

EROSÕES LOCALIZADAS EM PILARES COMPLEXOS DE PONTES: DESEMPENHO DE MODELOS DE PREVISÃO EXISTENTES

LOCAL SCOUR AROUND COMPLEX BRIDGE PIERS: PERFORMANCE OF EXISTING PREDICTORS

Mario Enrique Moreno

Mestre em Engenharia Civil, Doutorando da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e Bolseiro de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Lúcia Teixeira Couto

Investigadora Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil /// membro da APRH n.º 720

Rodrigo Maia

Professor Associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto /// membro da APRH n.º 1678

António Heleno Cardoso

Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico

RESUMO: A previsão rigorosa da profundidade de cavidades de erosão associadas a pilares complexos, utilizados como apoio de tabuleiros de pontes, pode não ser garantida pela utilização dos métodos actualmente existentes. De entre esses métodos, destacam-se os de Auckland, o HEC-18 e o do FDOT. Neste artigo, analisa-se o respetivo desempenho comparando as previsões que fornecem com conjuntos de dados obtidos em laboratório para seis modelos de pilares, cinco dos quais publicados em literatura da especialidade. A esses dados, adicionaram-se os de ensaios conduzidos no LNEC para um modelo de pilar de dimensões mais próximas de dimensões reais do que as dos outros pilares estudados.

Os três modelos de cálculo apresentam desvios de previsão em relação às medições que dependem da posição do maciço de encabeçamento relativamente ao nível inicial do leito; em geral, os maiores desvios ocorrem quando o maciço se encontra parcialmente enterrado. Em face dos resultados da análise dos desvios, conclui-se que o modelo FDOT é aquele a que está associada uma menor probabilidade de previsões por defeito, ou seja, aquele que produz previsões seguras para uma maior percentagem de situações que podem ocorrer na prática da engenharia.

Palavras-chave: Pontes em leitos fluviais, erosão localizada, pilares complexos, previsão da profundidade de erosão.

ABSTRACT: *The rigorous prediction of local scour depth around complex piers, used to support bridge decks, may not be guaranteed by the predictors available at present. Among the available predictors, those of Auckland, HEC-18 and FDOT are the most popular. In this article, the performance of the tree methods is analysed, by comparing the respective predictions with sets of laboratory data for six pier models, five of which published in specialized literature. Data from tests carried out at LNEC for a pier model with dimensions closer to real situations than those of the other tested piers has been included in the data set.*

The three prediction models lead to deviations between predictions and observations depending on the pile cap position relatively to the initial bed level; mostly, the higher deviations occur when the pile cap is partially buried in the bed. Given the deviation analysis results, it can be concluded that FDOT method has a lower probability for under predictions, meaning that this is the method that gives safer predictions for a larger percentage of situations that can be found in engineering practice.

Keywords: *Bridges in riverbeds, local scour, complex piers, scour depth prediction.*

1. INTRODUÇÃO

As erosões localizadas podem ser entendidas como processos complexos associados a estruturas tridimensionais do escoamento que se observam junto de obstruções ao mesmo. De entre essas obstruções destacam-se os pilares (simples ou complexos) ou encontros de pontes, atentas as correspondentes erosões localizadas, que podem conduzir à rotura parcial ou ao colapso de pontes.

É usual classificar os pilares em simples e complexos. Os pilares simples apresentam continuidade axial da forma da correspondente fundação (estaca); os pilares complexos são geralmente constituídos pelo fuste ou pilar propriamente dito, fundado num maciço de encabeçamento, suportado por um conjunto ou grupo de estacas. Com menos frequência, os pilares complexos podem corresponder a outras associações de elementos estruturais tais como fustes fundados somente em maciços, sapatas ou grupos de estacas. Aos engenheiros projetistas importa prever a profundidade máxima das cavidades de erosão. Porém, é sabido que, apesar dos numerosos estudos conduzidos no passado, ainda não se atingiu sucesso pleno nas propostas e métodos para prever a profundidade máxima das cavidades de erosão. Este insucesso deriva do facto de existirem muitos fatores que influenciam o processo erosivo.

Nos últimos anos têm vindo a ser considerados, como referência, três modelos de previsão de erosão desenvolvida junto de pilares: i) o da Universidade de Auckland na Nova Zelândia (Melville e Coleman 2000; Coleman 2005; Melville *et al.* 2006); ii) o HEC-18, da Federal Highway Administration, dos Estados Unidos da América (Richardson e Davis 2001; Arneson *et al.* 2012); e iii) o FDOT do Florida Department of Transportation, também dos Estados Unidos da América (Sheppard e Renna 2005, 2010). Os correspondentes trabalhos experimentais e os estudos publicados traduzem-se, para qualquer das referidas escolas, em modelos de previsão da profundidade de erosão junto de pilares simples e de pilares complexos. Os modelos de previsão baseiam-se, ainda, em resultados experimentais de numerosos estudos de investigação conduzidos no passado: nas últimas sete décadas para pilares simples e, nas últimas duas décadas, para pilares complexos.

O presente artigo tem por objetivo efetuar uma análise comparativa do desempenho dos três modelos referidos, com base em dados experimentais relativos

a pilares complexos. Os dados correspondem a resultados publicados na literatura englobando ensaios com cinco diferentes modelos de pilares complexos e a resultados obtidos pelos autores para um modelo adicional de pilar. Neste caso, os dados correspondem a onze ensaios de longa duração conduzidos no âmbito de um estudo sistemático sobre erosões em pilares complexos. Os novos dados reportam-se a um maior diâmetro relativo do pilar complexo, mais próximo dos que ocorrem na natureza.

2. MODELOS DE PREVISÃO

2.1. Modelo de Auckland

Melville e Coleman (2000) sugerem calcular a profundidade máxima de erosão desenvolvida no leito adjacente a pilares complexos usando as equações obtidas por Melville e Raudkivi (1996), baseadas em ensaios com fustes cilíndricos (de diâmetro D_f) fundados em maciços ou caixões também cilíndricos. Este procedimento conduz, geralmente, a valores da profundidade de erosão do lado da segurança. Melville e Raudkivi (1996) definiram "diâmetro equivalente" do pilar, D_e , como o diâmetro de um pilar simples que produz a mesma profundidade de erosão, h_s , que um pilar complexo composto por fuste e maciço, em presença do mesmo escoamento de aproximação e para a mesma composição do material do fundo (ver Figura 1).

Coleman (2005) propôs a equação

$$h_{se} = K_{hD} K_I K_d K_s K_\theta K_g \quad (1)$$

derivada para pilares simples, para determinar a profundidade de erosão de equilíbrio em pilares complexos. Na equação (1) os fatores K (todos adimensionais com exceção de K_{hD} , que é um comprimento) calculam-se com expressões empíricas que representam as diversas influências na profundidade de erosão de equilíbrio, h_{se} . K_{hD} é o fator que atende à relação entre a altura do escoamento de aproximação não perturbado, h , e o diâmetro ou largura do pilar, D_f , K_I o fator da intensidade do escoamento, K_d o fator da dimensão relativa dos sedimentos do leito, K_s o fator da forma do pilar, K_θ o fator do ângulo de enviesamento do escoamento

O texto deste artigo foi submetido para revisão e possível publicação em janeiro de 2014, tendo sido aceite pela Comissão de Editores Científicos Associados em abril de 2014. Este artigo é parte integrante da *Revista Recursos Hídricos*, Vol. 35, Nº 1, 5-22, maio de 2014.
© APRH, ISSN 0870-1741 | DOI 10.5894/rh35n1-1

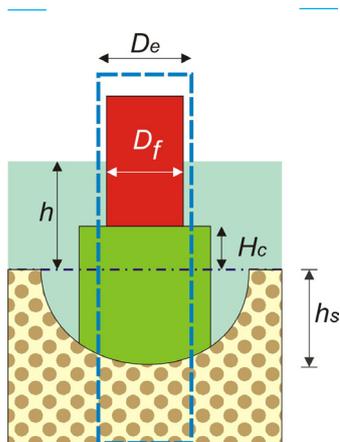


Figura 1 - Diâmetro equivalente segundo Melville e Raudkivi (1996).

em relação ao alinhamento do pilar e K_g o fator da geometria da secção transversal do canal. No caso de pilares complexos, o fator K_{hD} é obtido com base no diâmetro equivalente, D_e .

O método adotado por Coleman (2005) e por Melville *et al.* (2006) para calcular D_e em função da distância, H_c , do topo do maciço de encabeçamento relativamente ao nível inicial do leito (é considerada negativa quando o topo do maciço se encontra abaixo do nível inicial do leito), utiliza equações anteriormente deduzidas e divulgadas na literatura para pilares simples, pilares fundados em maciços, grupos de estacas e grupos de estacas com detritos flutuantes. Na Figura 2, que esquematiza a variação conceptual de D_e com H_c/h , para cinco casos correntes, de acordo com o posicionamento relativo do maciço de encabeçamento (I a V), assinalam-se (em termos dos valores de H_c/h) as zonas ou pontos de validade das equações de previsão da profundidade de erosão desenvolvidas para cada uma das referidas configurações geométricas de referência utilizadas. O método considera transições lineares entre os pontos ou zonas assim definidas que se aplicam fora dos domínios para os quais se conhecem equações de previsão de profundidade de erosão.

Para o Caso I, o topo do maciço de encabeçamento permanece enterrado, no final do processo erosivo ($H_c < -h_{sef}$, onde h_{sef} é a profundidade de erosão de um pilar simples com a forma e largura do fuste) e o processo é influenciado somente pelo fuste do pilar. No Caso II, o topo do maciço está inicialmente enterrado e durante o processo erosivo é exposto ao

escoamento no interior da cavidade de erosão, abaixo do nível do leito. Para o Caso III, o topo do maciço de encabeçamento está acima do nível inicial do leito, estando o maciço parcialmente enterrado no mesmo. No Caso IV, o topo do maciço de encabeçamento situa-se ao nível ou acima da superfície da água mas a base do maciço encontra-se submersa no escoamento. Este caso é considerado semelhante a um grupo de estacas com detritos flutuantes de espessura correspondente à altura molhada do maciço. No Caso V, apenas o grupo de estacas se encontra exposto ao escoamento.

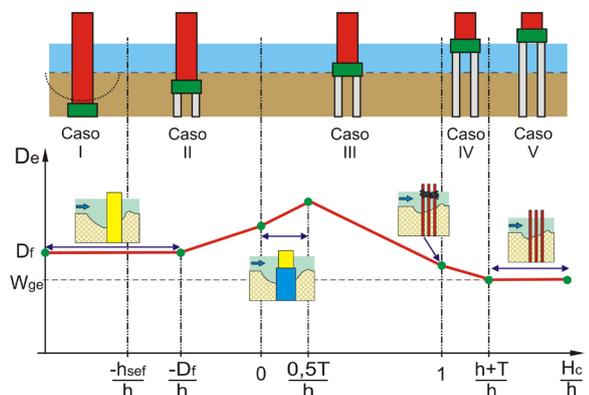


Figura 2 - Variação do diâmetro equivalente do pilar relativa à posição do maciço, adaptada de Coleman (2005).

De acordo com a Figura 2 e, como exemplo, para configurações em que o maciço de encabeçamento está totalmente enterrado (topo a uma profundidade igual ou superior à largura do fuste, $H_c/h < -D_f/h$), D_e é igual à largura do fuste, D_f , isto é, $D_e = D_f$. Para configurações em que o maciço de encabeçamento se encontre fora da água (com a base a uma distância igual ou superior à altura do escoamento, $H_c/h > (h+T)/h$ em que T é a espessura do maciço), D_e é igual ao somatório das larguras das estacas projetadas segundo a direção do escoamento, W_{ge} , isto é, $D_e = W_{ge}$ (ver esquema da Figura 3). No caso em que existe enviesamento entre o grupo de estacas e a direção do escoamento, não se consideram todas as estacas mas apenas as correspondentes ao primeiro alinhamento e às duas primeiras linhas expostas ao escoamento (sombreado na Figura 3).

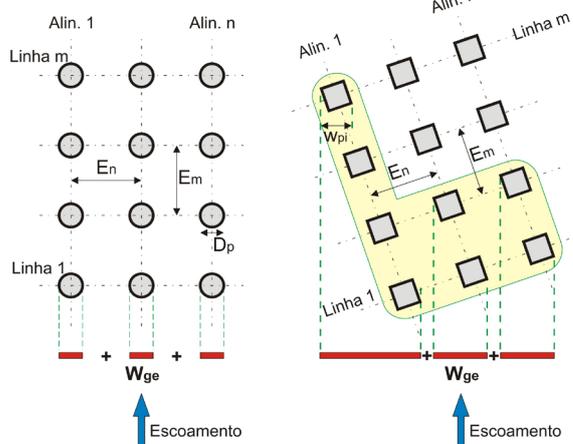


Figura 3 - Largura projetada das estacas, baseado em Arneson *et al.* (2012) e Sheppard e Renna (2010).

2.2. Modelo HEC-18

O modelo do HEC-18, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center da Federal Highway Administration (FHWA), dos Estados Unidos da América, baseia-se nos estudos de Jones (1989), Salim e Jones (1996) e Jones e Sheppard (2000). A última versão revista do manual da FHWA foi apresentada por Arneson *et al.* (2012). O modelo do HEC-18 introduz o conceito de sobreposição das profundidades de erosão associadas aos diferentes elementos do pilar complexo. Segundo este conceito, a profundidade de erosão total é a soma das profundidades de erosão provocadas por cada elemento do pilar complexo, tal como se representa esquematicamente na Figura 4.

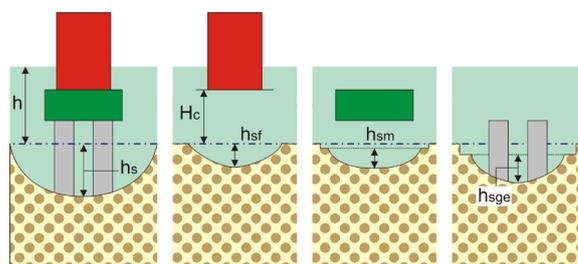


Figura 4 - Esquema do conceito da sobreposição das profundidades de erosão dos elementos, adaptada de Jones e Sheppard (2000).

A profundidade de erosão total, h_s , é dada por:

$$h_s = h_{sf} + h_{sm} + h_{sgc} \quad (2)$$

em que h_{sf} é a profundidade de erosão associada ao fuste, h_{sm} a profundidade de erosão associada ao maciço de encabeçamento e h_{sgc} a profundidade de erosão associada ao grupo de estacas.

Cada componente da profundidade de erosão é calculada a partir da equação estabelecida para pilares simples aplicada a um pilar de diâmetro equivalente, de valor distinto consoante o elemento do pilar complexo em consideração. A correspondente profundidade de erosão é dada por:

$$\frac{h_{se}}{D_e} = 2.0K_s K_\theta K_{bc} K_d K_w \left(\frac{h}{D_e} \right)^{0.35} Fr^{0.43} \quad (3)$$

em que, tal como no modelo de Auckland anteriormente referido, h_{se} é a profundidade de erosão de equilíbrio, D_e o diâmetro equivalente ao elemento do pilar complexo considerado e h a altura do escoamento não perturbado a montante do pilar. Por sua vez, $Fr = U / \sqrt{gh}$ é o número de Froude do escoamento não perturbado a montante do pilar, U a velocidade média do escoamento na secção a montante do pilar e g a aceleração da gravidade. Os fatores K representam várias influências complementares sobre a profundidade de erosão: K_{bc} é um fator que atende ao tipo de configuração de fundo presente e K_w um fator aplicável em pilares de grandes dimensões, entendidos como aqueles em que $D_e/d_{50} > 100$, sendo d_{50} o diâmetro mediano das partículas do material do fundo. Os restantes fatores K já foram identificados anteriormente.

Segundo Arneson *et al.* (2012), o procedimento geral para determinar a profundidade de erosão de equilíbrio consiste, através da aplicação recursiva da equação (3), em: i) calcular a profundidade de erosão associada ao fuste, utilizando a largura do fuste e um fator que atende à posição da base do fuste relativamente ao nível inicial do leito, H_c ; ii) calcular a profundidade de erosão associada ao maciço de encabeçamento, utilizando um diâmetro equivalente que depende da geometria do maciço (largura, D_m , e espessura, T); e iii) calcular a profundidade de erosão associada ao grupo de estacas, utilizando um diâmetro equivalente que depende da configuração geométrica do grupo de estacas (número de linhas, m , alinhamentos, n , e espaçamento entre os centros das estacas, E_n e E_m)

e do somatório das larguras das estacas projetadas segundo a direção do escoamento, W_{ge} , nos termos da Figura 3; iv) calcular a profundidade de erosão total de acordo com a equação (2).

Recomenda-se a consulta de Arneson *et al.* (2012) para aplicações práticas do modelo HEC-18.

2.3. Modelo FDOT

Sheppard e Renna (2005, 2010) desenvolveram um modelo de previsão da profundidade de erosão em pilares complexos para o Florida Department of Transportation (FDOT). Do ponto de vista conceptual, o modelo FDOT também adota o princípio de sobreposição de efeitos. Difere do modelo HEC-18 pelo facto de somar diâmetros equivalentes parcelares em vez de profundidades de erosão parcelares. O modelo é baseado em resultados de estudos experimentais realizados nos laboratórios do Turner Fairbank Highway Research Center do Federal Highway Administration, da Universidade da Florida e do U.S. Geological Survey. Recorre à equação de previsão válida para pilares simples e para escoamentos sem transporte sólido generalizado:

$$\frac{h_{se}}{D_e} = 2.5K_{hDe}K_fK_d \quad (4)$$

em que, K_{hDe} é o fator que atende à relação entre a altura do escoamento e o diâmetro equivalente, D_e , o fator K_d estabelece a dependência da profundidade de erosão em relação ao diâmetro relativo dos sedimentos, D_e/d_{50} , e K_f mantém o significado anteriormente apresentado.

O diâmetro equivalente, por sua vez, resulta do somatório dos diâmetros equivalentes associados a cada elemento do pilar complexo, D_{ef} , D_{em} e D_{ege} (ver Figura 5): D_{ef} é o diâmetro equivalente do fuste, D_{em} o diâmetro equivalente do maciço e D_{ege} o diâmetro equivalente do grupo de estacas. Os valores dos diâmetros equivalentes correspondem ao diâmetro de um pilar cilíndrico que provoca a mesma profundidade de erosão localizada que o elemento estrutural em questão quando exposto às mesmas condições de escoamento.

Em termos gerais, o método corresponde à determinação sequencial (i) do diâmetro equivalente do fuste, (ii) do diâmetro equivalente do maciço, e (iii) do diâmetro equivalente do grupo de estacas. No método, descrito em pormenor em Sheppard e Renna (2010), são analisadas três situações do pilar complexo de acordo com a posição do maciço de encabeçamento em relação com o nível inicial do leito:

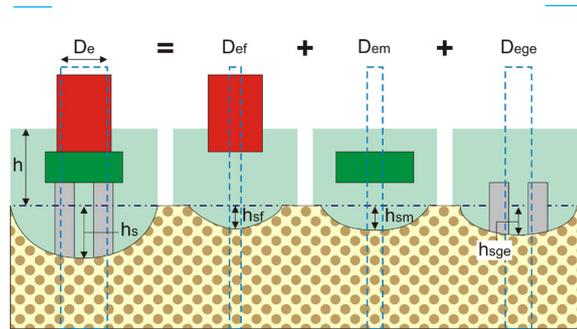


Figura 5 - Diâmetros equivalentes dos elementos do pilar complexo, adaptado de Sheppard e Renna (2010).

uma, em que o maciço se encontra acima do leito e no escoamento, outra, em que o maciço se encontra parcialmente enterrado, e uma terceira, em que o maciço se encontra completamente enterrado.

O diâmetro equivalente dos três elementos – fuste, maciço e grupo de estacas – é calculado, respetivamente, pelas equações:

$$D_{ef} = K_s K_\theta K_f K_{hc} D_f \quad (5)$$

$$D_{em} = K_s K_\theta K_{hm} D_m \quad (6)$$

$$D_{ege} = K_{eg} K_s K_m K_{hge} W_{ge} \quad (7)$$

Os fatores K traduzem diferentes influências na profundidade de erosão: K_f é o fator que traduz o efeito da saliência do maciço em relação ao alinhamento do fuste, K_{eg} o fator do espaçamento entre estacas, K_m o fator do número de estacas alinhadas, K_{hc} o fator do posicionamento do fuste, K_{hm} o fator do posicionamento do maciço e K_{hge} o fator de submersão do grupo de estacas.

Saliente-se que a utilização dos modelos descritos em termos gerais neste parágrafo não dispensa a consulta dos textos originais, com destaque para Coleman (2005), Sheppard e Renna (2010) e Arneson *et al.* (2012).

2.4. Análise dos modelos de previsão

Dos modelos apresentados, apenas o FDOT tem vindo a ser atualizado, enquanto os modelos de Auckland e o HEC-18 não receberam novas contribuições desde 2005 e 2001, respetivamente. Os três modelos de previsão apresentam limitações conceptuais que importa sintetizar.

No caso do modelo de Auckland,

- O modelo utiliza a equação (1), em que o fator da forma do pilar, K_s , só permite considerar a forma de um dos três elementos do pilar complexo, não sendo definido qual o elemento.
- Considera-se que o diâmetro relativo dos sedimentos do leito não influencia a profundidade de erosão ($K_d=1$) para $D_e/d_{50}>50$. Estudos recentes (e.g., Sheppard *et al.* 2004, Lee e Sturm 2009, Lança 2013) mostram que, para $D_p/d_{50}>100$, ocorre redução da profundidade de erosão adimensional (h_{se}/D_e) com o aumento de D_p/d_{50} . Isto indica que, para $D_e/d_{50}>100$, o modelo tende a sobrestimar os valores da profundidade de erosão.
- Quando o maciço se encontra parcialmente enterrado e o grupo de estacas fica exposto na cavidade de erosão, o modelo tende a prever uma profundidade de erosão por excesso já que considera o conjunto maciço e grupo de estacas como se fosse só um elemento, com largura (ou diâmetro) igual à do encabeçamento de estacas e essa dimensão é constante em altura até à base da cavidade.

Relativamente ao modelo HEC-18,

- O modelo, tal como o de Auckland, não incorpora o efeito de redução da profundidade de erosão para $D_e/d_{50}>100$.
- Quando o maciço se encontra parcialmente enterrado, o modelo considera que a profundidade de erosão só é atribuível ao conjunto fuste e maciço, *i.e.*, o grupo de estacas não contribui, o que não corresponde à realidade em muitas situações.
- Podem antever-se imprecisões de previsão induzidas pelo facto de o modelo se basear em ensaios conduzidos para elementos isolados dos pilares, perdendo-se potenciais efeitos da interação do escoamento no conjunto fuste e maciço e no conjunto maciço e grupo de estacas. Tal é especialmente importante no caso do escoamento descendente gerado pelo fuste, sendo certo que as interações influenciam decisivamente a profundidade de erosão.

Finalmente, para o modelo FDOT,

- Na estimativa dos diâmetros equivalentes do fuste e do maciço, equações (5) e (6), o modelo apenas considera formas circulares e retangulares.

3. INSTALAÇÃO E PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O estudo experimental de caracterização das erosões localizadas junto de um novo pilar – relativamente aos escrutinados na literatura – foi realizado no Canal de Inclinação Variável (CIV) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. O CIV destaca-se da maioria dos canais existentes pelas suas excepcionais dimensões: 40.7 m de comprimento, 2.00 m de largura e 1.00 m de altura. Permite ajustar diferentes inclinações, entre 0% e 2.5%, através da rotação em torno de uma rótula existente na secção de montante. O CIV inclui um circuito hidráulico fechado em que o caudal pode ser regulado entre 0.0 e 1.0 m³/s. O caudal é medido com caudalímetros eletromagnéticos instalados no circuito hidráulico. À entrada do canal, um difusor tubular proporciona o alinhamento e a distribuição transversal uniforme do escoamento. A altura do escoamento é controlada por uma comporta plana vertical instalada na secção de jusante do canal. A água é descarregada para um reservatório com 150 m³, onde se inicia o circuito hidráulico de retorno à secção de montante do canal.

A colocação de um fundo falso sobre o fundo original do canal permitiu a criação de duas caixas rebaixadas em relação ao nível do fundo falso, com 5.0 m de comprimento, 0.4 m de altura e largura igual à do canal. Cada uma delas é precedida por um trecho de fundo plano fixo com 7.0 m de comprimento e por uma rampa de aceleração com 2.0 m de comprimento e seguida por um segundo trecho de fundo plano fixo, com 3.0 m de comprimento (ver Figura 6).

Na prática, materializaram-se dois canais de ensaio em série – permitindo, assim, conduzir dois ensaios em simultâneo –, cada um deles com 18.0 m de comprimento, separados por uma terceira caixa corporizada no fundo falso, que funciona como reservatório de restituição da areia transportada a partir do pilar de montante.

Na extremidade de montante de cada caixa de sedimentos incorporou-se um colchão de gravilha com 0.3 m de espessura e 0.2 m de comprimento, nivelado com o fundo fixo adjacente, a fim de evitar erosões na transição para o leito móvel.

Ambas as caixas de sedimentos foram preenchidas com areia de quartzo uniforme com as seguintes características: $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$, $d_{50} = 0.86 \text{ mm}$, $\sigma_D = 1.34$, em que ρ_s é a massa volúmica da areia, d_{50} o diâmetro mediano do grão e σ_D o coeficiente de graduação da distribuição granulométrica da areia. Os pilares foram instalados nestas caixas, 2.0 m a jusante da respetiva secção de montante.

Cada pilar era constituído por um fuste retangular

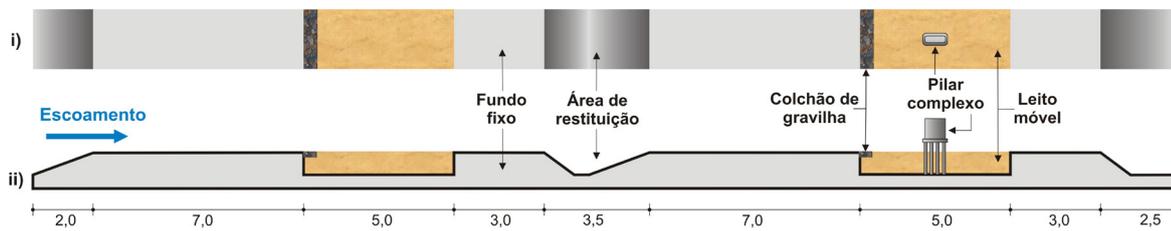


Figura 6 - Vista esquemática do canal de ensaios (i) em planta e (ii) em corte longitudinal.

com extremidades semicirculares fundado num maciço de encabeçamento também com extremidades semicirculares e suportado por um conjunto de oito estacas, agrupadas em dois alinhamentos idênticos, definidos na direção do escoamento, e com o mesmo espaçamento nos dois sentidos, como se apresenta na Figura 7. Os resultados apresentados neste artigo correspondem a ensaios realizados na caixa de jusante.

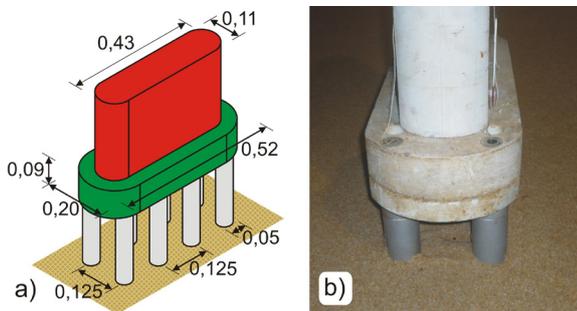


Figura 7 - Pilar complexo: a) Dimensões do modelo (unidades em metros); b) Implantação no leito de areia do canal.

O espaçamento entre pilares – um em cada caixa de areia – é superior a $160D_p$, pelo que não é de prever qualquer influência do pilar de montante na cavidade de erosão junto ao de jusante. De facto, de acordo com Breusers e Raudkivi (1991) e baseado nos resultados de Hannah (1978), a interferência entre pilares consecutivos de montante para jusante pode ser considerada aproximadamente de 20% para espaçamentos entre pilares de $21D_p$. O reservatório de restituição e, sobretudo, a rampa situada na

zona de montante do segundo sub-canal tendem a interromper a propagação para jusante de estruturas vorticiais originadas no pilar de montante, reforçando a independência do processo erosivo junto do segundo pilar em relação ao primeiro.

Os ensaios foram conduzidos em condições de escoamento sem transporte sólido generalizado, com velocidades médias do escoamento, U , inferiores ao valor da velocidade média crítica do início do movimento, U_c . A velocidade crítica foi calculada pelo critério de Neil (1967) obtendo-se um valor de 0.322 m/s. Fixou-se a profundidade de escoamento, h , em 0.20 m e o caudal em 0.103 m³/s. Nestas condições, $U = 0.258$ m/s, pelo que a intensidade do escoamento é $U/U_c = 0.80$. Adicionalmente garantiu-se a inexistência de efeitos de parede uma vez que $B/h > 5$ (B é a largura do canal), nos termos sugeridos por Yalin (1971), e de efeitos de contração horizontal do escoamento dado que $B/D_m \approx 10$ (D_m é a largura do maciço), de acordo com a sugestão de alguns autores (e.g., Laursen e Toch 1956, Chiew e Melville 1987 e Ballio *et al.* 2009). Tendo presente a velocidade do escoamento e o comprimento total de cada rampa, do fundo falso e da caixa de areia até à secção do pilar de cada sub-canal, pode-se concluir que a camada limite ocupa praticamente a totalidade da altura do escoamento nas secções de ensaio.

Antes do início de cada ensaio, após a instalação do pilar complexo, a superfície de areia das caixas de sedimentos era cuidadosamente alisada e nivelada com o fundo fixo adjacente. A área circundante do pilar complexo era coberta com chapas metálicas finas para evitar erosões não controladas durante a fase de enchimento do canal. O enchimento do canal era lento (caudal aproximado de 4 l/s) até alcançar a altura de água de ≈ 0.08 m, após o que se incrementava gradualmente o caudal até se atingir o caudal pretendido. A altura do escoamento era ajustada através da comporta de jusante do canal. Uma vez estabelecidas as condições do escoamento, eram

retiradas as placas de proteção e iniciava-se o ensaio. A cavidade de erosão desenvolvia-se desde o instante inicial do ensaio e a profundidade de erosão era medida através de um hidrómetro adaptado, a que é atribuído um erro de medição inferior a 1.0 mm. Durante a primeira hora de ensaio, as medições eram realizadas a intervalos de 5 a 10 minutos. Após esta fase, o intervalo entre medições ia aumentando e, após o primeiro dia, realizavam-se entre uma e três medições por dia, dependendo da evolução da profundidade de erosão. A duração dos ensaios variou entre 14 e 28 dias, correspondendo as maiores durações às situações em que o maciço se encontrava completamente enterrado (Moreno *et al.*, 2012). Verificou-se que a zona da areia situada a montante da cavidade de erosão não era perturbada pelo escoamento durante os ensaios, assegurando-se, assim, que as cavidades de erosão não eram afetadas pelo transporte de sedimentos que poderia resultar de erosões do leito.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Caracterização dos ensaios e dos resultados

Como se referiu na Introdução, realizaram-se onze ensaios, para diferentes posições do maciço de encabeçamento em relação ao nível inicial do leito (ver Figura 8) com o objetivo de avaliar a profundidade de erosão junto do pilar.

Na Tabela 1 resumem-se as principais variáveis características dos ensaios identificados na Figura 8. Incluem-se valores da posição relativa do topo do maciço, H_c/h , a duração dos ensaios em horas, t_d , e a profundidade de erosão medida no fim de cada ensaio, h_{smed} .

A distância do topo do maciço em relação ao nível inicial do leito, H_c , é considerada negativa quando o topo do maciço se encontra abaixo do nível inicial

Tabela 1 - Resultados dos ensaios experimentais.

| Ensaio | H_c/h | t_d | h_{smed} |
|--------|---------|--------|------------|
| | (-) | (h) | (m) |
| A | 1.50 | 310.0 | 0.114 |
| B | 1.15 | 405.8 | 0.126 |
| C | 1.00 | 412.7 | 0.139 |
| D | 0.67 | 310.6 | 0.123 |
| E | 0.33 | 430.8 | 0.116 |
| F | 0.18 | 576.6 | 0.145 |
| G | 0.05 | 671.1 | 0.095 |
| H | 0.00 | 646.5 | 0.079 |
| I | -0.25 | 1126.0 | 0.089 |
| J | -0.50 | 594.6 | 0.115 |
| K | -1.50 | 596.8 | 0.155 |

do leito. As onze posições são enquadráveis em três situações tipificadas na Figura 8:

- Situação 1, caracterizada pelo facto de o maciço se encontrar acima do nível inicial do leito. Nesta situação, consideraram-se os seguintes casos, referenciados de A a D: (i) maciço fora da água - $H_c/h = 1.5$, (ii) maciço parcialmente imerso - $H_c/h = 1.15$ e (iii) maciço no interior do escoamento e acima do leito - $H_c/h = \{1.0; 0.67\}$.

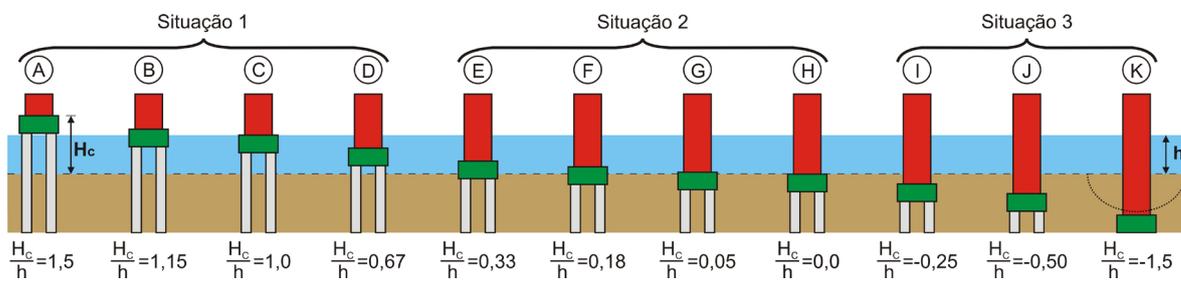


Figura 8 - Esquema das posições do maciço.

- Situação 2, caracterizada pelo facto de o maciço se encontrar parcialmente enterrado no leito inicial (ensaios nas posições E a H), correspondendo aos casos em que o topo do maciço se situa (i) acima do nível do leito – $H_c/h = \{0.33; 0.18; 0.05\}$ – e (ii) nivelado com a superfície do leito – $H_c/h = 0.0$.
- Situação 3, caracterizada pelo facto de o maciço estar completamente enterrado no leito inicial (ensaios nas posições I a K), correspondendo aos casos em que o topo do maciço (i) é parcialmente descoberto durante o processo erosivo – $H_c/h = \{-0.25; -0.50\}$ e (ii) fica enterrado abaixo da base da cavidade de erosão – $H_c/h = -1.5$.

Na Figura 9 apresentam-se os valores de h_{smed} em função de H_c/h . Na Situação 1, observa-se o aumento da profundidade de erosão quando o maciço passa a estar submerso, $H_c/h = 1.0$, posição em que ocorre a maior obstrução do escoamento por parte do maciço. Quando os três elementos se encontram expostos ao escoamento, $H_c/h = 0.67$, ocorre uma ligeira diminuição da profundidade de erosão, decorrente da saliência do maciço de encabeçamento relativamente ao alinhamento vertical do fuste, que intersecta o escoamento descendente junto ao fuste. Observa-se um aumento da profundidade de erosão para $H_c/h = 0.18$, posição em que o maciço parece ter a maior contribuição para o processo erosivo. Na zona de transição da Situação 2 para a Situação 3, regista-se a diminuição da profundidade de erosão, associada aparentemente à redução da potência do escoamento descendente na zona junto do maciço. Na situação 3, definida por $H_c/h < 0$, a profundidade de erosão aumenta até se obter a profundidade de erosão associada só ao fuste, o que, neste estudo, ocorre para $H_c/h < 0.9$. Nesta situação, a contribuição do grupo de estacas é nula e a do maciço vai-se reduzindo à medida que H_c/h decresce.

4.2. Caracterização e análise dos dados da literatura utilizados no estudo

Utilizaram-se os dados obtidos por Coleman [2005] (pilares Co-US e Co-NZ2) e os dos estudos de Grimaldi e Cardoso [2010] (designados por GC), de Ataie-Ashtiani *et al.* [2010] (pilar AA-II) e de Ferraro *et al.* [2013] (pilar Fe-A), para além dos dados obtidos neste estudo (ver Tabela 1), tendo em vista garantir uma análise comparativa o mais completa possível do desempenho dos modelos de previsão. Para todos os pilares, existem valores da profundidade de erosão para diferentes posições do maciço, semelhante às apresentadas em 4.1. As variáveis características dos ensaios, as dimensões do pilar complexo e as relações

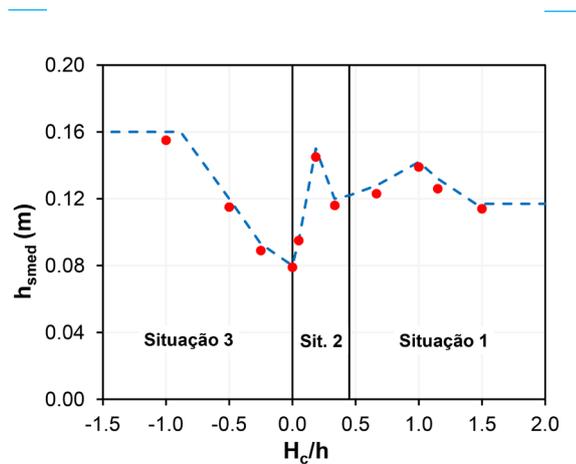


Figura 9 - Variação da profundidade de erosão em função do posicionamento do maciço.

geométricas do pilar e canal estão resumidas na Tabela 2, onde se incluem também os dados relativos aos ensaios realizados no âmbito deste estudo (referenciados por PE).

A duração dos ensaios é determinante para o valor da profundidade de erosão medida no final de cada ensaio. A maiores durações tendem a corresponder maiores valores da profundidade de erosão. Para pilares simples (cilíndricos), Simarro *et al.* [2011] sugerem que os ensaios durem, pelo menos, 7 dias, o que corresponde ao tempo adimensional $Ut/D_p \geq 2 \times 10^6$. Em grupos de estacas, caso particular de pilares complexos (maciço fora da água), Lança *et al.* [2013] sugerem que os ensaios sejam conduzidos com durações superiores a 7 dias (dependendo da configuração do grupo de estacas, tem-se $10^6 < Ut/W_{ge} < 8 \times 10^6$). No caso de pilares complexos, Moreno *et al.* [2012] sugerem que os ensaios sejam conduzidos com durações de, pelo menos, duas semanas (aproximadamente $Ut/D_e > 4 \times 10^6$). Assim, e dado que de acordo com a Tabela 2, os ensaios do pilar AA-II foram conduzidos com durações curtas (entre 0.4 e 2.1 dias) e poderão não ter sido atingidas profundidades próximas da de equilíbrio.

Também, de acordo com Yalin [1971], os resultados dos ensaios Co-NZ2 podem implicitamente refletir efeitos de parede pelo facto de serem caracterizados por $B/h < 5$.

No caso específico dos pilares complexos não existem estudos que definam a largura equivalente

Tabela 2 - Variáveis características dos ensaios, dimensões do pilar complexo e relações geométricas.

| Pilar | Co-US | Co-NZ2 | GC | AA-II | Fe-A | PE |
|------------------|-------|--------|------------|---------------|------------|-------------|
| B (m) | 1.5 | 1.5 | 0.7 | 0.6 | 0.7 | 2.0 |
| h (m) | 0.330 | 0.600 | 0.100 | 0.140 – 0.154 | 0.100 | 0.200 |
| U (m/s) | 0.340 | 0.375 | 0.286 | 0.229 – 0.262 | 0.271 | 0.258 |
| d_{50} (mm) | 0.84 | 0.84 | 0.83 | 0.60 | 0.83 | 0.86 |
| # Ensaios | 11 | 11 | 12 | 22 | 10 | 11 |
| t_d (dias) | — | — | 4.8 – 18.1 | 0.4 – 2.1 | 8.3 – 37.0 | 12.9 – 46.9 |
| Forma do fuste | F2 | F2 | F1 | F2 | F3 | F3 |
| D_c (m) | 0.100 | 0.030 | 0.050 | 0.042 | 0.049 | 0.110 |
| L_c (m) | 0.400 | 0.312 | 0.050 | 0.150 | 0.197 | 0.433 |
| Forma do maciço | F2 | F2 | F1 | F2 | F3 | F3 |
| D_m (m) | 0.190 | 0.120 | 0.148 | 0.090 | 0.148 | 0.200 |
| L_m (m) | 0.480 | 0.362 | 0.148 | 0.190 | 0.298 | 0.523 |
| T (m) | 0.080 | 0.060 | 0.050 | 0.042 | 0.050 | 0.090 |
| D_p (m) | 0.020 | 0.024 | 0.025 | 0.016 | 0.025 | 0.050 |
| E_m (m) | 0.060 | 0.072 | 0.050 | 0.065 | 0.050 | 0.125 |
| E_n (m) | 0.065 | 0.072 | 0.050 | 0.048 | 0.055 | 0.125 |
| m | 8 | 4 | 2 | 3 | 5 | 4 |
| n | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| B/h | 4.6 | 2.5 | 7.0 | 3.9 – 4.3 | 7.0 | 10.0 |
| W_o/B | 0.10 | 0.07 | 0.17 | 0.12 | 0.17 | 0.08 |
| h/D_m | 1.74 | 5.00 | 0.68 | 1.56 – 1.71 | 0.68 | 1.00 |
| D_c/D_m | 0.53 | 0.25 | 0.34 | 0.47 | 0.33 | 0.55 |
| T/h | 0.24 | 0.10 | 0.50 | 0.28 | 0.50 | 0.45 |
| D_{e^*}/d_{50} | 141 | 72 | 92 | 90 | 90 | 147 |

Nota: F1 = forma circular, F2 = forma retangular, F3 = forma retangular com extremidades semicirculares; L_c = comprimento do fuste; L_m = comprimento do maciço; W_o = máxima largura equivalente de obstrução do pilar complexo; D_{e^*} = máximo diâmetro equivalente do pilar complexo.

de obstrução, W_o , para cálculo do efeito de contração horizontal. O limite a partir do qual existe este efeito deve ser determinado em função de uma relação entre a variável W_o e a largura do canal, B . Em estudos de pilares simples considera-se, com segurança, que valores dessa relação inferiores ou iguais a 10% garantem a inexistência deste efeito. No presente estudo, foi calculada a máxima largura equivalente de obstrução nos seis pilares complexos analisados. A referida largura corresponde à relação entre a máxima área de obstrução do pilar (numa secção transversal perpendicular às paredes do canal) e a altura do escoamento. Foram analisadas as áreas de obstrução associadas a várias posições do maciço e foi utilizada a de maior valor. Os valores de W_o/B (Tabela 2) mostram que os ensaios dos pilares GC, AA-II e Fe-A podem ter uma ligeira influência do efeito de contração dado que $W_o/B > 0.10$.

Segundo Melville e Coleman (2000), em pilares simples, a altura de escoamento, h , deixa de influenciar a profundidade de erosão quando $h/D_p > 1.43$ enquanto Jones e Sheppard (2000) sugerem $h/D_p > 2.0$. No caso dos pilares complexos, esta relação não é conhecida, podendo especular-se, com segurança, que h não influencia os valores de h_{se} para valores de $h/D_m > 1.4 \sim 2.0$. Nos pilares de GC e Fe-A, como a relação $h/D_m = 0.67$ é muito reduzida, a altura do escoamento pode condicionar a profundidade de erosão, diminuindo os correspondentes valores em relação ao valor máximo. No caso do pilar do presente estudo, com uma relação $h/D_m = 1.0$, a influência da altura do escoamento não será desprezável mas é inferior à dos pilares GC e Fe-A.

Na Figura 10 apresentam-se as gamas de variação do parâmetro D_e/d_{50} correspondentes aos diferentes ensaios dos seis pilares analisados. O diâmetro equivalente foi calculado com as equações propostas por Coleman (2005). Observa-se que os ensaios do pilar do presente estudo e alguns ensaios do pilar Co-US têm relações superiores a 100, a que corresponde uma redução da profundidade de erosão adimensional com o aumento de D_e/d_{50} . Na comparação com os modelos de previsão HEC-18 e de Auckland, as profundidades de erosão obtidas nestes ensaios podem ter desvios significativos, uma vez que, para $D_e/d_{50} > 100$, os modelos tendem a sobrestimar os valores da profundidade de erosão nos termos do referido na secção 2.4.

Em geral, quando se estudam efeitos isolados, os ensaios de laboratório são conduzidos em condições que maximizam as profundidades de erosão (e.g., $U/U_c \approx 1$, $D_e/d_{50} < 100$, $h/D_e > 2$); no entanto, alguns ensaios podem apresentar reduções na profundidade de erosão devido às relações que patenteiam entre as

dimensões geométricas do pilar e as características do escoamento e do material do leito. A análise das condições e características particulares dos ensaios, conduzidos com cada pilar, permitirá quantificar parte dos desvios da previsão da profundidade de erosão calculada com os três modelos, os quais serão avaliados na secção seguinte (4.3).

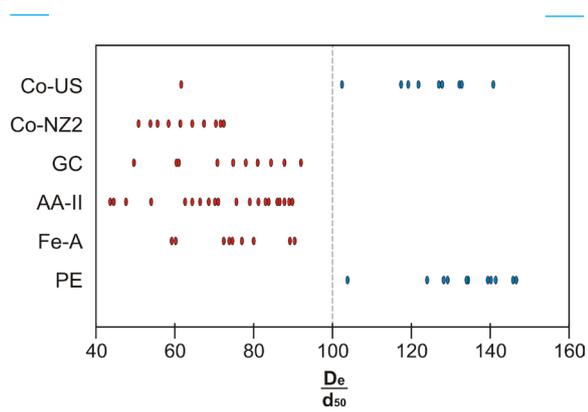


Figura 10 - Variação de D_e/d_{50} para os ensaios correspondentes aos diferentes pilares.

4.3. Aplicabilidade dos modelos de previsão

Nas Figuras 11(a) a 11(f) apresentam-se os valores da profundidade máxima de erosão medidos no final dos ensaios, normalizados pela largura do maciço, h_s/D_m , em função da posição relativa do topo do maciço, H_c/h . Cada figura corresponde a um conjunto de ensaios (Co-US, Co-NZ2, GC, AA-II, Fe-A e PE) e inclui as previsões dos modelos considerados – Auckland, HEC-18 e FDOT. As linhas referentes aos três modelos cobrem toda a gama de valores de H_c/h . Como os ensaios com o modelo AA-II foram conduzidos com diferentes valores, embora próximos, de altura e de velocidade média do escoamento (ver Tabela 2), adotaram-se nos cálculos os valores médios, $h = 0.15$ m e $U = 0.237$ m/s. De acordo com o referido na secção 2.4, o modelo FDOT não considera a forma retangular com extremidades semicirculares para o fuste e o maciço (i.e., as formas dos pilares Fe-A e PE), pelo que se considerou nos cálculos, $K_s = 1$, nos termos da sugestão de Arneson *et al.* (2012). Como, no modelo de Auckland, não é estabelecido o valor de K_s a adoptar (ver 2.4) considerou-se $K_s = 1$ para $H_c > 0$ e K_s a variar com a forma do fuste, para $H_c \leq 0$. As figuras incluem três bandas correspondentes às três situações descritas em 4.1: Situação 1, quando $H_c/h < 0$, Situação 2, quando $0 \leq H_c/h \leq T/h$ e Situação 3, quando $H_c/h > T/h$.

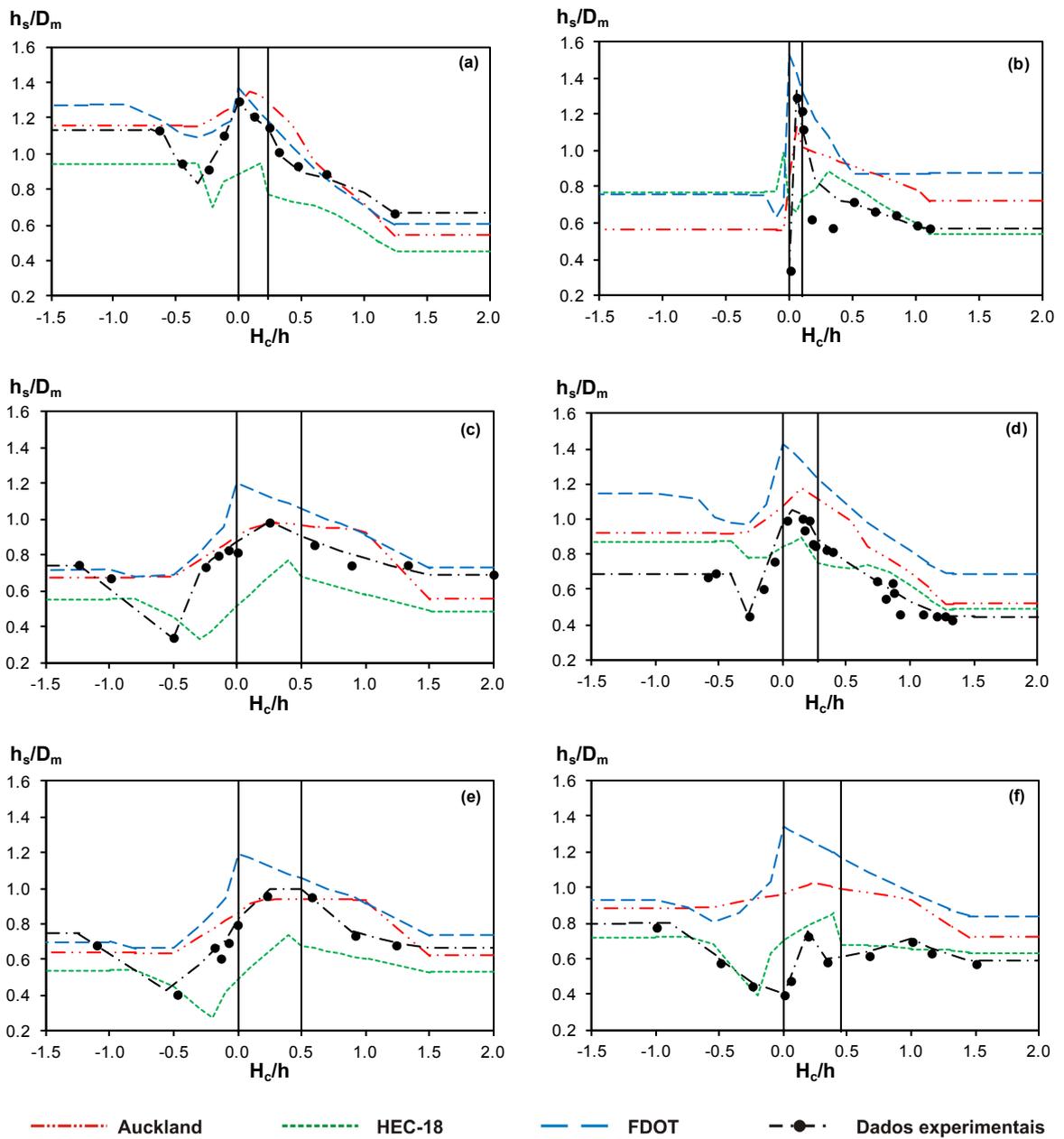


Figura 11 - Comparação dos modelos de previsão com os dados experimentais de: (a) Co-US; (b) Co-NZ2; (c) GC; (d) AA-II; (e) Fe-A; (f) PE.

Apesar de se observarem diferenças importantes, as Figuras 11(a) a 11(f) evidenciam andamentos qualitativamente análogos entre os resultados experimentais e os dos modelos de previsão. Em todos os casos, as maiores profundidades de erosão ocorrem quando o maciço de encabeçamento se encontra total ou parcialmente enterrado no leito ($0 \leq H_c/h \leq T/h$, *i.e.*, na Situação 2, Figura 8). No entanto, os modelos de previsão conduzem a diferentes valores da posição do maciço, H_c/h , em que se obtém a máxima profundidade de erosão.

Em geral, os três modelos tanto sobrestimam como subestimam a profundidade de erosão, dependendo da posição do maciço. As maiores diferenças observam-se para a Situação 2. Os modelos de Auckland e HEC-18 parecem fornecer resultados mais centrados nos valores medidos. O modelo FDOT fornece, em geral, as previsões mais seguras, sendo mais acentuadas as diferenças nas situações 2 e 3 (maciço parcial ou totalmente enterrado).

As explicações para os desvios, evidenciados na Figura 11, entre profundidades máximas de erosão medidas e calculadas são múltiplas e difíceis de isolar caso a caso. Podem, ainda assim, adiantar-se as seguintes:

- Como se referiu em 4.2, a duração dos ensaios condiciona muito a profundidade de erosão medida, e, por isso, o resultado da comparação com os valores previstos. Os desvios verificados para a Situação 3 – maciço completamente enterrado – nos ensaios AA-II [Figura 11(d)] e em alguns ensaios Co-NZ2, Figura 11(b), poderão ser justificados pela curta duração dos ensaios.
- Para valores do parâmetro D_e/d_{50} superiores a cerca de 100, os modelos de Auckland e HEC-18 tendem a fornecer previsões por excesso. Para o pilar do presente estudo os valores de D_e/d_{50} são superiores a 100 (ver Figura 10) podendo-se atribuir a este parâmetro parte dos desvios por excesso dos modelos de Auckland e HEC-18 - Figura 11(f). A influência do parâmetro D_e/d_{50} pode também ser identificada em alguns ensaios com o pilar Co-US.
- A sobrestimação das previsões pelo modelo FDOT na Situação 2, para os seis pilares complexos, parece ser devida ao cálculo erróneo do diâmetro equivalente do grupo de estacas com base na equação [7]. Este cálculo é diretamente influenciado por K_{hge} , fator de submersão do grupo de estacas, o qual depende da posição do topo do grupo de estacas relativamente ao nível do leito, H_{ge} . Este fator tem o valor 1, como se o encabeçamento de estacas estivesse sempre fora da água, mesmo que o topo do grupo de estacas esteja próximo do leito ou ligeiramente submerso.

Independentemente das razões dos desvios, importa proceder à avaliação do desempenho dos três modelos de previsão. Para o efeito separaram-se os dados dos ensaios em três grupos sem atender à respetiva origem, excluindo unicamente os resultados dos ensaios do pilar AA-II por estes terem tido duração demasiado curta. Cada grupo corresponde às situações previamente descritas: Situação 1 – maciço de encabeçamento acima do leito; Situação 2 – maciço parcialmente enterrado no leito; Situação 3 – maciço completamente enterrado no leito. Aplicaram-se os três modelos, separadamente, aos três grupos de dados.

A Figura 12 apresenta a comparação das profundidades de erosão de equilíbrio medidas e calculadas, por cada modelo de previsão. Os valores de profundidade de erosão foram normalizados pelo diâmetro equivalente do pilar complexo, associado a cada ensaio, calculado de acordo com as equações propostas no modelo de Auckland (Coleman 2005). A figura inclui as linhas de concordância e as linhas correspondentes a desvios assimétricos de +30% e de +50%. A Figura 12(a) aplica-se à Situação 1, a Figura 12(b) à Situação 2 e a Figura 12(c) à Situação 3.

De acordo com a Figura 12, o maior número de previsões por defeito foi obtido pelo modelo HEC-18 (37 dos 55 ensaios, Tabela 3) enquanto o maior número de previsões por excesso foi obtido pelo modelo FDOT (52 dos 55 ensaios, Tabela 3). O modelo HEC-18 forneceu previsões por defeito nas três situações analisadas. Em resultado da aplicação do modelo de Auckland e do modelo FDOT, obtêm-se os menores desvios quando o maciço se encontra acima do leito (Situação 1), observando-se os maiores desvios quando o maciço se encontra parcialmente enterrado (Situação 2). Convirá ter presente que, em termos de projeto, as previsões por defeito podem traduzir-se em condições de risco para a estrutura da ponte, enquanto as previsões por excesso podem acarretar maiores custos de execução. Calculou-se a média dos desvios relativos entre as previsões e as medições, MDR , no sentido de avaliar o desempenho dos modelos:

$$MDR = \frac{\sum_{i=1}^n (h_{se}/D_e)_c}{np} \quad (8)$$

Na equação anterior, $(h_{se}/D_e)_c$ é a profundidade de erosão calculada adimensionalizada, $(h_{se}/D_e)_m$ é a profundidade de erosão medida adimensionalizada. Neste caso, o valor de h_{se} corresponde à profundidade de erosão medida ao fim do ensaio e np é o número de previsões por excesso ou por defeito de um dado

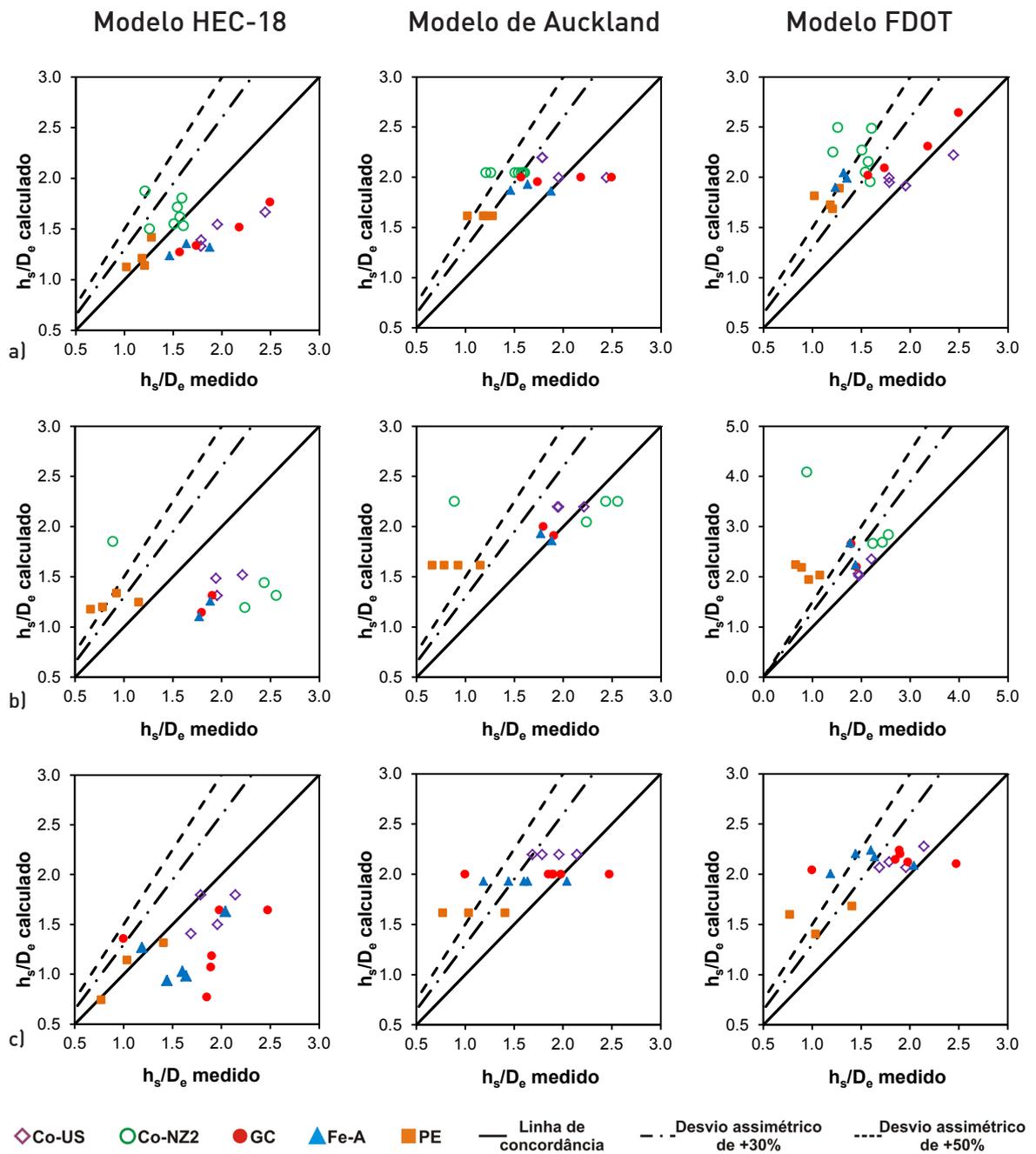


Figura 12 - Comparação das profundidades de erosão de equilíbrio medidas e calculadas: (a) Situação 1; (b) Situação 2; (c) Situação 3.

modelo. Definiu-se também a percentagem de desvio, %*desv*,

$$\%desv = (MDR - 1) \times 100\% \quad (9)$$

A Tabela 3 reúne o número de ensaios de cada situação identificada na Figura 8 e na Figura 12, o número de previsões de cada modelo que resultaram em subestimação ou sobrestimação e o respetivo valor de %*desv*. A título de exemplo e de acordo com a Tabela 3, para a Situação 2 (ver Figura 10(b)), o modelo HEC-18 conduziu a previsões por defeito em 10 dos 15 ensaios. O valor da *MDR* desses 10 ensaios, calculado com a equação (8), sendo em média de 0.637, corresponde a um desvio por defeito de 36.3% em relação aos valores medidos.

Para verificar o desempenho dos modelos de previsão nos resultados experimentais, foi feita uma análise

similar conduzida com um maior número de valores de profundidade de erosão, num total de 223 valores, sendo aproximadamente 45 valores em cada um dos 5 modelos avaliados. Estas profundidades de erosão foram obtidas com base na envolvente dos valores medidos nos ensaios dos diferentes pilares (Figura 11), considerando valores da posição do maciço, H_c/h , distribuídos uniformemente. Na Tabela 3 apresentam-se adicionalmente, entre parêntesis, os resultados obtidos em termos de %*desv* aplicada aos 223 valores de profundidade de erosão. Os correspondentes resultados mostram que os valores de subestimação ou sobrestimação são da mesma ordem de grandeza que os que foram obtidos com os resultados dos 55 ensaios (incluídos na Tabela 3 sem parêntesis).

Os resultados apresentados na Tabela 3 mostram que as previsões por defeito (subestimação) no modelo HEC-18 são mais notórias na Situação 2 (10 dos 15 ensaios) e na Situação 3 (14 dos 18 ensaios), em que o maciço está parcial e completamente enterrado

Tabela 3 - Avaliação das previsões da profundidade de erosão pelos três modelos*.

| Situação | Nº de ensaios | Natureza do desvio | Modelo HEC-18 | | Modelo de Auckland | | Modelo FDOT | |
|----------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------|-------------------|
| | | | <i>np</i> | % <i>desv</i> | <i>np</i> | % <i>desv</i> | <i>np</i> | % <i>desv</i> |
| 1 | 22 (107) | Subestimação | 13 (75) | -21.2% (-21.3%) | 4 (22) | -11.8% (-8.4%) | 2 (13) | -5.5% (-6.8%) |
| | | Sobrestimação | 9 (32) | 13.9% (8.2%) | 18 (85) | 31.7% (24.2%) | 20 (94) | 36.6% (28.5%) |
| 2 | 15 (39) | Subestimação | 10 (28) | -36.3% (-31.4%) | 5 (10) | -6.2% (-4.6%) | 0 (0) | — (—) |
| | | Sobrestimação | 5 (11) | 58.2% (36.2%) | 10 (29) | 56.4% (32.8%) | 15 (39) | 76.7% (51.3%) |
| 3 | 18 (77) | Subestimação | 14 (53) | -27.8% (-21.1%) | 2 (5) | -12.4% (-8.7%) | 1 (4) | -15.0% (-4.6%) |
| | | Sobrestimação | 4 (24) | 13.2% (16.5%) | 16 (72) | 31.3% (32.9%) | 17 (73) | 33.6% (34.0%) |

Nota: *Os valores entre parêntesis correspondem aos resultados da análise com os valores distribuídos de H_c/h .

respetivamente, com desvios relativos médios da ordem de 30%. A subestimação nos modelos de Auckland e FDOT é menos frequente, sendo no total das três situações, respetivamente, de 11 e de 3 entre os 55 ensaios. No caso destes dois modelos, estas previsões representam assim desvios por defeito muito menores, da ordem de 6 a 15%, do que os que resultam da aplicação do modelo HEC-18. No caso das previsões por excesso (sobrestimação), os três modelos utilizados conduziram a resultados que representam valores de %*desv* superiores a 50% para a Situação 2 - maciço parcialmente enterrado – sendo esta a situação mais crítica em termos de projeto de pontes (situação de ocorrência da profundidade máxima de erosão). As percentagens de desvio entre as profundidades máximas de erosão calculadas e medidas, apresentadas na Tabela 3, podem ser explicadas pela combinação dos múltiplos fatores já referidos e, em especial, pelas limitações conceptuais dos modelos de previsão.

5. CONCLUSÕES

No presente estudo foi feita uma apresentação sumária dos três modelos mais utilizados e divulgados na literatura para a previsão das profundidades máximas de cavidades de erosão junto de pilares complexos. No sentido de avaliar o desempenho dos modelos foram conduzidos ensaios com geometrias de pilares ainda não testadas anteriormente; foram ainda utilizados, maioritariamente, resultados de ensaios publicados por outros autores. Os dados foram separados em três grupos dependendo do facto de o maciço se encontrar acima, parcialmente enterrado ou completamente enterrado no leito (situações 1, 2 e 3, respetivamente). A discussão da aplicabilidade dos modelos baseou-se na comparação das previsões com as medições disponíveis.

As principais conclusões que se podem extrair do estudo são as seguintes:

- Os três modelos de previsão analisados apresentam desvios por excesso e por defeito em relação às profundidades de erosão medidas, dependendo da posição do maciço de encabeçamento relativamente ao nível inicial do leito. Em geral, os maiores desvios ocorrem quando o maciço se encontra parcialmente enterrado.
- O modelo HEC-18 tende a subestimar a profundidade de erosão, especialmente nas situações onde o maciço de encabeçamento se encontra parcialmente ou completamente enterrado (ver situações 2 e 3 das figuras

11 e 12 e da Tabela 3). Essa previsão por defeito da profundidade de erosão, num caso em que a cavidade de erosão atinja a fase de equilíbrio, pode traduzir-se em risco de colapso da estrutura da ponte. Assim, dado que as estimativas por defeito são muito significativas e frequentes, considera-se o modelo HEC-18 o menos recomendável para a previsão da profundidade de erosão em pilares de geometria complexa.

- Os modelos de Auckland e do FDOT patenteiam um comportamento parecido: as maiores diferenças entre os valores da profundidade de erosão medidos e calculados ocorrem para a situação em que o maciço está parcialmente enterrado. Identificou-se um reduzido conjunto de previsões por defeito, com desvios associados relativamente pouco importantes (inferiores a 15%, Tabela 3). Constatou-se que o modelo FDOT fornece menores percentagens de previsões por defeito em comparação com o modelo de Auckland.
- Para aplicações práticas, recomenda-se a utilização do modelo FDOT para o cálculo de profundidades de erosão em torno de pilares complexos, sem perder de vista as considerações e ressalvas apresentadas nas secções 2.4, 4.2 e 4.3.

AGRADECIMENTOS

Este estudo realizou-se no âmbito do projeto PTCD/EMC/101353/2008 da Fundação para Ciência e a Tecnologia e da bolsa de doutoramento SFRH/76396/2011 financiada pela mesma entidade, instituição a que se agradece a oportunidade decorrente do referido financiamento.

SIMBOLOGIA

| | |
|-----------|---|
| B | Largura do canal |
| D | Largura do pilar |
| D_e | Diâmetro equivalente do pilar complexo |
| D_{ef} | Diâmetro equivalente do fuste |
| D_{ege} | Diâmetro equivalente do grupo de estacas |
| D_{em} | Diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento |
| D_{e^*} | Máximo diâmetro equivalente do pilar complexo |
| D_f | Largura do fuste |
| D_m | Largura do maciço |

| | | | |
|------------|--|------------------|--|
| D_p | Diâmetro do pilar cilíndrico | MDR | Média dos desvios relativos entre as previsões e medições |
| E_m | Espaçamento entre os centros das estacas na direcção m | n | Número de alinhamentos do grupo de estacas |
| E_n | Espaçamento entre os centros das estacas na direcção n | np | Número de previsões |
| d_{50} | Diâmetro mediano das partículas | T | Espessura do maciço de encabeçamento |
| Fr | Número de Froude do escoamento não perturbado a montante do pilar | t_d | Tempo de duração dos ensaios |
| g | Aceleração da gravidade | U | Velocidade média do escoamento não perturbado na secção a montante do pilar |
| h | Altura do escoamento não perturbado a montante do pilar | U_c | Velocidade média crítica de início do movimento |
| H_c | Posição do topo do maciço de encabeçamento relativo ao nível inicial do leito | W_{ge} | Somatório das larguras das estacas projetadas segundo a direcção do escoamento |
| H_{ge} | Posição do topo do grupo de estacas relativo ao nível inicial do leito | W_o | Largura equivalente de obstrução do pilar complexo |
| h_s | Profundidade total de erosão | $(h_{se}/D_e)_c$ | Profundidade de erosão calculada adimensionalizada |
| h_{se} | Profundidade de erosão de equilíbrio | $(h_{se}/D_e)_m$ | Profundidade de erosão medida adimensionalizada |
| h_{sef} | Profundidade de erosão de um pilar simples de largura igual à largura do fuste | ρ_s | Massa específica da areia |
| h_{sf} | Profundidade de erosão associado ao fuste | σ_D | Desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica da areia |
| h_{sge} | Profundidade de erosão associada ao grupo de estacas | | |
| h_{sm} | Profundidade de erosão associada ao maciço de encabeçamento | | |
| h_{smed} | Profundidade de erosão medida ao fim do ensaio | | |
| K_{bc} | Fator da condição do leito | | |
| K_d | Fator da dimensão dos sedimentos | | |
| K_{eg} | Fator do espaçamento entre as estacas | | |
| K_f | Fator da saliência do maciço em relação ao fuste | | |
| K_g | Fator da geometria do canal | | |
| K_{hc} | Fator do posicionamento do fuste | | |
| K_{hD} | Fator da dimensão do pilar em relação com a altura do escoamento | | |
| K_{hDe} | Fator da dimensão do pilar complexo em relação com a altura do escoamento | | |
| K_{hge} | Fator de submersão do grupo de estacas | | |
| K_{hm} | Fator do posicionamento do maciço | | |
| K_I | Fator de intensidade de escoamento | | |
| K_m | Fator do número de estacas alinhadas | | |
| K_S | Fator da forma do pilar | | |
| K_w | Fator para pilares de grandes dimensões | | |
| K_θ | Fator do ângulo de ataque do escoamento em relação ao alinhamento do pilar | | |
| m | Número de linhas do grupo de estacas | | |

BIBLIOGRAFIA

- Amini, A., Melville, B.W., Ali, T.M. & Ghazali, A.H. (2012) - Clear-water local scour around pile groups in shallow-water flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 138 (2), 177 – 185.
- Arneson, L.A., Zevenbergen, L.W., Lagasse, P.F. & Clopper, P.E. (2012) - Evaluating scour at bridges. Fifth edition. Publication No. FHWA-HIF-12-003, *Hydraulic Engineering Circular No. 18*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Ataie-Ashtiani, B., Baratian-Ghorghi, Z. & Beheshti, A.A. (2010) - Experimental investigation of clear-water local scour of compound piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 136 (6), 343 – 351.
- Ballio, F., Teruzzi, A. & Radice, A. (2009) - Constriction effects in clear-water scour at abutments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 135 (2), 140 – 145.
- Breusers, H.N.C. & Raudkivi, A.J. (1991) - Scouring. *IAHR Hydraulic Structures Design Manual*. 152p. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Chiew, Y.M. & Melville, B.W. (1987) - Local scour around bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 25 (1), 15 – 26.
- Coleman, S.E. (2005) - Clearwater local scour at complex piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 131 (4), 330 – 334.

- Dey, S., Raikar, R.V. & Roy, A. [2008] - Scour at submerged cylindrical obstacles under steady flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 134 (1), 105 – 109.
- Ferraro, D., Tafarajnoruz, A., Gaudio, R. & Cardoso, A.H. [2013] - Effects of pile cap thickness on the maximum scour depth at a complex pier. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 139 (5), 482 – 491.
- Grimaldi, C. & Cardoso, A.H. [2010] - Methods for local scour depth estimation at complex bridge piers. *Proceedings of 1st IAHR European Division Congress*, Edinburgh, UK.
- Hannah, C. R. [1978]. - Scour at pile groups. Report No. 78-3, M.S. thesis, Canterbury Univ., Canterbury, New Zealand.
- Jones, J.S. [1989] - Laboratory studies of the effects of footings and pile groups on bridge pier scour. *Proceedings of the Bridge Scour Symposium*, U.S. Federal Highway Administration, Publication FHWA-RD-90-035, Washington, D.C., 340-359.
- Jones, J.S. & Sheppard, D.M. [2000] - Local scour at complex pier geometries. *Proceedings of World Environmental and Water Resources Congress 2000*, ASCE, USA, May.
- Lança, R. [2013] - Clear-water scour at single piers and pile groups. 260p., Tese de Doutoramento, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal.
- Lança, R., Fael, C., Maia, R., Pêgo, J. & Cardoso, A. [2013] - Clear-water scour at pile groups. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 139 (10), 1089 – 1098.
- Laursen, E.M. & Toch, A. [1956] - Scour around bridge piers and abutments. *Bulletin No.4*, Iowa Highways Research Board, Ames, IA.
- Lee, S.O. & Sturm, T.W. [2009] - Effect of sediment size scaling on physical modeling of bridge scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 135 (10), 793 – 802.
- Melville, B.W. & Raudkivi, A.J. [1996] - Effect of foundation geometry on bridge pier scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 122 (4), 203 – 209.
- Melville, B.W. & Coleman, S.E. [2000] - *Bridge Scour*. 547p., Water Resources Publications, LLC, Colorado, USA. ISBN 1-887 201-18-1.
- Melville, B., Coleman, S. & Priestley, S. [2006] - Local scour at complex piers. *Proceedings of World Environmental and Water Resources Congress 2006*, ASCE, USA.
- Moreno, M., Maia, R., Couto, L. & Cardoso, A. [2012]. Evaluation of local scour depth around complex bridge piers. *Proc. Int. Conf. on Fluvial Hydraulics River Flow 2012*, R. Murillo, eds., Int. Association for Hydro-Environment Engineering and Research, 935 – 942.
- Neil, C.R. [1967]. Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed-material. *Proc., 12th IAHR Congress*, IAHR, Fort Collins, CO, 46 – 54.
- Richardson, E.V. & Davis, S.R. [2001] - *Evaluating scour at bridges*. Fourth edition. Publication No. FHWA NHI 01-001, Hydraulic Engineering Circular No. 18. National Highway Institute, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Salim, M. & Jones, J.S. [1996] - Scour around exposed pile foundations. *Proc. of the American Society of Civil Engineers "North American Water and Environment Congress 96"*, Anaheim, USA.
- Sheppard, D.M. & Renna, R. [2005]. *Florida bridge scour manual*. Florida Department of Transportation, Tallahassee.
- Sheppard, D.M. & Renna, R. [2010]. *Florida bridge scour manual*. Florida Department of Transportation, Tallahassee.
- Sheppard, D.M., Mufeed, O. & Glasser, T. [2004] - Large scale clear-water local pier scour experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 130 (10), 957 – 963.
- Simarro, G., Fael, C. & Cardoso, A. [2011] - Estimating equilibrium scour depth at cylindrical piers in experimental studies. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 137 (9), 1089 – 1093.
- Smith, W.L. [1999] - *Local Structure-Induced Sediment Scour at Pile Groups*. 83p., M.S. Thesis, Florida Univ, Gainesville, FL.
- Yalin, M.S. [1971] - *Theory of Hydraulic Models*. 266p., MacMillan Civil Engineering Hydraulics, Macmillan Publishers Limited, ISBN 0333035577 – 9780333035573.