

# **EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE ENCONTROS E PILARES DE PONTES**

## **Parte I – Caracterização da situação de referência**

### **LOCAL SCOUR AT BRIDGE PIERS AND ABUTMENTS**

#### **Part I – Characterisation of the reference situation**

*Lúcia Teixeira Couto*

*Eng<sup>a</sup> Civil, Assistente de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, membro da APRH n.º 720.*

*António Heleno Cardoso*

*Professor Associado do Instituto Superior Técnico (Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura), membro da APRH n.º 342.*

**RESUMO** – Neste artigo, procede-se a uma revisão de conhecimentos sobre o tema das erosões localizadas junto de encontros e pilares de pontes em leitos aluvionares. Merecem particular atenção aspectos como a estrutura do escoamento nas cavidades de erosão, a evolução temporal da profundidade dessas cavidades e a caracterização do correspondente valor máximo para obstáculos padrão e para a situação de referência.

**ABSTRACT** – In this paper, a state-of-the-art review on the topic of local scour at bridge piers and abutments in alluvial rivers is presented. The review is focused on the internal flow structure within the scour hole, on the time evolution of scour depth and on its ultimate value for standard obstacles and for the reference situation.

## **1. INTRODUÇÃO**

As erosões localizadas podem ocorrer em leitos móveis na vizinhança de estruturas rígidas, em resultado de modificações induzidas por essas estruturas nos perfis de velocidades médias, de intensidade da turbulência e das tensões de Reynolds do escoamento.

As erosões localizadas podem conduzir à queda ou à rotura parcial de pontes quando as estruturas rígidas que as originam são os encontros ou os pilares dessas pontes<sup>(1)</sup>.

Apesar da importância do problema e das várias formulações existentes com vista à determinação da profundidade das cavidades de erosão, as correspondentes previsões

---

<sup>(1)</sup> – Adotar-se-á, por vezes, a designação genérica de obstáculos para os encontros e pilares de pontes.

nem sempre se têm revelado satisfatórias. Este insucesso decorre, em parte, da dificuldade em considerar a complexidade dos fenómenos envolvidos, designadamente a influência da estrutura do escoamento na proximidade dos obstáculos.

Até ao princípio da década passada, os conhecimentos disponíveis eram de alcance e de qualidade diferentes consoante se tratava de pilares ou de encontros. A literatura sobre erosões localizadas junto de pilares era extensa, conhecendo-se inclusivamente avanços obtidos por via da modelação matemática. Em contrapartida, a literatura referente a erosões localizadas junto de encontros de pontes era menos extensa. Estudos mais recentes, realizados em vários países, com particular destaque para a Nova Zelândia, vieram colmatar a referida lacuna, impondo-se, actualmente, sistematizar a informação disponível.

São de três tipos as erosões susceptíveis de ocorrer, em simultâneo, junto de obstáculos situados no seio de escoamentos sobre fundos aluvionares:

- *erosões generalizadas*, que não dependem da existência desses obstáculos;
- *erosões por contracção*, que ocorrem quando os obstáculos provocam estreitamentos significativos da secção do escoamento aumentando a respectiva velocidade média e poder erosivo;
- *erosões localizadas*, que resultam directamente da existência de obstáculos no seio do escoamento.

Este artigo trata exclusivamente a questão das erosões localizadas. Merecem particular atenção aspectos como a estrutura do escoamento nas cavidades de erosão, a evolução temporal da profundidade dessas cavidades e a caracterização do correspondente valor máximo, para obstáculos padrão e para a situação de referência.

Consideram-se obstáculos padrão o pilar cilíndrico – no caso dos pilares – e a parede plana vertical, fina, alinhada perpendicularmente à direcção do escoamento. A situação de referência corresponde a um escoamento num canal rectangular muito largo, com fundo de areia praticamente uniforme, não susceptível de proporcionar o desenvolvimento de rugas, e com velocidade igual à velocidade crítica de início de movimento dos grãos.

## **2. ESTRUTURA DO ESCOAMENTO EM TORNO DE PILARES E DE ENCONTROS DE PONTES**

O escoamento completamente desenvolvido a montante de um obstáculo apresenta, em geral, uma distribuição de velocidades que, aumentando do fundo para a superfície livre, pode ser aproximadamente representada pela lei logarítmica. Ao encontrar o obstáculo, as velocidades anulam-se (efeito de estagnação), facto que se traduz, à distância  $y$  do fundo, num incremento do termo de pressão praticamente igual a  $\rho[u(y)]^2/2$ .

Esse incremento é, assim, maior junto da superfície livre, onde as velocidades são mais elevadas, do que junto ao fundo. Pode observar-se um aumento do nível da superfície livre a montante do obstáculo e o aparecimento de uma *superfície de enrolamento* ou *rolo* e de um *escoamento descendente* (ver Fig. 1 para o caso de um pilar cilíndrico), que alguns autores consideram responsável pelo início do processo erosivo. Além disso, em consequência da referida alteração do campo de pressões, ocorre a separação do escoamento junto ao fundo, um pouco a montante do obstáculo. O escoamento descendente, ao incidir no fundo, é parcialmente deflectido para montante. A acção combinada do escoamento descendente deflectido e do escoamento separado dá origem, no caso de pilares, ao chamado *vórtice em ferradura*, a que, por sua vez, outros autores atribuem a génese do processo erosivo.

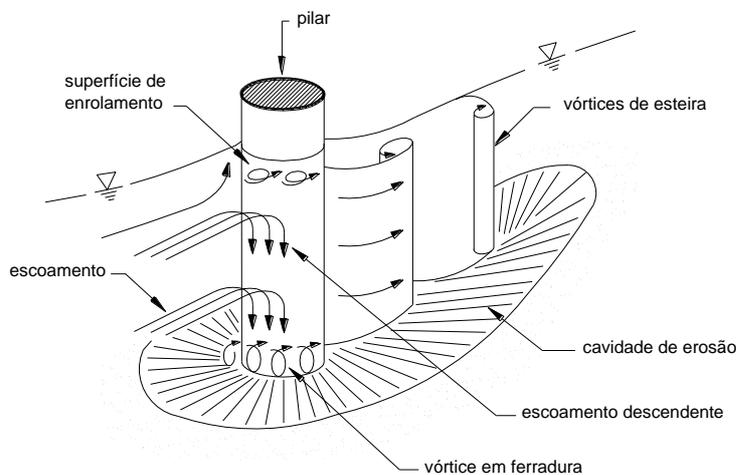


Fig. 1 – Estrutura do escoamento na proximidade de um pilar cilíndrico (adaptada de BREUSERS e RAUDKIVI (1991), p. 56)

O vórtice em ferradura dissipa-se, mais a jusante, no seio do escoamento, contribuindo para a respectiva turbulência ambiente; participa activamente na escavação do fundo tanto para montante como, principalmente, para jusante.

O fenómeno de separação não ocorre somente junto ao fundo; também se pode observar, no caso de um pilar, na respectiva superfície lateral, de onde se desprendem periodicamente *vórtices de esteira*. Estes vórtices acompanham o escoamento principal para jusante e apresentam sentidos de rotação alternadamente opostos ao longo do percurso. Actuam no processo de erosão através de um efeito de sucção, quase vertical, das partículas do fundo. Assim, enquanto o vórtice em ferradura provoca, essencialmente, o arrastamento do material do fundo, os vórtices de esteira arrancam esse material através do efeito de sucção e transportam-no, depois, em suspensão.

Embora, como no caso dos pilares, a estrutura do escoamento em torno de encontros de pontes dependa das respectivas formas, sabe-se que, apesar de mais complexa,

essa estrutura apresenta bastantes semelhanças com a do escoamento em torno de pilares. As linhas de corrente em torno dos encontros convergem na proximidade da respectiva extremidade, induzindo aumentos das tensões de arrastamento susceptíveis de iniciar, só por si, o processo erosivo. A estrutura do escoamento pode ser resumidamente descrita como constituída pela *superfície de enrolamento*, *escoamento descendente*, *vórtice principal*, *vórtice secundário* e *vórtices de esteira*.

A ocorrência da superfície de enrolamento, do escoamento descendente e dos vórtices de esteira explica-se de modo inteiramente semelhante às correspondentes estruturas organizadas junto de pilares de pontes e o vórtice principal corresponde, praticamente, a metade do vórtice em ferradura. Simplesmente, no caso dos encontros, ocorre também a separação da camada limite junto à margem, originando um vórtice de eixo vertical que se manifesta, por vezes, até à superfície livre do escoamento. O eixo deste vórtice inflecte e liga-se ao vórtice principal, acabando ambos por constituir uma única estrutura.

Na Fig. 2 representa-se a estrutura do escoamento em torno de um encontro com cabeça semicilíndrica proposta por KWAN (1984), p. 108. Esta figura permite evidenciar a existência do vórtice secundário, rodando em sentido contrário ao vórtice principal, e de uma cumeada que separa o fundo de ambos os vórtices, reflectindo a forma como eles interagem.



Fig. 2 – Representação esquemática da estrutura do escoamento em torno de um obstáculo (segundo KWAN (1984), p. 108)

### **3. EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE OBSTÁCULOS PADRÃO PARA A SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA**

#### **3.1 – Introdução**

A análise do processo erosivo junto de obstáculos envolve um elevado número de variáveis independentes. Essas variáveis são as seguintes:

- *variáveis referentes ao escoamento de aproximação:*  
altura média,  $h$ ;  
perda de carga unitária,  $J$ ;  
aceleração da gravidade,  $g$ ;
- *variáveis características do fluido:*  
massa volúmica,  $\rho$ ;  
viscosidade cinemática,  $\nu$ ;
- *variáveis relativas ao material de fundo:*  
diâmetro mediano,  $D_{50}$ ;  
coeficiente de graduação da curva granulométrica,  $\sigma_D$ ;  
massa volúmica,  $\rho_s$ ;
- *variáveis descritivas do obstáculo:*  
comprimento de um encontro,  $L$ , ou diâmetro de um pilar cilíndrico,  $D_p$ ;  
ângulo entre o alinhamento do obstáculo e a margem situada a jusante,  $\theta$ ;  
coeficiente de forma do obstáculo,  $K_f$ ;
- *variáveis referentes à geometria do canal:*  
largura da secção transversal,  $B$ ;  
declive do fundo,  $i$ ;  
coeficiente de forma da secção transversal,  $K_g$ ;
- *tempo,  $t$ .*

A profundidade máxima das cavidades de erosão num dado instante,  $h_s(t)$ , pode, por isso, ser expressa por

$$h_s(t) = \varphi(h, J, g, \rho, \nu, D_{50}, \sigma_D, \rho_s, L, \theta, K_f, B, i, K_g, t) \quad (1)$$

em que  $\varphi$  designa função genérica e  $L$  tanto pode significar comprimento de um encontro como diâmetro de um pilar.

No caso de escoamentos uniformes, tem-se  $J = i$ ; tratando-se de canais rectangulares muito largos, o raio hidráulico é aproximadamente igual à altura do escoamento ( $R \approx h$ ). Nestas condições, a velocidade de atrito junto ao fundo,  $u_*$ , é dada por  $u_* = \sqrt{ghJ} = \sqrt{ghi}$ . Consequentemente, tendo presente que a densidade do material do fundo é  $s = \rho_s/\rho$ , a equação (1) vem

$$h_s(t) = \varphi_1(h, u_*, g, \rho, \nu, D_{50}, \sigma_D, s, L, \theta, K_f, B, K_g, t) \quad (2)$$

Com base em considerações do âmbito da análise dimensional, a equação anterior pode escrever-se

$$\frac{h_s(t)}{L} = \varphi_2\left(\frac{u_*^2}{(s-1)gL}; \frac{u_*L}{\nu}; \frac{h}{L}; \frac{B}{L}; \frac{L}{D_{50}}; \frac{u_*t}{\nu}; \sigma_D; s; K_f; K_g; K_0\right) \quad (3)$$

em que  $K_\theta$  é o parâmetro adimensional que traduz a influência do ângulo  $\theta$ . A experiência acumulada nas últimas décadas (ver, por exemplo, BREUSERS *et al.* (1977)) sugere a utilização do comprimento característico  $D_{50}$ , em vez de  $L$ , nos dois primeiros parâmetros do segundo membro da equação (3), vindo

$$\frac{h_s(t)}{L} = \varphi_3 \left( \frac{u_*^2}{(s-1)gD_{50}}; \frac{u_*D_{50}}{v}; \frac{h}{L}; \frac{B}{L}; \frac{L}{D_{50}}; \frac{u_*t}{v}; \sigma_D; s; K_f; K_g; K_\theta \right) \quad (4)$$

Esta equação pode tomar algumas formas alternativas. No caso de se pretender estudar a erosão junto de um pilar cilíndrico, a variável de adimensionalização adequada de  $h_s$  é o comprimento  $L = D_p$ . Tratando-se de um encontro, e consoante o valor de  $L/h$ , assim a variável de adimensionalização é  $L$  ou  $h$ .

Os parâmetros  $u_*^2 / [(s-1)gD_{50}]$  e  $(u_*D_{50})/v$  são os parâmetros da curva de Shields utilizada para caracterizar o início do movimento do material do fundo. De acordo com BREUSERS *et al.* (1977), o efeito destes parâmetros pode ser avaliado através de  $u_*/u_{*c}$ , que define o estado de movimento das partículas do fundo. A variável  $u_{*c}$  representa o valor crítico, de início do movimento, de  $u_*$ . A equação (4) pode escrever-se

$$\frac{h_s(t)}{L} = \varphi_4 \left( \frac{u_*}{u_{*c}}; \frac{h}{L}; \frac{B}{L}; \frac{L}{D_{50}}; \frac{u_*t}{v}; \sigma_D; s; K_f; K_g; K_\theta \right) \quad (5)$$

O parâmetro  $u_*/u_{*c}$  é frequentemente substituído com algumas vantagens de ordem prática pelo parâmetro  $U/U_c$ , em que  $U$  é a velocidade média do escoamento e  $U_c$  o correspondente valor crítico ou de início do movimento. Esta substituição é praticamente exacta no caso de escoamentos completamente desenvolvidos sobre fundos planos rugosos com ou sem transporte sólido generalizado (CARDOSO (1998)). A equação (5) vem, então

$$\frac{h_s(t)}{L} = \varphi_5 \left( \frac{U}{U_c}; \frac{h}{L}; \frac{B}{L}; \frac{L}{D_{50}}; \frac{u_*t}{v}; \sigma_D; s; K_f; K_g; K_\theta \right) \quad (6)$$

Nesta equação,  $U/U_c$  traduz o efeito da velocidade média do escoamento;  $h/L$  e  $B/L$  têm em conta as dimensões do obstáculo relativamente à altura e à largura da secção do escoamento;  $L/D_{50}$  traduz a influência da granulometria do material do fundo e  $\sigma_D$  a da forma da respectiva curva granulométrica;  $u_*t/v$  atende à evolução temporal;  $s$  é a densidade do material do fundo;  $K_f$  é o coeficiente que atende à forma do obstáculo e  $K_g$  é o que tem em conta a forma da secção transversal do escoamento de aproximação; finalmente,  $K_\theta$  traduz o efeito do ângulo de implantação do obstáculo.

A equação (6) é significativamente mais simples para obstáculos padrão e para a situação de referência, definidos na Introdução. Tratando-se de obstáculos padrão, a respectiva forma e orientação deixam de figurar na lista de variáveis ( $K_f = K_\theta = 1$ ). Para a situação de referência, o escoamento processa-se num canal rectangular muito largo ( $K_g = 1$ ), com fundo de areia ( $s \approx 2,75$ ) praticamente uniforme ( $\sigma_D < \approx 1,5$ ), não susceptível de proporcionar o desenvolvimento de rugas (o que implica  $D_{50} \gg 0,6$  mm), com uma velocidade igual à velocidade crítica de início do movimento ( $U/U_c \approx 1$ ). Admitindo que a relação  $L/D_{50}$  é tal que a granulometria do material do fundo deixa de influenciar a profundidade das cavidades de erosão – aspecto a discutir na Parte II – a equação anterior toma a forma

$$\frac{h_s(t)}{L} = \varphi_6 \left( \frac{h}{L}; \frac{u_* t}{v} \right), \quad (7)$$

que enquadra a discussão que se segue.

### 3.2 – Efeito do tempo no processo erosivo

As hipóteses que conduziram à equação (7) dificilmente se podem verificar todas em simultâneo. O efeito do tempo e da velocidade média do escoamento estão interligados, sabendo-se que as erosões localizadas podem ocorrer para duas condições de transporte sólido essencialmente distintas:

- *Erosões sem transporte sólido generalizado*, quando não existe movimento do material do fundo na zona do escoamento de aproximação, ou seja, no trecho situado a montante do obstáculo. Nestas condições, a tensão de arrastamento no fundo é inferior ou, no limite, igual à tensão crítica de arrastamento, o que corresponde à condição  $U/U_c \leq 1$ .
- *Erosões com transporte sólido generalizado*, quando o escoamento induz o movimento generalizado do material do fundo. Nesta situação, a tensão de arrastamento é superior à tensão crítica de arrastamento, o que é equivalente a ter-se  $U/U_c > 1$ .

Uma cavidade de erosão está em equilíbrio quando a quantidade de material sólido removido dessa cavidade, pelo escoamento, iguala a quantidade de material arrastado de montante para o seu interior.

Para valores muito baixos da velocidade não se observam erosões junto aos obstáculos e tudo se passa como se se tratasse de um escoamento com fundo fixo. Mantendo a altura do escoamento e para velocidades maiores, designadamente quando se ultrapassa localmente a velocidade crítica de início do movimento do material do fundo, inicia-se o processo de escavação da cavidade e de transporte do material sólido erodido.

A profundidade da cavidade de erosão aumenta rapidamente na fase inicial do processo. Nas zonas em que o ângulo do talude da cavidade em formação tende a ser superior ao ângulo de repouso do material submerso, ocorre o deslizamento de quantidades consideráveis de partículas para o fundo da cavidade. Essas partículas ficam disponíveis para serem transportadas para jusante. Através do processo de deslizamento, os limites da cavidade vão-se propagando lateralmente e para montante. Desta forma, a cavidade pode estender-se a zonas onde as tensões de arrastamento são inferiores à crítica. Os sedimentos são transportados em suspensão e por arrastamento e são depositados próximo do bordo de jusante da cavidade. Esta mancha de deposição dos sedimentos vai, por sua vez, sendo empurrada para jusante durante o desenvolvimento da cavidade.

Neste processo, o ritmo com que se atinge a fase de equilíbrio (cavidade de erosão estável, sem progredir nem regredir) depende da existência ou não de transporte sólido generalizado no escoamento de aproximação. Não havendo transporte, a progressão da cavidade de erosão em profundidade induz a diminuição das velocidades e das tensões tangenciais no seu interior até se atingirem valores que são insuficientes para arrastar o material sólido da cavidade para o escoamento a jusante, o que acontece ao fim de um intervalo de tempo consideravelmente alargado. À medida que a cavidade de erosão se desenvolve, o ritmo da escavação reduz-se gradualmente e a profundidade da cavidade atinge assintoticamente o valor de equilíbrio. Este equilíbrio é correntemente designado por *equilíbrio estático*, em oposição à situação que se descreve a seguir.

No caso de haver transporte sólido generalizado no decurso do processo, há simultaneamente remoção de sedimentos do fundo original e de sedimentos transportados de montante para o interior da cavidade. Na fase inicial, a quantidade de material que sai da cavidade excede a quantidade de material que nela entra, pelo que a erosão progride. Ao fim de algum tempo, a quantidade de material que entra na cavidade é praticamente igual à que sai. Neste caso, o equilíbrio é atingido muito mais rapidamente do que quando não há transporte sólido generalizado. Trata-se de um *equilíbrio dinâmico*, no qual a profundidade de erosão oscila entre certos limites. Estas oscilações são consequência da periodicidade com que o material sólido transportado de montante alimenta a cavidade de erosão e reflectem a passagem de configurações do fundo aluvionar (rugos, dunas, etc.). Neste contexto, define-se uma profundidade máxima de erosão,  $h_{sm}$ , e uma profundidade de erosão de equilíbrio,  $h_s$ , que corresponde ao valor médio em torno do qual oscila  $h_s(t)$  depois de se ter atingido o equilíbrio dinâmico. A profundidade  $h_{sm}$  é igual à soma de  $h_s$  com a semi-amplitude máxima das configurações do fundo. No primeiro caso referido, em que a erosão se dá sem transporte generalizado e uma vez que não há flutuações, o valor de  $h_{sm}$  é igual ao de  $h_s$ .

A evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão acabada de descrever encontra-se esquematizada na Fig. 3 tanto para erosões *sem transporte sólido generalizado* como para erosões *com transporte sólido generalizado*. As duas situações são caracterizáveis em termos da velocidade média do escoamento não perturbado,  $U$ , tendo-se, no primeiro caso,  $U/U_c < 1$  e, no segundo,  $U/U_c > 1$ .

A Fig. 3 evidencia que se, por um lado, é plausível que seja durante as cheias que se observam as maiores erosões localizadas (situação susceptível de ocorrer com transporte sólido generalizado), há circunstâncias em que essas erosões em escoamentos sem transporte sólido, para caudais moderados mas persistentes, podem ser igualmente importantes.

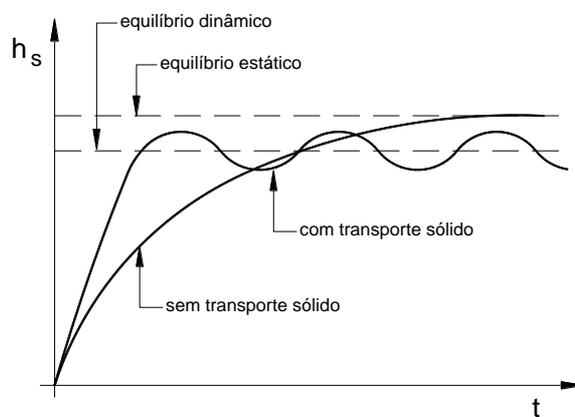


Fig. 3 – Evolução temporal de cavidades de erosão com e sem transporte sólido generalizado (adaptada de KWAN (1988), p. 23)

Independentemente da situação, as curvas que traduzem  $h_s(t) = \varphi(t)$  podem ser subdivididas em três trechos correspondentes a igual número de fases do processo erosivo:

- *fase inicial*, em que a profundidade máxima da cavidade de erosão aumenta muito rapidamente;
- *fase principal*, em que a cavidade se acentua em profundidade e em extensão de forma sistemática embora a um ritmo progressivamente decrescente;
- *fase de equilíbrio*, em que a cavidade de erosão deixa praticamente de evoluir.

Estas fases são facilmente identificáveis, conforme se ilustra na Fig. 4, com base nas mudanças de declive evidenciadas pela representação de  $h_s(t)$  em função de  $\log(t)$ .

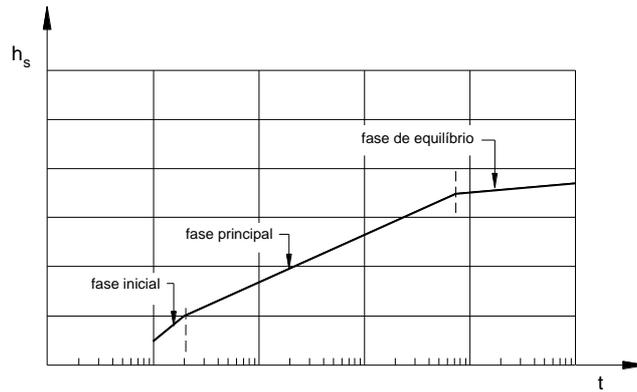


Fig. 4 – Identificação das fases do processo erosivo

Desde AHMAD (1953), vários autores têm proposto fórmulas empíricas de avaliação da evolução temporal da profundidade das cavidades de equilíbrio. Muitas delas, como é o caso da de VEIGA da CUNHA (1973), prevêm  $h_s(t) = \infty$  para  $t = \infty$ , o que não faz sentido uma vez que as cavidades deixam de evoluir quando, localmente, a capacidade de transporte do escoamento é estritamente satisfeita ou se anula. Em face desta dificuldade, surgiram algumas fórmulas válidas unicamente para a fase principal do processo erosivo. De entre estas merecem particular destaque as de ETTEMA (1980) e de FRANZETTI *et al.* (1982), válidas para pilares cilíndricos.

A fórmula de ETTEMA (1980) pode ser escrita na forma

$$\frac{h_s(t)}{D_p} = K_1 \log X + K_2 \quad \text{com} \quad X = \frac{D_{50}vt}{D_p^3} \quad (8)$$

em que  $X$  é o parâmetro adimensional que, em substituição de  $u \cdot t / \nu$ , traduz a influência do tempo no processo erosivo e  $K_1$  e  $K_2$  são constantes experimentais que dependem de  $u / u_{*c}$ .

A fórmula de FRANZETTI *et al.* (1982) é

$$\frac{h_s(t)}{h_s} = 1 - \exp \left[ a_1 \left( \frac{Ut}{D_p} \right)^{a_2} \right], \quad (9)$$

em que, para pilares cilíndricos,  $a_1 = -0,028$  e  $a_2 = 1/3$ . De notar que o parâmetro que traduz a influência do tempo também é, neste caso, diferente do que consta da equação (7).

CARDOSO e BETTESS (1999) estenderam as contribuições de Ettema e de Franzetti *et al.* ao caso de encontros padrão adoptando, em substituição do diâmetro  $D_p$ , o comprimento  $L$  do encontro como comprimento característico e postulando que  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $a_1$  e  $a_2$  dependem de  $L/h$  para satisfazer a seguinte generalização da equação (7):

$$N_{hs} = \varphi_7(N_L, N_t) \quad (10)$$

Nesta equação,  $N_{hs}$  e  $N_t$  representam as versões adimensionais de  $h_s(t)$  e de  $t$  implícitos às contribuições de ETTEMA (1980) e de FRANZETTI *et al.* (1982) e  $N_L = L/h$ . Cardoso e Bettess obtiveram as equações

$$K_1 = 0,595 \left(\frac{L}{h}\right)^{-0,716} \quad K_2 = 2,697 \left(\frac{L}{h}\right)^{-0,564} \quad a_1 = -0,015 \left(\frac{L}{h}\right) - 0,105 \quad (11)$$

e concluíram que  $a_2 \approx 0,353$  independentemente do valor de  $L/h$ .

Cabe aqui referir que as contribuições anteriores se revestem de pouca utilidade prática se não se caracterizar o início da fase de equilíbrio. Este aspecto tem sido alvo de estudos recentes, com destaque para as contribuições de SANTOS (1999) e de MELVILLE e CHIEW (1999).

### 3.3 – Efeito da altura do escoamento e das dimensões dos obstáculos

Atingida a fase de equilíbrio, o tempo deixa praticamente de figurar como variável condicionante do processo erosivo e a equação (7) vem

$$\frac{h_s}{L} = \varphi_8 \left(\frac{h}{L}\right) \quad (12)$$

ou

$$h_s = h_s(h;L) \quad (13)$$

em que  $h_s(t)$  dá lugar, simplesmente, a  $h_s$ , profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão.

Na sequência da análise de um vasto conjunto de medições de  $h_s$  obtidas, essencialmente, na Universidade de Auckland, KANDASAMY (1989) propôs a representação gráfica da função  $h_s = h_s(h;L)$  incluída na Fig. 5.

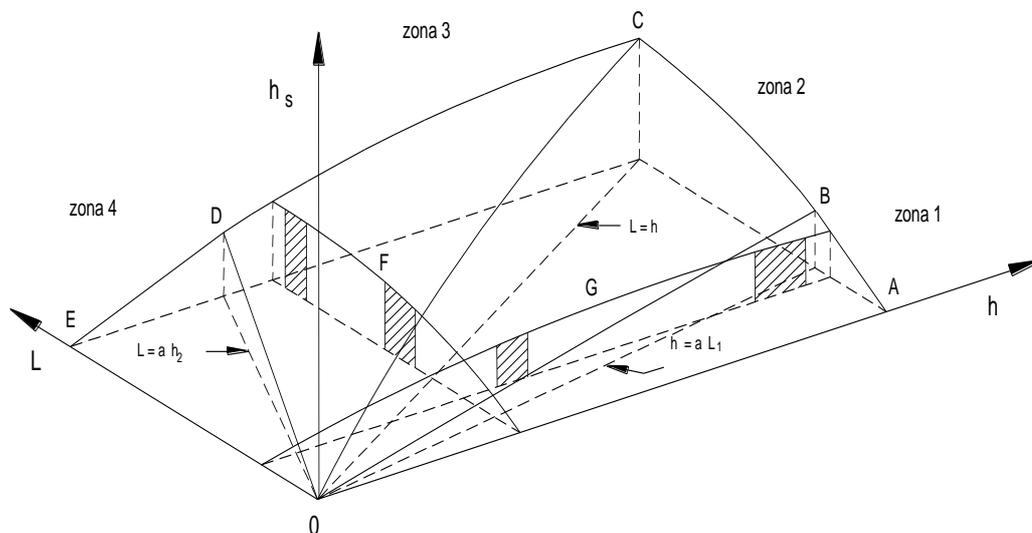


Fig. 5 – Representação da função  $h_s = h_s(h;L)$  proposta por KANDASAMY (1989), p. 164

De acordo com Kandasamy, a superfície  $h_s = h_s(h; L)$  pode ser dividida em quatro zonas. A zona 1 consiste na superfície plana OAB (as linhas AB e OB são rectas). Nesta zona, típica de pilares de pontes pelo facto de a altura do escoamento estar sujeita à condição  $h > 6L = 6D_p$ , a profundidade de equilíbrio não depende da altura do escoamento e é dada pela equação

$$h_s = 2,3L \quad \therefore \quad h_s = 2,3D_p \quad (14)$$

A zona 4 também consiste numa superfície plana (a superfície ODE) caracterizada pela condição  $L > 70h$ . Nesta zona, típica de encontros longos, a profundidade de equilíbrio é independente do comprimento do obstáculo e é dada por

$$h_s = 10h \quad (15)$$

Nas zonas 2 e 3, a profundidade de equilíbrio depende sucessivamente mais da altura do escoamento e menos da dimensão do obstáculo quando se parte do segmento OB no sentido do segmento OD. Na zona 2 predominam situações observáveis junto de pilares de pontes; na zona 3 acontece o mesmo relativamente a encontros. As zonas em análise são superfícies curvas separadas pela recta OC que satisfaz a condição  $L = h$ .

A Fig. 5 inclui as curvas F e G, paralelas, respectivamente, aos eixos do comprimento do obstáculo e da altura do escoamento. A curva F é uma curva de variação de  $h_s$  com  $L$  para  $h$  constante; a curva G é uma curva de variação de  $h_s$  com  $h$  para  $L$  constante. Ao longo da curva F, que atravessa as zonas 1, 2 e 3, a profundidade de erosão aumenta linearmente com  $L$ , de forma muito acentuada, na zona 1; na zona 2, o aumento de  $h_s$  vai diminuindo com o aumento de  $L$ , efeito que se acentua quando  $L > h$ , isto é, na zona 3. Se a curva F atingisse a zona 4,  $h_s$  tornar-se-ia constante e igual a  $10h$ . A curva G apresenta um andamento qualitativamente semelhante ao da curva F, sendo óbvio que, neste caso, o aumento de  $h_s$  diminui da zona 4 para a zona 1. À direita da intercepção da curva G com a recta OB,  $h_s$  é independente de  $h$  e igual a  $2,3L$ .

Na prática, do exposto pode concluir-se que, no caso de encontros e de pilares cilíndricos que satisfaçam respectivamente a condição  $L < h/6$  e  $D_p < h/6$ , a profundidade da cavidade de equilíbrio é dada pela equação (14). Este resultado foi confirmado por KANDASAMY (1989), p. 172, que obteve o gráfico adaptado na Fig. 6 para os referidos tipos de obstáculos.

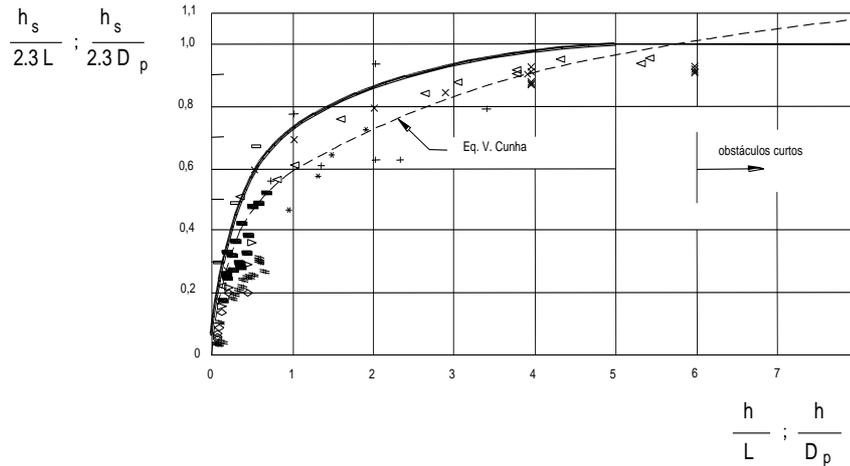


Fig. 6 – Variação de  $h_s/2,3L$  em função de  $h/L$  (adaptada de KANDASAMY (1989), p. 172)

Encontram-se na literatura várias equações do tipo da equação (13) que não evidenciam a existência do valor assintótico  $h_s/D_p = 2,3$  e que têm sido aplicadas com diferentes graus de sucesso a pilares cilíndricos. Refere-se a seguir, a título de exemplo, a contribuição de VEIGA da CUNHA (1973)

$$\frac{h_s}{D_p} = 1,35 \left( \frac{h}{D_p} \right)^{0,3} \quad (16)$$

Como se pode constatar, para valores de  $h/D_p > 5,9$ , a equação anterior conduz a valores de  $h_s/D_p$  superiores a 2,3, ou seja, a equação de Veiga da Cunha prevê, nesse caso, valores de  $h_s$  por excesso. Para  $h/D_p < 5,9$ , isto é, para escoamentos relativamente pouco profundos, prevê valores semelhantes aos propostos por Kandasamy (ver Fig. 6).

Recentemente, DONGOL (1994), p. 219 a 224, apresentou contribuições que complementam a proposta de Kandasamy, confirmando nomeadamente a existência do valor assintótico  $h_s/h \approx 10$  por ele proposto. Simplesmente, esse valor assintótico seria atingido para valores mais elevados de  $L/h$ , concretamente para  $L/h > 100$ . Para efeitos de aplicação prática Dongol propôs ainda as seguintes equações:

$$\frac{h_s}{h} = 1,75 \left( \frac{L}{h} \right)^{0,9} \quad \text{para} \quad L/h \leq 2 \quad (17)$$

$$\frac{h_s}{h} = 2,51 \left( \frac{L}{h} \right)^{0,3} \quad \text{para} \quad 2 < L/h \leq 100 \quad (18)$$

$$\frac{h_s}{h} = 10 \quad \text{para} \quad L/h > 100 \quad (15)$$

As contribuições de Dongol estão na linha das de MELVILLE (1992). Segundo este autor, devem aplicar-se a encontros padrão as seguintes equações envolventes dos dados conhecidos:

$$\frac{h_s}{L} = 2 \quad \text{para} \quad L/h \leq 1 \quad (19)$$

$$\frac{h_s}{h} = 2 \left( \frac{L}{h} \right)^{0,5} \quad \text{para} \quad 1 < L/h \leq 25 \quad (20)$$

$$\frac{h_s}{h} = 10 \quad \text{para} \quad L/h > 25 \quad (15)$$

O facto de as equações anteriores constituírem linhas envolventes das observações conduz a que produzam previsões de  $h_s$  do lado da segurança. Comparando com os resultados das equações de Dongol, as previsões de Melville são claramente superiores, conforme se pode constatar na Fig. 7, designadamente no intervalo  $3 < L/h < 100$ . A diferença máxima é cerca de 52% para  $L/h = 25$ .

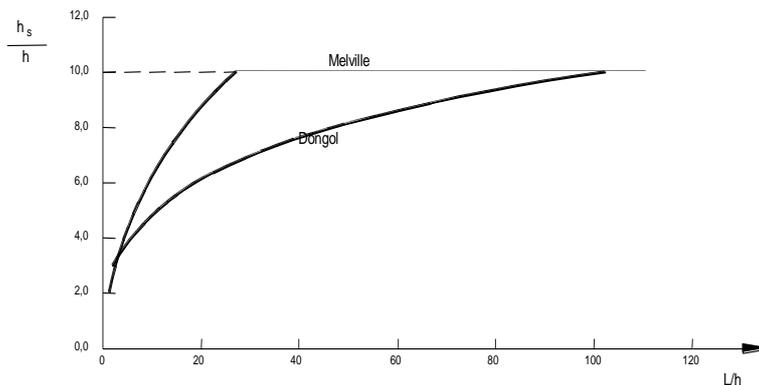


Fig. 7 - Comparação das equações de Melville e de Dongol para  $L/h > 1$

#### 4. SÍNTESE E RECOMENDAÇÕES

Do exposto pode concluir-se o seguinte para a situação de referência definida na Introdução:

- Existem actualmente formulações que permitem caracterizar a fase principal da evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão. De entre essas formulações merecem referência as de ETTEMA (1980) e de FRANZETTI *et al.* (1982).
- A envolvente máxima das profundidades de equilíbrio das cavidades de erosão que podem ocorrer junto de pilares cilíndricos é susceptível de ser obtida por equações

do tipo da de VEIGA da CUNHA (1973) para  $h/D_p < 6$  e pela condição  $h_s = 2,3D_p$  para  $h/D_p > 6$ .

- A envolvente máxima das profundidades de equilíbrio das cavidades de erosão que podem ocorrer junto de encontros padrão é susceptível de ser obtida pelas equações:

$$h_s = C_1 L^m h^{(1-m)} \quad \text{para} \quad L/h \leq C_3$$

$$h_s = C_2 L^n h^{(1-n)} \quad \text{para} \quad C_3 < L/h \leq C_4$$

$$h_s = 10h \quad \text{para} \quad L/h > C_4$$

em que  $m$ ,  $n$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $C_4$  tomam valores diferentes consoante os autores. Resumem-se a seguir os valores referidos neste artigo:

Autor	$m$	$n$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
KANDASAMY (1989)	–	–	–	–	1	70
MELVILLE (1992)	1,0	0,5	2,0	2,0	1	25
DONGOL (1994)	0,9	0,3	1,75	2,51	2	100

Em face das disparidades de valores indicados e das previsões fornecidas pelas equações disponíveis, particularmente no intervalo  $C_3 < L/h < 100$ , considera-se recomendável a realização de novos estudos para a situação de referência e para encontros padrão com o objectivo de reduzir as incertezas das previsões.

## Agradecimentos

Parte deste estudo foi financiado pelo projecto PRAXIS/3/3.2/CEG/32/94 da Fundação para a Ciência e a Tecnologia, instituição a que se agradece a oportunidade decorrente do referido financiamento.

## SIMBOLOGIA

$B$	largura da secção do escoamento;
$D_p$	diâmetro de um pilar de ponte;
$D_{50}$	diâmetro mediano das partículas do material do fundo;
$g$	aceleração da gravidade;
$h$	altura do escoamento;
$h_s$	profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão;
$h_{sm}$	profundidade máxima da cavidade de erosão;

$i$	declive do fundo;
$J$	perda de carga unitária;
$K_f$	coeficiente de forma do obstáculo;
$K_g$	coeficiente da geometria da secção do escoamento;
$K_\theta$	coeficiente de orientação do obstáculo;
$L$	comprimento do obstáculo;
$N_i$	parâmetro adimensional relativo à variável $i$
$R$	raio hidráulico da secção do escoamento;
$s$	densidade das partículas do fundo;
$t$	tempo;
$U$	velocidade média do escoamento;
$U_c$	velocidade média crítica do escoamento ou de início do movimento;
$u_*$	velocidade de atrito junto ao fundo;
$u_{*c}$	velocidade de atrito junto ao fundo correspondente ao início do movimento;
$\gamma$	peso volúmico da água;
$\gamma_s$	peso volúmico das partículas do fundo;
$\varphi$	função genérica;
$\theta$	ângulo de incidência do obstáculo;
$\nu$	viscosidade cinemática da água;
$\rho$	massa volúmica da água;
$\rho_s$	massa volúmica das partículas do fundo;
$\sigma_D$	coeficiente de graduação do material do fundo.

## BIBLIOGRAFIA

- AHMAD, M. 1953 – *Experiments on design and behaviour of spur dikes*. Proc. IAHR Conf. Minnesota, p. 145-159.
- BREUSERS, H.; NICOLLET, G.; SHEN, H.W. 1977 – *Local scour around cylindrical piers*. Journal of Hydraulics Research, vol. 15, p 211-252.
- BREUSERS, H.; RAUDKIVI, A. J. 1991 – *Scouring*. IAHR Hydraulic Structures Design Manual. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- CARDOSO, A.H. 1998 – *Erosões localizadas junto de esporões fluviais e de encontros e pilares de pontes*. Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos, texto de apoio didáctico, IST, Lisboa.
- CARDOSO, A.H.; BETTESS, R. 1999 – *Effects of time and channel geometry on scour at bridge abutments*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 4, April, pp. 388–399.
- DONGOL, D. M. S 1994 – *Local scour at bridge abutments*. PhD Thesis. Report N° 544. School of Engineering. University of Auckland, New Zealand.
- ETTEMA, R. 1980 – *Scour at bridge piers*. Report N° 216, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- FRANZETTI, S; LARCAN, E.; MIGNOSA, P. 1982 – *Influence of tests duration on the evaluation of ultimate scour around circular piers*. in Proceedings of the International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures, Paper G2, Coventry, England, pps 381-396;
- KANDASAMY, J. K. 1989 – *Abutment scour*. Report N° 458, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- KWAN, T. F. 1984 – *Study of abutment scour*. Report N° 328, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- KWAN, T. F. 1988 – *A study of abutment scour*. Report N° 451, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- MELVILLE, B. W. 1992 – *Local scour at bridge abutments*. Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 114, N° 4, April, p. 615 - 631.
- MELVILLE, B.W.; CHIEW, Y.M. (1999) – *Time scale for local scour at bridge piers*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 125, n.º 1, Jan., pp. 59–65.
- SANTOS, J.S. (1999) – *Erosões localizadas em encontros de pontes em leitos de rios com secção composta*. Tese de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos, IST, Lisboa.
- VEIGA da CUNHA, L. 1973 – *Erosões localizadas junto de obstáculos salientes de margens*. Memória N° 428, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.