

DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA CONCENTRAÇÃO DE SEDIMENTOS TRANSPORTADOS NUM ESCOAMENTO RESULTANTE DA RUPTURA DE UMA BARRAGEM NUM CANAL COM LEITO MÓVEL

Sílvia R. C. AMARAL

Engenheira Civil; AQUALOGUS, Consultores de Hidráulica e Recursos Hídricos, Lda, Lisboa, +3517520190, geral@aqualogus.pt

Rui M. L. FERREIRA

Prof. Auxiliar; Instituto Superior Técnico; +351218418155, ruif@civil.ist.utl.pt

João G. A. B. LEAL

Prof. Auxiliar; Universidade da Beira Interior; +351 275 329 996 jleal@ciunix.ubi.pt

RESUMO

Defina-se escoamento geomórfico como um escoamento pouco profundo susceptível de causar elevados impactes morfológicos num trecho de canal com leito móvel. Constata-se que um dos aspectos mais sensíveis na modelação matemática destes escoamentos é o cálculo do intenso transporte sólido por norma neles registado.

Neste trabalho, propõe-se a caracterização experimental da concentração de sólidos transportados num escoamento resultante da ruptura de uma barragem, simulada por uma barreira vertical. Com base nestas concentrações, determina-se a equação que relaciona os valores médios do caudal sólido e da tensão de arrastamento. Os ensaios experimentais compreenderam exclusivamente situações de ruptura instantânea e foram levados a cabo para uma gama vasta de condições iniciais. Como material do leito, utilizaram-se sedimentos de grande mobilidade por forma a simular adequadamente o caudal sólido num eventual protótipo.

Observou-se que o transporte sólido se processa maioritariamente numa camada cuja espessura não é desprezável face à profundidade total do escoamento. Descreve-se o procedimento experimental conducente ao cálculo da concentração de sólidos na camada de transporte. Os resultados obtidos são comparados com fórmulas existentes de transporte sólido. Na ausência de medições precisas de velocidade, descreve-se o procedimento utilizado para inferir a velocidade média do escoamento ao longo do canal. Verifica-se que as fórmulas válidas para escoamentos fluviais não apresentam bons resultados quando aplicados a escoamentos geomórficos.

Palavras chave: ruptura de barragens, escoamento variável, leito móvel, transporte sólido, caracterização experimental.

1 - INTRODUÇÃO

A caracterização experimental dos escoamentos resultantes da ruptura de uma barragem tem registado, ao longo da última década, uma evolução no sentido de privilegiar a descrição dos processos morfodinâmicos associados à propagação da respectiva onda de cheia. Esta evolução acompanha o desenvolvimento da capacidade de cálculo dos modelos matemáticos de resolução numérica aplicáveis aos escoamentos com importantes impactes morfológicos. A validação e a calibração destes modelos exige a comparação dos resultados numéricos com dados experimentais, obtidos em condições controladas, o que contribui para o acréscimo da actividade laboratorial.

Defina-se escoamento geomórfico como um escoamento pouco profundo susceptível de causar elevados impactes morfológicos num trecho de canal com leito móvel. Constata-se que um dos aspectos mais sensíveis da modelação matemática de escoamentos geomórficos, é o cálculo do intenso transporte sólido por norma neles registado.

Neste trabalho, propõe-se a caracterização experimental da variação da concentração média de sólidos transportados num escoamento geomórfico resultante da ruptura de uma barragem em função da tensão de arrastamento média. As concentrações médias foram calculadas experimentalmente. As tensões de arrastamento foram determinadas com base numa solução teórica das equações de conservação da massa e da quantidade de movimento que descrevem o escoamento.

Os ensaios experimentais compreenderam exclusivamente situações de ruptura instantânea e foram levados a cabo para uma gama vasta de condições iniciais. Em particular, foram testadas várias combinações do valor da altura do depósito de sedimentos acumulados a montante da barreira e do valor da altura de água a jusante da barreira. Como material do leito, utilizaram-se sedimentos de grande mobilidade (densidade igual a 1,56) por forma a simular adequadamente o transporte sólido num eventual protótipo.

Proceda-se a uma descrição sucinta da estrutura do presente trabalho. A metodologia que conformou o trabalho experimental e teórico é apresentada no parágrafo 2. Neste parágrafo procede-se também à descrição das instalações experimentais e dos procedimentos conducentes à obtenção dos dados brutos. No parágrafo 3 apresentam-se os resultados experimentais, fundamentalmente perfis do escoamento e concentrações médias em função das condições iniciais testadas. Os resultados experimentais são discutidos no parágrafo 4. Pretende-se essencialmente verificar a aplicabilidade de diversas fórmulas de transporte sólido disponíveis na literatura. O trabalho é encerrado por um parágrafo de conclusões e recomendações para estudos futuros.

2 - DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

2.1 Metodologia

Não tendo sido possível determinar experimentalmente as velocidades médias do escoamento, a prossecução do objectivo proposto, a caracterização da variação da concentração média de sólidos transportados num escoamento resultante da ruptura de uma barragem em função da tensão de arrastamento média, obriga à definição de uma metodologia que integre trabalho experimental, com o qual se pretende o cálculo das concentrações de sedimentos transportados, e trabalho teórico, o qual permite a estimativa das tensões de arrastamento. Assim, a metodologia adoptada dever permitir i) a definição da campanha experimental, ii) o processo de tratamento dos dados experimentais brutos e iii) a articulação entre resultados experimentais e teóricos.

Os ensaios foram levados a cabo num canal prismático que se pode considerar um modelo reduzido e simplificado de um trecho de rio e respectivo vale no qual se inseriu uma barragem. Os dados brutos consistem em perfis do escoamento registados em vídeo. Com base nestes, obteve-se a distribuição ao longo do canal, para cada instante, da altura do escoamento, da espessura da camada de transporte e da cota do fundo.

O tratamento dos dados brutos envolveu:

- a) o tratamento de imagens digitais para extrair os perfis do escoamento;
- b) a identificação das camadas de escoamento (ver FERREIRA 2005, p. 230);
- c) o cálculo das concentrações de sedimentos com base nos perfis do escoamento e na equação de conservação da massa.

O cálculo da tensão de arrastamento $\tau_0 = C_f \langle u \rangle^2$, em que C_f é o coeficiente de resistência e $\langle u \rangle$ é a velocidade média do escoamento ao longo do canal, envolveu:

- d) o cálculo teórico das velocidades do escoamento com base na solução teórica das equações de conservação que descrevem os escoamentos geomórficos resultantes da ruptura de uma barragem, apresentada por FERREIRA (2005), pp. 359-378;

e) a verificação da adequabilidade da solução teórica e o cálculo da velocidade média no canal.

Este processo teórico-experimental permite obter uma relação entre valores médios de concentrações (ou caudais sólidos) e valores médios da tensão de afastamento. Note-se que o cálculo dos valores médios é levado a cabo ao longo do trecho de canal em que regista movimento. A relação entre a concentração e a tensão de arrastamento médios pretende constituir-se numa aproximação a um critério de previsão do caudal sólido válido para escoamentos geomórficos. A validade desta aproximação é discutida no parágrafo 4.

2.2 Descrição das instalações experimentais e instrumentação

Os ensaios experimentais nos quais se basearam os resultados aqui apresentados foram efectuados no laboratório do Departamento de Engenharia civil e Ambiente da *Université Catholique de Louvain la Neuve*, na Bélgica. Utilizou-se um canal prismático horizontal de secção rectangular com 6 m de comprimento, 0,251 m de largura e com 0,55 m de altura (ver Figura 1). A 3 m das extremidades, instalou-se uma comporta plana de 7,2 mm de espessura. O movimento da comporta é vertical e dirigido de cima para baixo.

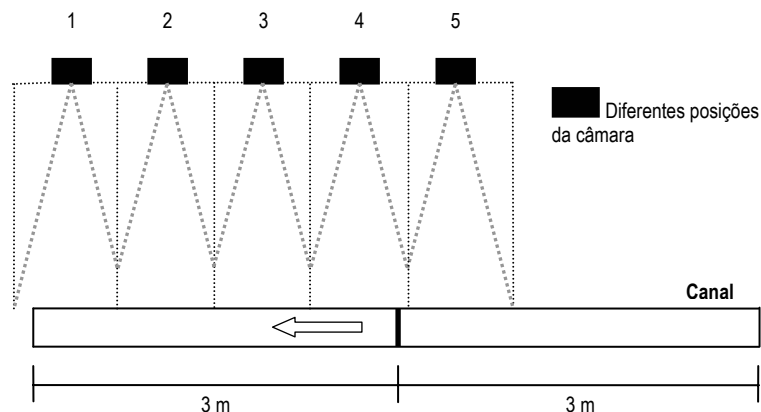


Figura 1 – Planta do canal, posicionamento da câmara e respectivas áreas de visualização.

O mecanismo de abertura da comporta é de activação manual. Consiste na mobilização da pressão de 7 bar gerada num compressor. Quando libertada, esta pressão origina o movimento rápido descendente da comporta. O tempo de abertura, dependente das condições iniciais, variou entre 1/20 e 1/10 s.

Os ensaios foram gravados com uma câmara CCD com a resolução de 512x1024 pixels a 150 tramas por segundo. Para a resolução adoptada, a câmara capta uma faixa de canal de 0,80 m de largura por 0,5 m de altura. Embora o canal tenha 6 m de comprimento, apenas os 3 m a jusante da comporta e os 0,75 m a montante da mesma, foram considerados relevantes à análise efectuada.

Assim, a gravação da totalidade de um ensaio, implicou a deslocação da câmara por cinco posições diferentes, de forma a poder cobrir toda a parte do canal com interesse, como se pode observar na Figura 1.

O início da contagem do tempo foi conseguido por recurso a uma lâmpada TTL, colocada na área de visualização de cada câmara, e em fase com o lançamento da comporta. Desta forma, ao ligar o interruptor que activa a comporta, um flash instantâneo (1/100 a 1/1000 s de duração) era disparado, assinalando o instante zero em cada teste.

Dada a dificuldade de manter a escala dos grãos do material do fundo idêntica à escala geométrica, a mobilidade dos sedimentos e as características de rugosidade são geralmente modeladas de forma inadequada. Devido a este efeito de escala, o caudal sólido é frequentemente subestimado no modelo. Para aumentar a mobilidade dos grãos, optou-se por realizar os ensaios laboratoriais com sedimentos artificiais pouco densos. Assim, utilizaram-se cilindros de PVC, com cerca de 4 mm de diâmetro, altura média de 3,5 mm e com peso volúmico de 1560 kg/m³. O diâmetro equivalente dos sedimentos – o diâmetro de uma esfera com o mesmo volume do cilindro – é 4,5 mm.

2.3 Procedimento experimental

Cada ensaio experimental compõe-se de cinco testes, com as mesmas condições iniciais, tantas quantas as posições da câmara necessárias à completa visualização do ensaio. Obviamente, repetibilidade de cada ensaio foi previamente verificada com resultados muito satisfatórios. As condições iniciais dos ensaios são esquematicamente ilustradas na Figura 2.

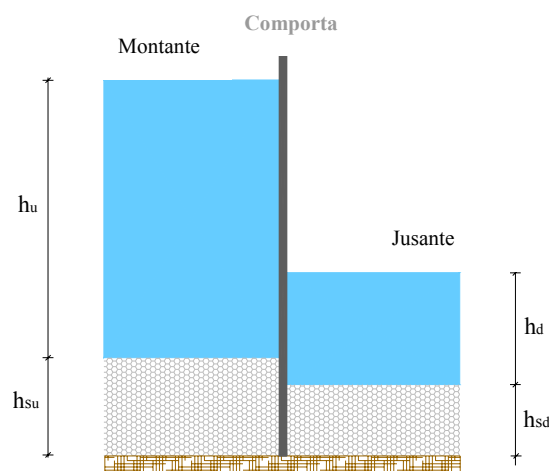


Figura 2 – Representação esquemática das condições iniciais dos ensaios. Os símbolos h_u e h_d representam as alturas iniciais de água a montante e a jusante da comporta, respectivamente; h_{su} e h_{sd} representam as cotas do fundo iniciais a montante e a jusante da comporta, respectivamente.

Os principais passos do procedimento experimental subjacente a cada teste são: i) colocar a comporta na posição inicial, ou seja em posição de lançamento; ii) dispor os sedimentos no leito por forma a obter dois planos horizontais de cotas h_{su} e h_{sd} (Figura 2); iii) encher com água os compartimentos de montante e jusante até aos níveis requeridos pelo ensaio em análise (ver Figura 2); iv) simular a ruptura instantânea da barragem, ou seja, lançar a comporta.

Note-se que, para garantir a repetibilidade, houve que garantir com especial zelo a igualdade das condições iniciais dos testes de cada ensaio. Refira-se também que se realizaram todos os ensaios com o leito a jusante totalmente saturado, mesmo se $h_d = 0,0$.

A caracterização das condições iniciais foi levada a cabo com base nos parâmetros adimensionais

$$\alpha' = \frac{h_d}{\varphi_L} \text{ e } \delta' = \frac{h_{su} - h_{sd}}{\varphi_L} \quad (1), (2)$$

em que $\varphi_L = h_u + h_{su} - h_{sd}$ representa a diferença entre o nível da superfície livre a montante e o nível do fundo a jusante.

As condições iniciais e os parâmetros adimensionais relativos a cada teste apresentam-se no Quadro 1. Foram realizados oito ensaios, a que correspondem quarenta testes, um dos quais com água a jusante.

Quadro 1 – Condições iniciais e parâmetros adimensionais dos ensaios realizados.

Ensaio	h_d (m)	h_{sd} (m)	h_u (m)	h_{su} (m)	α'	δ'
E35.1	0,000	0,125	0,400	0,075	0,000	-0,143
E35.2	0,000	0,125	0,350	0,125	0,000	0,000
E35.3	0,000	0,125	0,300	0,175	0,000	0,143
E35.4	0,000	0,125	0,250	0,225	0,000	0,286
E35.5	0,010	0,125	0,250	0,225	0,029	0,286
E25.1	0,000	0,125	0,300	0,075	0,000	-0,200
E25.2	0,000	0,125	0,250	0,125	0,000	0,000
E25.3	0,000	0,125	0,200	0,175	0,000	0,200

Descreve-se de seguida os processos que conduziram à obtenção dos resultados experimentais.

2.4 Tratamento dos dados experimentais brutos

2.4.1 Perfis do escoamento

Os perfis do escoamento e a identificação das camadas com que o escoamento se processa, foram determinados a partir das imagens de vídeo gravadas em cada ensaio.

Registaram-se 3 segundos de tempo de ensaio, suficiente para que o escoamento atingisse a fronteira de jusante, e trataram-se 4 tramas em cada segundo. O processo de obtenção do perfil da superfície livre ilustra-se na Figura 3. Consiste na picotagem manual, e consequente obtenção de coordenadas (x,y) , do número suficiente de pontos que permita uma boa resolução do andamento da superfície livre. ao longo do canal.

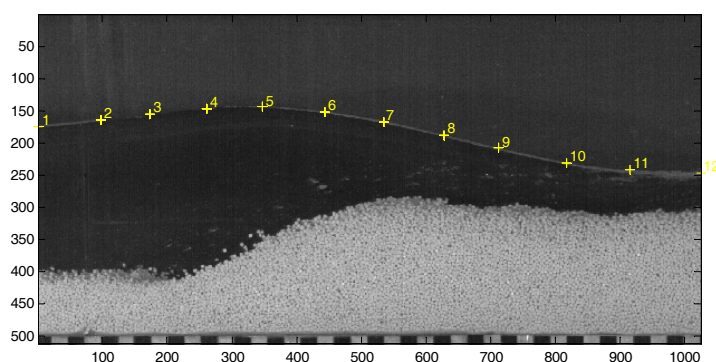


Figura 3 – Exemplo de picotagem da superfície livre (posição 4 - teste E35.1 no instante $t = 1$ s).

A transformação destas coordenadas nos perfis pretendidos passou por uma transformação de coordenadas, em que se considerou o tamanho das figuras (512x1024 pixels) e a sobreposição das imagens filmadas em cada posição.

A delimitação da camada de transporte foi determinada com base num procedimento semelhante

ao ilustrado na Figura 3. Contudo, a superfície inferior foi determinada com base em imagens obtidas pela subtração de duas tramas consecutivas. Os grãos em movimento geram uma imagem perturbada, ao passo que, na zona dos grãos imóveis, a imagem é neutra. A picotagem delimita as zonas perturbada e neutra. Em alguns casos, como complemento ao processo de picotagem, foi necessário proceder à determinação da velocidade dos grãos junto ao leito. O método utilizado, baseado em polígonos de Voronoï, é descrito em CAPART et al. (2002). Refira-se que o limite inferior do diâmetro dos grãos foi escolhido por forma a garantir uma resolução adequada ao tratamento automático das imagens.

2.4.2 Concentração de sedimentos na camada de transporte

A concentração de sedimentos na camada de transporte, C_c , foi calculada, em cada instante, por

$$C_c = (1 - p) \frac{\nabla_e}{\nabla_t} \quad (3)$$

onde p é a porosidade do leito, ∇_e é a diferença entre o perfil inicial do leito e o perfil do leito no instante t e ∇_t é o volume de sedimentos contidos na camada de transporte no instante t . A concentração inicial do leito, $C_0 = 1 - p$ é igual a 0,5. O cálculo dos volumes ∇_e e ∇_t obedece aos princípios ilustrados nas Figuras 4 e 5.

No caso particular apresentado na Figura 4, as condições iniciais do ensaio correspondem a leito horizontal. A diferença entre a configuração inicial do teste e a camada de sedimentos em repouso é um volume que, por unidade de área, é representado por ∇_e .

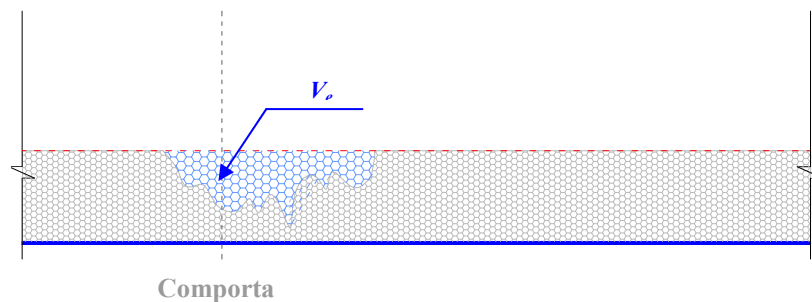


Figura 4 – Volume erodido, num determinado instante, por unidade de largura de canal.

O volume contido entre os limites superior e inferior da camada de transporte é, por unidade de largura, representado por ∇_t na Figura 5. A variável ∇_t corresponde, portanto, ao volume, por unidade de largura do canal, que os sedimentos ocupam quando se encontram em movimento.

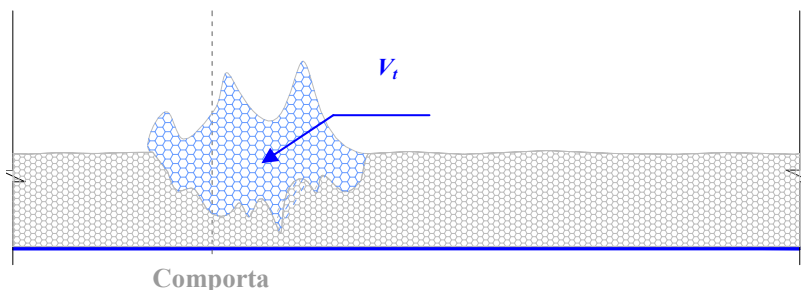


Figura 5 – Volume de sedimentos, por unidade de largura de canal, contidos, num determinado instante, na camada de transporte.

A massa de sedimentos em movimento é, pela equação de conservação da massa, igual à massa contida no volume ∇_e , o que justifica a Eq. (3).

Se $\nabla_t > \nabla_e$, verifica-se que a dilatação é condição necessária para o escoamento. O factor ∇_e/∇_t representa, portanto, o inverso de um coeficiente de dilatação. Assim, a concentração média de sedimentos na camada de transporte, num determinado instante, resulta da aplicação do inverso do coeficiente de dilatação à concentração inicial de sedimentos no leito.

2.5 Solução teórica das equações de conservação

O problema de valor inicial configurado pelas equações de conservação, do tipo Saint-Venant/Exner, e pelas condições iniciais ilustradas na Figura 2 é um problema de Riemann. Se se eliminarem os termos relativos à resistência ao escoamento é possível construir uma solução teórica com base no teorema de Lax (cf. FERREIRA 2005, p. 360, FRACCAROLLO & CAPART, 2002), i.e., composta por ondas (choques ou ondas de expansão) mediadas por estados constantes.

FERREIRA (2005), pp. 359-378, divisou uma solução teórica para as equações de Saint-Venant/Exner que se compõe por três ondas e quatro estados constantes. A natureza das ondas depende das condições iniciais. Assim, para valores elevados de α' e para $\delta' \neq 0$, a solução, designada de tipo A, compreende dois choques, com progressão para jusante, e uma onda de expansão. A solução de tipo B ocorre para valores reduzidos de α' e compõe-se de duas ondas de expansão e um choque. Os perfis do escoamento e da velocidade que caracterizam cada estas soluções mostram-se na Figura 6.

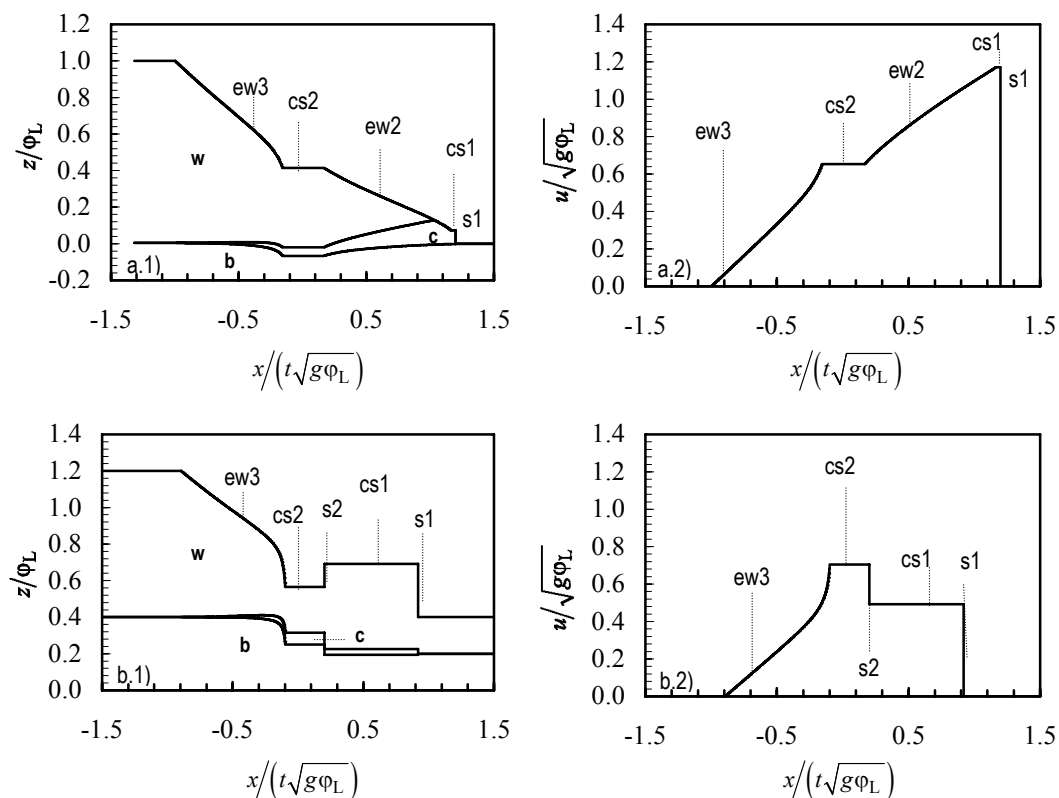


Figura 6 – Solução teórica das equações de Saint-Venant/Exner. a.1) solução do tipo B, perfis do escoamento. a.2) solução do tipo B, velocidade; a.1) solução do tipo A, perfis do escoamento. a.2) solução do tipo A, velocidade.

Sem os termos de fonte relativos à resistência ao escoamento, a solução das equações de conservação é auto-similar, i.e., a sua estrutura é invariante no tempo.

A Figura 6a.1) mostra o perfil auto-similar do escoamento da solução do tipo B. Identificam-se as camadas **w**, água limpa, **c** camada de transporte, e **b**, leito. Na Figura 6a.2) mostra-se o perfil longitudinal da velocidade. A solução do tipo A é ilustrada na Figura 6b). O perfil do escoamento é descontínuo (Figura 6b.1) e exibe um ressalto hidráulico associado a uma onda de sedimentos de frente abrupta (choque s2). Da mesma forma, o perfil da velocidade (Figura 6b.2) é descontínuo e exibe uma diminuição brusca da velocidade através do choque s2.

Explique-se de seguida o critério usado para o cálculo da velocidade média, $\langle u \rangle$, em cada ensaio. Na solução do tipo B, considera-se que o transporte sólido só é significativo no trecho que compreende o estado constante cs2, a onda de expansão ew2 e o estado constante cs1. A velocidade média é calculada por

$$\langle u \rangle = \frac{1}{s_1 - x_+^{(2)}} \int_{x_+^{(2)}}^{s_1} u \, dx \quad (4)$$

em que $x_+^{(3)}$ é a abcissa da secção mais a jusante da segunda onda de expansão (ew3 na Figura 6) e s_1 é a abcissa da secção onde se localiza o primeiro choque.

Na solução do tipo A, calculou-se a velocidade média do ensaio por uma média aritmética simples das velocidades dos estados constantes cs1 e cs2.

Com base na velocidade determinada por estes critérios, a velocidade de atrito calcula-se por

$$u_* \equiv \sqrt{\tau_0 / \rho^{(w)}} = \sqrt{C_f} \langle u \rangle \quad (5)$$

O parâmetro de Shields ou tensão de arrastamento junto ao fundo adimensional, é

$$\theta = \frac{u_*^2}{g(s-1)d} \quad (6)$$

em que s é a densidade das partículas, d é o diâmetro equivalente das partículas e g é a aceleração da gravidade.

3 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 Perfis do escoamento

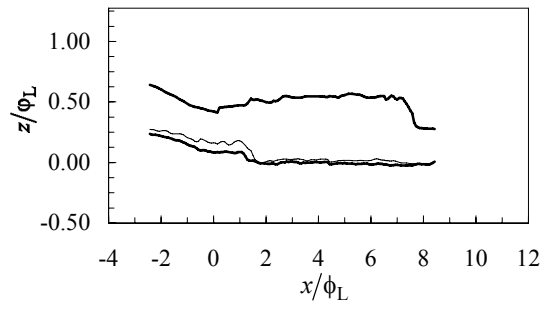
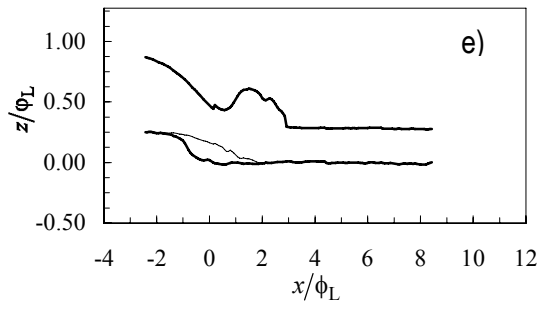
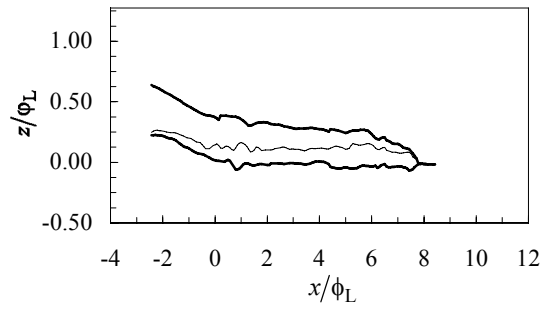
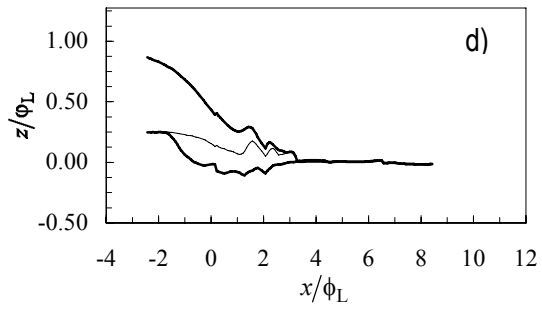
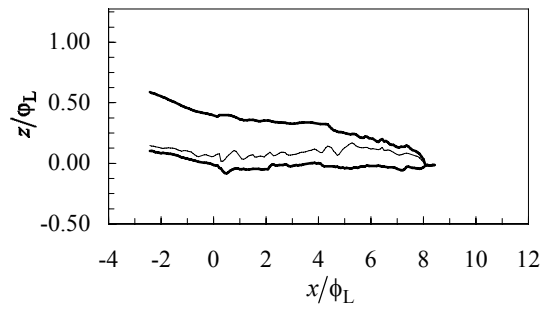
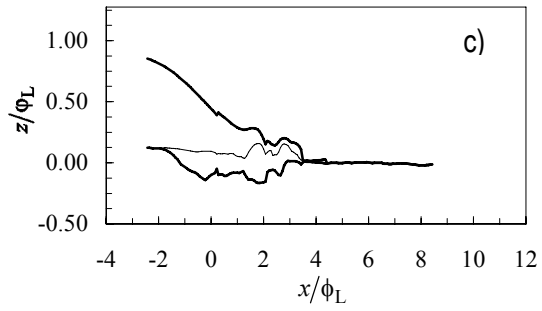
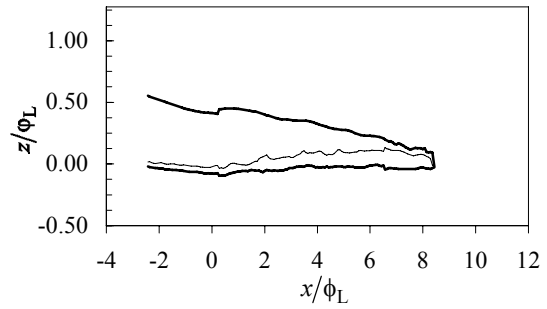
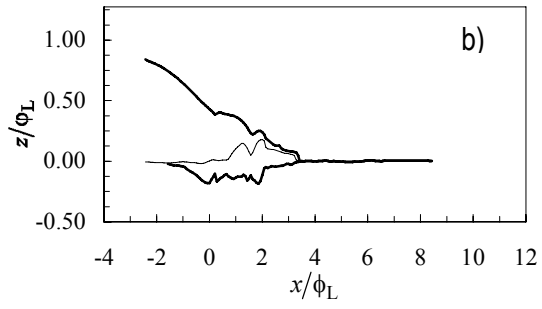
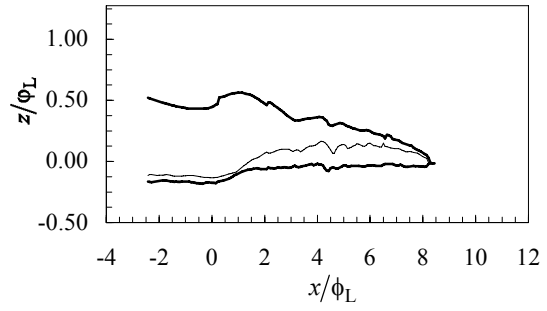
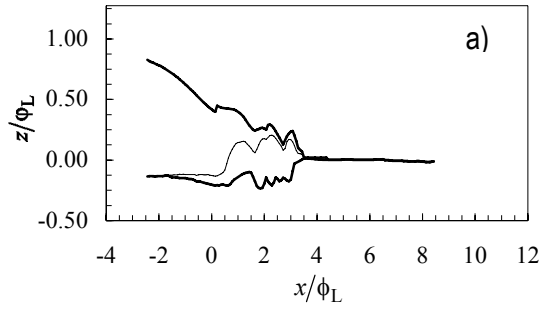
A Figura 7 mostra, nos instantes $t = 0,5$ e $t = 1,5$ s, os perfis do escoamento correspondentes aos ensaios identificados no Quadro 1. Observa-se que a camada de transporte se forma nos instantes iniciais por liquefacção do leito. Esta liquefacção deve-se à acção do fluido entrado em movimento por efeito do gradiente inicial de pressão mas também por acção do movimento da comporta e, nos ensaios com desnível inicial positivo (E35.3, E35.4, E35.5 e E25.3, figuras 7c), d), e) e h), respectivamente), a liquefacção decorre da instabilidade do talude inicial no sentido do escoamento.

Após os primeiros instantes, a camada de transporte estabelece-se em função do diâmetro, da densidade e do ângulo de atrito no leito, ϕ_b , e do estado de agitação das mesmas. Este último factor depende essencialmente da velocidade do escoamento e do coeficiente de restituição das partículas.

FERREIRA (2005), p. 345, determinou uma relação funcional para a espessura da camada de transporte válida para escoamentos geomórficos. Esta relação pode escrever-se

$$h_c/d = 5.5\theta + 1.5 \quad (7)$$

em que d representa o diâmetro das partículas. Os coeficientes numéricos dependem dos parâmetros e variáveis anteriormente citados.



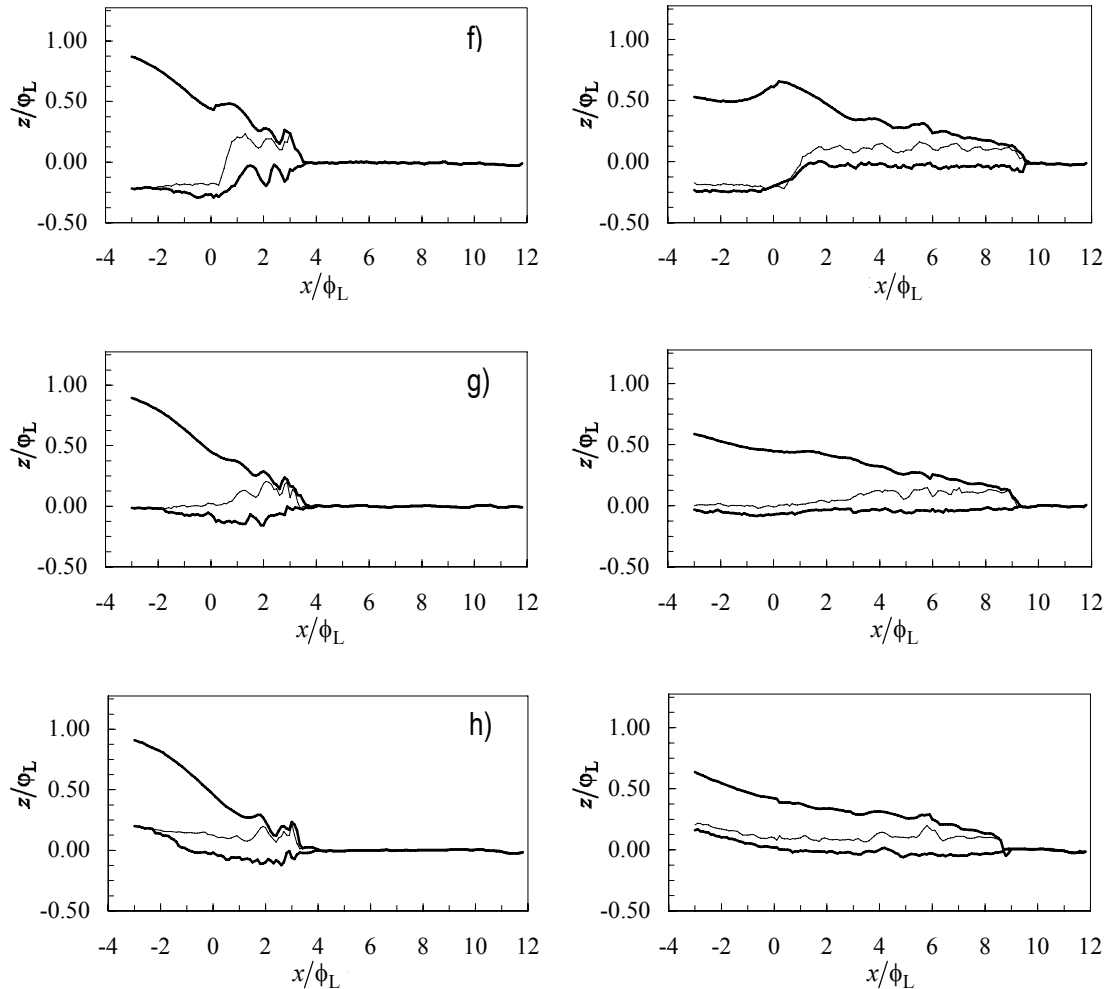


Figura 7 – Perfis da superfície livre e dos limites superior e inferior da camada de transporte nos instantes $t = 0,5$ s (esquerda) e $t = 1,5$ s (direita). Ensaios: a) E35.1; b) E35.2; c) E35.3; d) E35.4; e) E35.5; f) E25.1; g) E25.2; h) E25.3.

Mostra-se também na Figura 7 que a onda resultante da remoção da comporta é de frente abrupta, como previsto pela solução teórica. O ressalto hidráulico previsto pela solução teórica do tipo A ocorre no ensaio E35.5, embora com uma força menor que a prevista teoricamente (detalhes em AMARAL 2004, pp. 57 e 72).

Os efeitos da resistência ao escoamento são discutidos em §3.4.

3.2 Concentrações na camada de transporte

A Figura 8 mostra os resultados da aplicação dos procedimentos descritos em §2.4.2 aos perfis do escoamento identificados nos vários instantes para os quais as imagens foram tratadas.

Nos instantes iniciais, as perturbações inerentes ao início do escoamento impedem o cálculo da concentração. Uma vez estabelecido o escoamento, a concentração média de cada ensaio é essencialmente invariante no tempo, sendo, na Figura 8, visível um patamar de equilíbrio. Assim, a concentração média de cada ensaio foi calculada por uma média aritmética das concentrações que pertencem a esse patamar.

Na Figura 8 apresentam-se também os valores numéricos das concentrações médias em cada ensaio.

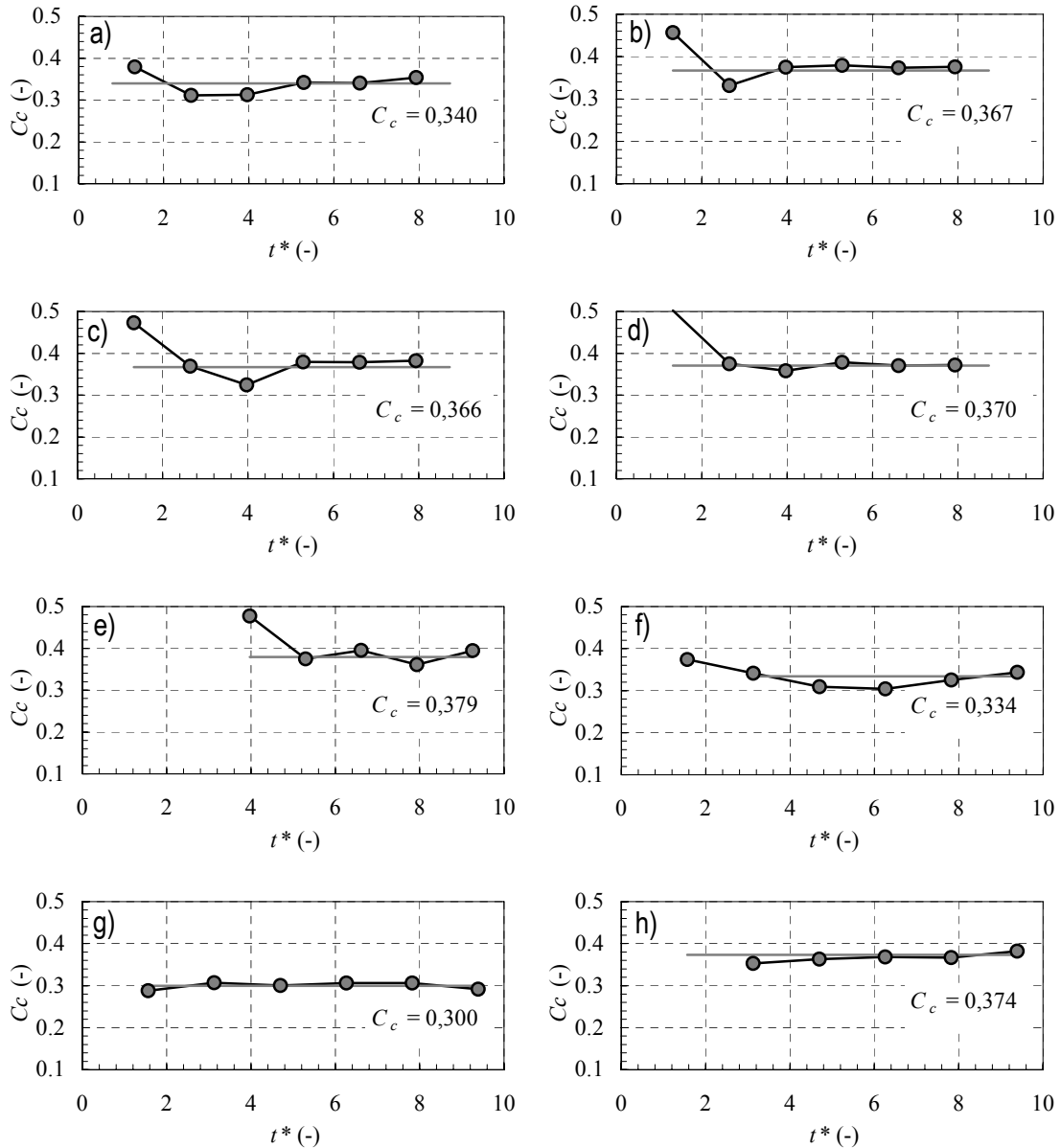


Figura 8 – Evolução temporal da concentração média de sedimentos na camada de transporte. O tempo adimensionalizado é $t^* = t\sqrt{g/\phi_L}$. Ensaio: a) E35.1; b) E35.2; c) E35.3; d) E35.4; e) E35.5; f) E25.1; g) E25.2; h) E25.3.

3.3 Velocidades e tensões de arrastamento

A Figura 9 mostra dois exemplos de ajustamento entre os perfis determinados experimentalmente e as soluções teóricas. Determinou-se o tipo de solução com base nos valores de α' e δ , de acordo com FERREIRA (2005), p. 429.

Os efeitos da resistência ao escoamento são, na Figura 9a), visíveis nos resultados experimentais pelo ligeiro atraso, em abcissas auto-similares, da posição da frente de onda. Na Figura 9b) é manifesto que os efeitos da resistência ao escoamento são desprezáveis, uma vez que a posição da frente de onda não se altera no tempo e coincide com a posição prevista pela solução teórica.

Desprezando, para a solução do tipo B, os efeitos da resistência ao escoamento, calcularam-se as velocidades médias do escoamento de acordo com os procedimentos descritos em §2.5.

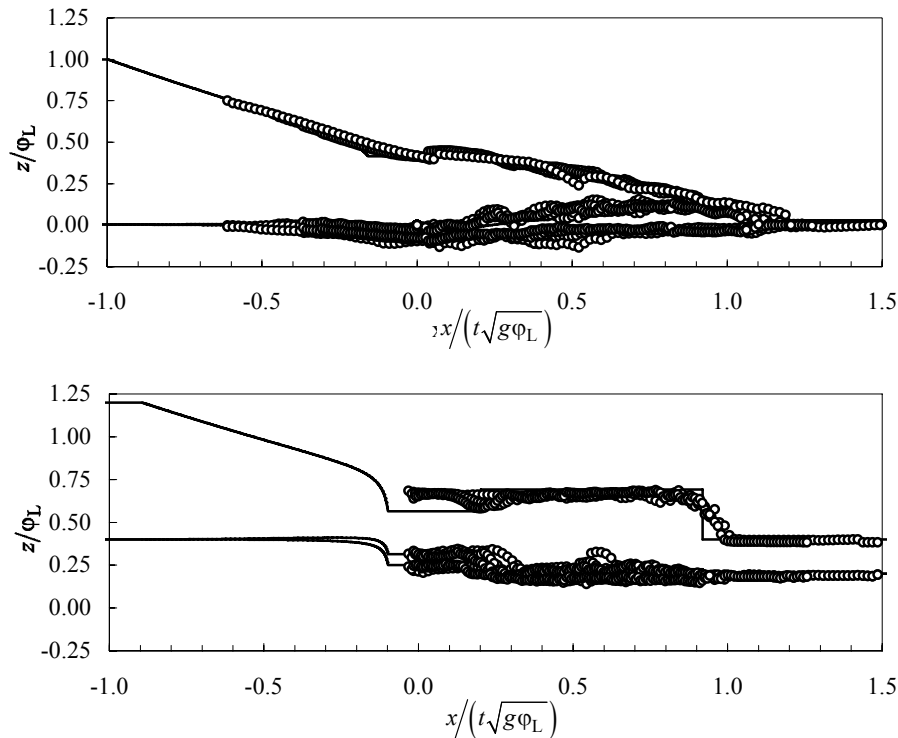


Figura 9 – Ajustamento entre os perfis medidos e a solução teórica. a) Solução do tipo B b) Solução do tipo A. A solução teórica é representada por linhas negras (———). Os perfis determinados experimentalmente representam-se por círculos (○).

Os valores das velocidades médias e das tensões de Shields apresentam-se no Quadro 2.

Quadro 2 – Velocidades e parâmetros de Shields característicos de cada ensaio.

α'	δ'	$\langle u \rangle$ (m/s)	θ (-)
0,000	-0,200	1,71	1,00
0,000	0,000	1,56	0,84
0,000	0,200	1,65	0,93
0,000	-0,143	1,98	1,34
0,000	0,000	1,85	1,18
0,000	0,143	1,96	1,32
0,000	0,286	1,97	1,34
0,029	0,286	1,70	1,00

4. DISCUSSÃO

Os modelos matemáticos de solução numérica, aplicáveis a escoamentos geomórficos, são, em geral, baseados em equações de conservação do tipo Saint-Venant/Exner. Estes modelos necessitam, como equações de fecho, fórmulas de transporte sólido. Pretende-se avaliar criticamente a aplicabilidade de diversas fórmulas de transporte sólido disponíveis na literatura.

O caudal sólido, por unidade de largura do canal, característico de cada ensaio pode ser calculado por

$$\langle q_c \rangle = \langle C_c \rangle h_c \langle u \rangle \quad (8)$$

em que a espessura da camada de transporte é calculada pela Eq. 7. Adimensionalizando este parâmetro, obtém-se

$$\langle \phi \rangle = \frac{\langle q_c \rangle}{d\sqrt{(s-1)gd}} \quad (9)$$

As concentrações na camada de transporte e os caudais sólidos obtidos pela Eq. (9) serão comparadas com fórmulas de previsão de transporte sólido utilizadas em modelos matemáticos. Nestes, uma das fórmulas mais utilizadas é a de ACKERS e WHITE (1973). Esta fórmula pode escrever-se

$$\phi_{AW} = \frac{0,025}{0,17\sqrt{C_f}} \sqrt{\theta} (\sqrt{\theta} - 0,17)^{\frac{3}{2}} \quad (10)$$

As varáveis macroscópicas dos escoamentos geomórficos dependem essencialmente da escala do grão. Nestes escoamentos, não se registam formas de fundo; assim, tem-se $1/\sqrt{C_f} \approx \sqrt{32} \log(10h/d)$ e o parâmetro de mobilidade, F_g , da fórmula de Ackers e White – que incorpora simultaneamente efeitos de resistência do grão e de resistência de forma – reduz-se a $F_g = \sqrt{\theta}$. Na Eq. (10) estão ainda implícitos valores de parâmetros empíricos que correspondem a $d = 4,5$ mm e $s = 1,56$. Um dos coeficientes implícitos é o parâmetro de Shields crítico. Na fórmula de Ackers e White para grãos grosseiros, este parâmetro toma o valor 0,03.

Outra fórmula de uso corrente é a de Meyer-Peter e Müller, 1948 (YALIN 1972, p. 114). Mantendo o valor da tensão de arrastamento adimensional crítica igual 0,03, esta fórmula pode escrever-se

$$\phi_{MPM} = 8(\theta - 0.03)^{\frac{3}{2}} \quad (11)$$

A fórmula de Bagnold (BAGNOLD 1966) envolve o parâmetro de Shields crítico, o rendimento do escoamento e o ângulo de atrito junto ao leito, φ_b . Assumindo que o primeiro é 0,03, obtém-se

$$\phi_B = \frac{8.5e_b}{\tan(\varphi_b)} \theta^{\frac{1}{2}} (\theta - 0.03) \quad (12)$$

FERREIRA (2005), p. 280, propõe uma fórmula de transporte sólido válida para escoamentos geomórficos. Baseia-se no equilíbrio de tensões de natureza colisional, na camada de transporte, e friccional, no leito. A fórmula escreve-se

$$\phi_F = \frac{\theta^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{C_f} \tan(\varphi_b)} \quad (13)$$

Na Figura 10 comparam-se os resultados das Eq. (9) – resultados experimentais – e das Eqs. (10), (11) (12) e (13) – fórmulas teóricas.

As concentrações na camada de transporte podem ser obtidas, a partir das fórmulas teóricas, por

$$C_c = \phi \frac{d \sqrt{(s-1)gd}}{h_c u} \quad (14)$$

Considerando que a concentração de sedimentos na camada de transporte é uma função monótona da velocidade, a qual, como se mostra na Figura 6, é monótona entre os segundo e primeiro estados constantes, é possível determinar teoricamente o erro cometido na aproximação de $\langle C_c \rangle$ à função empírica $C_c(\theta)$, sendo esta última uma função determinada com base em medições de concentração numa sequência de escoamentos uniformes caracterizados pelos seus valores de θ .

Os detalhes do procedimento de determinação do erro podem consultar-se em FERREIRA e AMARAL (2006). A fórmula para este erro é $\varepsilon = 0,01 \ln(L) + 0,06$. Os resultados da concentração de sedimentos na camada de transporte e respectivos erros, mostram-se na Figura 10b).

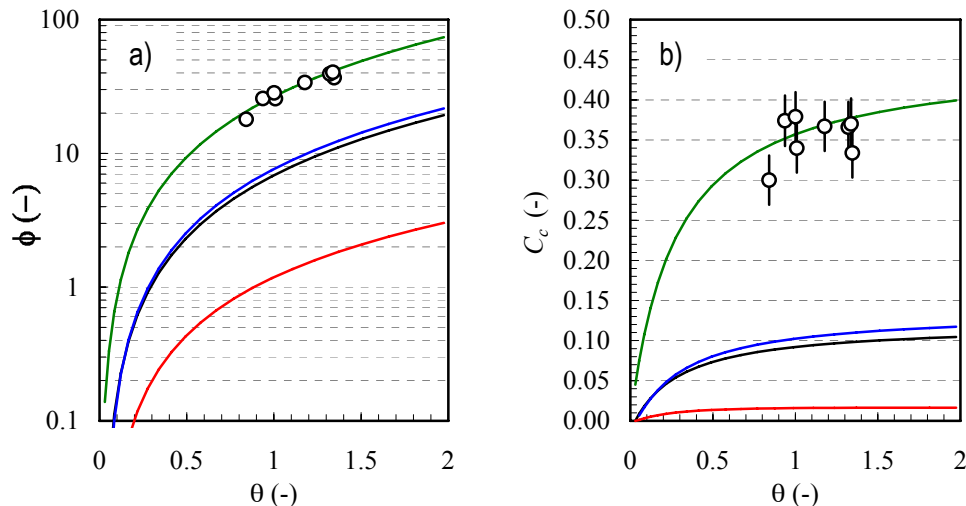


Figura 10 – Comparação entre resultados teórico-experimentais e fórmulas de previsão de caudal sólido. a) Caudal sólido adimensional; b) concentração de sedimentos na camada de transporte.

Resultados experimentais representados por círculos (○). Fórmulas teóricas: Eq. (10): —, Eq. (11): —, Eq. (12): — e Eq. 13: —.

As fórmulas de ACKERS e WHITE (1973) e de Meyer-Peter e Müller, 1948, são de utilização corrente na prática da engenharia fluvial. Os resultados expressos na Figura 10 mostram que estas fórmulas não são adequadas para prever o caudal sólido em escoamentos geomórficos. No caso da fórmula de Ackers e White, constata-se que os maus resultados decorrem fundamentalmente da fraca dependência que os coeficientes empíricos registam em relação à densidade das partículas.

O valor de e_b na fórmula de Bagnold, Eq. (12), é, segundo BAGNOLD (1966), teoricamente limitado por 0,33, para escoamentos turbulentos. Todavia, o valor aconselhado pelo autor é cerca de metade do valor máximo. Utilizou-se, na Eq. (12), $e_b = 0,33$ mas o ajustamento entre os caudais sólidos calculados por esta equação e os valores medidos é permanece insatisfatório.

A fórmula proposta por FERREIRA (2005), p. 280, Eq. (13), foi deduzida com base em considerações de equilíbrio da camada de transporte em escoamentos geomórficos, o que justifica o bom ajustamento aos valores medidos. Nas Eqs. (12) e (13) utilizou-se $\tan(\varphi_b) = 0.4$. Este valor foi utilizado com bons resultados por FERREIRA (2005), Capítulo 3, na modelação de escoamentos geomórficos. O parâmetro $\tan(\varphi_b)$ corresponde à razão entre tensões de corte e normais na base da camada de transporte de sedimentos. Deve observar-se que BAGNOLD (1966) propõe $0.375 < \tan(\varphi_b) < 0.75$ para esferas de quartzo. Outros autores propõem valores distintos (cf. FERREIRA 2005, pp. 223-228). Sendo o desempenho da Eq. (13) muito dependente do valor de $\tan(\varphi_b)$, é essencial que este parâmetro seja bem caracterizado experimentalmente.

O coeficiente de resistência, C_f , necessário para as Eqs. (10) e (13), foi determinado teoricamente por FERREIRA (2005), p. 397. Utilizou-se $C_f = 0.0087$.

5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Pretendeu-se caracterizar a relação entre a concentrações e tensões de arrastamento num escoamento geomórfico resultante da ruptura de uma barragem. A qualidade das soluções numéricas dos modelos matemáticos aplicáveis àquele tipo de escoamentos depende da inclusão, nestes modelos, de fórmulas capazes de prever o caudal sólido.

Verificou-se que as fórmulas correntemente utilizadas na prática da engenharia fluvial, como as Eqs. (10) e (11) são manifestamente inadequadas para predição de caudais sólidos em escoamentos

com importantes impactos morfológicos. Os resultados obtidos com a Eq. (12) são também insatisfatórios, ainda que se considere o máximo rendimento teórico no transporte de sedimentos por arrastamento. A Eq. (13) tendo sido especificamente desenvolvida para escoamentos caracterizados por elevados valores da tensão de arrastamento junto ao fundo, apresenta, naturalmente, o melhor ajustamento aos resultados experimentais.

O parâmetro $\tan(\varphi_b)$ é essencial para a os resultados da Eq. (13). Havendo na bibliografia notória discrepância nos valores deste parâmetro, é recomendável que se proceda à sua caracterização experimental.

A metodologia seguida neste trabalho incorporou trabalho teórico, o cálculo das velocidades características de cada ensaio, e experimental. É recomendável que haja menor influência de considerações de índole teórico. Assim, considera-se fundamental em estudos futuros que se proceda à medição de velocidades, não só do escoamento líquido mas, e principalmente, da mistura de água e sedimentos na camada de transporte.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro garantido pela Comissão Europeia ao projecto IMPACT ao abrigo do 5º Programa Quadro (1998-2002), programa temático Ambiente e Desenvolvimento Sustentável, oficiado por Karen Fabbri.

O primeiro autor expressa ainda a sua gratidão ao Professor Yves Zech e ao Dr. Benoit Spinewine pelo apoio prestado durante o trabalho experimental na *Université Catholique de Louvain la Neuve*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKERS, P.; WHITE, W. R. (1973). "Sediment transport – new approach and analysis". *J. Hydraul. Division*, ASCE, **99**(HY11): 2041-2060.

AMARAL, S. R. C. (2004). *Experimental Characterization of 1D Dam-Break Wave Over Cohesionless Sediment Beds*. Dissertação realizada no âmbito da graduação em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

BAGNOLD, R. A. (1966). "An approach to the sediment transport problem from general physics". *U.S. Geological Survey Professional Paper*, 442-1.

CAPART, H; YOUNG, D. L.; ZECH, Y. (2002). "Voronoi imaging methods for the measurement of granular flows". *Experiments in Fluids*, **32**: 121-135.

FERREIRA, R. M. L. (2005). *River Morphodynamics and Sediment Transport. Conceptual Model and Solutions*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

FERREIRA, R. M. L.; AMARAL, S. R. C. (2006). "Sediment discharge in geomorphic dam-break flows". *Ingeniería*, Universidad Autonoma de Yucatán (em preparação).

FRACCAROLLO; CAPART (2002). "Riemann wave description of erosional dam-break flows". *J. Fluid Mech.* **461**: 183-228.

YALIN, S. (1972). *Mechanics of Sediment Transport*. 2ª Edição, Pergamon Press Lta, Oxford.