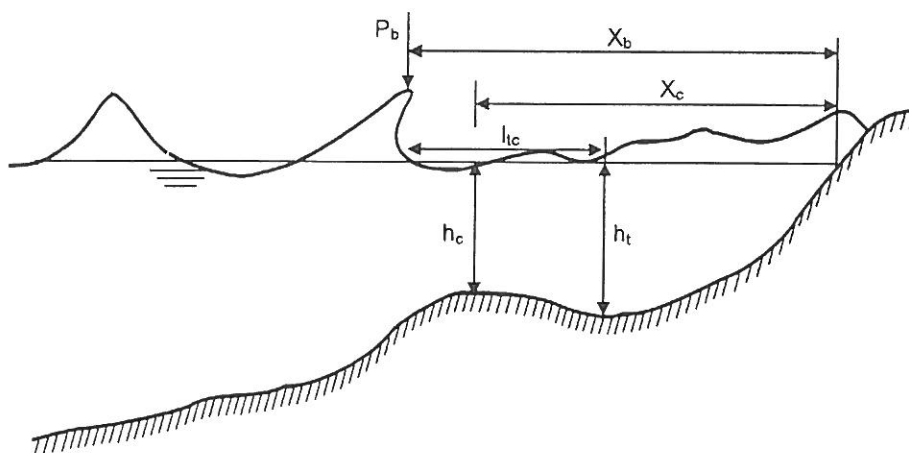


Figura 1 - Características geométricas de uma praia de perfil barra-fossa

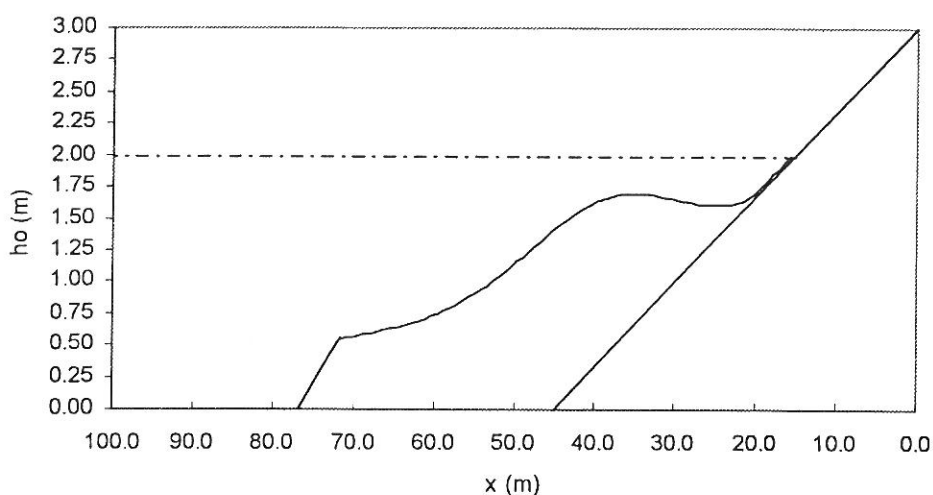


Figura 2 – Perfil de praia de fundo fixo para os ensaios de Sancho *et al.* (1999)

O ensaio descrito como UPC tem o perfil representado na Figura 2 e corresponde ao perfil definido para a realização do trabalho experimental de Sancho *et al.* (1999) e designado na secção 4 deste artigo por “Barra 1”. Em relação a esta figura, o gerador encontra-se entre  $85.0 < x < 100$  m, e entre  $0 < x < 45$  m encontra-se uma rampa de enrocamento de declive 1:15. As características do bater de ondas permitem gerar ondas irregulares de altura média quadrática ( $H_{rms}$ ) máxima de 0.5 m de altura para um período de pico ( $T_p$ ) de 3 segundos. Outros parâmetros que constam no Quadro 1, para o ensaio UPC, resultam de resultados numéricos de um modelo de propagação de ondas, descritos adiante.

Nas colunas 2 a 11 do Quadro 1 apresentam-se, pela ordem seguinte: a identificação do ensaio particular, a declividade da onda “ao largo” ( $H_0/L_0$ ), as profundidades  $h_c$  e  $h_t$ , a razão  $h_t/h_c$  medida no ensaio e calculada pela expressão (1),  $l_{tc}$  medido e estimado pela expressão (2), e ainda os quocientes  $(h_t-h_c)/h_t$  e  $X_c/h_c$  (ver Figura 1 para a definição das variáveis). Os espaços não preenchidos no quadro correspondem a valores inexistentes ou não disponíveis.

Quadro 1- Parâmetros geométricos de perfis barra-fossa

Identificação da origem	Ensaio	$H_0/L_0$	$h_c$ (m)	$h_t$ (m)	$h_t/h_c$	$h_t/h_{c\_P}$	$L_{tc}$ (m)	$L_{tc\_P}$ (m)	$(h_t-h_c)/h_t$	$X_c/h_c$
CE (0.22 mm)	100	0.0054	1.16	1.68	1.45	1.55		27.6	0.31	
	200	0.0023	0.90	1.35	1.50	1.43			0.33	
	300	0.0070	1.31	2.24	1.71	1.58		33.5	0.42	
	400	0.0351	1.52	2.55	1.68	1.84		9.8	0.40	
	500	0.0750	1.44	2.65	1.84	1.97		6.2	0.46	
	600	0.0011						16.3		
	700	0.0028	1.79	2.61	1.46	1.46		37.4	0.32	
CRIEPI (0.27 mm)	31	0.0074	0.91	1.62	1.78	1.59		12.5	0.44	
	32	0.0196	0.76	1.34	1.76	1.74		10.7	0.43	
	33	0.0029	1.00	1.50	1.50	1.46		14.3	0.33	
	34	0.1080	1.23	2.66	2.16	2.04		8.5	0.54	
	41	0.0178				1.73		4.3		
	42	0.0335	0.83	1.53	1.84	1.83		11.4	0.46	
	43	0.1070	1.23	2.55	2.07	2.04		9.6	0.52	
	51	0.0057				1.55		5.9		
	52	0.0533	0.61	1.23	2.02	1.91		7.7	0.50	
	61	0.0456	1.39	2.45	1.76	1.88		11.9	0.43	
	62	0.0125	0.98			1.67		15.8		
	UPC	S1	0.0078	0.30	0.40	1.33	1.60	12.0	2.3	0.25
S2		0.0156	0.30	0.40	1.33	1.70	18.0	2.8	0.25	66.7
S3		0.0234	0.30	0.40	1.33	1.77	22.0	3.8	0.25	66.7
S4		0.0311	0.30	0.40	1.33	1.82	23.0	5.4	0.25	66.7
S5		0.0042	0.30	0.40	1.33	1.51	14.0	2.5	0.25	66.7
S6		0.0084	0.30	0.40	1.33	1.61	19.0	3.4	0.25	66.7
S7		0.0126	0.30	0.40	1.33	1.67	23.0	4.4	0.25	66.7
S8		0.0168	0.30	0.40	1.33	1.72	23.0		0.25	66.7
S9		0.0168	0.30	0.40	1.33	1.72		1.7	0.25	66.7
S10		0.0335	0.30	0.40	1.33	1.83	15.5	2.5	0.25	66.7
S11		0.0503	0.30	0.40	1.33	1.90	19.0	2.9	0.25	66.7
S12		0.0670	0.30	0.40	1.33	1.95	23.5	3.2	0.25	66.7
SUPERTANK	ST_10	0.0437				1.87		9.4		
	ST_30	0.0031				1.47		69.8		
	ST_G0	0.0437				1.87		9.4		
	ST_10	0.0038				1.50		69.8		
LIP1C	LIP1C	0.0040	0.78	1.03	1.32	1.50			0.24	64.1
	LIP1B	0.0273	0.89	0.95	1.07	1.79			0.06	56.2
Boers	1B	0.0347	0.17	0.20	1.18	1.84	3.0	14.1	0.15	52.9
GWK		0.0334	1.20	1.70	1.42	1.83		15.7	0.29	41.7
SUPERTANK			0.65	1.15	1.77				0.43	32.3
DELILAH	191090	0.0104	1.20	2.00	1.67	1.64	70.0	75.3	0.40	83.3
	101090	0.0043	1.10	1.30	1.18	1.51	55.0	59.9	0.15	63.6
DUCK	May-93		2.30	3.90	1.70				0.41	60.9
	Jul-82		3.20	3.40	1.06				0.06	62.5

Os valores previstos de  $h_t/h_c$  e de  $l_{tc}$  são calculados através das seguintes fórmulas, obtidas empiricamente por Larson e Kraus (1989), por ajuste aos parâmetros dos ensaios CE e CRIEPI:

$$\frac{h_t}{h_c} = 2.5 \left( \frac{H_0}{L_0} \right)^{0.092}, \quad (1)$$

$$\frac{l_{tc}}{L_0} = 0.12 (\tan \beta)^{-0.44} \left( \frac{H_b}{H_0} \right)^{-2.36}, \quad (2)$$

Nestas equações,  $H_0$  e  $H_b$  são, respectivamente, a altura de onda ao largo e no ponto de rebentação,  $\tan \beta$  representa o declive do fundo na zona de rebentação e  $L_0$  é o comprimento de onda ao largo.

Em relação aos valores de  $h_r/h_c$ , medidos nos ensaios, note-se que a média dos valores dos ensaios CE e CRIEPI é 1.75, ou seja, superior àquela obtida nos ensaios do último quinto do quadro, que é 1.37. Consequentemente, e devido à expressão (1) ter sido calibrada com os ensaios CE e CRIEPI, os valores estimados por (1) para todos os outros ensaios são, em regra, superiores aos medidos. Pela mesma razão, e tendo em atenção o valor médio de 1.37 referido acima, se definiu uma praia para os ensaios na UPC com  $h_r/h_c$  igual a 1.33.

Em relação à distância entre o ponto de rebentação e a posição de máxima profundidade da fossa,  $l_{tc}$ , verifica-se que os valores previstos através da equação (2) são muito inferiores aos calculados pelos resultados numéricos no ensaio UPC. Em particular, a média dos valores previstos é 3.5 m, e a média dos calculados pelo modelo numérico é 19.0 m. Infelizmente, os valores  $l_{tc}$  não foram disponibilizados para outros ensaios. Saliente-se, no entanto, a sensibilidade de  $l_{tc}$ , previsto pela expressão (2), aos valores de  $L_0$ . Assim, por exemplo, verifica-se que  $l_{tc}$  previsto para os casos SUPERTANK varia, aproximadamente, ente 10 m e 70 m, para ondas de pequeno ( $T_p=3$  s) e grande período ( $T_p=8$  s), respectivamente.

No presente trabalho introduziram-se os parâmetros  $(h_r-h_c)/h_t$  e  $X_r/h_c$ . Quanto ao primeiro, a média do último quinto do Quadro 1 é 0.25, enquanto a média dos valores dos ensaios CE e CRIEPI é 0.42. Para o perfil UPC, resulta  $(h_r-h_c)/h_t=0.25$ , em maior concordância com os resultados dos ensaios do último quinto do Quadro 1. Quanto ao parâmetro  $X_r/h_c$ , resulta para o perfil UPC o valor 66.7, enquanto que a média do último quinto do Quadro 1 é ligeiramente inferior (57.5).

Assim, nota-se claramente que o perfil "UPC-Barra 1", definido para os ensaios de Sancho *et al.* (1999), tem semelhanças adimensionais com os perfis dos ensaios identificados, por ordem descendente, de LIP-1C até DUCK. Os ensaios CE e CRIEPI, utilizados por Larson e Kraus (1989), têm características próprias algo distintas dos outros ensaios referidos. Note-se que muitos mais ensaios foram executados e estão documentados na literatura, pelo que a sua inclusão numa compilação futura contribuirá para uma maior base de dados e aferição das características adimensionais de praias com barra-fossa.

### 3. MODELAÇÃO DE ONDAS, CORRENTES E TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

#### 3.1 Propagação de ondas

Tendo em vista a previsão das características das ondas ao longo do canal de ondas da UPC, para o perfil e condições de ensaio projectadas por Sancho *et al.* (1999), faz-se uso de um modelo matemático de propagação de ondas do tipo "de Boussinesq". Este género de modelos permite, tradicionalmente, simular a propagação de ondas de pequena e média amplitudes (comparativamente com a profundidade local) em águas de pequena profundidade (em relação ao comprimento de onda).

Na última década tem-se, contudo, desenvolvido inúmeras extensões dos modelos de Boussinesq, tornando válida a sua aplicação a ondas de grande amplitude e à propagação de ondas em zonas de grandes e médias profundidades. É nesta classe de modelos que se insere o modelo utilizado neste estudo e desenvolvido por Wei *et al.* (1995), Wei e Kirby (1995), Kennedy *et al.* (1999). Na sua versão unidimensional, este modelo simula a propagação de ondas num "canal", que se caracteriza pelo seu comprimento ser muito superior à sua largura. O modelo matemático inclui a representação da geração de ondas, empolamento, reflexão da onda pelo fundo, rebentação da onda por diminuição da profundidade, espraiamento e ainda (facultativamente) a dissipação de energia por atrito no fundo. A descrição detalhada do

modelo é apresentada nos trabalhos acima referenciados, limitando-nos aqui a tecer uma breve descrição do mesmo.

As equações do modelo de Boussinesq representam os princípios de conservação de massa e da quantidade de movimento (da água), integradas entre o fundo e a superfície livre para todas as secções do canal. Obtêm-se assim, um sistema de duas equações a duas variáveis – a superfície livre (representada por  $\eta(x, t)$ ) e a velocidade instantânea do fluido (representada por  $u(x, t)$ ). Ambas as incógnitas do modelo ( $\eta$  e  $u$ ) são funções da distância na horizontal,  $x$ , e do tempo,  $t$ .

A representação do fenómeno de rebentação através do modelo matemático, desenvolvido originalmente para escoamentos potenciais, resulta da introdução de viscosidade turbulenta efectiva na equação de conservação da quantidade de movimento (Kennedy *et al.*, 1999). Esta formulação, aplicada a uma onda em rebentação, é ainda consistente com a conservação da quantidade de movimento num ressalto hidráulico, ou num “macaréu” (*bore*).

O movimento da superfície livre da onda, na intercepção desta com a superfície do fundo, é representado pelo espraiamento. A modelação deste fenómeno tem constituído sempre uma dificuldade nos modelos de propagação de ondas pelo facto de a profundidade se reduzir a zero junto da linha de intercepção e ainda por existirem zonas (células do modelo numérico) que estão emersas intermitentemente. No presente modelo, esta dificuldade é ultrapassada através da adopção de um método, equivalente à consideração de um fundo poroso, que permite que o nível da superfície livre esteja abaixo da elevação da praia. A confirmação do bom desempenho do modelo com esta metodologia é apresentada por Kennedy *et al.* (1999).

Saliente-se ainda a simulação do processo de geração de ondas com o modelo descrito. O método utilizado consiste na colocação de uma “fonte” de energia em determinada posição do domínio espacial do modelo matemático. Corresponde assim, à colocação de um “gerador de ondas numérico” na zona pretendida. Para a simulação da propagação de ondas num canal, coloca-se o “batedor artificial” perto de uma extremidade, e as ondas geradas propagam-se em ambas as direcções. Por detrás do “gerador”, o modelo numérico permite a colocação de uma “zona absorvente de energia”, equivalente a um dissipador mecânico, de modo a eliminarem-se as ondas incidentes (e reflectidas) na parede do canal. De igual modo, o dissipador de energia elimina a re-reflexão das ondas provenientes da reflexão da onda incidente na praia considerada, o que equivale à simulação da existência de um sistema de absorção de onda reflectida incorporado no bater de ondas (que existe no gerador do canal da UPC).

O método de geração de ondas no modelo matemático permite a formação de uma onda sinusoidal, ou de um sinal de agitação irregular. As características deste são determinadas através da especificação de um espectro TMA (Bouws *et al.*, 1985), com as propriedades desejadas (por ex., as frequências de pico e de corte inferior e superior).

### **3.2 Correntes induzidas pelas ondas**

Para a simulação do transporte de sedimentos, é fundamental a determinação das correntes médias (no tempo) induzidas pelas ondas. Num canal, o transporte de massa (não nulo) entre a cava e a crista da onda, na direcção de propagação da onda, é compensado por uma corrente de retorno em profundidade, na direcção contrária, aqui designada por “corrente de fundo” (*undertow*).

Para a determinação da corrente de fundo é essencial calcular a contribuição do fluxo de massa associado ao rolo, formado na frente da onda pela rebentação (Svendsen, 1984; Madsen *et al.*, 1997). Para o presente estudo, acrescenta-se ao modelo de ondas acima descrito um módulo para a determinação da corrente média de fundo e do transporte de sedimentos.

De acordo com Svendsen (1984) e Okayasu (1989), a corrente média de retorno,  $U_0$ , resulta da soma do fluxo de massa associada à onda,  $P$ , com o fluxo de massa associado ao rolo,  $R$ , sendo calculada aproximadamente através da seguinte expressão:

$$U_0 = -\frac{P+R}{h+\bar{\eta}}, \quad (3)$$

onde P e R são dados por

$$P = \int_{-h}^{\bar{\eta}} u \, dz, \quad (4)$$

$$R = c\delta, \quad (5)$$

onde a barra superior representa a média temporal (num período ou vários períodos de onda),  $c(x)$  é a celeridade de propagação da onda e  $\bar{\eta}(x)$  é a espessura média do rolo. Note-se que, para uma onda sinusoidal, o fluxo de massa P resulta igual a  $E/c$ , sendo E a energia da onda por unidade de área ( $E = 1/8 \rho g H^2$ ).

A espessura do rolo,  $\delta$ , é aproximada pela expressão:

$$\delta = \frac{1}{cT} \beta H^2 f, \quad (6)$$

onde  $\beta \approx 1.0$  e  $f(x)$  é uma função de forma, relacionada com a localização e intensidade da rebentação ( $0 \leq f(x) \leq 1$ ), calculada no modelo de Boussinesq (Kennedy *et al.*, 1999). O numerador do termo à direita na equação (6) representa a área do rolo, em função de x, sendo  $f=0$  em zonas onde não exista rebentação e  $f=1$  no ponto de maior intensidade da rebentação.

De referir que Svendsen (1984) exprime a área do rolo por  $A=0.9H^2$ , o que é aproximadamente equivalente à formulação introduzida aqui. Note-se ainda, que Madsen *et al.* (1997) relacionam directamente a contribuição da rebentação na equação de conservação do momento com a espessura do rolo. A mesma metodologia poderia ter sido seguida aqui, embora perdesse a simplicidade aqui requerida.

### 3.3 Transporte de sedimentos

O trabalho experimental considerado por Sancho *et al.* (1999) consiste na medição da velocidade e superfície livre da onda, propagando-se num canal sobre um fundo fixo, de perfil barra-fossa. No entanto, pretende-se que o perfil fixo a construir esteja próximo do perfil de equilíbrio com a ondulação incidente. Consequentemente, estimam-se as taxas de transporte de sedimentos, que ocorreriam sobre esse fundo, se o mesmo fosse móvel. Se os resultados do modelo indicarem uma taxa de transporte de sedimentos nula sobre o perfil de fundo considerado, então esse perfil está em equilíbrio com a ondulação incidente.

Mantendo a perspectiva de simplicidade, embora valendo-nos de um modelo de propagação de ondas de grande precisão, optou-se pela avaliação da taxa de transporte de sedimentos, associada às ondas e correntes por elas produzidas, através do “modelo energético” de Bailard (1981, 1982). Uma comparação exhaustiva dos resultados de previsão deste modelo com os de um modelo de transporte assaz mais detalhado (Fredsoe, 1984), apresentada por Deigaard (1997), revelou no entanto que este modelo conduz a uma previsão muito boa das taxas de transporte de sedimentos. Por outro lado, a comparação da aplicação da fórmula de Bailard com dados experimentais (Soulsby, 1995) sugere uma menor validade da mesma. Acrescenta-se ainda que, em geral, erros na estimativa do transporte de sedimentos por um factor de 10 são frequentemente encontrados para várias fórmulas em algumas aplicações.

No modelo de Bailard, a taxa de transporte de sedimentos total,  $q_t$ , é dada pela soma da componente de transporte por arrastamento junto ao fundo,  $q_b$ , com a parcela do transporte em suspensão,  $q_s$ . Ambas as componentes do transporte estão ainda subdivididas em transporte em fundo horizontal e transporte pelo efeito do declive do fundo, resultando a uma dimensão:

$$q_t = k_b \left( \overline{|u|^2 u} - \frac{\tan \beta}{\tan \phi} \overline{|u|^3} \right) + k_s \left( \overline{|u|^3 u} - \frac{\varepsilon_s}{w_s} \tan \beta \overline{|u|^5} \right), \quad (7)$$

onde  $k_b$  e  $k_s$  são coeficientes dimensionais, e função da densidade da água e dos sedimentos, do coeficiente de atrito, da velocidade de sedimentação e de parâmetros de calibração. Na equação (7),  $\phi$  representa ainda o ângulo de atrito interno dos sedimentos,  $\tan\beta$  o declive do fundo, e  $u$  é a velocidade instantânea do fluido sobre o fundo. Esta velocidade pode ser decomposta na sua componente média – a corrente de fundo,  $U_0$  – e na velocidade orbital oscilatória, devida à onda,  $u_w$ :

$$u = U_0 + u_w. \quad (8)$$

Sendo o declive do perfil do fundo da Figura 2 geralmente pequeno, podem-se desprezar, para a avaliação da taxa de transporte, as contribuições provenientes da não horizontalidade do fundo. Simultaneamente, e de acordo com Hoekstra e Houwman (1997) e Ruessink *et al.* (1998), baseados em resultados de campo sobre uma praia com areia de grão médio, o transporte de sedimentos por arrastamento junto ao fundo é largamente inferior ao transporte de sedimentos em suspensão. Consequentemente, neste trabalho despreza-se também a componente de transporte de sedimentos por arrastamento. Resulta assim que o transporte de sedimentos total,  $q_t$ , dado pela equação (7), se simplifica para:

$$q_t = k_s \overline{|u|^3 u}. \quad (9)$$

Introduzindo (8) em (9), e fazendo uso da propriedade que  $U_0 \ll u_w$ , obtém-se ainda:

$$q_t = k_s \left( \overline{|u_w|^3 u_w} + 4 \overline{|u_w|^3 U_0} \right). \quad (10)$$

O primeiro termo descreve a contribuição, isolada, do movimento oscilatório da onda e representa-se por  $q_w$ . Este termo é nulo na presença de ondas simétricas em relação à superfície livre média, como seria o caso de ondas sinusoidais. Para ondas não lineares, não simétricas (por ex., para ondas cnoidais) o transporte é em geral positivo, ou seja, na direcção da propagação da onda. Dado que a corrente de fundo,  $U_0$ , é dirigida da costa para o largo, o segundo termo (descrito por  $q_c$ ) é sempre negativo num canal. Esta componente corresponde ao transporte de sedimentos pela corrente  $U_0$ , tendo os mesmos sido colocados em suspensão pela velocidade oscilatória da onda. Assim, a taxa de transporte total,  $q_t$ , descreve o balanço entre o transporte pela onda,  $q_w$ , e o transporte pela corrente média,  $q_c$ .

Na secção seguinte apresentam-se os resultados da aplicação dos modelos de propagação de ondas, de correntes e de transporte. Para os vários casos considerados, apresentam-se os gráficos das funções  $\eta(x, t_1)$ ,  $\bar{\eta}(x)$ ,  $H(x)$ ,  $U_0(x)$ ,  $q_t(x)/K_s$ ,  $q_w(x)/K_s$  e  $q_c(x)/K_s$ , sendo  $t_1$  um instante de tempo arbitrário durante a simulação da propagação de ondas. Note-se que os resultados para as taxas de transporte são independentes das características do fundo, dado que se apresentam valores de  $q_t/K_s$ , que dependem somente das velocidades do fluido (equação 10).

#### 4. ENSAIOS NUMÉRICOS EM CANAL DE ONDAS

Nesta secção aplicam-se os modelos descritos anteriormente a dois fundos de características distintas, possíveis de executar no canal de ondas da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC). Idealmente, pretende-se construir um perfil de praia tão próximo de um perfil real quanto possível. No entanto, devido a limitações da extensão do canal da UPC, apesar de ser um canal de “grandes dimensões” (100 m de comprimento, por 3 m de largura, por 5 m de altura – ver Figura 3) ajustes a um perfil “natural” serão necessários.

É sabido que a ondas de maior altura corresponde, na natureza, uma zona de rebentação mais extensa. Por isso, devido ao comprimento útil do canal ser inferior a 80 m e por existir já construído uma praia de declive de 1:15 no extremo oposto ao do gerador, que reduz ainda mais a zona útil para construção de um outro perfil, definiu-se para condições de ensaio uma onda (monocromática) de período 3 s, altura igual a 0.3 m, e profundidade na zona de geração de 2.0 m. As características desta onda são também compatíveis com as das ondas possíveis de gerar no canal, e descritas pela curva de *performance* do gerador (Figura 4), para a



profundidade de água 2.0 m. Nesta figura estão representadas duas curvas, sendo a superior para ondas monocromáticas, e a inferior correspondente à altura significativa ( $H_s$ ) para agitação irregular. Este gráfico indica que, para cada período de onda considerado, não é possível gerar ondas de altura superior à indicada pelas curvas – ondas de maior altura rebentam imediatamente na zona de geração.

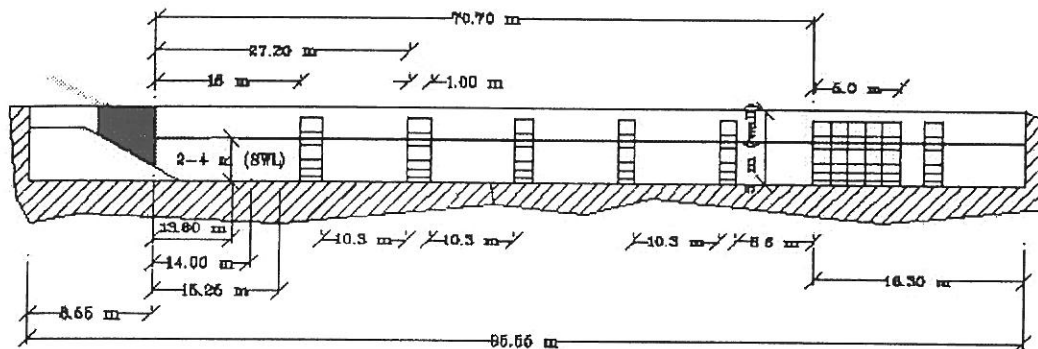


Figura 3 – Características geométricas do canal de ondas da UPC.  
(retirado da página "<http://lim-ciirc.upc.es/esp/index.htm>").

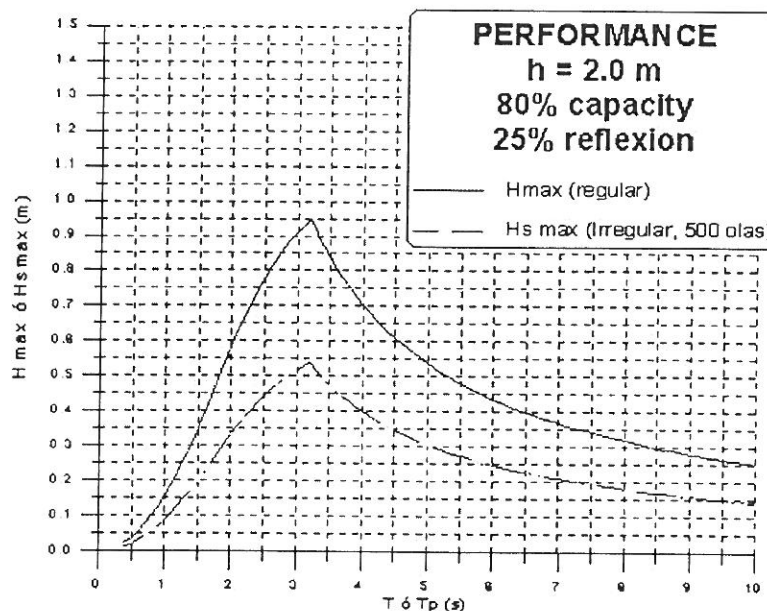


Figura 4 – Curva de *performance* do gerador do canal de ondas da UPC.  
(Gironella, 1999, comunicação pessoal).

Além das condições de ensaio de projecto para a definição do fundo, realizaram-se ainda outros ensaios numéricos sobre os fundos estipulados para ondas de diferentes características, conforme indicadas no Quadro 2. Neste quadro, além das propriedades das ondas, apresentam-se ainda os valores do número de Iribarren (ou *surf similarity number*), para três perfis descritos adiante, calculado de acordo com:

$$\xi_0 = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}}, \quad (11)$$

onde o sub-índice 0 se refere às características da onda em águas profundas, determinadas através da teoria de onda linear. Acrescenta-se que numa praia de declive variável (como as do tipo barra-fossa) existe alguma ambiguidade quanto ao valor de  $\tan\beta$ , pelo que aqui se utiliza o declive na zona de rebentação, no talude de barlamar da barra num perfil do tipo barra-fossa.

Quadro 2 – Características das ondas de ensaio no canal da UPC.

T (s)	H (m)	L (m)	Ho (m)	Lo (m)	Ho/Lo	Número de Iribarren		
						Rampa	Barra 1	Barra 2
2	0.10	6.10	0.10	6.25	0.017	0.309	0.440	0.386
2	0.20	6.10	0.21	6.25	0.034	0.218	0.311	0.273
2	0.30	6.10	0.31	6.25	0.050	0.178	0.254	0.223
2	0.40	6.10	0.42	6.25	0.067	0.154	0.220	0.193
3	0.10	11.30	0.11	14.05	0.008	0.453	0.646	0.567
3	0.20	11.30	0.22	14.05	0.016	0.321	0.457	0.401
3	0.30	11.30	0.33	14.05	0.023	0.262	0.373	0.327
3	0.40	11.30	0.44	14.05	0.031	0.227	0.323	0.283
4	0.10	16.20	0.10	24.98	0.004	0.618	0.880	0.772
4	0.20	16.20	0.21	24.98	0.008	0.437	0.622	0.546
4	0.30	16.20	0.31	24.98	0.013	0.357	0.508	0.446
4	0.40	16.20	0.42	24.98	0.017	0.309	0.440	0.386

Quadro 3 – Tipos de rebentação de onda em função do número de Iribarren.

Praia\Tipo de rebentação	Progressiva	Mergulhante	de fundo
Declive constante	$\xi_0 \leq 0.5$	$0.5 < \xi_0 \leq 3.3$	$\xi_0 > 3.3$
Barra-fossa	$\xi_0 \leq 0.4$	$0.4 < \xi_0 \leq 1.2$	$\xi_0 > 1.2$

O cálculo do número de Iribarren, com base nos resultados numéricos, permite estimar o tipo de rebentação sobre o talude. Battjes (1974) e Smith e Kraus (1990), com base em vários ensaios experimentais, definiram os tipos de rebentação, respectivamente, em praias de declive constante e praias do tipo barra-fossa. Os critérios desses autores são sintetizados no Quadro 3.

De acordo com as classificações indicadas, verifica-se que para uma praia de declive constante igual a 0.04 (designada por “rampa” na coluna 7 do Quadro 2), ocorrerá sempre rebentação do tipo progressiva, excepto para a onda de menor declividade com  $T=4.0$  s e  $H=0.10$  m. Para os perfis barra-fossa, designados por “Perfil 1” e “Perfil 2” nas colunas 8 e 9 do Quadro 2, prevê-se a ocorrência de muitos mais casos de rebentação mergulhante, em particular para todas as ondas com  $T=4.0$  s, e as ondas de menor declividade para  $T=2.0$  e  $3.0$  s.

Para todos os perfis de fundo, executaram-se ainda testes com um sinal de agitação irregular. As características do sinal são determinadas através da especificação de um espectro TMA (Bouws *et al.*, 1985), com período de pico  $T_p=3.0$  s, períodos de corte espectral superior e inferior iguais a 6.7 e 1.4 s, respectivamente, e altura de onda média quadrática  $H_{rms}=0.3$  m.

#### 4.1. Fundo de declive constante

Considere-se o perfil tipo “rampa”, de declive 1:25, indicado na Figura 5. Nesta figura estão ainda representados dois perfis tipo “barra-fossa”, também apreciados neste trabalho. Sobre este fundo em rampa realizam-se vários ensaios numéricos, com as ondas monocromáticas

descritas no Quadro 2. Estas ondas são geradas na posição  $x=14.0$  m, onde a profundidade é constante e igual a  $h_0=2.0$  m.

Na Figura 6 apresentam-se os resultados para o ensaio com a onda  $T=3.0$  s e  $H=0.3$  m. No gráfico superior exibe-se a variação espacial da superfície livre no instante de simulação (arbitrário)  $t=120$  s. Note-se que, embora a onda gerada seja sinusoidal, esta rapidamente adquire uma forma não sinusoidal, devida às características não lineares do fenómeno de propagação de ondas e descritas pelo modelo matemático. O início da rebentação ocorre em  $x=62$  m, o que é confirmado pela posição da altura de onda máxima na Figura 6b. Quanto a esta, verifica-se o seu crescimento até um máximo igual a  $0.4$  m, observando-se no entanto que a elevação média da superfície livre,  $\bar{\eta}$ , atinge o seu mínimo ligeiramente a sotamar da posição de  $H_{max}$ , em  $x=66$  m. Isto significa que a sobrelevação média começa a aumentar somente quase a meio da zona de rebentação, que se processa continuamente até à berma. Este resultado está de acordo com inúmeras observações experimentais (por ex., Bowen *et al.*, 1968) e costuma ser referido com a “distância de transição”, definida entre o ponto de rebentação e a posição mínima da sobrelevação. Esta distância corresponde aquela necessária para a transformação da energia da onda (por rebentação) para o movimento médio do fluido, através das tensões de radiação.

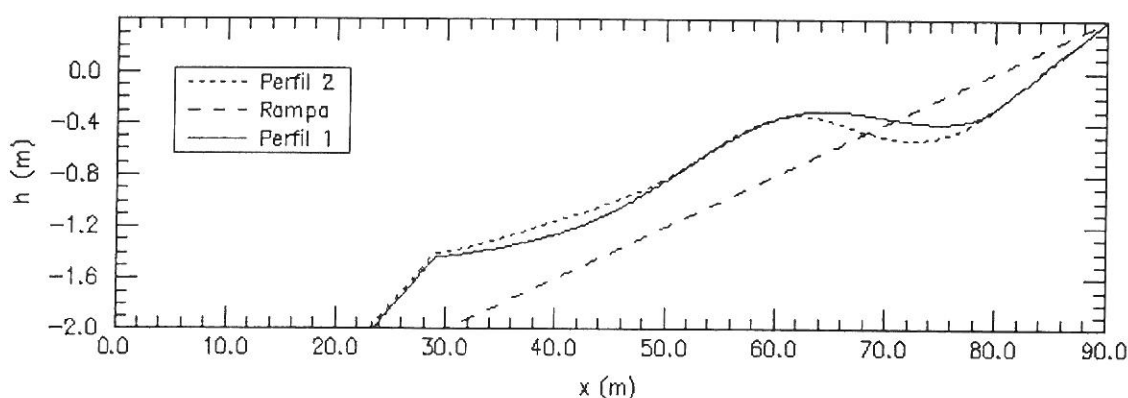


Figura 5 – Perfis de fundo para os ensaios numéricos do canal de ondas da UPC.

A Figura 6c revela a corrente de fundo média,  $U_0$ , atingindo um mínimo de aproximadamente  $0.20$  m/s, em  $x=70$  m, ou seja, consideravelmente já dentro da zona de rebentação. O pico de  $U_0$  na posição  $x=81$  m não corresponderá à realidade e advém do facto que, nesta zona, a profundidade é muito pequena (e intermitente), deturpando conseqüentemente o cálculo de  $U_0$ , que advém da equação (3).

Finalmente, o último gráfico da Figura 6 indica as taxas de transporte médias  $q_t$ ,  $q_w$  e  $q_c$ . Tal como era esperado, o transporte devido às ondas,  $q_w$ , é positivo (na direcção da onda) e o transporte devido à corrente,  $q_c$ , é negativo. A resultante,  $q_t$ , é ligeiramente positiva para  $x<68$  m e negativa para  $x>68$  m. Esta situação corresponderia, sobre um fundo móvel, à movimentação dos sedimentos entre  $58<x<68$  m para terra e ao transporte das areias entre  $68<x<76$  m na direcção oposta. Este aparente conflito favoreceria a formação de uma barra perto do ponto de transporte nulo, ou seja, em  $x=68$  m.

Para o mesmo período de onda,  $T=3.0$  s, e uma altura de onda maior que a anterior,  $H=0.4$  m, os resultados do modelo sugerem a ocorrência de uma situação semelhante, isto é, prevê-se também a formação de uma barra, embora colocada mais a barlar (  $x=60$  m) devido ao facto de a rebentação se iniciar também mais cedo. Para ondas de menor amplitude ( $H=0.1$  e  $0.2$  m), os resultados computacionais exibem uma taxa de transporte total,  $q_t$ , ligeiramente positiva em toda a zona de rebentação, apontando conseqüentemente para um transporte generalizado na direcção da praia. Esta situação é esperada, pois é sabido que a ondulação de menor energia (que ocorre geralmente no período estival em Portugal) é responsável pelo perfil tipo “berma”.

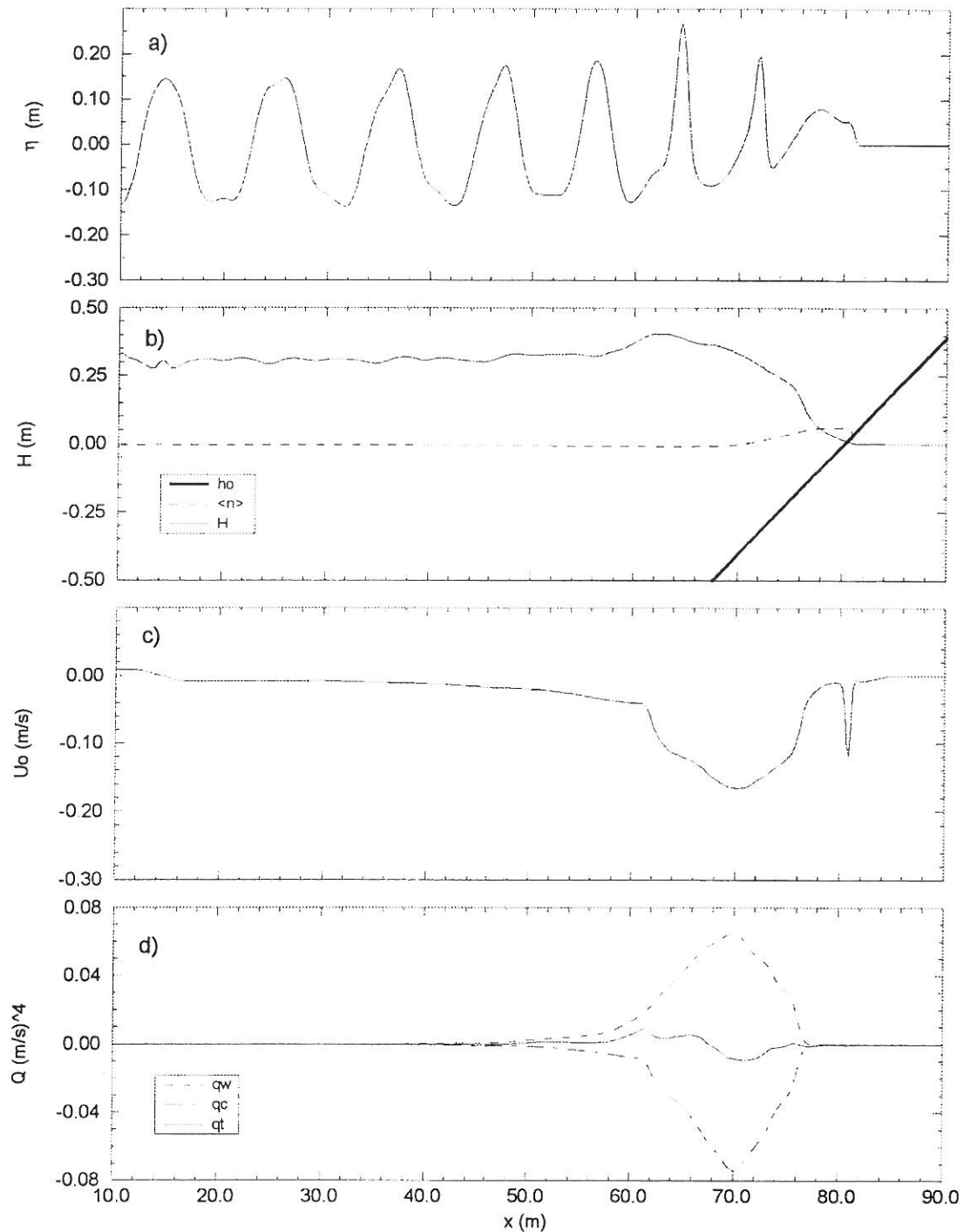


Figura 6 – Resultados das simulações sobre um fundo em rampa, para a onda de  $T=3.0$  s,  $H=0.3$  m e  $h_0=2.0$  m. (a) Superfície livre instantânea  $\eta(t_1=120$  s); (b) Altura de onda  $H$  e superfície livre média  $\bar{\eta}$ ; (c) Corrente média de fundo  $U_0$ ; (d) Taxas de transporte  $q_t$ ,  $q_w$  e  $q_c$ .

Para ondas de menor período,  $T=2.0$  s, e portanto com maior declividade para o mesmo  $H$  que as anteriores, o modelo prevê erosão com transporte na direcção de barlar para  $H=0.4$  e  $0.3$  m; formação de barra para  $H=0.2$  m; e transporte na direcção de sotamar, com formação de perfil reflectivo, para  $H=0.1$  m.

Ainda no mesmo perfil tipo rampa, sujeito a ondas de período  $T=4.0$  s, prevê-se a formação de uma barra para as ondas de maior altura,  $H=0.4$  e  $0.3$  m, e pequeno transporte generalizado na direcção de sotamar para as ondas de menor altura,  $H=0.2$  e  $0.1$  m.

O cruzamento destas previsões com os valores do número de Iribarren apresentados no Quadro 2, sugerem a ocorrência de construção de perfis reflectivos para  $\xi_o > 0.35$ , a formação de barras para  $0.20 < \xi_o < 0.35$ , e transporte generalizado na direcção contrária à da onda para pequenos valores de  $\xi_o$ , ( $\xi_o < 0.20$ ).

Finalmente, registre-se que para agitação irregular, com  $T_p=3.0$  s e  $H_{rms}=0.3$  m, se prevê um transporte generalizado negativo, ou seja, promovendo a erosão na zona de rebentação e transporte desses materiais na direcção da corrente média de fundo. Esta situação é portanto semelhante àquela prevista para ondas de maior declividade e menor número de Iribarren.

#### 4.2 Fundos de perfil barra-fossa

Para o estudo experimental de Sancho *et al.* (1999) seleccionou-se, inicialmente, um único perfil do tipo barra-fossa. As características deste perfil, designado por "Barra 1", estão apresentadas nas Figuras 2 e 5, e os parâmetros geométricos mais relevantes estão indicados no Quadro 1. Devido às propriedades adimensionais deste perfil não serem muito compatíveis com aquelas dos casos analisados por Larson e Kraus (1989), conforme se verificou no início do trabalho, definiu-se posteriormente uma segunda forma de fundo, denominada "Barra 2", também representada na Figura 5. A título informativo e reportando-nos às variáveis definidas na Figura 1, as características geométricas do perfil "Barra 2" são:  $h_c=0.34$  m,  $h_l=0.53$  m,  $X_c=22$  m. Os parâmetros adimensionais resultantes são  $h_l/h_c=1.56$ ,  $(h_l-h_c)/h_l=0.36$  e  $X_c/h_c=65$ , os quais podem ser comparados com aqueles do perfil "Barra 1".

Assim, o perfil "Barra 2" corresponde, essencialmente, a uma praia com a fossa mais profunda que aquela da praia "Barra 1". O valor da profundidade sobre a crista da barra foi também ligeiramente aumentado, prevendo-se a criação de condições em que a onda não rebente sobre a mesma.

Os resultados da aplicação do modelo de propagação de ondas a estas formas de fundo não confirmaram, na totalidade, a suposição acima descrita. Verificou-se uma enorme semelhança em todos os resultados, com excepção daqueles correspondentes às ondas de menor amplitude e menor período ( $H=0.10$  m, e  $T=2.0$  e  $3.0$  s). Estas ondas, de facto, não rebentam sobre a barra do segundo perfil, mas somente na berna, não sendo no entanto as condições de maior interesse para o trabalho experimental de Sancho *et al.* (1999). Em consequência, e apesar de os dois perfis de fundo terem características adimensionais um pouco distintas, apresentam-se em seguida somente os resultados para o perfil "Barra 1".

Assim, na Figura 7 mostram-se os resultados para a "onda de projecto":  $T=3$  s,  $H=0.3$  m e  $h_o=2.0$  m. No topo da figura, verifica-se imediatamente que a onda empola mais rapidamente que aquela sobre o fundo rampa (ver Figura 6), e rebenta sobre o talude montante da barra na posição  $x=52$  m. Esta onda continua rebentada até  $x=70$  m, reformando-se em seguida. Isto significa que a onda se propaga sem o "rolo" sobre fossa e volta a rebentar sobre a berna (em  $x=80$  m). A Figura 7a ilustra ainda claramente as características não lineares da onda, sobre a fossa. A propagação da onda sobre a barra origina o desacoplamento das componentes harmónicas de maior frequência da componente principal, que possuem características dispersivas ao propagarem-se em águas mais profundas, isto é, sobre a fossa (Beji e Battjes, 1993).

O carácter não linear da propagação das ondas é mais facilmente visível nas séries temporais da elevação da superfície livre, em várias posições, representadas na Figura 8. A forma de onda já rebentada, do tipo "serrilhada", é aparente nas posições  $x=60$  e  $65$  m. Para  $x=70$  e  $75$  m nota-se a existência das ondas de período  $T=3$  e  $1.5$  s, sendo a segunda componente proveniente da não linearidade da onda e sua dispersão em frequência.

A Figura 7b transmite a variação da altura de onda e do valor médio da superfície livre. Tal como anteriormente, a sobrelevação ocorre posteriormente ao início da rebentação. Verifica-se

ainda uma zona larga,  $66 < x < 82$  m, onde a sobrelevação é sensivelmente constante. Note-se que a segunda rebentação, junto à berma, liberta muito menor quantidade de energia, pelo que a sobrelevação nessa zona, induzida directamente por essa rebentação, é ínfima. Quanto à corrente média de fundo, mostra-se que é naturalmente superior sobre a barra, salientando-se um segundo pico junto da berma.

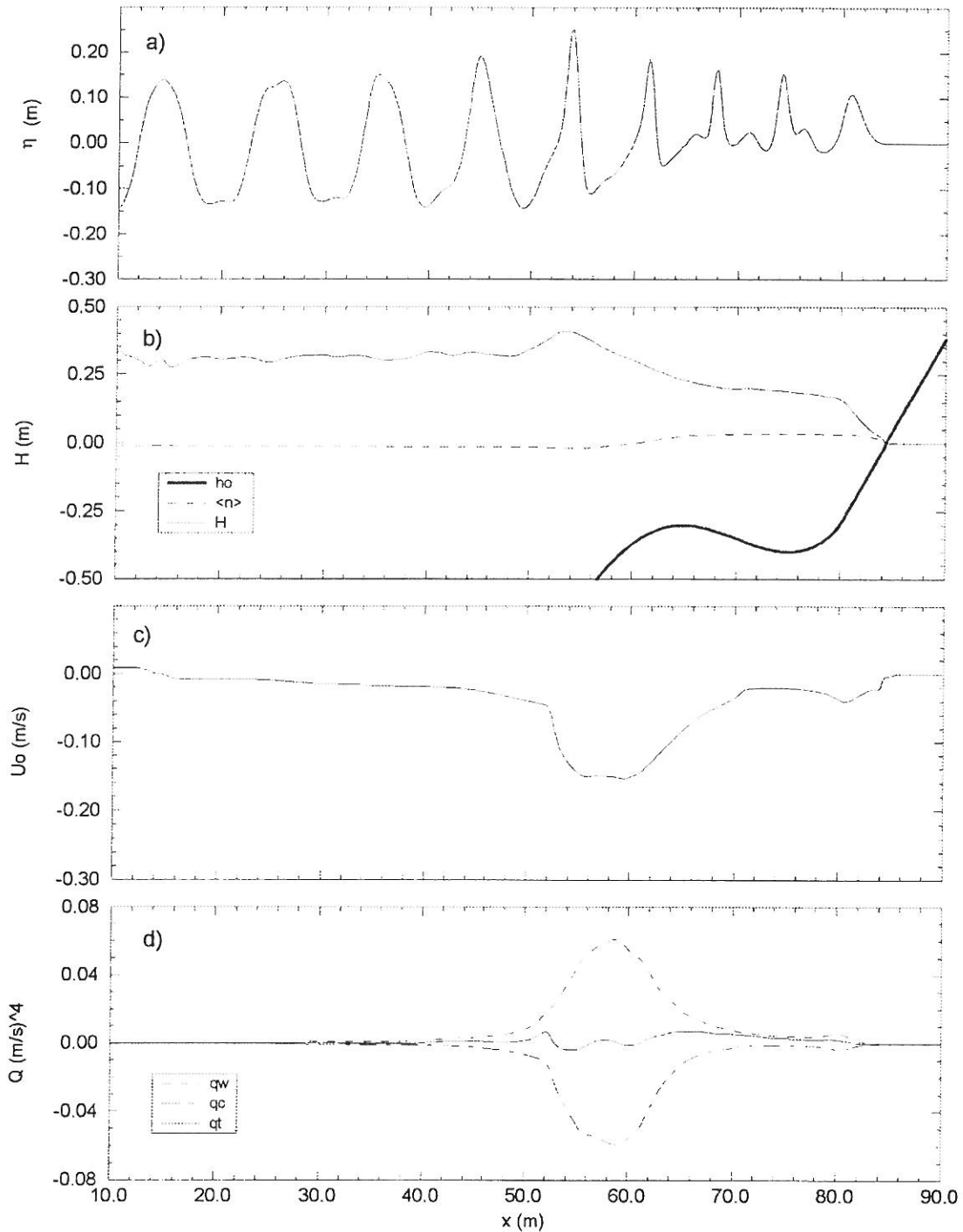


Figura 7 – Resultados das simulações sobre o perfil Barra 1, para a onda de  $T=3.0$  s,  $H=0.3$  m e  $h_0=2.0$  m. (a) Superfície livre instantânea  $\eta(t_1=120$  s); (b) Altura de onda  $H$  e superfície livre média  $\bar{\eta}$ ; (c) Corrente média de fundo  $U_0$ ; (d) Taxas de transporte  $q_b$ ,  $q_w$  e  $q_c$ .

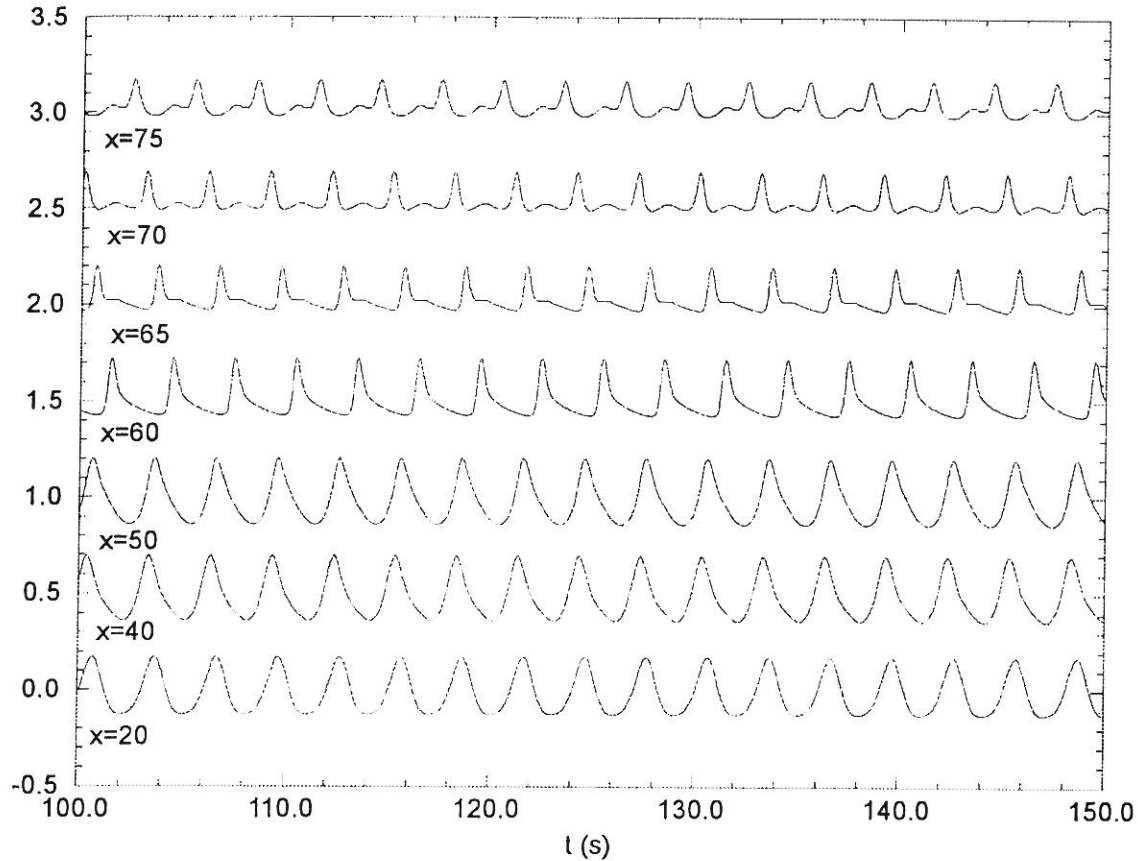


Figura 8 – Variação temporal da superfície livre ao longo do canal, para os ensaios sobre o perfil “Barra 1” com  $T=3.0$  s,  $H=0.3$  m e  $h_0=2.0$  m.

No referente às taxas de transporte de sedimentos, a soma das componentes devida às ondas e às correntes é quase nula ao longo de todo o perfil, embora ligeiramente positiva para  $x > 60$  m. Este resultado sugere que o perfil “Barra 1” está muito próximo do perfil de equilíbrio correspondente à onda incidente, pese a ligeira tendência para o transporte na direcção da praia no talude posterior da barra.

Saliente-se que os resultados obtidos para a taxa de transporte de sedimentos originam-se do modelo de Bailard (1981, 1982). Adicionalmente, simplificou-se este modelo desprezando as componentes do transporte devido à declividade do fundo (acção gravítica). Este facto permite-nos supor que a introdução desta contribuição poderia alterar ligeiramente os resultados apresentados. No entanto, no talude posterior da barra, a contribuição da componente gravítica iria favorecer o transporte na direcção de terra. Assim, estima-se que as tendências de transporte previstas e apresentadas na Figura 7 não sejam alteradas.

Para as ondas de diferentes períodos e alturas, o panorama para os ensaios sobre o perfil “Barra 1” é, por vezes, distinto daquele observado para o perfil “rampa”. Sinteticamente, a maior diferença ocorre para  $T=3$  s e  $H=0.4$  m onde, para o perfil “rampa” se previu a formação de uma barra, enquanto que no presente caso (“Barra 1”) o prognóstico conduziria à redução da mesma. Esta situação deduz-se pelo facto que  $q_t < 0$  no talude anterior da barra e  $q_t > 0$  no talude posterior da mesma. De salientar ainda a previsão de transporte nulo para os casos  $T=2$  s e  $H=0.1$  e  $0.2$  m.

Quanto aos ensaios com agitação irregular,  $T_p=3.0$  s e  $H_{rms}=0.3$  m, os resultados são apresentados na Figura 9. O gráfico superior mostra claramente o carácter irregular destas ondas, com diferentes períodos e alturas. Note-se contudo, que o empolamento, visível no

gráfico de  $H_{rms}$ , é inferior àquele previsto para ondas regulares com a mesma energia (ver Figura 7). Quanto ao transporte de sedimentos, prevê-se a erosão do talude anterior da barra, com transporte de material na direcção da corrente de fundo.

Em relação à correlação das tendências das taxas de transporte com o número de Iribarren, pode-se concluir que para  $\xi_0 > 0.45$  se prevê uma disposição para o transporte para sotamar, enquanto que para  $\xi_0 < 0.25$  ocorrerá transporte na direcção contrária. Entre estes dois valores, os resultados do modelo sugerem a possível ocorrência de equilíbrio, formação de barra, ou ainda destruição da barra com transporte em ambas as direcções.

## 5. CONCLUSÕES

Neste trabalho reuniram-se alguns dados sobre as formas de fundo de perfis do tipo barra-fossa. Esta compilação permitiu verificar a existência de uma grande variabilidade dos valores de parâmetros adimensionais, que caracterizam estas formas de praia, mesmo em situação de equilíbrio com a ondulação incidente. Não obstante, definiram-se duas formas de fundo tipo barra-fossa, compatíveis com as dimensões do canal de ondas da UPC e com os parâmetros adimensionais de praias deste tipo, que permitam a realização do trabalho experimental de Sancho *et al.* (1999).

Apresentaram-se também os resultados de aplicação de um modelo de propagação de ondas para diversas condições de ensaio no canal da UPC, sobre dois fundos fixos do tipo barra-fossa e ainda sobre um fundo de declive constante. A utilização do modelo matemático permitiu assim estimar (numericamente) as características hidrodinâmicas das ondas e correntes, e adicionalmente, contribuiu para o dimensionamento e optimização das características geométricas da praia barra-fossa.

A formulação do modelo de correntes de fundo, aqui introduzida, permitiu prever os valores das velocidades médias (associados às correntes) que se encontrarão no trabalho experimental. Estas previsões serão de futuro confrontadas com os resultados experimentais, permitindo a aferição e (eventual) melhoria do modelo de ondas e correntes.

Utilizou-se ainda uma fórmula de transporte de sedimentos consagrada na literatura, com algumas simplificações, para se estimarem as taxas de transporte de sedimentos que poderiam ocorrer sobre as praias de declive constante e tipo barra-fossa. Esta metodologia permitiu ainda analisar se os fundos considerados estariam em equilíbrio com a ondulação incidente (note-se que os fundos a construir no canal da UPC serão fixos e, portanto, não ocorrerá transporte de sedimentos que permitam a variação da forma de fundo). A formulação utilizada previu as tendências de transporte esperadas em função da declividade da onda e do número de Iribarren,  $\xi_0$ . Em particular, para as ondas de maior  $\xi_0$  (associadas a ondas de menor energia verificadas em condições de verão) o modelo prevê o movimento de sedimentos na direcção da costa, que construiriam um perfil tipo berma. Para as ondas mais energéticas, e menor  $\xi_0$ , as previsões são em sentido de erosão generalizada com transporte na direcção contrária à da ondulação. Para a onda monocromática de projecto ( $T=3.0$  s,  $H=0.3$  m), os resultados do modelo indicam uma situação de quase equilíbrio sobre os perfis barra-fossa testados e uma tendência para a formação de uma barra para o ensaio sobre o perfil rampa.

Para condições de agitação irregular ( $T_p=3.0$  s,  $H_{rms}=0.3$  m), tanto sobre o fundo rampa como sobre o fundo barra-fossa, prevê-se uma situação de desequilíbrio entre a agitação e a forma de fundo. Em ambas as situações, os resultados indicam erosão, com transporte para barlar.

Finalmente, os resultados do modelo numérico permitem concluir que, para qualquer dos dois perfis barra-fossa desenhados para a realização dos ensaios experimentais, as ondas rebentam na sua maioria sobre o talude anterior da barra, continuam rebentadas sobre esta e reformam-se sobre a fossa. Estas condições são as desejadas para o trabalho experimental de Sancho *et al.* (1999). Conclui-se também, em função do número de Iribarren, quais os tipos de rebentação que se esperam nos ensaios de laboratório.



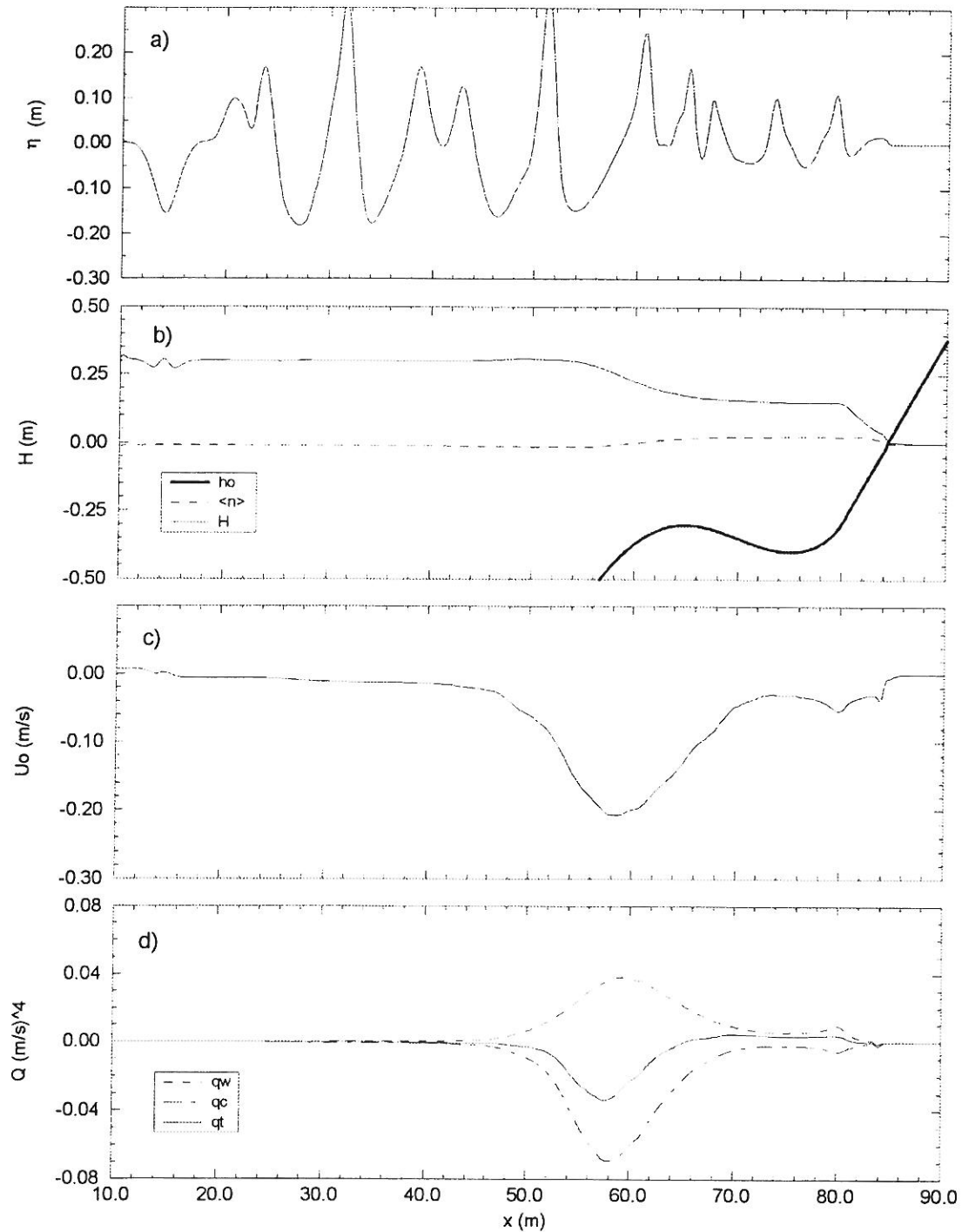


Figura 9 – Resultados das simulações sobre o perfil Barra 1, para a onda irregular com  $T_p = 3.0$  s,  $H_{rms} = 0.3$  m e  $h_0 = 2.0$  m. (a) Superfície livre instantânea  $\eta(t_1 = 120$  s); (b) Altura de onda  $H_{rms}$  e superfície livre média  $\bar{\eta}$ ; (c) Corrente média de fundo  $U_0$ ; (d) Taxas de transporte  $q_t$ ,  $q_w$  e  $q_c$ .

## AGRADECIMENTOS

O autor agradece os comentários críticos dos Engs. A. Fortunato e M.G. Neves e ainda a motivação transmitida pelo Eng. M. Marcos Rita. A realização deste trabalho foi financiada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

## BIBLIOGRAFIA

- Bailard, J.A. (1981). An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach. *J. Geophys. Res.*, Vol. 86, No. C11, 10938-10954.
- Bailard, J.A. (1982). Modeling on-offshore sediment transport in the surfzone. *Proc. 18<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Engng.*, Vol. 2, Cape Town, ASCE, 1419-1438.
- Battjes, J.A. (1974). Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves. *Delft University of Technology, Ph.D. Dissertation*, Delft, pp.244.
- Beji, S., and Battjes, J.A. (1993). Experimental investigations of wave propagation over a bar. *Coastal Engng.*, 19 (1,2), 151-162.
- Bouws, E., Günther, H., Rosenthal, W., and Vincent, C.L. (1985). Similarity of the wind wave spectrum in finite water depth. Part I: Spectral form. *J. Geophys. Res.*, Vol. 90, No. C1, 975-986.
- Bowen, A.J., Inman, D.L., and Simmons, V.P. (1968). Wave 'set-down' and set-up. *J. Geophys. Res.*, Vol. 73, No. 8, 2569-2577.
- Cox, D.T., N. Kobayashi, and A. Okayasu (1995). Experimental and numerical modeling of surf zone hydrodynamics. *Res. Report CACR-95-07 (Ph.D. Dissertation of 1st author)*, Center for Applied Coastal Research, Univ. of Delaware, pp. 293.
- Deiggard, R. (1997). Comparison between a detailed sediment transport model and an energetics based formula. *Proc. Coastal Dynamics'97*, Plymouth, ASCE, 217-226.
- Fredsøe, J. (1984). Turbulent boundary layers in wave-current motion. *J. Hydraulic Engng.*, Vol. 110, No. HY8, 1103-1120.
- Hoekstra, P. and Houwman, K.T. (1997). Selective sediment transport in the nearshore zone: field observations and potential mechanisms. *Proc. Coastal Dynamics'97*, Plymouth, ASCE, 78-87.
- Kajima, R., Shimizu, T., Maruyama, K., and Saito, S. (1982). Experiments of beach profile change with a large wave flume. *Proc. 18th Int. Conf. Coastal Engng.*, Vol. 2, Cape Town, ASCE, 1385-1404.
- Kennedy, A.B., Chen, Q., Kirby, J.T., and Dalrymple, R.A. (1999). Boussinesq modeling of wave transformation, breaking and runup. I: One dimension. Aceite para publicação no *J. Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engng.*
- Kraus, N.C. and Smith, J.M. (1994). SUPERTANK laboratory data collection project – Vol. 1: Main Text. *Tech. Rep. CERC-94-3, Coastal Engng. Res. Center*, WES, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, pp. 274.
- Larson, M., and Kraus, N.C. (1989). SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change. *Tech. Rep. CERC-89-9, Coastal Engng. Res. Center*, WES, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, pp. 267.
- Madsen, P.A., Sørensen, O.R., and Schäffer, H.A. (1997). Surf zone dynamics simulated by a Boussinesq type model. Part I: model description and cross-shore motion of regular waves. *Coastal Engng.*, 32, 255-287.
- Nadaoka, K. and T. Kondoh (1982). Laboratory measurements of velocity field structure in the surf zone by LDV. *Coastal Engng. in Japan*, 25, 125-145.
- Okayasu, A. (1989). Characteristics of turbulence structure and undertow in the surf zone. *Ph.D. Dissertation, Univ. of Tokyo*.
- Peregrine, D.H. (1983). Breaking waves on beaches. *Ann. Rev. Fluid Mech.* (15), 149-178.
- Pires Elias, N.T. (1968). Características e evolução do perfil transversal das praias. *Tese de Especialista, Laboratório Nacional de Engenharia Civil*.

- Ruessink, B.G., Houwman, K.T., and Hoekstra, P. (1998). The systematic contribution of transport mechanisms to the cross-shore sediment transport in water depths of 3 to 9 m. *Marine Geology*, 152, 295-324.
- Sancho, F., Tomasicchio, G.R., Damiani, L., e Antunes do Carmo, J.S. (1999). Wave-induced turbulence and undertow over barred beaches. Research Proposal to *Access to Large-Scale Facilities Programme, Training and Mobility of Reserachers*, EU.
- Saville, T. (1957). Scale effects in two dimensional beach studies. *Transactions 7<sup>th</sup> General Meeting Int. Assoc. Hydraulic Res.*, Vol. 1, A3.1-A3.10.
- Stive, M.J.F. (1980). Velocity and pressure field of spilling breakers. *Proc. 17th Int. Conf. Coastal Engng.*, Vol. 1, Sydney, ASCE, 547-566.
- Svendsen, I.A. (1984). Mass flux and undertow in a surf zone. *Coastal Engng.*, 8, 347-365.
- Smith, E.R, and Kraus, N.C. (1990). Laboratory study on macro-features of wave breaking over bars and artificial reefs. *Tech. Rep. CERC-90-12, Coastal Engng. Res. Center, WES, US Army Corps of Engineers, Vicksburg*, pp. 232.
- Soulsby, R.L. (1995). The "Bailard" sediment transport formula: comparisons with data and models. *MAST G8M Final Overall Meeting, Gdansk*, 2.46-2.51.
- Wei, G. and Kirby, J.T. (1995). Time-dependent numerical code for extended Boussinesq equations. *J. Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engng.*, Vol. 121, No. 5, 251-261.
- Wei, G., Kirby, J.T., Grilli, S.T., and Subramanya, R. (1995). A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves. I: Highly nonlinear, unsteady waves. *J. Fluid Mech.*, 294, 71-92.

