



Ricardo Jorge Garcia Calçada

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Estudo de erosões localizadas causadas por pilares com geometria complexa

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientador: Doutor João Gouveia Bento Leal, Prof. Auxiliar, FCT-UNL
Co-orientador: Doutor Heleno Cardoso, Prof. Catedrático, IST-UTL

Júri:

Presidente: Doutor Fernando Manuel Anjos Henriques, Prof. Catedrático, FCT-UNL
Arguente(s): Doutora Cristina Maria Sena Fael, Prof. Auxiliar, UBI



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Fevereiro de 2012

Estudo de erosões localizadas causadas por pilares com geometria complexa

Copyright

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Este estudo foi realizado no Instituto Superior Técnico com a orientação do Professor João Leal e a co-orientação do Professor Heleno Cardoso.

Ao Prof. João Leal agradeço o acompanhamento e incentivo no decorrer desta dissertação. A sua disponibilidade e apoio foram fundamentais para a realização deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Heleno Cardoso a oportunidade concedida. Fico grato por todo o conhecimento que partilhou e por todos os desafios a que me sujeitou, reconheço que contribuíram para o meu desenvolvimento ao longo deste trabalho.

Agradeço todo o apoio e amizade do João Pedro, auxiliar do Laboratório de Hidráulica e Recursos hídricos do Instituto Superior Técnico. Agradeço toda a sua ajuda na realização dos ensaios e a companhia que prestou nas muitas horas passadas no laboratório.

À Ana Margarida Ricardo fico profundamente agradecido por toda a ajuda prestada na realização desta dissertação, as muitas dúvidas esclarecidas e os muitos problemas que ajudou a ultrapassar. A ela e aos restantes membros do grupo de Hidráulica quero agradecer a amizade com que me acolheram.

A todos os meus amigos e colegas expresso a minha gratidão pelo acompanhamento e a amizade prestada, que nos momentos difíceis foram sem dúvida importantes para a realização desta etapa. Com especial agradecimento ao Carlos Ferreira por toda a disponibilidade e enorme amizade com que me acompanhou.

Por fim agradeço à minha família e namorada toda a compreensão e confiança que sempre demonstraram, todo o afecto e ajuda que proporcionaram ao longo destes anos.

Resumo

A presença de um obstáculo no interior de um escoamento altera o comportamento do campo de pressões na sua vizinhança, separando o escoamento e consequentemente criando um sistema de vórtices que pode resultar em modificações no fundo envolvente do obstáculo. A erosão que se desenvolve em redor de pilares devida aos vórtices, a que o leito do rio fica sujeito, pode atingir profundidades que dão origem ao colapso das estruturas.

Os objectivos principais da presente dissertação são determinar a influência de um pilar de geometria complexa no processo de erosão localizada e verificar a capacidade de previsão da profundidade de erosão de equilíbrio das mais importantes metodologias de cálculo existentes, com vista à concepção de pontes de forma segura e económica.

Para verificar o desenvolvimento total da camada limite na zona de aproximação e avaliar a uniformidade da distribuição transversal das velocidades, foram realizadas medições de velocidade instantânea com um velocímetro acústico por efeito de Doppler (ADV).

De modo a obter a contribuição para a profundidade de erosão de cada elemento constituinte do pilar de geometria complexa, foram efectuadas três séries de ensaios compostas pelo pilar completo e por combinações dos constituintes do pilar complexo. Comparados os resultados obtidos, determinou-se a contribuição de cada componente.

Foi possível concluir através da comparação dos vários métodos aplicados que a melhor previsão das profundidades de erosão localizada de equilíbrio se obtém aplicando o método proposto por Sheppard (2005), ainda que com algumas previsões por defeito. Conclui-se também que a maior contribuição para a erosão localizada ocorre por parte do maciço de encabeçamento quando se encontra posicionado imediatamente acima do fundo inicial e que a coluna e o grupo de estacas contribuem para a escavação quando se encontram mais expostos ao escoamento como seria espectável.

Palavras-chave: Erosão localizada, pilar de geometria complexa, profundidade de erosão de equilíbrio, constituintes do pilar complexo.

Abstract

The presence of an obstacle on the flow changes the behaviour of the pressure field around it, separating the flow and consequently creating a system of vortexes that might change the river's bed surrounding the obstacle. The scour that develops around a pier due to the vortexes, can reach depths which may lead to structure collapse.

The main goals of the present thesis are to determine the influence of a pier with complex geometry on the process of erosion of the river's sand bed and to verify the capacity of prediction of the equilibrium scour depth by the most important methods available in the literature, aiming for a safer and cheaper bridge design.

In order to evaluate the turbulent boundary layer development in the approach region and the cross section velocity uniformity distribution, a series of measurements of instantaneous velocity were conducted using an acoustic Doppler velocimeter (ADV).

The aim is also obtain the contribution to the scour depth of each element of the complex geometry pier. For this purpose three series of experiments were conducted, using the complete pier and two combinations of the elements of the complex pier. The data was compared enabling to determine the contribution of each part.

Comparing all the methods tested in this study it was possible to conclude that the best estimate of the equilibrium local scour depth is obtained applying the method proposed by Sheppard (2005), even with some underestimations. It was also concluded that the major contribution to the local scour occurs from the pile cap when it is positioned immediately above the initial bottom and that the column and the pile group contribute the most to excavation when they are more exposed to the flow, as it would be expected.

Keywords: Local scour, complex geometry pier, equilibrium scour depth, complex pier elements.

Conteúdo

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Objectivos e Estrutura da dissertação	2
2	Estado da arte	5
2.1	Considerações Gerais	5
2.2	Escoamentos em condições sem e com transporte sólido	5
2.3	Tipos de erosão	7
2.3.1	Erosão generalizada	7
2.3.2	Erosão devida à contracção	8
2.3.3	Erosão localizada	9
2.4	Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	10
2.4.1	Proposta de Bertoldi & Jones (1998)	11
2.4.2	Proposta de Franzetti <i>et al.</i> (1992)	11
2.5	Análise dos parâmetros intervenientes	12
2.6	Cálculo da profundidade de erosão localizada de equilíbrio	16
2.6.1	Contribuição de Melville & Coleman (2000)	16
2.6.1.1	Factor de comprimento relativo do pilar, K_{ybe}	17
2.6.1.2	Factor de intensidade do escoamento, K_I	18
2.6.1.3	Factor da granulometria do material do fundo, K_d	18
2.6.1.4	Factor de alinhamento do pilar, K_θ	18
2.6.1.5	Factor de forma do pilar, K_s	19
2.6.1.6	Factor de geometria do canal, K_g	19
2.6.1.7	Factor tempo, K_t	20

2.6.2	Contribuição de Richardson & Davis (2001) (HEC-18)	20
2.6.2.1	Considerações gerais	20
2.6.2.2	Determinação da componente de erosão da coluna do pilar	22
2.6.2.3	Determinação da componente de erosão do maciço de en- cabecamento	23
2.6.2.4	Determinação da componente de erosão do grupo de estacas	24
2.6.3	Contribuição de Coleman (2005)	25
2.6.4	Contribuição de Sheppard (2005)	27
2.6.4.1	Caso 1 - Maciço de encabecamento acima do fundo inicial	28
2.6.4.2	Caso 2 - Maciço de encabecamento parcialmente enterrado	32
2.6.4.3	Caso 3 - Maciço de encabecamento completamente enterrado	34
3	Instalações laboratoriais, Instrumentação e Procedimentos experimen- tais	37
3.1	Considerações gerais	37
3.2	Descrição do canal	37
3.3	Material do fundo	40
3.4	Geometria do pilar	41
3.5	Estudo prévio	43
3.6	Procedimento experimental	45
3.7	Descrição dos ensaios realizados	46
3.8	Instrumentação utilizada na caracterização do escoamento	48
3.8.1	Acoustic Doppler Velocimeter - ADV	48
3.8.2	Seeding	49
3.8.3	Mapa das medições	49
4	Caracterização do escoamento	51
4.1	Conceitos básicos	51
4.2	Desenvolvimento da camada limite	52
4.3	Perfil vertical de velocidades	53
5	Extrapolação dos dados da profundidade de erosão localizada com as expressões de Lança <i>et al.</i> (2010) e Franzetti <i>et al.</i> (1992)	59

5.1	Extrapolação dos dados da Série Pilar Completo	60
5.2	Extrapolação dos dados da Série Coluna + Maciço de encabeçamento	61
5.3	Extrapolações dos dados da Série Maciço de encabeçamento + Grupo de estacas	62
6	Profundidades de erosão localizada de equilíbrio previstas pelos métodos propostos na literatura	65
7	Contribuições dos elementos constituintes do pilar complexo para a pro- fundidade de erosão localizada	73
8	Conclusões e Propostas de estudos futuros	77
	Anexos	83

Lista de Figuras

1.1	Ponte Hintze Ribeiro após o colapso de um dos pilares devido à erosão. Fonte: mediaserver.rr.pt	1
2.1	Diagrama ilustrativo do aumento da profundidade de erosão localizada, d_s , com o tempo para condições sem e com transporte sólido - Adaptada de Hamill (1999). .	7
2.2	Ilustração da erosão devida a contracção - Adaptada de Mueller & Wagner (2005). .	8
2.3	Estrutura do escoamento na proximidade de um pilar cilíndrico - Adaptada de Breusers & Raudkivi (1991).	9
2.4	Identificação das fases do processo erosivo - Adaptada de Couto & Cardoso (2001). .	11
2.5	Variação da posição da fundação por estacas (Adaptada de Melville & Coleman (2000)).	17
2.6	Variação da posição da fundação por estacas - Caso V (Adaptada de Melville & Coleman (2000)).	19
2.7	Método da sobreposição do HEC-18. (Adaptada de Richardson & Davis (2001)) . .	21
2.8	Largura projectada das estacas (Adaptada de Richardson & Davis (2001)).	25
2.9	Diâmetro efectivo total (Adaptada de Sheppard (2005)).	27
2.10	Esboço dos 3 casos para determinação da erosão localizada (Adaptada de Sheppard (2005)).	28
2.11	Gráfico de K_s versus f/a_c (Adaptada de Sheppard (2005)).	29
2.12	Vista em planta do pilar complexo - Alongamento do maciço de encabeçamento (Adaptada de Sheppard (2005)).	29
2.13	Esboço da representação de T' e Y'_{pc} (Adaptada de Sheppard (2005)).	33
2.14	Esboço da definição da referência para o diâmetro efectivo do grupo de estacas (Adaptada de Sheppard (2005)).	34
3.1	Esquema das instalações.	38
3.2	Medidor de caudal.	38

3.3	Estrutura estabilizadora e Linha de cascalho.	39
3.4	Luneta.	40
3.5	Curva da distribuição granulométrica.	41
3.6	Pilar com geometria complexa.	43
3.7	Placas finas de PVC.	45
3.8	Séries de ensaios realizados. Esquerda: Série Pilar Completo; Centro: Série Coluna + Maciço; Direita: Série Maciço + Estacas.	46
3.9	Estrutura de suporte utilizada na série coluna + maciço de encabeçamento.	48
3.10	Velocímetro e Pormenor da sonda com as direcções do escoamento medidas.	48
3.11	Mapa das medições realizadas com o ADV no eixo central.	49
3.12	Mapa das medições realizadas com o ADV no eixo transversal.	50
4.1	Distribuição de velocidade em canais de secção simples (Adaptada de Graf & Altinakar (1998)).	51
4.2	Desenvolvimento da camada limite sobre uma superfície sólida (Adaptada de Massey, 2002).	53
4.3	Perfil esquemático de velocidades num canal de escoamento aberto em 2D (Adaptada de Yen (2002)).	53
4.4	Perfis verticais da componente U da velocidade média do escoamento de aproximação no eixo central do canal para $x = 1,30\text{ m}$, $x = 1,80\text{ m}$, $x = 2,30\text{ m}$, $x = 2,80\text{ m}$ e $x = 3,30\text{ m}$. À esquerda: para $k_s = d_{50}$; À direita: para $k_s = 2d_{50}$	56
4.5	Perfis verticais da componente U da velocidade média do escoamento de aproximação no eixo transversal do canal para $k_s = 2d_{50}$, com $x = 3,30\text{ m}$	57
4.6	Velocidade média do escoamento em profundidade para $x = 3,30\text{ m}$	58
5.1	Extrapolações das equações dos 6 parâmetros e exponencial - Série Pilar Completo.	60
5.2	Extrapolações das equações dos 6 parâmetros e exponencial - Série Coluna + Maciço de encabeçamento.	61
5.3	Extrapolações das equações dos 6 parâmetros e exponencial - Série Maciço de encabeçamento + Grupo de estacas.	63
6.1	Evolução das profundidades de erosão localizada de equilíbrio previstas segundo os métodos propostos relativamente aos dados extrapolados, em função da posição do maciço de encabeçamento.	70

7.1	Contribuição dos elementos constituintes do pilar complexo	75
-----	--	----

Lista de Tabelas

3.1	Caracterização do material do fundo.	40
3.2	Representação esquemática do pilar com geometria complexa.	42
3.3	Determinação da velocidade média crítica	44
3.4	Posição do maciço de encabeçamento	47
5.1	Extrapolações com as equações dos seis parâmetros e exponencial - Série Pilar Completo	60
5.2	Extrapolações com as equações dos seis parâmetros e exponencial - Série Coluna + Maciço de encabeçamento	61
5.3	Extrapolação com as equações dos seis parâmetros e exponencial - Série Maciço de encabeçamento + Grupo de estacas	62
6.1	Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Melville & Coleman (2000). . .	66
6.2	Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Richardson & Davis (2001). . .	67
6.3	Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Coleman (2005).	68
6.4	Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Sheppard (2005).	69
7.1	Valores medidos de erosão localizada das combinações de elementos do pilar	74
7.2	Valores calculados da contribuição de cada elemento constituinte	74

Simbologia

Símbolo	Descrição	Dimensão
A_1	Variável utilizada no cálculo do coeficiente de atenuação do maciço de encabeçamento enterrado	[-]
A_2	Variável utilizada no cálculo do coeficiente de atenuação do maciço de encabeçamento enterrado	[-]
a_c	Largura da coluna do pilar	[L]
a_p	Largura projectada de uma estaca	[L]
a_{pc}	Largura do maciço de encabeçamento	[L]
a_{pc}^*	Largura do maciço de encabeçamento equivalente à largura de um pilar	[L]
a_{pg}	Espaçamento entre as estacas	[L]
a_{pg}^*	Diâmetro de um pilar equivalente ao grupo de estacas	[L]
a_{proj}	Soma das larguras das estacas	[L]
b	Diâmetro do elemento do pilar	[L]
b_e	Diâmetro do pilar simples equivalente	[L]
B	Largura da secção transversal	[L]
B'	Constante de integração da lei logarítmica do pilar	[-]
C_1	Constante da formulação proposta por Franzetti <i>et al.</i> (1992)	[-]
C_2	Constante da formulação proposta por Franzetti <i>et al.</i> (1992)	[-]
d_{50}	Diâmetro mediano do material do fundo	[L]
d_{84}	Dimensão do sedimento para a qual 84% do material do fundo é mais fino	[L]
d_n	Diâmetro de peneiração tal que n% em peso é mais fino	[L]
d_s	Profundidade de erosão localizada	[L]
$d_{s(c)}$	Componente da profundidade de erosão da coluna no escoamento	[L]
$d_{s(pc)}$	Componente da profundidade de erosão do maciço de encabeçamento no escoamento	[L]
$d_{s(pg)}$	Componente da profundidade de erosão do grupo de estacas no escoamento	[L]

Símbolo	Descrição	Dimensão
d_{se}	Profundidade de erosão localizada de equilíbrio	[L]
$d_{s(c+pc)}$	Profundidade de erosão localizada devida à coluna e ao maciço de encabeçamento	[L]
D^*	Diâmetro efectivo total	[L]
D_c^*	Diâmetro efectivo da coluna	[L]
$D_{c(f)}^*$	Diâmetro efectivo atenuado da coluna	[L]
D_{pc}^*	Diâmetro efectivo do maciço de encabeçamento	[L]
D_{pg}^*	Diâmetro efectivo do grupo de estacas	[L]
f	Valor médio ponderado do alongamento do maciço de encabeçamento relativamente à coluna	[L]
f_1	Alongamento do maciço de encabeçamento na frente relativamente à coluna	[L]
f_2	Alongamento do maciço de encabeçamento de lado relativamente à coluna	[L]
g	Aceleração gravítica	[LT ⁻²]
h_0	Altura do maciço de encabeçamento relativamente ao fundo antes da erosão	[L]
h_1	Altura da coluna do pilar relativamente ao fundo antes da erosão	[L]
h_2	Altura do maciço de encabeçamento após a componente da escavação devida à coluna ser calculada	[L]
h_3	Altura do grupo de estacas após as componentes da escavação devidas à coluna e ao maciço de encabeçamento serem calculadas	[L]
h_c	Altura da coluna do pilar	[L]
h_p	Comprimento das estacas do pilar	[L]
K_1	Factor de correcção da coluna	[-]
K_2	Factor de correcção do alinhamento do pilar	[-]
K_3	Factor de correcção das condições do fundo	[-]
K_4	Factor de correcção da velocidade do escoamento	[-]
K_{apc}	Coefficiente de atenuação do maciço de encabeçamento enterrado	[-]
K_{apg}	Coefficiente de atenuação do grupo de estacas enterrado	[-]
K_d	Factor da granulometria do material do fundo,	[-]
K_f	Factor de alongamento do maciço de encabeçamento	[-]
K_g	Coefficiente descritivo da geometria da secção transversal do canal	[-]

Símbolo	Descrição	Dimensão
K_h	Factor da altura do pilar	[-]
$K_{h(c)}$	Factor da altura da coluna	[-]
$K_{h(pg)}$	Factor da altura do grupo de estacas	[-]
K_I	Factor de intensidade do escoamento	[-]
K_m	Coefficiente de número de filas de estacas alinhadas	[-]
k_s	Rugosidade absoluta equivalente	[L]
K_s	Coefficiente de forma do obstáculo	[-]
K_{sp}	Coefficiente de espaçamento das estacas	[-]
K_t	Factor tempo	[-]
K_{ybe}	Factor de comprimento relativo do pilar	[-]
K_θ	Coefficiente de alinhamento do obstáculo	[-]
L_c	Comprimento da coluna do pilar	[L]
l_e	Comprimento de um pilar rectangular equivalente	[L]
L_{pc}	Comprimento do maciço de encabeçamento	[L]
R	Raio hidráulico da secção transversal do escoamento	[L]
Re_*	Número de Reynolds característico da rugosidade	[-]
S_0	Declive do fundo do canal	[-]
S_e	Declive da linha de energia	[-]
S_p	Espaçamento entre estacas medido de centro a centro	[L]
T	Espessura do maciço de encabeçamento	[L]
T'	Distância entre o topo do maciço e o nível da profundidade de erosão durante cada iteração	[L]
t	Tempo	[T]
t_e	Tempo de erosão da profundidade de equilíbrio	[T]
u	Velocidade instantânea do escoamento	[LT ⁻¹]
U	Velocidade média do escoamento	[LT ⁻¹]
U_c	Velocidade média crítica do escoamento de início do movimento dos sedimentos	[LT ⁻¹]
u_*	Velocidade de atrito junto ao fundo	[LT ⁻¹]
u_{*c}	Velocidade de atrito crítica do início do movimento dos sedimentos	[LT ⁻¹]
U_2	Velocidade ajustada para os cálculos do maciço de encabeçamento	[LT ⁻¹]
U_3	Velocidade ajustada para os cálculos do grupo de estacas	[LT ⁻¹]

Símbolo	Descrição	Dimensão
U_{cd_n}	Velocidade crítica de início do movimento para a dimensão do grão d_n	$[LT^{-1}]$
U_{icd_n}	Velocidade do escoamento necessária para dar início à escavação no pilar para a dimensão do grão d_n	$[LT^{-1}]$
U_{pc}	Velocidade média na zona do escoamento abaixo do topo do maciço de encabeçamento	$[LT^{-1}]$
U_r	Rácio de velocidades	$[-]$
Y	Posição do maciço de encabeçamento relativamente ao fundo inicial	$[L]$
y	Altura do escoamento	$[L]$
y_2	Profundidade do escoamento ajustada para os cálculos do maciço de encabeçamento	$[L]$
y_3	Profundidade do escoamento ajustada para os cálculos do grupo de estacas	$[L]$
y_{max}	Profundidade do escoamento limite	$[L]$
y_{pc}	Distância entre o fundo (após degradação, erosão devida a contracção, e de erosão devida à coluna) e o topo do maciço de encabeçamento	$[L]$
Y_{pc}	Distância entre o fundo antes de erosão localizada e a base do maciço de encabeçamento	$[L]$
Y'_{pc}	Distância entre o nível do fundo antes e depois da erosão localizada	$[L]$
Y_T	Elevação Y do maciço de encabeçamento para a qual o maciço é escavado pela base	$[L]$
γ	Peso volúmico da água	$[ML^{-2}T^{-2}]$
Δ	Densidade aparente submersa do material do fundo	$[-]$
δ	Espessura da camada limite do escoamento	$[L]$
δ_{sh}	Coefficiente de verificação no método de Sheppard	$[-]$
θ	Alinhamento do obstáculo	$[-]$
κ	Constante de Von Kármán	$[-]$
ν	Viscosidade cinemática	$[L^2T^{-1}]$
ρ	Massa volúmica do fluido	$[ML^{-3}]$
ρ_s	Massa volúmica das partículas de sedimentos	$[ML^{-3}]$
σ_d	Coefficiente de graduação ou desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica do material do fundo	$[-]$
τ_0	Tensão de arrastamento no leito	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_c	Tensão de arrastamento crítica no início do movimento dos sedimentos	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_{xy}	Tensão de Reynolds	$[ML^{-1}T^{-2}]$
φ	Função genérica	$[-]$

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

O fenómeno das erosões localizadas junto a pilares de pontes é de considerável importância pois é um factor de risco para a integridade das estruturas. Desprezar um fenómeno deste tipo pode resultar numa catástrofe, como a perda de inúmeras vidas humanas e/ou no desperdício de avultadas verbas (Figura 1.1). Assim, a análise da erosão localizada na vizinhança de pilares e dos complexos fenómenos envolvidos são um tema de estudo desde há várias décadas.



Figura 1.1: Ponte Hintze Ribeiro após o colapso de um dos pilares devido à erosão. Fonte: mediaserver.rr.pt

O estudo teórico das erosões localizadas baseia-se na realização de ensaios laboratoriais utilizando geralmente um pilar colocado numa camada de material granular, representando o leito de um rio. Este obstáculo intercepta o escoamento provocando a sua separação, o que resulta na formação de um sistema de vórtices que actua na vizinhança do modelo estrutural. Junto ao fundo a combinação dos vórtices actua no leito móvel, criando uma cavidade de erosão quando as forças de arrastamento e de sustentação originadas são superiores ao peso das partículas do leito, transportando-as para jusante.

A geometria do obstáculo exposto ao escoamento influencia a intensidade dos vórtices criados. No passado foram realizados ensaios laboratoriais de forma a caracterizar a cavidade de erosão e a influência de um pilar de geometria cilíndrica na formação dos vórtices. Mais recentemente foram efectuados estudos que abordam geometrias mais complexas do pilar, constituído por uma coluna e maciço de encabeçamento cilíndricos ou rectangulares fundados em grupos de estacas, como são os casos da Ponte Vasco da Gama e da Ponte da Lezíria. Porém, o estudo de pilares com geometria complexa continua a colocar desafios, nomeadamente no que se refere às contribuições individuais e conjuntas do pilar, do maciço de encabeçamento e das estacas.

Esta dissertação tem como modelo estrutural em estudo um pilar constituído por coluna e maciço de encabeçamento rectangulares com as extremidades arredondadas, fundados num grupo de estacas.

1.2 Objectivos e Estrutura da dissertação

A presente dissertação tem como principal objectivo analisar a previsão das profundidades de equilíbrio da cavidade de erosão localizada através de metodologias existentes na literatura de forma a reforçar a confiança na sua aplicação aquando do dimensionamento de estruturas hidráulicas. Tem ainda a finalidade de determinar a contribuição de cada elemento constituinte do pilar complexo para a profundidade de erosão, variando a posição (cota) do maciço de encabeçamento.

De forma a enquadrar o tema da erosão localizada em pilares de pontes, apresenta-se no primeiro capítulo o âmbito do trabalho realizado e os objectivos a atingir com este estudo.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica dos conceitos teóricos necessários para descrever os fenómenos da erosão localizada. É feita uma análise dos parâmetros intervenientes no processo erosivo e são apresentadas metodologias de cálculo da profundidade de erosão de equilíbrio propostas por vários autores.

No terceiro capítulo procede-se à descrição das instalações laboratoriais onde decorreram os ensaios, do modelo do pilar e do material auxiliar utilizado na sua concepção. É ainda descrita a sequência de ensaios realizados com as combinações dos constituintes do pilar complexo.

De forma a caracterizar o escoamento de aproximação, foram realizadas medições de velocidades ao longo do canal. No capítulo 4 são descritos alguns conceitos teóricos e são apresentados os perfis verticais de velocidade, discutindo-se por fim o desenvolvimento da camada limite.

No quinto capítulo são apresentados os resultados das extrapolações dos dados da erosão localizada observados nos ensaios laboratoriais de modo a obter as profundidades de equilíbrio. No capítulo 6 os resultados obtidos no capítulo 5 são comparados com as profundidades de equilíbrio obtidas através das metodologias apresentadas no segundo capítulo.

No capítulo 7 mostra-se as contribuições dos elementos constituintes do pilar complexo para a profundidade de erosão localizada.

No capítulo 8 apresentam-se as mais importantes conclusões retiradas no decorrer deste trabalho e são sugeridos possíveis desenvolvimentos da investigação realizada.

Nos anexos encontram-se os quadros de dados dos ensaios realizados com o pilar complexo e com as combinações dos constituintes, com as respectivas previsões da profundidade de equilíbrio.

Capítulo 2

Estado da arte

2.1 Considerações Gerais

A erosão do leito dos rios é uma das mais importantes causas de colapso de pontes em todo o mundo. Trata-se do processo de remoção e transporte do material constituinte do leito devido à corrente do rio, escavando principalmente nas margens e em redor de estruturas de fundação (pilares e encontros).

São vários os factores que influenciam o processo de erosão, tais como o tipo de sedimentos, a geometria da estrutura, etc. Solos não coesivos são mais facilmente escavados que solos coesivos. Mas, apesar do tempo de obtenção diferir, a profundidade de erosão em solos coesivos pode atingir valores tão profundos como em leitos de areia, dependendo do número de cheias necessárias. Assim, torna-se complicado determinar a magnitude da erosão devido ao processo cíclico. Pode atingir um valor elevado num evento de cheia, mas dificilmente visível devido ao retrocesso das águas da cheia depositando sedimentos na abertura de erosão.

Minimizar futuros danos provocados por cheias e garantir a segurança pública requer o desenvolvimento e implantação de melhores procedimentos de dimensionamento de estruturas hidráulicas e de respectiva inspecção relativamente à cavidade de erosão. As equações disponíveis na literatura para estimar a profundidade de erosão localizada são todas baseadas em ensaios laboratoriais com limitada verificação da sua aplicação em campo.

2.2 Escoamentos em condições sem e com transporte sólido

A questão é se a velocidade média do escoamento, U (m/s), a montante da estrutura é maior ou menor que a velocidade crítica de início do movimento, U_c (m/s), necessária para mover o material do leito do rio. Se $U < U_c$ então o material do fundo a montante da estrutura hidráulica está em repouso: esta é considerada a condição sem transporte sólido (clear-water) pois o escoamento não contém sedimentos em movimento. Isto significa que todo o material removido da cavidade de erosão não é substituído por sedimentos

transportados pelo escoamento. A cavidade máxima de erosão localizada é obtida quando o escoamento não consegue transportar mais sedimentos da zona escavada.

O escoamento com transporte sólido (live-bed) ocorre quando $U > U_c$ e o material do leito do escoamento a montante da estrutura se encontra em movimento. Isto significa que o escoamento transporta continuamente sedimentos para a cavidade de erosão localizada. A profundidade de erosão localizada de equilíbrio é atingida quando o material é transportado para a cavidade de erosão ao mesmo ritmo com que é removido. (Hamill (1999))

As condições sem e com transporte sólido são importantes pois, para um certo grau de desenvolvimento, a profundidade da cavidade de erosão depende se o material do leito se encontra em movimento (Figura 2.1). Num escoamento sem transporte sólido o crescimento da cavidade é mais lento do que num escoamento com transporte sólido, que apresenta, ao longo da evolução da profundidade de erosão, flutuações (linha pontilhada, Fig. 2.1) relativamente à cavidade de erosão de equilíbrio (linha a cheio, Fig. 2.1). As flutuações são devidas à migração para jusante de configurações do fundo tais como rugas e dunas. De notar que tipicamente a cavidade máxima de erosão localizada em condições sem transporte sólido é 10% maior que a cavidade de equilíbrio localizada em condições com transporte sólido, pois em condições sem transporte sólido o escoamento apresenta menor capacidade para transportar sedimentos de montante para a cavidade de erosão. Por este motivo as fórmulas disponíveis para determinar a profundidade de equilíbrio são classificadas conforme o tipo de escoamento e cada grupo de equações deve ser aplicado à condição respectiva. Como condições que favorecem o escoamento em condições sem transporte sólido referem-se as seguintes: canais com declive suave e caudais pequenos; material grosseiro, com dimensões tais que não seja transportado (por exemplo o enrocamento artificial); canais com vegetação natural ou reforço artificial em zonas onde as velocidades sejam suficientemente grandes para escavar em redor de pilares ou encontros de pontes; e escoamentos sobre leitos de cheia (assumindo que existe alguma vegetação).

Em qualquer local ambas as condições de escoamento, sem e com transporte sólido, podem ocorrer. Durante uma cheia a velocidade média de escoamento começa por aumentar até atingir um máximo (correspondente ao pico de cheia), voltando depois a diminuir, sendo então possível verificar condições sem transporte sólido no início, seguido de condições de escoamento com transporte sólido, e sem transporte sólido novamente.

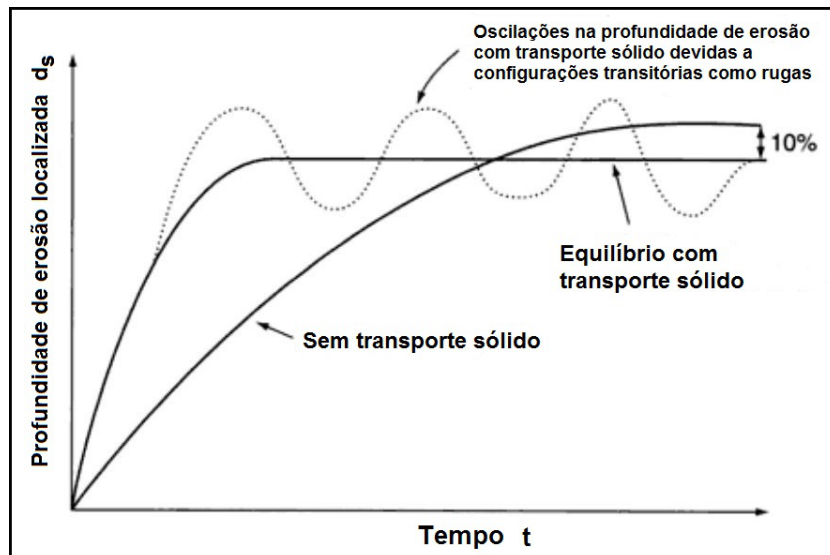


Figura 2.1: Diagrama ilustrativo do aumento da profundidade de erosão localizada, d_s , com o tempo para condições sem e com transporte sólido - Adaptada de Hamill (1999).

2.3 Tipos de erosão

Segundo Melville & Coleman (2000) podemos distinguir três tipos de erosão que podem ocorrer: erosão generalizada, erosão devida a contracção e erosão localizada, e podem todos ocorrer simultaneamente.

1. **Erosão generalizada** - É o tipo de erosão que acontece independentemente da existência da ponte e pode ocorrer a curto ou longo prazo, dependendo do tempo de desenvolvimento da erosão. A erosão generalizada a curto prazo decorre durante uma única cheia ou várias com intervalo de tempo reduzido. A erosão generalizada a longo prazo tem uma escala temporal consideravelmente superior, normalmente na ordem de anos ou mais, e inclui degradação progressiva e erosão lateral das margens.
2. **Erosão devida à contracção** - Ocorre quando o canal estreita e a velocidade do escoamento aumenta removendo material do leito e das margens do rio.
3. **Erosão localizada** - Remoção de material do leito nas imediações de pilares de pontes ou encontros causada pela sua interferência com o escoamento e consequente campo turbulento (vórtices).

2.3.1 Erosão generalizada

A erosão generalizada é a degradação do leito do rio independentemente da presença de uma estrutura imposta pelo ser humano.

Os processos fluviais e geomorfológicos que dão origem a erosão generalizada acontecem segundo uma vasta escala espacial e temporal. Os perfis longitudinais dos leitos dos rios

variam numa escala temporal de séculos ou mais. A uma escala de uma secção do escoamento, o alinhamento do canal varia a uma escala temporal de dias (para eventos de cheia únicos) a séculos, ou mais. À escala de uma ponte, o perfil transversal pode variar na ordem dos dias ou até mesmo anos.

As alterações de elevação do leito do rio ocorrem quando a quantidade afluyente de sedimentos, proveniente de bacias e da erosão ocorrida ao longo do trajecto do escoamento, é superior ou inferior à quantidade de sedimentos removida. Quando a quantidade fornecida é superior à quantidade removida resulta no depósito de sedimentos. Na ausência de dispositivos de controlo de forma a limitar a erosão, quando a quantidade de sedimentos removida excede a quantidade fornecida resulta em erosão generalizada. Dispositivos de controlo da erosão são, por exemplo, afloramentos de rochas, uma zona de sedimentos mais grosseiros e estruturas de controlo do nível. Vegetação no leito do rio pode ter um efeito semelhante ao de material coesivo formando um local de controlo da degradação progressiva proveniente de montante.

2.3.2 Erosão devida à contracção

A erosão devida à contracção ocorre como resultado de um aumento do caudal unitário e da velocidade do escoamento na abertura da ponte, aumento este causado pela construção de encontros de pontes nas margens e no canal do rio, por exemplo. A erosão devida à contracção pode acontecer em escoamentos em condições sem ou com transporte sólido. Durante cheias, a água que corre nos leitos de cheia e no canal principal são redireccionadas para a abertura da ponte. O aumento da velocidade associado à contracção do escoamento resulta numa maior capacidade de transportar material do leito, aumentando a profundidade do escoamento como resultado da erosão na abertura da ponte, como ilustrado na Figura 2.2 (Richardson & Richardson (1999)).

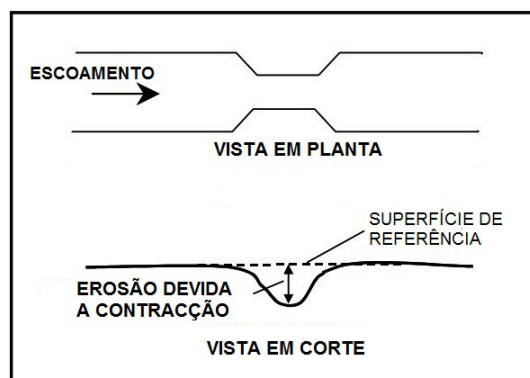


Figura 2.2: Ilustração da erosão devida a contracção - Adaptada de Mueller & Wagner (2005).

2.3.3 Erosão localizada

O tema da erosão localizada em pilares de pontes tem atraído um número significativo de investigadores durante décadas e existem literalmente centenas de publicações relativas à erosão localizada em pilares de pontes.

As fundações de uma ponte, quando introduzidas num leito, resultam em alterações significativas na estrutura do escoamento, alterações tais que uma descrição detalhada do escoamento modificado é essencial para compreender e analisar a erosão localizada que se desenvolve. Ao encontrar um obstáculo, a diminuição das velocidades do escoamento cria um aumento de pressão, maior à superfície onde as velocidades são mais elevadas, onde se pode observar um aumento do nível da superfície livre a montante. Esta alteração do campo de pressões origina o aparecimento de uma *superfície de enrolamento* e de um *escoamento descendente* (Figura 2.3), que ao atingir o fundo é em parte desviado para montante. A acção conjunta da separação do escoamento junto ao fundo e do escoamento descendente desviado formam o *vórtice em ferradura* que tem um papel importante no processo erosivo a montante do pilar, e que ao dissipar-se no escoamento contribui principalmente para a escavação a jusante. A separação do escoamento em pilares ocorre também na superfície lateral dando origem aos *vórtices de esteira*, que apresentam sentidos de rotação alternadamente opostos ao longo do percurso para jusante. A sua influência no processo erosivo tem um efeito de sucção, quase vertical, que juntamente com o efeito de arrastamento do material do fundo do vórtice em ferradura, removem esse material e transportam-no em suspensão.

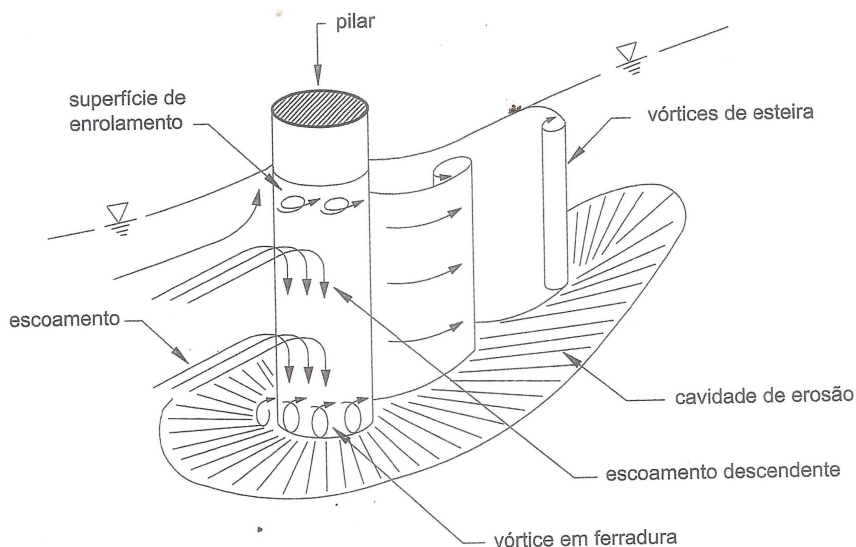


Figura 2.3: Estrutura do escoamento na proximidade de um pilar cilíndrico - Adaptada de Breusers & Raudkivi (1991).

Factores físicos e económicos conduzem frequentemente à construção das fundações de pontes com a coluna fundada num encabeçamento de estacas. Os pilares deste tipo são referidos neste contexto como pilares complexos. Nestes pilares, o encabeçamento de estacas é tipicamente enterrado no leito do rio em fase de construção, mas ao longo da sua vida a combinação de limitações aquando da construção, de degradação a longo prazo e de erosão devida a contracção, resulta em alterações na elevação do maciço de encabeçamento relativamente ao nível do fundo, com variação das combinações dos três elementos estruturais (coluna, maciço de encabeçamento e grupo de estacas) expostos ao escoamento, e com variação das profundidades de erosão resultantes.

2.4 Evolução temporal da profundidade de erosão localizada

O desenvolvimento da cavidade de erosão é um fenómeno altamente dependente do tempo. Assim, a evolução temporal da erosão localizada é um tema que tem sido discutido por vários investigadores com pontos de vista bastante distintos. A principal diferença entre as considerações dos investigadores reside no tempo necessário para atingir a profundidade de erosão de equilíbrio, definida anteriormente como a profundidade em que o material é transportado para a cavidade ao mesmo ritmo em que é removido.

Desde as primeiras investigações em erosão, nomeadamente desde Chabert & Engeldinger (1956), é sabido que em condições de escoamento sem transporte sólido a profundidade de equilíbrio é atingida muito lentamente, e de acordo com os autores ocorre quando a profundidade de erosão sensivelmente não varia com o tempo. Anderson (1963) afirma que, por força do carácter logarítmico do desenvolvimento da zona de erosão, um patamar de equilíbrio é atingido após relativamente pouco tempo, depois do qual o aumento da extensão e profundidade da erosão se tornam praticamente imperceptíveis. Ettema (1980) identificou três fases do processo de erosão, sendo a terceira a fase de equilíbrio onde a cavidade de erosão praticamente não aumenta.

Estes investigadores, em conjunto com muitos outros (e.g. Coleman *et al.* (2003), Melville & Chiew (1999), Kothyari *et al.* (1992)) acreditam que a profundidade máxima da cavidade de erosão é atingida num tempo finito, mas com uma definição subjectiva. Para Oliveto & Hager (2002), a profundidade de erosão nunca pára de se desenvolver, e Rouse (1965) afirma que a erosão é um fenómeno continuamente crescente e que não existe uma cavidade de erosão de equilíbrio. Alguns investigadores afirmam que existe uma profundidade de erosão localizada de equilíbrio finita, mas que apenas é atingida quando o tempo se aproxima de um valor infinito, tais como Franzetti *et al.* (1992) e Bertoldi & Jones (1998). Estes últimos autores propuseram formulações para estimar valores de profundidade de erosão localizada como é mostrado de seguida. Cardoso & Bettess (1999) declaram o início da fase de equilíbrio como o tempo onde o declive do gráfico da profundidade de erosão versus a projecção logarítmica do tempo, varia e tende para zero. Numa tentativa de definir o tempo necessário para se atingir o equilíbrio, alguns investigadores (e.g. Melville & Chiew

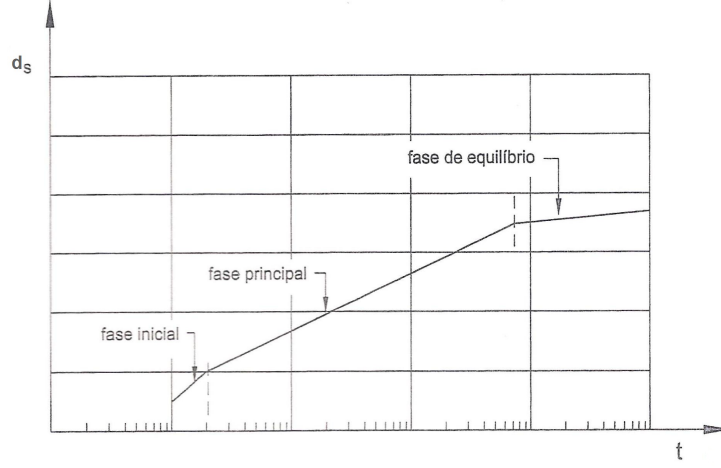


Figura 2.4: Identificação das fases do processo erosivo - Adaptada de Couto & Cardoso (2001).

(1999), Coleman *et al.* (2003) e Grimaldi (2005)) propuseram relações com o diâmetro do pilar para períodos de 24 horas, mas com percentagens obviamente arbitrárias.

2.4.1 Proposta de Bertoldi & Jones (1998)

A expressão proposta por Bertoldi & Jones (1998) para a determinação da profundidade de erosão localizada de equilíbrio é:

$$d_{se} = p_1 \left[1 - \frac{1}{1 + p_1 p_2 t} \right] + p_3 \left[1 - \frac{1}{1 + p_3 p_4 t} \right] \quad (2.1)$$

que foi adaptada por Lança *et al.* (2010) para

$$d_{se} = p_1 \left[1 - \frac{1}{1 + p_1 p_2 t} \right] + p_3 \left[1 - \frac{1}{1 + p_3 p_4 t} \right] + p_5 \left[1 - \frac{1}{1 + p_5 p_6 t} \right] \quad (2.2)$$

Os índices representam o número de parâmetros livres de cada expressão ($p_1, p_2, p_3 \dots$). Apesar de não ser considerado um tempo finito para o equilíbrio, as expressões mencionadas acima consideram uma profundidade de erosão de equilíbrio finita de $d_{se} : p_1 + p_3$ e $p_1 + p_3 + p_5$, respectivamente.

Estudos experimentais usando as expressões referidas anteriormente mostram que a adaptação proposta por Lança *et al.* (2010) é o instrumento mais apropriado para alcançar a profundidade de erosão de equilíbrio, apresentando resultados de confiança na condição de que os ensaios realizados tenham uma duração de, pelo menos, uma semana.

2.4.2 Proposta de Franzetti *et al.* (1992)

A expressão proposta por Franzetti *et al.* (1992) é uma das mais amplamente relatadas. Os autores estudaram a influência da duração dos ensaios na profundidade de erosão máxima

num pilar circular e sugeriram uma função exponencial do tipo:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = 1 - \exp \left[-C_1 \left(\frac{Ut}{b_e} \right)^{C_2} \right] \quad (2.3)$$

onde $U(m/h)$ representa a velocidade média do escoamento, $b_e(m)$ corresponde ao diâmetro de um pilar simples equivalente, $t(h)$ representa o tempo e $d_{se}(m)$ é a profundidade da cavidade de erosão de equilíbrio. O diâmetro do pilar simples equivalente utilizado foi $b_e = 0,060 m$, referente à média dos valores propostos por Coleman (2005) para o pilar complexo em estudo.

De forma a determinar as constantes C_1 e C_2 , Franzetti *et al.* (1992) utilizaram os seus próprios dados laboratoriais e dados de Chabert & Engeldinger (1956), e aplicaram o método dos mínimos quadrados. Os valores sugeridos são a média do intervalo obtido, isto é, $C_1 = 0,028$ e $C_2 = 1/3$.

Estudos posteriores revelaram a dependência da equação (2.3) nas condições do escoamento e nas propriedades dos sedimentos usados, de tal forma que para alguns ensaios e respectivas análises das regressões os valores das constantes C_1 e C_2 encontravam-se fora dos limites propostos por Franzetti *et al.* (1992) (Alabi, 2009).

2.5 Análise dos parâmetros intervenientes

De forma a abordar o processo erosivo é necessário referir as variáveis envolvidas (como a geometria do canal, caracterização da água e dos sedimentos, condições do escoamento, etc.). O processo de erosão localizada é altamente complexo devido ao padrão tridimensional do escoamento em volta do pilar e às incertezas inerentes ao transporte de sedimentos. Desta forma, a análise experimental tem sido uma útil ferramenta para compreender o fenómeno da erosão e o ponto de partida para a determinação de expressões de dimensionamento de estruturas hidráulicas.

A profundidade de erosão, d_s , num dado instante, t , pode ser descrita pelo seguinte conjunto de variáveis e parâmetros independentes:

$$d_s = f[\text{escoamento}(y, S_e, g), \text{fluido}(\rho, \nu), \text{material do fundo}(d_{50}, \sigma_d, \rho_s), \text{obstáculo}(b_e, K_\theta, K_s), \text{canal}(B, S_0, K_g), \text{tempo}(t)] \quad (2.4)$$

onde, y = profundidade do escoamento, S_e = declive da linha de energia, g = aceleração da gravidade, ρ e ν = massa volúmica e viscosidade cinemática do fluido, respectivamente; d_{50} = diâmetro mediano das partículas de sedimentos; σ_d = desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica do material do fundo; ρ_s = massa volúmica das partículas de sedimentos; b_e = diâmetro do pilar equivalente; K_θ and K_s = coeficientes que descrevem

o alinhamento e a forma do obstáculo; B = largura do canal; S_0 = declive do fundo do canal; K_g = coeficiente descritivo da geometria da secção transversal do canal; t = tempo; De notar que a velocidade crítica de arrastamento das partículas de sedimentos, U_c , não é considerada pois já se encontra definida por $g, y, S_e, \rho, \nu, d_{50}$ e ρ_s .

Para escoamentos uniformes, $S_e = S_0$ e a velocidade de atrito, u_* , é dada por $u_* = \sqrt{gRS_e} = \sqrt{gRS_0}$, onde $R = \varphi(B, y, K_s)$ é o raio hidráulico da secção transversal do escoamento e φ representa a função genérica. Como a densidade do material do fundo aparente submersa é dada por $\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$, a equação (2.4) pode ser escrita como:

$$d_s = \varphi(y, u_*, g, \rho, \nu, d_{50}, \sigma_d, \Delta, b_e, K_\theta, K_s, B, K_g, t) \quad (2.5)$$

Escolhendo b_e, u_* e ρ como variáveis básicas e aplicando o teorema de Vaschy-Buckingham, a equação (2.5) fica:

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi\left(\frac{b_e}{y}; \frac{u_*^2}{g b_e}; \frac{u_* b_e}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e}\right) \quad (2.6)$$

Qualquer parâmetro adimensional da equação (2.6) pode ser substituído por qualquer combinação desse parâmetro com outros, desde que o conjunto resultante continue independente. Assim, a equação (2.6) pode ser apresentada como:

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi\left(\frac{b_e}{y}; \frac{\tau_0}{\tau_c} \frac{\tau_c}{\Delta \gamma d_{50}}; \frac{u_* d_{50}}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e}\right) \quad (2.7)$$

onde $\tau_0 = \rho u_*^2$ é a tensão de arrastamento no leito, τ_c é a tensão de arrastamento crítica do leito no início do movimento dos sedimentos e $\gamma = \rho g$ representa o peso volúmico da água.

De acordo com o diagrama de Shields,

$$\frac{\tau_c}{\Delta \gamma d_{50}} = \varphi'\left(\frac{u_* d_{50}}{\nu}\right) \quad (2.8)$$

e a equação(2.7) vem:

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi\left(\frac{b_e}{y}; \frac{\tau_0}{\tau_c} \varphi'\left(\frac{u_* d_{50}}{\nu}\right); \frac{u_* d_{50}}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e}\right) \quad (2.9)$$

mostrando que a equação (2.6) pode também ser escrita:

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi\left(\frac{b_e}{y}; \frac{\tau_0}{\tau_c}; \frac{u_* d_{50}}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e}\right) \quad (2.10)$$

Como:

$$\frac{\tau_0}{\tau_c} = \frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2} \quad (2.11)$$

onde u_{*c} é velocidade de atrito crítica junto ao fundo, a equação (2.10) fica

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{u_*}{u_{*c}}; \frac{u_* d_{50}}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e} \right) \quad (2.12)$$

ou

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{u_*}{u_{*c}}; \frac{u_* b_e}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e} \right) \quad (2.13)$$

O parâmetro adimensional u_*/u_{*c} é frequentemente substituído por U/U_c , por razões práticas. Aqui, U = velocidade média do escoamento, i.e., velocidade média do escoamento no canal a montante do obstáculo, e U_c = velocidade média crítica do escoamento (do início do movimento das partículas). Esta substituição é praticamente exacta no caso particular do escoamento completamente desenvolvido em fundo rugoso, onde a equação (2.14) pode ser aplicada.

$$\frac{U}{u_*} = 5,75 \log \left(\frac{R}{k_s} \right) + B' \quad (2.14)$$

Nesta expressão, k_s = rugosidade absoluta equivalente e B' = constante de integração da lei logarítmica. Para a condição de início do movimento, $U = U_c$ e a equação (2.14) permanece válida, i.e.,

$$\frac{U_c}{u_{*c}} = 5,75 \log \left(\frac{R}{k_s} \right) + B' \quad (2.15)$$

Isto implica que, para fundos rugosos, a igualdade $u_*/u_{*c} = U/U_c$ seja incondicionalmente válida. O mesmo resultado pode ser obtido para fundos lisos ou de transição. Consequentemente, a equação (2.12) fica

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* d_{50}}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e} \right) \quad (2.16)$$

e a equação (2.13) vem

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* b_e}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; \Delta; K_\theta; K_s; \frac{B}{b_e}; K_g; \frac{u_* t}{b_e} \right) \quad (2.17)$$

Nas equações (2.16) e (2.17), b_e/y = comprimento relativo do obstáculo; U/U_c = intensidade do escoamento (influência da velocidade do escoamento); $u_* d_{50}/\nu$ = número de Reynolds das partículas; $u_* b_e/\nu$ = número de Reynolds do obstáculo; b_e/d_{50} = inverso da dimensão relativa das partículas; B/b_e está relacionado com a contracção do escoamento devido à presença de um obstáculo; $u_* t/b_e$ = tempo adimensional.

Em canais rectangulares muito largos, K_g e B/b_e não influenciam a erosão. Neste contexto, canais muito largos são aqueles onde os efeitos de contracção do escoamento devido à presença de obstáculos - expressa implicitamente por B/b_e - tal como os efeitos das paredes são desprezáveis. Como o material do fundo é composto por areia, $\rho_s \approx \text{constante}$ e Δ pode ser eliminado da expressão. As equações (2.16) e (2.17) tornam-se, respectivamente

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* d_{50}}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; K_\theta; K_s; \frac{u_* t}{b_e} \right) \quad (2.18)$$

e

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* b_e}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; K_\theta; K_s; \frac{u_* t}{b_e} \right) \quad (2.19)$$

assumindo que a condição da equação (2.14) se mantém, então as equações (2.18) e (2.19) podem ser lidas, respectivamente

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{U d_{50}}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; K_\theta; K_s; \frac{U t}{b_e} \right) \quad (2.20)$$

e

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{U b_e}{\nu}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; K_\theta; K_s; \frac{U t}{b_e} \right) \quad (2.21)$$

No interior da cavidade de erosão o escoamento é turbulento rugoso independentemente do escoamento de aproximação, então os efeitos da viscosidade podem ser desprezados e pode ser dito que $U d_{50}/\nu$ e $U b_e/\nu$ não influenciam o processo de erosão localizada. As equações (2.20) e (2.21) reduzem-se a

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{b_e}{d_{50}}; \sigma_d; K_\theta; K_s; \frac{U t}{b_e} \right) \quad (2.22)$$

Quando o material do fundo é constituído por areia uniforme sem a formação de rugas, ou seja, $d_{50} \approx 0,6 \text{ mm}$ e $\sigma_d < 1,5 \sim 1,8$, o efeito de σ_d é desprezável. Para pilares alinhados com o escoamento $K_\theta = 1 = \text{constante}$. A equação (2.22) fica

$$\frac{d_s}{b_e} = \varphi \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; \frac{b_e}{d_{50}}; K_s; \frac{U t}{b_e} \right) \quad (2.23)$$

De acordo com autores como Melville & Chiew (1999) ou Melville & Coleman (2000), entre muitos outros, a influência de b_e/d_{50} no processo de escavação é hipoteticamente desprezada para $b_e/d_{50} > 25 \sim 50$. Assim a equação (2.23) pode ser escrita

$$\frac{d_s}{b_e} = f \left(\frac{b_e}{y}; \frac{U}{U_c}; K_s; \frac{U t}{b_e} \right) \quad (2.24)$$

constituindo, com a equação (2.23), a base para a definição da evolução temporal da profundidade de erosão.

2.6 Cálculo da profundidade de erosão localizada de equilíbrio

Existem na literatura diferentes abordagens ao cálculo da profundidade de erosão localizada de equilíbrio. Aqui são referidos alguns dos mais importantes métodos, ou seja, os desenvolvidos por Melville & Coleman (2000), Richardson & Davis (2001), Coleman (2005) e Sheppard (2005).

2.6.1 Contribuição de Melville & Coleman (2000)

O método de determinação da profundidade de erosão localizada de equilíbrio desenvolvido pelos autores é baseado na seguinte relação que toma em conta as várias influências na profundidade de erosão:

$$d_s = K_{ybe} K_I K_d K_s K_\theta K_g K_t \quad (2.25)$$

onde os termos representam: K_{ybe} = factor de comprimento relativo do pilar; K_I = factor de intensidade do escoamento; K_d = factor da granulometria do material do fundo; K_s = factor de forma do pilar; K_θ = factor de alinhamento do pilar; K_g = factor de geometria do canal; K_t = factor tempo.

A equação (2.25) aplica-se apenas ao caso da erosão localizada, isto é, os efeitos de erosão devidos a contracção não são considerados. É uma consideração coerente pois neste caso a largura do canal é tal que as paredes não provocam erosão do fundo na vizinhança da estrutura.

Para pilares complexos onde a coluna é fundada num elemento mais largo, como um maciço de encabeçamento, devem ser tidos em conta quatro casos dependendo da posição da fundação por estacas. A Figura (2.5) representa essa variação na posição do elemento de fundação vista de montante.

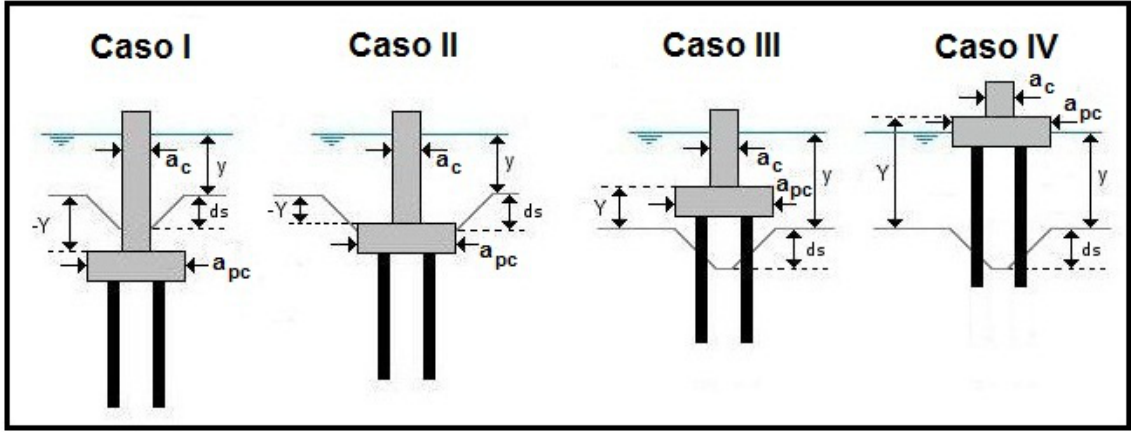


Figura 2.5: Variação da posição da fundação por estacas (Adaptada de Melville & Coleman (2000)).

Para o **caso I**, a profundidade de erosão localizada de equilíbrio é estimada usando o diâmetro da coluna do pilar a_c . Para os restantes casos Melville & Raudkivi (1996) sugeriram uma relação para estimar a dimensão de um pilar simples equivalente, que induz a mesma erosão que o pilar complexo. Por esta razão o método é conservativo. Medições de profundidades de erosão realizadas pelos autores num pilar cilíndrico fundado num caixotão circular, largo e concêntrico resultaram na seguinte expressão:

$$b_e = a_c \left(\frac{y - Y}{y + a_{pc}} \right) + a_{pc} \left(\frac{a_{pc} + Y}{a_{pc} + y} \right) \quad (2.26)$$

onde b_e é o diâmetro de um pilar simples equivalente. A expressão está restrita ao intervalo definido por $Y \leq a_{pc}$ e $-Y \leq y$ (Figura 2.5).

2.6.1.1 Factor de comprimento relativo do pilar, K_{ybe}

Considerando as condições limite ($U/U_c \approx 1$), e outros termos como sedimentos grosseiros ($B/d_{50} < 50$), sedimentos uniformes ($\sigma_g < 1.3$), uma forma padrão da fundação como um pilar cilíndrico (ou, neste caso, com a extremidade arredondada), pilar alinhado com o escoamento ($\theta = 0^\circ$), canal rectangular e por fim erosão de equilíbrio, Melville e Coleman demonstraram a influência do factor de comprimento relativo do pilar na erosão localizada e obtiveram o seguinte grupo de equações para o determinar de acordo com a dimensão do pilar:

$$K_{ybe} = \begin{cases} 2, 4b_e, & \text{se } \frac{b_e}{y} < 0,7 & \implies \text{Pilar estreito} \\ 2\sqrt{yb_e}, & \text{se } 0,7 < \frac{b_e}{y} < 5 & \implies \text{Pilar de diâmetro intermédio} \\ 4, 5y & \text{se } \frac{b_e}{y} > 5 & \implies \text{Pilar largo} \end{cases} \quad (2.27)$$

onde y = profundidade do escoamento e b_e = diâmetro de um pilar simples equivalente.

2.6.1.2 Factor de intensidade do escoamento, K_I

Este factor representa os efeitos da intensidade do escoamento na profundidade de erosão localizada. É definido como a razão entre a profundidade de erosão a uma determinada intensidade do escoamento e a profundidade de erosão máxima, para um conjunto de dados onde a velocidade do escoamento (U) varia e todos os outros parâmetros dependentes são mantidos constantes.

De acordo com resultados laboratoriais de erosão localizada em pilares provenientes de várias fontes, todos os dados estão afectados por um valor de K_I crescente linearmente desde zero até à unidade na condição limite de movimento incipiente das partículas e mantendo-se inalterável daí em diante, isto é

$$K_I = \begin{cases} \frac{U}{U_c}, & \text{se } \frac{U}{U_c} < 1 \\ 1, & \text{se } \frac{U}{U_c} \geq 1 \end{cases} \quad (2.28)$$

A expressão anterior apresenta limitações pois o factor de intensidade do escoamento apresenta um crescimento linear mas com início em $U/U_c = 0,5$ e não zero, ainda assim não influencia o presente estudo pois a relação U/U_c é superior.

2.6.1.3 Factor da granulometria do material do fundo, K_d

O factor multiplicativo da granulometria do material do fundo, é geralmente definido como a razão entre as profundidades de erosão para um determinado b_e/d_{50} e para um $b_e/d_{50} \geq 50$. Os dados para pilares recolhidos por Ettema (1980), Chiew (1984) e Baker (1986) conduziram às seguintes expressões que especificam o factor de características dos sedimentos para efeitos de dimensionamento:

$$K_d = \begin{cases} 0,57 \times \log \left(2,24 \frac{b_e}{d_{50}} \right), & \text{se } \frac{b_e}{d_{50}} \leq 25 \\ 1, & \text{se } \frac{b_e}{d_{50}} > 25 \end{cases} \quad (2.29)$$

2.6.1.4 Factor de alinhamento do pilar, K_θ

O factor de alinhamento é definido pela razão entre a profundidade de erosão localizada do pilar desalinhado de uma ponte e a de um pilar alinhado. Um pilar de uma ponte alinhado com o escoamento, isto é $\theta = 0^\circ$, tem um factor de alinhamento de $K_\theta = 1$. Para as restantes orientações o factor de alinhamento pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$K_\theta = \left(\frac{l_e}{b_e} \sin \theta + \cos \theta \right)^{0,65} \quad (2.30)$$

em que θ ($^\circ$) é o alinhamento do obstáculo, l_e (m) representa o comprimento de um pilar rectangular equivalente e b_e (m) é o diâmetro do pilar simples equivalente.

2.6.1.5 Factor de forma do pilar, K_s

O factor de forma do pilar é descrito como a razão entre as profundidades de erosão para uma determinada forma do elemento e para a forma padrão, isto é, pilares cilíndricos. Para pilares simples com extremidades arredondadas o factor de forma do pilar recomendado é $K_s = 1$, segundo Melville (1997).

Para o caso em que o maciço de encabeçamento se encontra acima da superfície livre do escoamento (**caso V** Figura 2.6), com duas filas de estacas e um ângulo relativamente ao escoamento de $\theta \leq 5^\circ$, dados de Hannah (1978) sugerem factores de forma de pilares de $K_s K_\theta = 1,50$ e $K_s K_\theta = 1,35$ para, respectivamente, $S_p/a_p = 2$ e $S_p/a_p = 4$ (em S_p representa o espaçamento entre estacas medido de centro a centro e a_p o diâmetro da estaca). Os valores apresentados incluem os efeitos de alinhamento e de forma do pilar, e por esse motivo correspondem a $K_s K_\theta$.

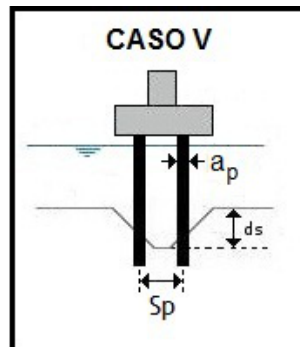


Figura 2.6: Variação da posição da fundação por estacas - Caso V (Adaptada de Melville & Coleman (2000)).

2.6.1.6 Factor de geometria do canal, K_g

O factor de geometria do canal é a razão entre as profundidades de erosão localizada da fundação de uma ponte e dessa mesma fundação situada num canal rectangular equivalente. Melville & Coleman (2000) afirmam que se considera que a erosão localizada em pilares de pontes não é afectada pela geometria do canal desde que sejam utilizados valores apropriados de y e U para estimar a profundidade de erosão. Se os valores de y e U adoptados se consideram representativos do escoamento ao interceptar o pilar, então $K_g = 1$ (cf. Melville-Coleman).

2.6.1.7 Factor tempo, K_t

O factor tempo é definido como a razão entre a profundidade de erosão localizada d_s num determinado instante t e a profundidade de erosão localizada de equilíbrio d_{se} , que ocorre num determinado instante t_e . Como visto anteriormente, as condições do fluxo do escoamento têm uma enorme influência no tempo de desenvolvimento da erosão. Em condições de escoamento com transporte sólido, a profundidade de erosão localizada de equilíbrio é atingida rapidamente e pode-se assumir $K_t = 1$. O seguinte procedimento é relativo a condições de escoamento sem transporte sólido e para pilares cilíndricos de pontes, mas pode ser aplicado a pilares de formas diferentes com precaução (*cf.* Melville & Coleman (2000)). Para esta situação K_t é dado pela expressão:

$$K_t = \exp \left[-0,03 \left| \frac{U_c}{U} \ln \left(\frac{t}{t_e} \right) \right|^{1,6} \right] \quad (2.31)$$

onde t_e (*dias*) representa o tempo necessário para se atingir a profundidade de equilíbrio e pode ser obtido através da seguinte função que combina os efeitos de escoamentos pouco profundos e da intensidade do escoamento:

$$t_e = \begin{cases} 48,26 \frac{b_e}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right), & \text{se } \frac{y}{b_e} > 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \\ 30,89 \frac{b_e}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \left(\frac{y}{b_e} \right)^{0,25}, & \text{se } \frac{y}{b_e} \leq 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \end{cases} \quad (2.32)$$

2.6.2 Contribuição de Richardson & Davis (2001) (HEC-18)

2.6.2.1 Considerações gerais

O Hydraulic Engineering Circular No-18 foi publicado com o objectivo de dimensionar pontes novas e de substituição para resistir à erosão, avaliando a vulnerabilidade à erosão de pontes existentes, inspeccionando a erosão em pontes e melhorando a abordagem de cálculo para estimar a profundidade de erosão localizada de equilíbrio. O método proposto por Richardson & Davis (2001) baseia-se na sobreposição dos efeitos de cada elemento interveniente no processo de erosão, que consiste na adição das profundidades de erosão resultantes de cada elemento constituinte do pilar complexo como demonstrado pela seguinte expressão e ilustrado na figura (2.7):

$$d_{se} = d_{se(c)} + d_{se(pc)} + d_{se(pg)} \quad (2.33)$$

onde:

d_{se} = Profundidade de erosão localizada de equilíbrio total (m)

$d_{se(c)}$ = Componente de erosão localizada de equilíbrio da coluna (m)

$d_{se(pc)}$ = Componente de erosão localizada de equilíbrio do maciço de encabeçamento (m)

$d_{se(pg)}$ = Componente de erosão localizada de equilíbrio do grupo de estacas (m)

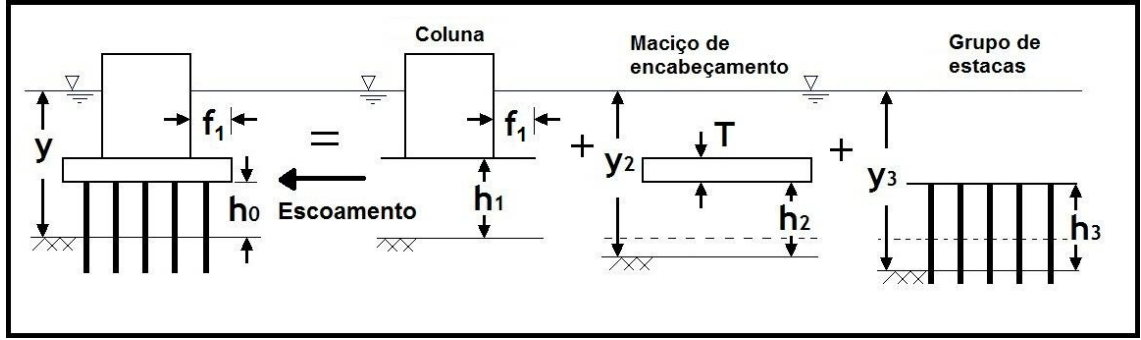


Figura 2.7: Método da sobreposição do HEC-18. (Adaptada de Richardson & Davis (2001))

As variáveis definidas na Figura (2.7) e outras usadas no método de cálculo simbolizam:

f_1 = Distância entre as extremidades do maciço de encabeçamento e da coluna do pilar a montante (m)

h_0 = Distância entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo antes da erosão (m)

$h_1 = h_0 + T$ = Distância entre o topo do maciço de encabeçamento e o fundo antes da erosão (m)

$h_2 = h_0 + d_{se(c)}/2$ = Distância entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo após a componente da erosão devida à coluna ser calculada (m)

$h_3 = h_0 + d_{se(c)}/2 + d_{se(pc)}/2$ = Distância entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo após as componentes da erosão devidas à coluna e ao maciço de encabeçamento serem calculadas (m)

T = Espessura do maciço de encabeçamento (m)

y = Profundidade do escoamento antes da erosão (m)

$y_2 = y + d_{s(c)}/2$ = Profundidade do escoamento ajustada para os cálculos do maciço de encabeçamento (m)

$y_3 = y + d_{s(c)}/2 + d_{s(pc)}/2$ = Profundidade do escoamento ajustada para os cálculos do grupo de estacas (m)

U = Velocidade do escoamento usada no início dos cálculos (m/s)

$U_2 = U(y/y_2)$ = Velocidade ajustada para os cálculos do maciço de encabeçamento (m/s)

$U_3 = U(y/y_3)$ = Velocidade ajustada para os cálculos do grupo de estacas (m/s)

Para determinar a profundidade de erosão localizada de equilíbrio do pilar, os autores usam a fórmula da Colorado State University (CSU):

$$\frac{d_{se}}{y} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{b}{y} \right)^{0,65} Fr_1^{0,43} \quad (2.34)$$

onde b representa o diâmetro do elemento do pilar, K_1 e K_2 têm valor unitário devido à

forma arredondada da extremidade da coluna e do ângulo de ataque nulo do escoamento e o factor K_3 representa as condições do fundo e toma o valor 1.1 considerando condições de escoamento sem transporte sólido. O factor de correcção K_4 pode ser obtido através do seguinte procedimento:

$$K_4 = \begin{cases} 0,4U_r^{0,15}, & \text{se } d_{50} > 2 \text{ mm ou } d_{95} > 20 \text{ mm} \\ 1, & \text{se } d_{50} < 2 \text{ mm ou } d_{95} < 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.35)$$

com um mínimo de 0.4, onde o rácio de velocidades, U_r é:

$$U_r = \frac{U - U_{icd_{50}}}{U_{cd_{50}} - U_{icd_{95}}} > 0 \quad (2.36)$$

em que $U_{cd_{50}} = U_c$. A velocidade do escoamento de aproximação correspondente ao início do movimento dos sedimentos, U_{icd_n} (m/s), para a dimensão do grão d_n (m) é dada por:

$$U_{icd_n} = 0,645 \left(\frac{d_n}{a} \right)^{0,053} U_{cd_n} \quad (2.37)$$

e a velocidade crítica do início do movimento dos sedimentos, U_{cd_n} , para a dimensão do grão d_n (m), que é o diâmetro de peneiração tal que n% em peso é mais fino, obtém usando a seguinte expressão (cf. Mueller & Jones (1999)):

$$U_{cd_n} = 6,19y_1^{1/6} d_n^{1/3} \quad (2.38)$$

Achar a contribuição de cada elemento consiste na determinação de um coeficiente correspondente a um pilar de dimensões equivalentes que represente os componentes irregulares do pilar, a profundidade do escoamento e velocidade ajustadas, e os ajustes das distâncias dos elementos ao fundo após erosão.

2.6.2.2 Determinação da componente de erosão da coluna do pilar

Para obter a contribuição da coluna do pilar na profundidade de erosão total é necessário determinar um coeficiente, $K_{h(c)}$, de forma a contabilizar a distância da coluna relativamente ao fundo e o efeito de protecção da distância "f₁" do maciço de encabeçamento à extremidade da coluna. Este coeficiente é depois multiplicado na expressão geral (equação 2.34) que caracteriza a estimativa da erosão de um pilar cuja largura e comprimento são a da coluna do pilar.

$$K_{h(c)} = (0,4075 - 0,0669 \frac{f_1}{a_c}) - (0,4271 - 0,0778 \frac{f_1}{a_c}) (\frac{h_1}{a_c}) + \\ (0,1615 - 0,0455 \frac{f_1}{a_c}) (\frac{h_1}{a_c})^2 - (0,0269 - 0,012 \frac{f_1}{a_c}) (\frac{h_1}{a_c})^3 \quad (2.39)$$

É importante referir que o coeficiente referido anteriormente se encontra no intervalo $0 < K_{h(c)} < 1$, e a componente da profundidade de erosão pode ser determinada através da seguinte expressão, com $K_1 = K_2 = 1$ e $K_3 = 1,1$:

$$\frac{d_{se(c)}}{y} = K_{h(c)} \left[2,2K_4 \left(\frac{a_c}{y} \right)^{0,65} \left(\frac{U}{\sqrt{gy}} \right)^{0,43} \right] \quad (2.40)$$

onde g representa a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$).

2.6.2.3 Determinação da componente de erosão do maciço de encabeçamento

A necessidade de calcular a componente de erosão do maciço de encabeçamento ocorre quando o maciço se encontra no escoamento por opção de dimensionamento, ou como resultado de degradação a longo prazo, erosão devida a contracção e/ou erosão localizada atribuída à coluna do pilar acima. Devem ser considerados dois casos aquando da determinação da erosão causada pelo maciço de encabeçamento:

Caso 1 - A base do maciço encontra-se acima do fundo e no escoamento, seja por dimensionamento ou por abaixamento do fundo devido a erosão provocada pela coluna do pilar.

Caso 2 - A base do maciço encontra-se ao nível do fundo ou abaixo desde o início do processo erosivo.

No caso 2 é assumido que a base do maciço de encabeçamento se encontra a uma maior profundidade do que a cavidade de erosão, tal que a contribuição do grupo de estacas é ignorada. Se a base do maciço se encontra ao nível do fundo, ambos os casos podem ser utilizados mas poderão não obter estimativas idênticas.

No **caso 1** a estratégia é utilizar como largura do maciço de encabeçamento, a_{pc} (representado na figura 2.5), uma largura equivalente de um pilar, a_{pc}^* , utilizando a expressão:

$$\frac{a_{pc}^*}{a_{pc}} = \exp \left[-2,705 + 0,51 \ln \left(\frac{T}{y_2} \right) - 2,783 \left(\frac{h_2}{y_2} \right)^3 + \frac{1,751}{\exp \left(\frac{h_2}{y_2} \right)} \right] \quad (2.41)$$

onde o valor máximo da profundidade do escoamento ajustada para os cálculos do maciço de encabeçamento, y_2 , é de $3,5a_{pc}$. A equação da componente da erosão do maciço de

encabeçamento pode então ser escrita:

$$\frac{d_{se(pc)}}{y_2} = 2,2K_4 \left(\frac{a_{pc}^*}{y_2} \right)^{0,65} \left(\frac{U_2}{\sqrt{gy_2}} \right)^{0,43} \quad (2.42)$$

Para o **caso 2** o procedimento é determinar a velocidade média na zona do escoamento abaixo do topo do maciço de encabeçamento, U_{pc} , usando a seguinte relação:

$$\frac{U_{pc}}{U_2} = \frac{\ln \left(10,93 \frac{y_{pc}}{k_s} + 1 \right)}{\ln \left(10,93 \frac{y_2}{k_s} + 1 \right)} \quad (2.43)$$

onde y_{pc} representa a distância entre o fundo (após degradação, erosão devida a contracção, e da erosão devida à coluna do pilar) e o topo do maciço, e k_s corresponde à rugosidade absoluta equivalente (normalmente assumido como d_{84} para fundos de material da dimensão da areia, ou seja, é assumido como a dimensão das partículas de sedimentos para a qual 84% da massa é mais fino).

A equação da componente de erosão do maciço de encabeçamento para o segundo caso pode então ser escrita:

$$\frac{d_{se(pc)}}{y_{pc}} = 2,2K_4 \left(\frac{a_{pc}}{y_{pc}} \right)^{0,65} \left(\frac{U_{pc}}{\sqrt{gy_{pc}}} \right)^{0,43} \quad (2.44)$$

2.6.2.4 Determinação da componente de erosão do grupo de estacas

A estratégia para estimar a contribuição do grupo de estacas para a erosão total consiste em determinar o diâmetro de um pilar equivalente que iria induzir a mesma profundidade de erosão se o grupo de estacas penetrasse a superfície do escoamento. É necessário ajustar a altura do escoamento, a velocidade e a altura de exposição do grupo de estacas para contabilizar as componentes de erosão da coluna e do maciço calculadas anteriormente.

O diâmetro de um pilar equivalente é o produto de:

$$a_{pg}^* = a_{proj} K_{sp} K_m \quad (2.45)$$

onde:

a_{proj} = Soma dos diâmetros das estacas

K_{sp} = Coeficiente de espaçamento das estacas

K_m = Coeficiente de número de filas de estacas alinhadas, m

A largura projectada, a_{proj} , num plano normal ao escoamento é a soma dos diâmetros de cada estaca, como ilustrado na Figura (2.8).

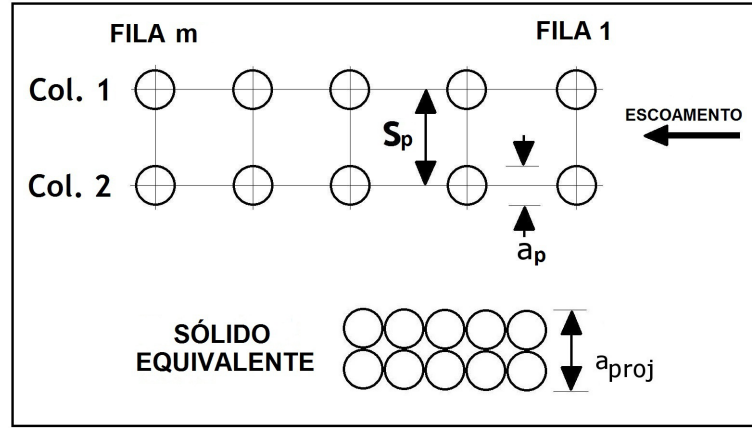


Figura 2.8: Largura projectada das estacas (Adaptada de Richardson & Davis (2001)).

Os coeficientes referidos acima podem ser obtidos usando as seguintes equações:

$$K_{sp} = 1 - \frac{4}{3} \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{a_{proj}}{a_p} \right)} \right] \left[1 - \left(\frac{S_p}{a_p} \right)^{-0,6} \right] \quad (2.46)$$

$$K_m = 0,9 + 0,10m - 0,0714(m - 1) \left[2,4 - 1,1 \left(\frac{S_p}{a_p} \right) + 0,1 \left(\frac{S_p}{a_p} \right)^2 \right] \quad (2.47)$$

O factor de ajuste da altura do grupo de estacas, $K_{h(pg)}$, é dado pela expressão:

$$K_{h(pg)} = \left[3,08 \left(\frac{h_3}{y_3} \right) - 5,23 \left(\frac{h_3}{y_3} \right)^2 + 5,25 \left(\frac{h_3}{y_3} \right)^3 - 2,10 \left(\frac{h_3}{y_3} \right)^4 \right]^{\left(\frac{1}{0,65} \right)} \quad (2.48)$$

em que o valor máximo da altura do escoamento ajustada para os cálculos do grupo de estacas é $y_{3\max} = 3,5a_{pg}^*$.

A equação da erosão para um grupo de estacas pode então ser escrita da seguinte forma, com $K_1 = K_2 = 1$ e $K_3 = 1,1$:

$$\frac{d_{se(pg)}}{y_3} = K_{h(pg)} \left[2,2K_4 \left(\frac{a_{pg}^*}{y_3} \right)^{0,65} \left(\frac{U_3}{\sqrt{gy_3}} \right)^{0,43} \right] \quad (2.49)$$

2.6.3 Contribuição de Coleman (2005)

O método proposto por Coleman para determinar a profundidade de erosão localizada em pilares de geometria complexa é baseado na expressão (2.25) de Melville & Coleman (2000). O autor sugere que a erosão localizada é função da exposição dos elementos que compõem o pilar complexo (variando a posição do maciço de encabeçamento Y) e que o

diâmetro do pilar cilíndrico equivalente pode ser obtido utilizando os casos da equação (2.50) dependendo da posição do maciço de encabeçamento:

$$b_e = \begin{cases} a_c, & \text{para } Y \leq -a_c \\ a_c \left(\frac{a_c}{a_{pc}} \right)^{\{(a_c/a_{pc})^3 + 0,1 - [0,47(0,75 + Y/a_c)^{0,5}]\}}, & \text{para } 0 < Y \leq Y_T \\ \left[\frac{0,52Ta_{pc} + (y - 0,52T)a_{proj}}{y} \right], & \text{para } Y = y \\ a_{proj} & \text{para } Y \geq y + T \end{cases} \quad (2.50)$$

onde a_c , a_{pc} e y representam a largura da coluna, a largura do maciço e a altura do escoamento, respectivamente, como indicado na Figura (2.5). T representa a espessura do maciço e a_{proj} é a largura projectada das estacas, simbolizado na Figura (2.8). Y_T corresponde à elevação Y do maciço de encabeçamento para a qual o maciço é escavado pela base, e consequentemente, expondo as estacas ao escoamento.

Para $Y \leq d_{s(c)}$ e o maciço de encabeçamento localizado abaixo de qualquer profundidade de erosão da coluna do pilar (Caso I da Figura 2.5), é apropriado o uso da equação (2.50) para $Y \leq -a_c$ em erosão de colunas.

Os primeiros dois casos da expressão (2.50) não admitem a potencial limitação da profundidade de erosão do maciço para $Y > 0$ (Caso II da Figura 2.5) e combinados devolvem uma tendência apropriada para erosão de pilares complexos para $Y \leq Y_T$ como apresentado e discutido por Melville & Raudkivi (1996).

Os últimos dois casos da expressão (2.50) estão relacionados com o topo do maciço de encabeçamento à superfície do escoamento (Caso IV da Figura 2.5) e quando o maciço se encontra fora de água (e a erosão localizada é devida apenas ao grupo de estacas isolado, Figura 2.6), respectivamente. Para este último caso em que as estacas são o único elemento exposto ao escoamento, a equação proposta é válida para determinada relação de S_p/a_p , ou seja, para espaçamentos entre as estacas elevados não é razoável assumir $b_e = a_{proj}$.

O limite superior de Y_T , que representa a elevação do maciço em que a erosão ocorre devido à escavação pela base deste, é para a situação em que a base está acima do fundo, isto é, acima de T . Para o limite inferior pode-se imaginar Y_T a decrescer (sendo o maciço progressivamente rebaixado) com a razão entre os diâmetros dos elementos expostos ao escoamento a tenderem para a unidade, isto é, $a_c/a_{pc} = 1$.

Admite-se então que Y_T varia no intervalo $0 \leq Y_T \leq T$. É habitualmente adoptado o valor de $Y_T = T/2$ para simplificar o procedimento, sendo este valor função de considerações geométricas como a espessura do maciço de encabeçamento T , diâmetro da coluna a_c e do maciço a_{pc} , e também do comprimento do maciço L_{pc} . Coleman (2005) admite que a profundidade de erosão máxima ocorre para $Y = Y_T$, mas o reduzido número de ensaios realizados para elevações do topo do maciço próximas do nível do fundo limitou a determinação desta elevação.

2.6.4 Contribuição de Sheppard (2005)

A determinação da profundidade de erosão localizada de equilíbrio em pilares de geometria complexa de acordo com Sheppard pode ser obtida através do cálculo dos diâmetros efectivos de cada componente do pilar complexo:

$$D^* = D_c^* + D_{pc}^* + D_{pg}^* \quad (2.51)$$

onde:

D^* = Diâmetro efectivo (m)

D_c^* = Diâmetro efectivo da coluna (m)

D_{pc}^* = Diâmetro efectivo do maciço de encabeçamento (m)

D_{pg}^* = Diâmetro efectivo do grupo de estacas (m)

A soma na expressão acima (Equação 2.51) representa o diâmetro de um pilar cilíndrico equivalente que induz a mesma erosão localizada que um pilar com configuração complexa:

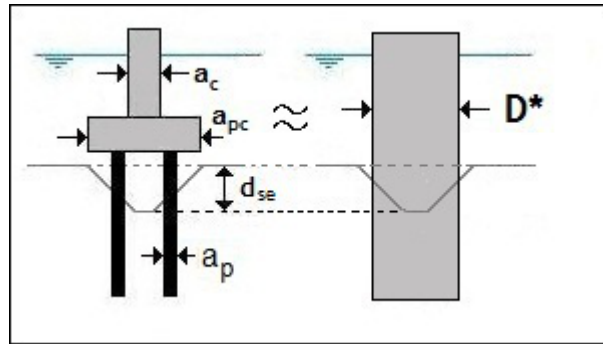


Figura 2.9: Diâmetro efectivo total (Adaptada de Sheppard (2005)).

O diâmetro efectivo total é depois utilizado para o cálculo da profundidade de erosão localizada com a expressão (2.52) para condições de escoamento sem transporte sólido:

$$\frac{d_s}{D^*} = 2,5 \tanh \left[\left(\frac{y}{D^*} \right)^{0,4} \right] \left[1 - 1,75 \left[\ln \left(\frac{U}{U_c} \right) \right]^2 \right] \left[\frac{D^*/d_{50}}{0,4(D^*/d_{50})^{1,2} + 10,6(D^*/d_{50})^{-0,13}} \right] \quad (2.52)$$

Cada um dos diâmetros efectivos dos componentes do pilar complexo é função da sua forma, tamanho e posição relativamente ao fundo e à superfície do escoamento. O autor distingue três casos de exposição do pilar ao escoamento, baixando a posição do maciço de encabeçamento relativamente ao nível do fundo:

- **Caso 1** - Maciço de encabeçamento acima do fundo inicial

- **Caso 2** - Maciço de encabeçamento parcialmente enterrado
- **Caso 3** - Maciço de encabeçamento completamente enterrado

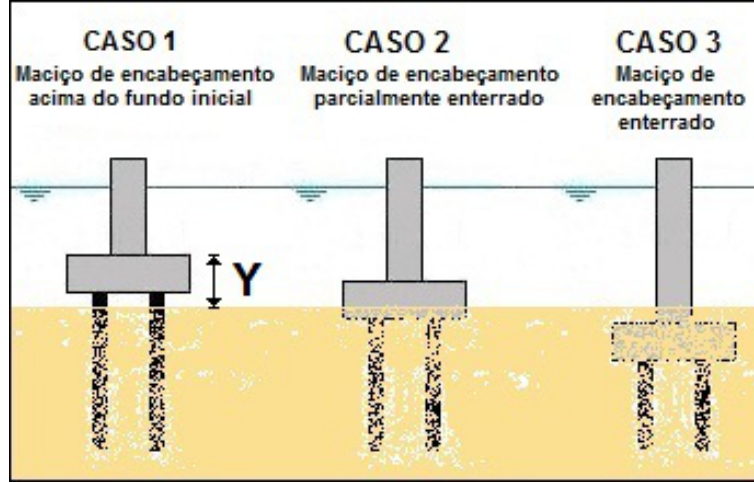


Figura 2.10: Esboço dos 3 casos para determinação da erosão localizada (Adaptada de Sheppard (2005)).

2.6.4.1 Caso 1 - Maciço de encabeçamento acima do fundo inicial

O procedimento para determinar o diâmetro efectivo do pilar complexo para o *Caso 1* começa pelo componente superior e prossegue para o elemento inferior. O diâmetro efectivo da coluna do pilar é:

$$D_c^* = \begin{cases} K_s K_\theta K_f a_c \left[0,1162 \left(\frac{Y}{y_{max}} \right)^2 - 0,3617 \left(\frac{Y}{y_{max}} \right) + 0,2476 \right], & \text{para } 0 \leq \frac{Y}{y_{max}} \leq 1 \\ 0, & \text{para } \frac{Y}{y_{max}} > 1 \end{cases} \quad (2.53)$$

onde Y (m) representa a distância entre o nível do fundo e o topo do maciço de encabeçamento, K_s é o factor de forma da coluna, K_θ é o factor de alinhamento da coluna, K_f é o factor de alongamento do maciço de encabeçamento e a_c é a largura da coluna (como esquematizado na Figura 2.9).

A distância y_{max} é a profundidade do escoamento limite para a qual a coluna influencia o diâmetro efectivo total do pilar complexo, e assume o valor $y = 5a_c$ se $y \geq 5a_c$ (neste caso, $y = 0,25$ m), e se for inferior a Y então $D_c^* = 0$.

O factor de forma da coluna, K_s , toma o valor 1 para colunas circulares e o factor de alinhamento da coluna é também assumido $K_\theta = 1$, pois $\theta = 0^\circ$.

O factor de alongamento do maciço de encabeçamento, K_f , atenua o diâmetro efectivo da coluna quando a razão f/a_c aumenta (f é o valor médio ponderado do alongamento do

maciço relativamente à coluna). Como se pode verificar na Figura 2.11, quando f/a_c tende para 3 o valor de K_f aproxima-se de zero, logo a contribuição da coluna para o diâmetro efectivo diminui também para zero, $D_c^* = 0$.

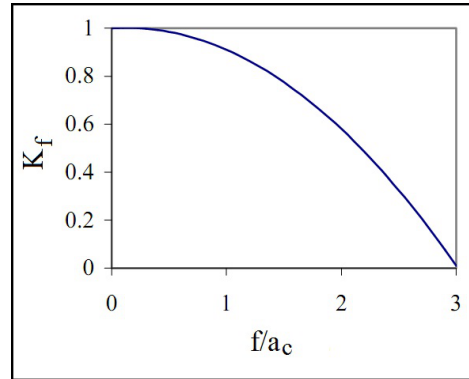


Figura 2.11: Gráfico de K_s versus f/a_c (Adaptada de Sheppard (2005)).

O valor de f é função das saliências na frente, (f_1) , e de lado, (f_2) , representadas na Figura (2.12), e para o caso do pilar alinhado com o escoamento pode ser obtido através da expressão:

$$f = \frac{3f_1 + f_2}{4} = \frac{3 \cdot 0,05 + 0,05}{4} = 0,05 \quad (2.54)$$

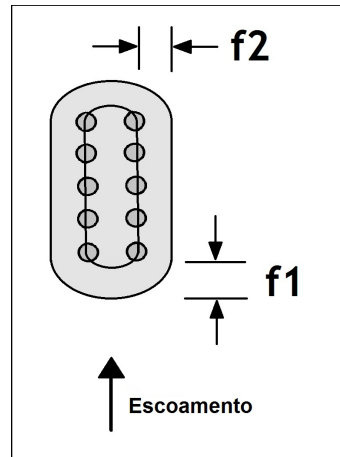


Figura 2.12: Vista em planta do pilar complexo - Alongamento do maciço de encabeçamento (Adaptada de Sheppard (2005)).

e K_f é determinado através da equação (2.55) para $0 \leq \left(\frac{f}{a_c}\right) \leq 3$:

$$K_f = -0,12 \left(\frac{f}{a_c}\right)^2 + 0,03 \left(\frac{f}{a_c}\right) + 1 = 0,91 \quad (2.55)$$

Uma vez calculados os coeficientes é possível determinar o diâmetro efectivo da coluna, D_c^* , usando a equação (2.53).

O procedimento para obter o diâmetro efectivo do maciço de encabeçamento é baseado no facto da contribuição do maciço para a erosão localizada aumentar à medida que este se aproxima do nível do fundo no sentido descendente, com um efeito máximo quando a base do maciço se encontra mais próxima do fundo. Assim, a contribuição da coluna não é considerada no cálculo de D_{pc}^* :

$$D_{pc}^* = K_s K_\theta K_f a_{pc} \exp \left[-1,04 - 1,77 \exp \left(\frac{Y_{pc}}{y_{max}} \right) + 1,695 \left(\frac{T}{y_{max}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (2.56)$$

onde $-1 \leq Y_{pc}/y_{max} \leq 1$ e $0 \leq T/y_{max} \leq 1$. Y_{pc} representa a distância entre o nível do fundo e a base do maciço de encabeçamento e T a espessura deste. A profundidade limite, y_{max} , é determinada pela expressão:

$$y_{max} = \begin{cases} 1,64 \left(T(K_s a_{pc})^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}}, & \text{se } y \geq 1,64 \left(T(K_s a_{pc})^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} \\ y, & \text{se } y < 1,64 \left(T(K_s a_{pc})^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} \end{cases} \quad (2.57)$$

Se o valor de Y_{pc} é maior que o valor de y_{max} , significa que o maciço de encabeçamento não tem influência na profundidade de erosão localizada, ou seja, $D_{pc}^*=0$. K_s e K_θ são iguais a 1 pela mesma razão que para o diâmetro efectivo da coluna.

Da mesma forma que para o maciço de encabeçamento, o potencial de erosão do grupo de estacas aumenta com a exposição das estacas ao escoamento, e consequentemente D_{pg}^* cresce também. Assim, é necessário considerar a erosão localizada devida à coluna e ao maciço de encabeçamento antes de determinar a contribuição do grupo de estacas. O diâmetro efectivo da combinação é dado pela soma do diâmetro efectivo de cada componente:

$$D_{(c+pc)}^* = D_c^* + D_{pc}^* \quad (2.58)$$

Uma vez calculado o diâmetro efectivo da combinação dos elementos superiores, a profundidade de erosão, $d_{s(c+pc)}$, é calculada através da equação (2.52).

O procedimento para estimar o diâmetro efectivo do grupo de estacas é através da determinação dos coeficientes de correcção:

$$D_{pg}^* = K_{sp} K_h K_m K_s a_{pg} \quad (2.59)$$

A abordagem para o caso do grupo de estacas difere dos casos da coluna e do maciço pois é composto por várias estacas e a sua disposição pode tomar uma forma diferente de um único pilar. Por exemplo, um grupo de estacas circulares é considerado como uma matriz rectangular quando o espaçamento entre as estacas é reduzido, e é considerada a largura de cada estaca quando esse espaçamento é grande. Isto é tido em conta no coeficiente de forma, K_s .

$$K_s = \frac{K_{s(estaca)} - K_{s(grupo de estacas)}}{9} \left(\frac{S_p}{a_p} \right) + K_{s(estaca)} - \frac{10}{9} (K_{s(estaca)} - K_{s(grupo de estacas)}) \quad (2.60)$$

onde a_p é a largura projectada de uma estaca, S_p o espaçamento entre as linhas de estacas desde o centro destas e:

$$K_{s(estaca/grupo de estacas)} = \begin{cases} 1 & \text{estacas/grupos de estacas circulares} \\ 0,86 + 0,97 \left| \theta \frac{\pi}{180^\circ} - \frac{\pi}{4} \right|^4 & \text{estacas/grupos de estacas quadrados} \end{cases} \quad (2.61)$$

O coeficiente de espaçamento das estacas é dado por:

$$K_{sp} = 1 - \frac{4}{3} \left(1 - \frac{a_p}{a_{proj}} \right) \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{S_p}{a_p} \right)^{0,6}} \right] \quad (2.62)$$

onde a_{proj} é a soma das projecções das larguras sem sobreposição das estacas individuais num plano normal à direcção do escoamento.

O coeficiente K_m contabiliza o número de estacas em linha com o escoamento para pequenos ângulos de desvio:

$$K_m = \begin{cases} 0,045(m) + 0,96 & |\theta| < 5^\circ, e m \leq 5 \\ 1,19 & |\theta| < 5^\circ, e m > 5 \\ 1 & |\theta| > 5^\circ \end{cases} \quad (2.63)$$

onde m representa o número de estacas de cada linha. É importante, tal como nos componentes anteriores, verificar a profundidade limite para averiguar se a coluna e o maciço de encabeçamento influenciam a profundidade de erosão, usando a equação (2.65). As profundidade actualizadas da base do maciço e do escoamento são:

$$\bar{Y}_{pc} = Y_{pc} + d_{s(c+pc)} \quad \text{e} \quad \bar{y} = y + d_{s(c+pc)} \quad (2.64)$$

$$\bar{y}_{max} = \begin{cases} \bar{y} & \text{para} \quad \bar{y} \leq 2K_s a_{proj} K_{sp} K_m \\ 2K_s a_{proj} K_{sp} K_m & \text{para} \quad \bar{y} > 2K_s a_{proj} K_{sp} K_m \end{cases} \quad (2.65)$$

Se $\bar{Y}_{pc}/\bar{y}_{max}$ é negativo, o coeficiente K_h é igual a zero. Se $\bar{Y}_{pc}/\bar{y}_{max}$ é superior a 1, então os componentes superiores não contribuem para a profundidade de erosão localizada e K_h é igual a 1. Caso contrário, deve ser empregue a equação (2.66):

$$K_h = 1,5 \tanh \left(0,8 \sqrt{\frac{\bar{Y}_{pc}}{\bar{y}_{max}}} \right) \quad \text{para} \quad 0 \leq \frac{\bar{Y}_{pc}}{\bar{y}_{max}} \leq 1 \quad (2.66)$$

Uma vez determinado o diâmetro efectivo de cada componente, é possível calcular o diâmetro efectivo do pilar complexo através da expressão (2.51) e utiliza-lo para estimar a profundidade de erosão localizada para o *Caso 1* com a equação (2.52).

2.6.4.2 Caso 2 - Maciço de encabeçamento parcialmente enterrado

Neste caso a forma da estrutura exposta ao escoamento altera-se com o avanço da erosão localizada, portanto deve ser implementado um esquema iterativo de forma a determinar o diâmetro efectivo do pilar complexo.

Relativamente ao diâmetro efectivo da coluna, no *Caso 2* a base da coluna encontra-se acima do nível do fundo e assim o procedimento para calcular D_c^* é o mesmo do *Caso 1*.

Depois de calcular D_c^* , deve ser obtida a erosão localizada produzida pelo pilar circular equivalente, $d_{s(c)}$. A expressão para determinar D_{pc}^* é a mesma que para o *Caso 1*, isto é, equação (2.56).

Os coeficiente K_s e K_θ são iguais a 1 pelas razões referidas anteriormente. É essencial verificar se a erosão devida à coluna desvenda a base do maciço de encabeçamento. Consequentemente, podem ter de ser considerados dois casos:

$$\begin{cases} d_{s(c)} \geq |Y_{pc}|, & \text{Maciço de encabeçamento infra-escavado (1)} \\ d_{s(c)} < |Y_{pc}|, & \text{Base do maciço de encabeçamento enterrada (2)} \end{cases} \quad (2.67)$$

onde Y_{pc} é a distância entre o nível do fundo antes de erosão localizada e a base do maciço de encabeçamento, como representado na Figura (2.13) em conjunto com a representação de outras profundidades utilizadas mais à frente.

Se ocorrer o caso (1) da equação (2.67), o maciço de encabeçamento fica a descoberto e assim, y_{max} e D_{pc}^* devem ser calculados usando as expressões (2.57) e (2.56) respectivamente. Tal como para o *Caso 1*, $-1 \leq Y_{pc}/y_{max} \leq 1$ e $0 \leq T/y_{max} \leq 1$.

Se ocorrer o caso (2) da equação (2.67), a espessura do maciço de encabeçamento T' que representa a distância entre o topo do maciço e o nível da profundidade de erosão durante cada iteração e a altura do maciço Y'_{pc} que representa a distância entre o nível do fundo antes e depois da erosão localizada (Figura 2.13) podem ser obtidos através de:

$$Y'_{pc} = -d_{s(c)} \quad (2.68)$$

$$T' = T + Y_{pc} - Y'_{pc} \quad (2.69)$$

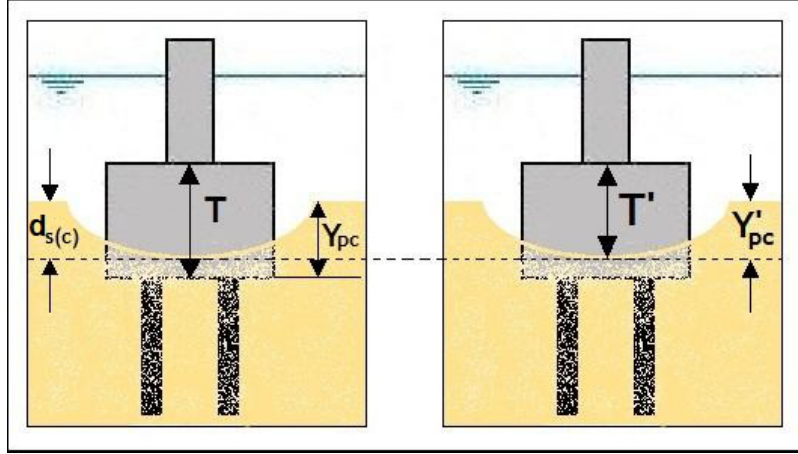


Figura 2.13: Esboço da representação de T' e Y'_{pc} (Adaptada de Sheppard (2005)).

De notar que T e T' são sempre positivos. Y_{pc} e Y'_{pc} são sempre negativos para maciços de encabeçamento parcialmente enterrados.

É possível agora obter y_{max} substituindo T por T' na equação (2.57) e assim calcular a primeira iteração do diâmetro efectivo do maciço de encabeçamento:

$$D_{pc(i)}^* = K_s K_\theta K_f a_{pc} \exp \left[-1,04 - 1,77 \exp \left(\frac{Y'_{pc}}{y_{max(i)}} \right) + 1,695 \left(\frac{T'}{y_{max(i)}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (2.70)$$

A profundidade de erosão devida à contribuição da coluna e da porção do maciço de encabeçamento acima do nível do fundo, $d_{s(c+pc)(i)}$, pode ser determinada usando $D_{(c+pc)(i)}^*$ na equação (2.52).

O passo seguinte é verificar se a erosão devida à coluna e ao maciço de encabeçamento é suficiente para desvendar a base do maciço:

$$Y'_{pc} = \begin{cases} Y_{pc} & \text{se } d_{s(c+pc)(i)} \geq |Y_{pc}| \\ -d_{s(c+pc)(i)} & \text{se } d_{s(c+pc)(i)} < |Y_{pc}| \end{cases} \quad (2.71)$$

$$T' = \begin{cases} T & \text{se } d_{s(c+pc)(i)} \geq |Y_{pc}| \\ T + Y_{pc} - Y'_{pc} & \text{se } d_{s(c+pc)(i)} < |Y_{pc}| \end{cases} \quad (2.72)$$

Se $i=1$, determina-se D_{pc}^* usando os valores de Y'_{pc} e T' calculados acima. Se $i>1$, determina-se δ_{sh} :

$$\delta_{sh} = \left| \frac{d_{s(c+pc)(i)} - d_{s(c+pc)(i-1)}}{d_{s(c+pc)(i-1)}} \right| \quad (2.73)$$

Se $\delta_{sh} > 0,05$ é necessário calcular D_{pc}^* novamente até tal se verificar. Se $\delta_{sh} \leq 0,05$ então:

$$\begin{cases} D_{pc}^* = D_{pc(i)}^* \\ D_{(c+pc)}^* = D_{(c+pc)(i)}^* \\ d_{s(c+pc)} = d_{s(c+pc)(i)} \end{cases} \quad (2.74)$$

Por fim é necessário verificar se o grupo de estacas se encontra exposto ao escoamento. Se $d_{s(c+pc)}$ é menor que Y_{pg} , resulta $D_{pg}^* = 0$. Se a profundidade de erosão produzida pela combinação da coluna e do maciço é suficiente para desvendar o topo das estacas, então o grupo de estacas irá contribuir para o diâmetro efectivo total do pilar e assim é necessário determinar o diâmetro efectivo do grupo de estacas, D_{pg}^* . Como a única informação disponível para erosão localizada em grupos de estacas é para situações em que as estacas sobressaem do nível do fundo antes de ocorrer erosão localizada, a referência a partir da qual a altura do grupo de estacas é medida deve ser alterada como exibido na Figura (2.14). O procedimento para determinar a contribuição do grupo de estacas para o *Caso 2* é o mesmo que para o *Caso 1*.

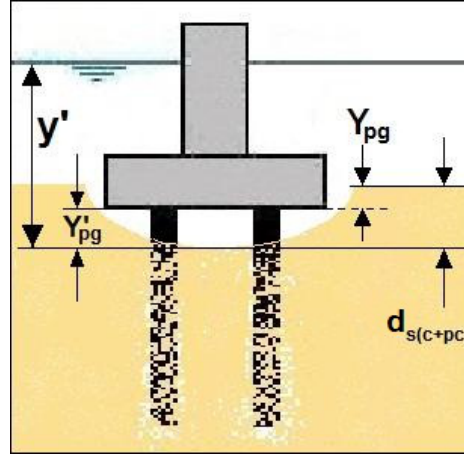


Figura 2.14: Esboço da definição da referência para o diâmetro efectivo do grupo de estacas (Adaptada de Sheppard (2005)).

Uma vez determinado o diâmetro efectivo de cada componente, é possível calcular o diâmetro efectivo do pilar complexo através da expressão (2.51) e usá-lo para estimar a profundidade de erosão localizada para o *Caso 2* com a equação (2.52).

2.6.4.3 Caso 3 - Maciço de encabeçamento completamente enterrado

Como no caso do maciço de encabeçamento parcialmente enterrado (*Caso 2*) a forma da estrutura exposta ao escoamento pode-se alterar à medida que a erosão localizada progride, deve ser usado então um esquema iterativo para determinar o diâmetro efectivo da estrutura.

O procedimento baseia-se em determinar a cavidade de erosão máxima devida à coluna e averiguar se é suficiente para atingir o topo do maciço de encabeçamento:

$$D_{c(max)}^* = K_s K_{\theta} a_c \quad (2.75)$$

Usando este último valor na equação (2.52), é possível obter a erosão produzida pela coluna, $d_{s[c(max)]}$. Se a profundidade de erosão devida à coluna é menor que a distância entre o nível do fundo antes de ocorrer erosão e a base da coluna, então o diâmetro efectivo do pilar complexo é igual ao diâmetro efectivo da coluna, $D^* = D_{c(max)}^*$. Caso contrário, o maciço de encabeçamento fica exposto e é necessário determinar a sua contribuição para o diâmetro efectivo total do pilar complexo.

O facto do maciço de encabeçamento ser mais largo e comprido que a coluna, tem o efeito de reduzir a contribuição de D_c^* . Este decréscimo é contabilizado no coeficiente de extensão do maciço de encabeçamento, K_f , com a restrição de que o diâmetro efectivo da coluna não pode ser inferior ao necessário para produzir uma profundidade de erosão (devida à coluna) até à base da coluna (topo do maciço). Este mínimo do valor de D_c^* é denominado por $D_{c(min)}^*$ e deve ser calculado com $d_s = |Y|$ na equação (2.52):

$$\frac{|Y|}{D_{c(min)}^*} = 2,5 \tanh \left[\left(\frac{y}{D_{c(min)}^*} \right)^{0,4} \right] \times \left[1 - 1,75 \left[\ln \left(\frac{U}{U_c} \right) \right]^2 \right] \times \left[\frac{D_{c(min)}^*/d_{50}}{0,4(D_{c(min)}^*/d_{50})^{1,2} + 10,6(D_{c(min)}^*/d_{50})^{-0,13}} \right] \quad (2.76)$$

onde Y é a distância entre a base da coluna (topo do maciço de encabeçamento) e o nível do fundo.

O diâmetro efectivo atenuado da coluna, $D_{c(f)}^*$ é calculado usando a equação (2.77):

$$D_{c(f)}^* = K_f D_{c(max)}^* \left[-0,75 \left(\frac{Y}{d_{s[c(max)]}} \right) + 0,25 \right] \quad (2.77)$$

onde o coeficiente de extensão do maciço de encabeçamento, K_f , é obtido através das equações (2.54) e (2.55).

O diâmetro efectivo da coluna é então:

$$D_c^* = \begin{cases} D_{c(f)}^* & \text{se } D_{c(f)}^* \geq D_{c(min)}^* \\ D_{c(min)}^* & \text{se } D_{c(f)}^* < D_{c(min)}^* \end{cases} \quad (2.78)$$

O procedimento para determinar o diâmetro efectivo do maciço de encabeçamento para o *Caso 3* é semelhante ao do *Caso 2*, sendo necessário um processo iterativo devido à

possibilidade de alteração do tamanho e forma da estrutura com o progresso da erosão localizada. Se $d_{s(c)} < Y_{pc}$ o procedimento iterativo é igual ao do *Caso 2*. Se $d_{s(c)} \geq Y_{pc}$, deve ser calculado um coeficiente adicional, K_{apc} , para determinar o diâmetro efectivo do maciço de encabeçamento.

De acordo com o autor, quando o maciço se encontra completamente enterrado, os dados registados em laboratório indicam que a posição do maciço de encabeçamento na cavidade de erosão afecta a magnitude do seu diâmetro efectivo. O coeficiente de atenuação do maciço enterrado é calculado utilizando a expressão (2.79):

$$K_{apc} = \begin{cases} (A_1)(A_2) & \text{para } 0 \leq \frac{-Y}{d_{s(c)}} \leq 1, e 0 \leq \frac{f}{a_c} \leq 3 \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (2.79)$$

onde A_1 e A_2 são dados por:

$$\begin{cases} A_1 = -1,166 \left(\frac{-Y}{d_{s(c)}} \right)^2 + 0,166 \left(\frac{-Y}{d_{s(c)}} \right) + 1 \\ A_2 = -0,333 \left(\frac{f}{a_c} \right) + 1 \end{cases} \quad (2.80)$$

O diâmetro efectivo do maciço de encabeçamento é calculado usando:

$$D_{pc}^* = K_s K_\theta K_{apc} K_f a_{pc} \exp \left[-1,04 - 1,77 \exp \left(\frac{Y_{pc}}{y_{max}} \right) + 1,695 \left(\frac{T}{y_{max}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (2.81)$$

O procedimento para o diâmetro efectivo do grupo de estacas é o mesmo que para os *Casos 1 e 2*, com o coeficiente adicional atenuante para grupos de estacas enterrados, K_{apg} , que tem em conta a redução do potencial de erosão do grupo de estacas quando o topo destas se encontra mais profundo na cavidade de erosão provocada pela coluna e pelo maciço de encabeçamento:

$$K_{apg} = \frac{\bar{Y}_{pg}}{d_{s(c+pc)}} \quad (2.82)$$

com $\bar{Y}_{pg}$ dado pela equação (2.64).

O diâmetro efectivo do grupo de estacas é então calculado usando:

$$D_{pg}^* = K_s K_{sp} K_m K_h K_{apg} a_{pg} \quad (2.83)$$

Capítulo 3

Instalações laboratoriais, Instrumentação e Procedimentos experimentais

3.1 Considerações gerais

Os ensaios experimentais com vista à determinação da profundidade máxima de erosão localizada em pilares de geometria complexa tiveram lugar no canal de estruturas hidráulicas do Laboratório de Hidráulica e Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico. O trabalho foi realizado num circuito hidráulico fechado, com uma capacidade máxima de 70 l/s , num total de vinte e quatro ensaios com diferentes configurações do pilar complexo.

3.2 Descrição do canal

O canal, representado na Figura 3.1, é constituído fundamentalmente por três elementos: um reservatório a montante (5), o canal propriamente dito e uma câmara de recolha da água a jusante (12).

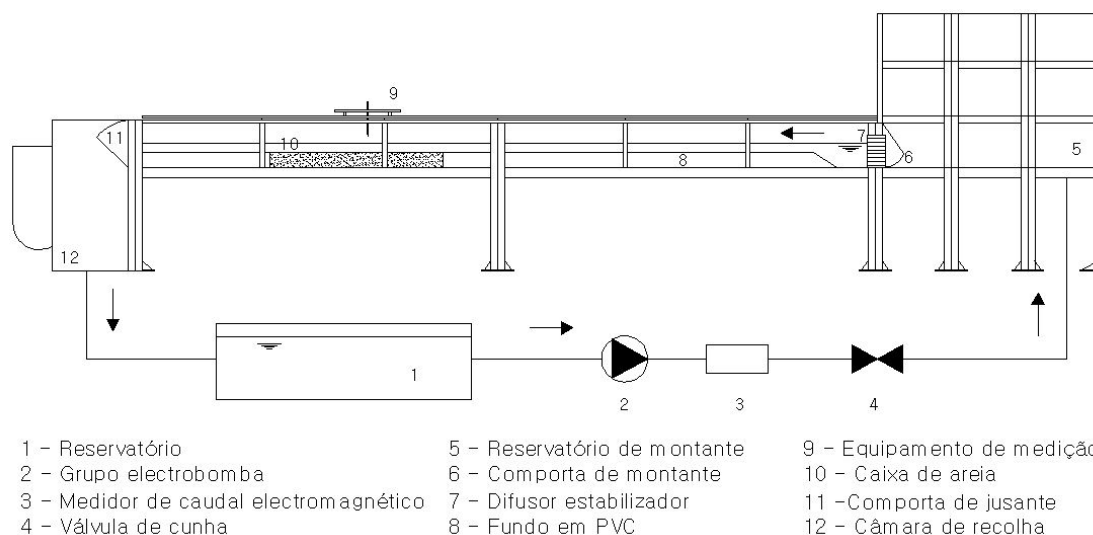


Figura 3.1: Esquema das instalações.

O canal propriamente dito é composto por um fundo horizontal (8) com paredes de vidro que possibilitam uma fácil observação do escoamento e tem as seguintes dimensões: 8,00m de comprimento, 0,68 m de largura e 0,70 m de profundidade.

O circuito inicia-se num reservatório (1) localizado no piso inferior que está ligado a um grupo electrobomba (2) cuja função é transportar a água para o reservatório a montante do canal. De forma a regular o caudal transportado em tubagens com 200mm de diâmetro interior do reservatório inferior até à estrutura a montante, encontra-se uma válvula de cunha (4) ligada a um medidor de caudal (3) (Figura 3.2) que permite controlar o caudal de água, mantendo-a constante durante todo o ensaio.



Figura 3.2: Medidor de caudal.

De forma a obter a ligação entre a estrutura a montante e o canal propriamente dito existe uma comporta basculante (6) e na transição da estrutura a montante para o canal está colocado uma estrutura estabilizadora (7) em forma de colmeia (Figura 3.3) constituída por tubos de 25 mm de diâmetro que garante uma distribuição uniforme do escoamento. Seguido da estrutura estabilizadora do escoamento encontra-se uma rampa ascendente com

uma camada de cascalho no topo com 20 *cm* de largura e 2 *cm* de altura (Figura 3.3). A aproximadamente 2 *m* a jusante desta rampa está instalada outra camada de cascalho mesmo antes do início do fundo de areia, esta mais curta com o objectivo também de fornecer uma transição para o fundo de areia reduzindo a erosão que ocorre quando o escoamento atinge o tanque de areia.

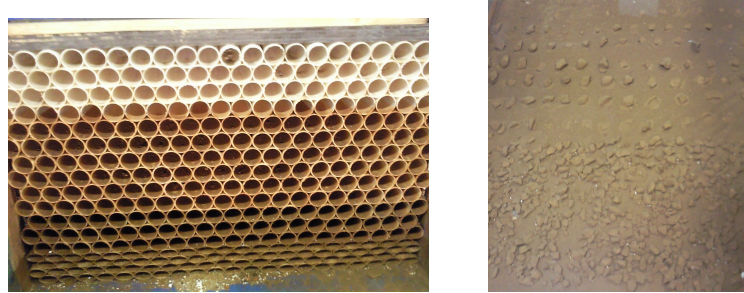


Figura 3.3: Estrutura estabilizadora e Linha de cascalho.

Os ensaios foram realizados num tanque em PVC com fundo paralelepípedo (10), com 2 *m* de extensão e 0,26 *m* de profundidade, que se encontra cheio de areia e começa logo após a pequena camada de cascalho, isto é, a uma distância de 4,55 *m* da entrada da água no canal. No final do canal está instalada uma comporta basculante (11) que permite regular o nível do escoamento mesmo antes de ser conduzido para o reservatório inicial, reiniciando assim o circuito hidráulico.

O equipamento utilizado nos ensaios para medir a altura do escoamento e a cota do fundo de areia (9) consiste num hidrómetro de ponta direita com uma precisão na ordem das décimas de milímetro, cuja extremidade tem uma marca vermelha com 2 *cm* de comprimento que auxilia as medições da cavidade de erosão. Este equipamento é transportado ao longo do canal pelo carro de instrumentos, uma estrutura metálica quadrada com a largura do canal (0,68x0,68 *m*²) que contém rolamentos permitindo que se desloque facilmente.

De forma a facilitar as leituras das profundidades de erosão é utilizado uma luneta de perspex incolor montada na extremidade de um tubo (Figura 3.4), que é mergulhada no escoamento permitindo uma melhor visualização da ponta do hidrómetro na cavidade, com a precaução de que a luneta não influencie a erosão do fundo.



Figura 3.4: Luneta.

3.3 Material do fundo

Como material granular do fundo do leito utilizado no decorrer dos ensaios foi escolhida a areia, isto é, partículas sedimentares compreendidas no intervalo do diâmetro de peneiração de $62\ \mu m$ a $2\ mm$, que havia sido caracterizada em quatro testes desenvolvidos em ensaios anteriores. Os resultados da percentagem acumulada de material que passa nos peneiros são os apresentados na tabela 3.1.

Tabela 3.1: Caracterização do material do fundo.

Peneiro	Amostra			
(mm)	(%)	(%)	(%)	(%)
1,700	1,00	1,00	1,00	1,00
1,000	0,70	0,73	0,77	0,75
0,500	0,02	0,03	0,05	0,03
0,425	0,01	0,01	0,03	0,01
Resíduo	0,00	0,00	0,00	0,00

A curva de distribuição granulométrica é apresentada na Figura (3.5).

O diâmetro mediano das partículas, d_{50} , corresponde ao valor da abertura do peneiro para a ordenada 50% lida sobre o segmento de recta que une as percentagens 16% e 84% da curva da distribuição granulométrica e o coeficiente de graduação do material do fundo, σ_d , é obtido através da seguinte relação:

$$\sigma_d = \frac{1}{2} \left(\frac{d_{84}}{d_{50}} + \frac{d_{50}}{d_{16}} \right) \quad (3.1)$$

em que se obteve $d_{50} = 0,83\ mm$ e $\sigma_d = 1,48$.

O ângulo de atrito interno é o ângulo cuja tangente é igual à razão entre as forças tangenci-

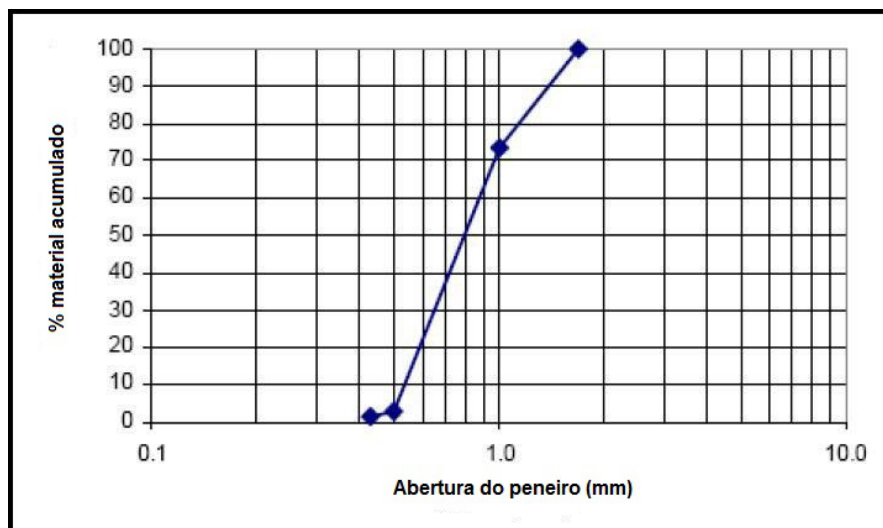


Figura 3.5: Curva da distribuição granulométrica.

ais e normais numa situação de deslizamento iminente entre duas camadas de sedimentos. Sendo as forças de coesão, para areias, em geral fracas, o ângulo de atrito interno coincide com o ângulo de repouso (Cardoso (1998)). Nos ensaios realizados o ângulo de repouso é aproximadamente de 30° .

3.4 Geometria do pilar

O pilar utilizado nos ensaios desenvolvidos tem geometria complexa e é constituído de PVC (Cloroeto de Polivinil). É composto por uma coluna rectangular com as extremidades arredondadas, fundada num maciço de encabeçamento rectangular com as extremidades também arredondadas, que é suportado por um grupo de estacas.

Na Figura (3.6) é possível observar o conjunto fora do canal após a realização de um ensaio, e na tabela (3.2) é representado cada um dos componentes e as suas respectivas dimensões. A coluna é ligada ao maciço de encabeçamento através de parafusos e as estacas são encaixadas na base do maciço.

Tabela 3.2: Representação esquemática do pilar com geometria complexa.

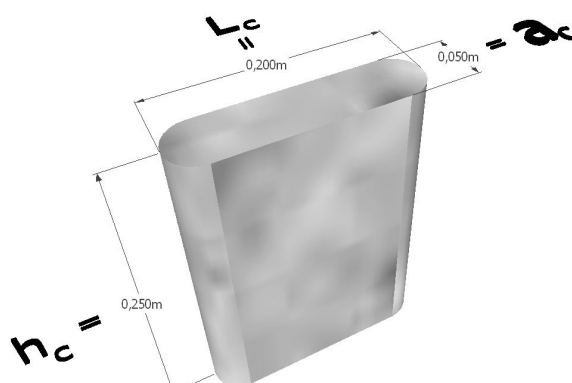
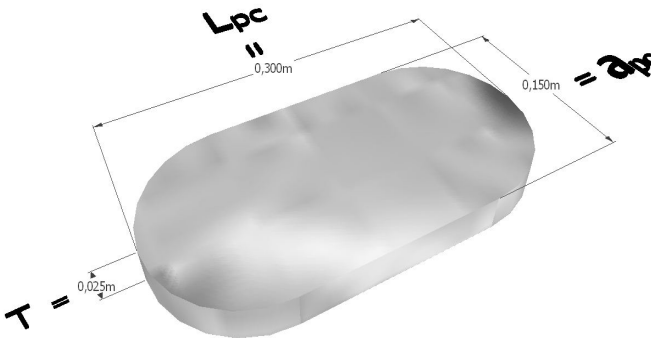
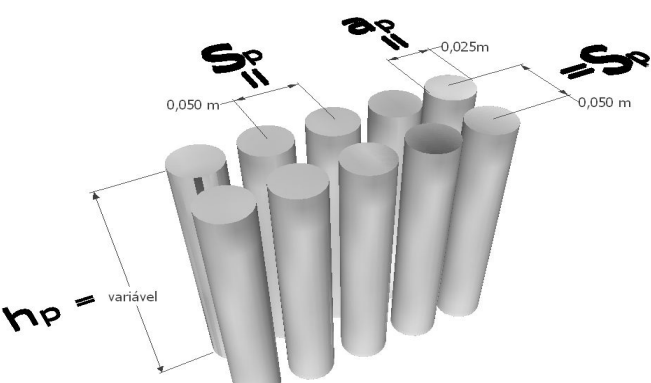
Representação esquemática		Dimensão (m)
Coluna retangular com extremidades arredondadas		$a_c = 0,050$
		$L_c = 0,200$
		$h_c = 0,250$
Maciço de encabeçamento com extremidades arredondadas		$a_{pc} = 0,150$
		$L_{pc} = 0,300$
		$T = 0,025$
10 estacas cilíndricas		$a_p = 0,025$
		$h_p = \text{variável}$
		$S_p = 0,050$



Figura 3.6: Pilar com geometria complexa.

3.5 Estudo prévio

De forma a elaborar o trabalho experimental é necessário estabelecer previamente as condições de escoamento que intervêm no processo erosivo e que provocam a profundidade de erosão máxima. Esta ocorre para valores de velocidade crítica que provoquem o movimento incipiente dos sedimentos do fundo. São mostrados de seguida alguns dos critérios mais divulgados para a determinação da velocidade média crítica, apresentados em Cardoso (1998) como determinados em Sousa (2007).

- Goncharov (1964):

$$U_c = \log(8,8Z) \sqrt{\frac{2g(\gamma_s - \gamma)d_{50}}{3,5\gamma}} \quad (3.2)$$

em que Z representa a submersão relativa e é obtida através do quociente entre a altura de água, y (m), e o diâmetro mediano das partículas, d_{50} (m), ou seja, y/d_{50} .

- Neil (1967):

$$\frac{U_c^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)gd_{50}} = 2,5Z^{0,2} \quad (3.3)$$

- Garde (1970):

$$\frac{U_c}{\sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma)d_{50}}{\rho}}} = 0,50\log(Z) + 1,63 \quad (3.4)$$

Estão apresentados na tabela 3.3 os valores da velocidade média crítica obtidos através da aplicação das formulações e os correspondentes caudais.

Tabela 3.3: Determinação da velocidade média crítica

	$U_c (m/s)$	$Q_c (l/s)$
Goncharov	0,27	18,56
Neil	0,30	20,71
Garde	0,31	21,88

Após a execução de testes no canal, regulando o caudal de forma a estabelecer condições de movimento incipiente dos sedimentos do fundo e mantendo as condições do escoamento sem transporte sólido, foi utilizado nos ensaios um caudal de $Q = 19 l/s$ para uma altura de água de $y = 0,10 m$, o que corresponde a uma velocidade média do escoamento de $U = 0,27 (m/s)$.

Para as dimensões do pilar e dos sedimentos descritos anteriormente, é necessário assegurar que são adequadas para que os efeitos de escala possam ser considerados insignificantes no desenvolvimento da cavidade de erosão de equilíbrio.

Segundo Ettema (1980), se o quociente entre o diâmetro do pilar exposto ao escoamento e o tamanho mediano dos sedimentos for superior a 50, então a dimensão do material do fundo não interfere na profundidade de erosão máxima. Determinou-se então a razão entre o diâmetro de cada elemento constituinte do pilar e o diâmetro mediano dos sedimentos, tendo-se obtido os seguintes resultados:

- $a_c/d_{50} = 60,24$
- $a_{pc}/d_{50} = 180,72$
- $a_{proj}/d_{50} = 60,24$
- $b_e/d_{50} = 72,29$

Apresenta-se também nos cálculos anteriores a razão entre o diâmetro equivalente e o diâmetro mediano dos sedimentos.

Como se pode observar o critério é verificado para todos os elementos. De referir que no cálculo relativo às estacas considerou-se a soma dos diâmetros das duas estacas mais expostas ao escoamento, a_{proj} .

De modo a evitar erosão por contracção da secção do escoamento, a razão entre a largura do canal e o diâmetro do elemento exposto ao escoamento deve ser superior a 10 (Graf & Istiarto (2002)). Obtiveram-se então os seguintes valores para os constituintes do pilar complexo:

- $B/a_c = 14$
- $B/a_{pc} = 4,67$
- $B/a_{proj} = 14$

$$- B/b_e = 11,67$$

Apresenta-se também nos cálculos anteriores a razão entre a largura do canal e o diâmetro equivalente.

O valor referente ao maciço de encabeçamento não verifica o critério, visto que $B/a_{pc} < 10$. No entanto não se procedeu a qualquer alteração da sua geometria, pois o diâmetro do maciço provoca efeitos de contracção mas com pouca influência em altura.

3.6 Procedimento experimental

Antes do início de cada ensaio a área onde o pilar está colocado tem de ser preparada. Depois de ligar o modelo do pilar ao fundo de PVC reproduzindo uma fundação em camada rochosa, é introduzida areia em volta do pilar que é nivelada recorrendo a uma régua de madeira suficientemente longa para cobrir o tanque de areia.

Para evitar erosão enquanto o canal é preenchido lentamente com água, são utilizadas duas placas finas de PVC (Figura 3.7) com uma espessura aproximada de 0,001 *m* reforçadas com folhas de chumbo com uma espessura também de 0,001 *m*, cobrindo a zona vizinha do pilar até que o caudal e altura do escoamento pretendidos sejam atingidos. Quando a velocidade do escoamento desejada é atingida, as placas de PVC são removidas e tem início o ensaio.

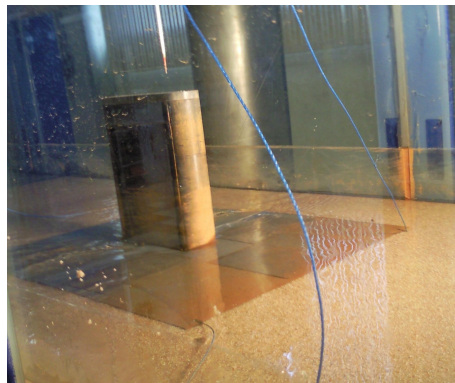


Figura 3.7: Placas finas de PVC.

Depende da posição do maciço de encabeçamento, mas na maioria dos casos a erosão dá-se imediatamente, efectuando-se medições a cada cinco minutos durante a primeira fase (que dura algumas horas). Após este rápido desenvolvimento, a cavidade de erosão aumenta a uma taxa muito mais lenta e as medições tornam-se temporalmente mais distantes, com apenas algumas medições por dia.

O critério de paragem dos ensaios utilizado foi a medição dos mesmos valores de d_s num intervalo de 48 horas consecutivas juntamente com a verificação da fase de equilíbrio, isto é, a mudança do declive dos segmentos de recta dos traçados da evolução da erosão em

escala logarítmica (como foi apresentado em §2.4). As formulações apresentadas em §2.4.1 e §2.4.2 auxiliaram a decisão de paragem dos ensaios quando se obteve bons ajustes aos dados da erosão observados e as estimativas da profundidade de erosão de equilíbrio foram próximas para ambas as equações.

3.7 Descrição dos ensaios realizados

Os ensaios realizados foram divididos em três séries (Figura 3.8):

1. **Pilar completo**
2. **Coluna + Maciço de encabeçamento**
3. **Maciço de encabeçamento + Grupo de estacas**

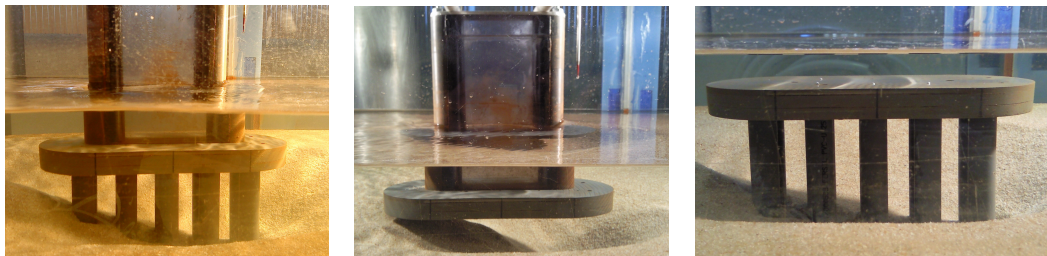


Figura 3.8: Séries de ensaios realizados. Esquerda: Série Pilar Completo; Centro: Série Coluna + Maciço; Direita: Série Maciço + Estacas.

Foram realizados no total vinte e quatro ensaios para o conjunto das três séries, variando a posição do maciço de encabeçamento, Y (m), de forma a observar a influência da forma exposta do pilar complexo ao escoamento. Começando com uma elevação de $9,1\text{ cm}$ desde o topo do maciço de encabeçamento ao nível do fundo inicial de areia, expondo o grupo de estacas, desce-se gradualmente a posição do maciço terminando com o mesmo enterrado 5 cm como apresentado na tabela 3.4. O sinal negativo de Y significa que o topo do maciço se encontra abaixo do nível de referência.

De referir que na série do pilar completo encontravam-se já efectuados quatro ensaios, referentes às quatro posições mais elevadas do maciço de encabeçamento, e na série composta pela coluna e pelo maciço de encabeçamento está em curso o ensaio em que o maciço se encontra a uma elevação de $Y = -0,018\text{ m}$. De referir ainda que os ensaios da série coluna + maciço de encabeçamento para a posição $Y = -0,050\text{ m}$ e da série maciço de encabeçamento + grupo de estacas para $Y < -0,018\text{ m}$ não foram realizados pois as profundidades de erosão observadas para as elevações acima destas desvendaram apenas o topo do maciço de encabeçamento, permitindo assim prever a profundidade de erosão para as respectivas

Tabela 3.4: Posição do maciço de encabeçamento

Ensaio	Y (m)
1	0,091
2	0,058
3	0,033
4	0,023
5	0
6	-0,008
7	-0,012
8	-0,018
9	-0,025
10	-0,050

posições mais enterradas. Foram repetidos os ensaios com o pilar completo para as posições do maciço $Y = -0,008\text{ m}$ e $Y = -0,018\text{ m}$, porque após decorrerem durante onze e sete dias, respectivamente, a erosão ocorrida apenas desvendou o topo do maciço. Nas respectivas repetições a escavação atingiu as estacas, mas a sua duração foi prolongada para trinta e três dias no caso do ensaio $n^{\circ} 6$ e de vinte e dois dias para o ensaio $n^{\circ} 8$.

Na série com o pilar composto pelo maciço de encabeçamento e pelo grupo de estacas a coluna do pilar foi utilizada no início dos ensaios 5, 6 e 7, isto é, para os casos em que o maciço se encontrava enterrado ($Y < 0\text{ m}$). O objectivo era criar uma cavidade de erosão profunda o suficiente para descobrir o maciço de encabeçamento, sendo posteriormente retirada para obter uma erosão provocada apenas pelo maciço e pelo grupo de estacas.

De forma a sustentar o maciço de encabeçamento na posição correcta, para o caso em que o pilar era constituído pela coluna assente no maciço, foi utilizada uma estrutura de suporte. Constituída por duas barras de metal horizontais de secção rectangular e por dois varões roscados, a estrutura de sustentação permitiu prender o pilar na correcta elevação durante o decorrer de todos os ensaios. Para evitar movimentos longitudinais ou transversais por parte do pilar, foram colocadas duas barras circulares de PVC no topo liso da coluna, empurrando-a no sentido descendente e resistindo assim a forças provocadas pelo escoamento (Figura 3.9).

A realização das séries de ensaios compostas pelas combinações dos constituintes do pilar tinha como objectivo obter a contribuição de cada elemento através da comparação com os valores de erosão localizada registados para a série do pilar completo.

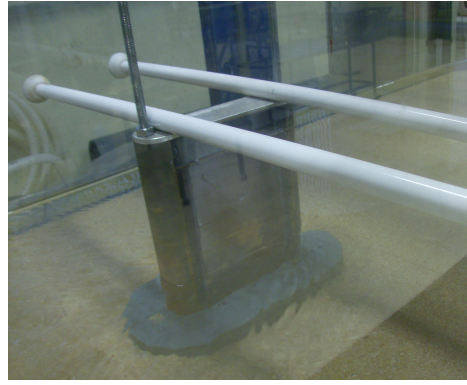


Figura 3.9: Estrutura de suporte utilizada na série coluna + maciço de encabeçamento.

3.8 Instrumentação utilizada na caracterização do escoamento

3.8.1 Acoustic Doppler Velocimeter - ADV

As medições de velocidades realizadas de modo a caracterizar o escoamento de aproximação, definido como o escoamento a montante numa zona próxima mas ainda não perturbada pela presença do obstáculo, e verificar o desenvolvimento da camada limite, foram efectuadas recorrendo ao velocímetro acústico por efeito de Doppler (ADV) - Sidelooking (Figura 3.10) da marca NORTEK AS.

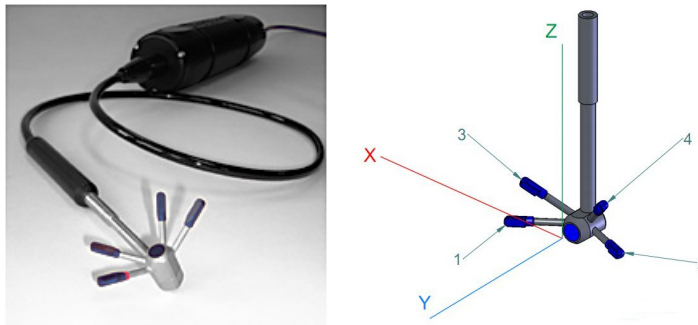


Figura 3.10: Velocímetro e Pormenor da sonda com as direcções do escoamento medidas.

A sonda é composta por um transmissor e quatro receptores, que permitem o registo das três componentes da velocidade do escoamento, num sistema de coordenadas cartesiano. As medições foram executadas através da medição da velocidade de partículas num volume de amostragem baseado no efeito de Doppler. O volume de amostragem corresponde a um cilindro de água com 6 mm de diâmetro e encontra-se a uma distância de 5 cm do emissor da sonda.

Na configuração do velocímetro foi adoptada uma frequência de 100 Hz com medições durante 5 minutos , o que corresponde a 30000 registos de velocidade por cada posição, e

um intervalo de velocidade de $\pm 100 \text{ cm/s}$. A aquisição dos dados é realizada através do programa Vectrino Plus e o tratamento é processado utilizando o software WinADV.

3.8.2 Seeding

A qualidade e precisão dos valores de velocidade registados estão relacionados com a concentração de sedimentos suspensos no escoamento no momento das leituras. Como as partículas que normalmente existem no escoamento não são suficientes, é necessário introduzir no escoamento partículas artificiais, denominadas de *seeding*, que acompanhem o movimento do fluido. É desejável que estas partículas sejam não tóxicas, não corrosivas, não voláteis, não abrasivas e que sejam inertes quimicamente. De modo a obter resultados aceitáveis, isto é, com um valor médio de Signal-Noise Ratio não inferior a 80 dB e de Correlação não inferior a 90%, foi utilizado como *seeding* no conjunto de ensaios realizados uma solução composta por pó de sílica. Como tem uma densidade semelhante à da água, quando é colocado em água em movimento tende a seguir o escoamento sem se depositar ou sem flutuar à superfície.

3.8.3 Mapa das medições

Na Figura (3.11) estão representados os locais das leituras realizadas no eixo central do canal.

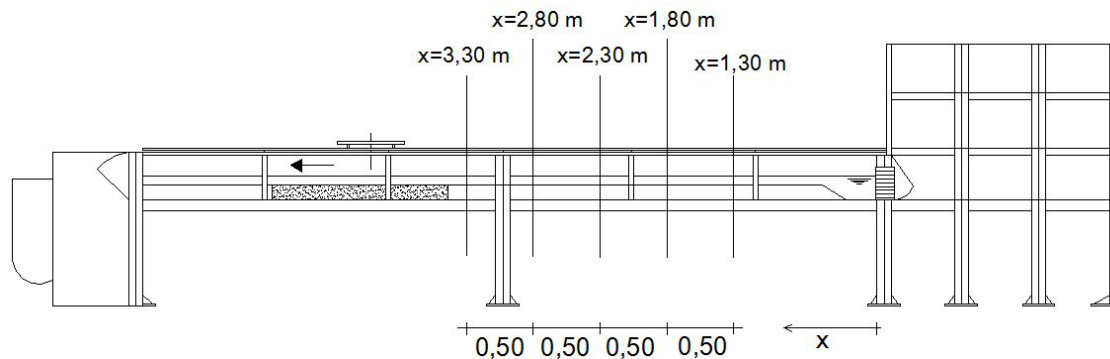


Figura 3.11: Mapa das medições realizadas com o ADV no eixo central.

Na Figura (3.12) apresentam-se os locais das leituras realizadas no eixo transversal, na secção próxima da camada de agregados, de modo a avaliar a uniformidade da distribuição transversal das velocidades.

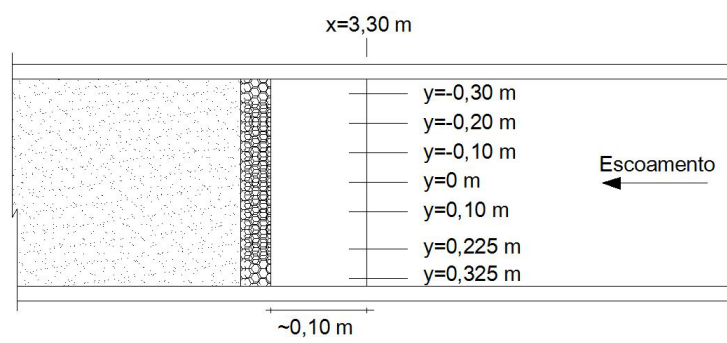


Figura 3.12: Mapa das medições realizadas com o ADV no eixo transversal.

Capítulo 4

Caracterização do escoamento

4.1 Conceitos básicos

Considera-se que estamos na presença de um escoamento uniforme quando a velocidade média, U , e a altura de água, y , se mantêm invariáveis em termos de grandeza, direcção ou sentido, entre diferentes secções do canal assumindo que não existe entrada ou saída lateral de caudal, permanecendo assim a superfície livre do líquido paralela ao fundo do canal. (Graf & Altinakar 1998)

De acordo com a sua configuração, o escoamento pode ser determinado como tridimensional, bidimensional e unidimensional. Assim o escoamento pode ser tratado como bidimensional quando a relação entre a largura do canal e a altura do escoamento é superior a 5, sendo a velocidade apenas dependente das direcções longitudinal e vertical (Figura 4.1).

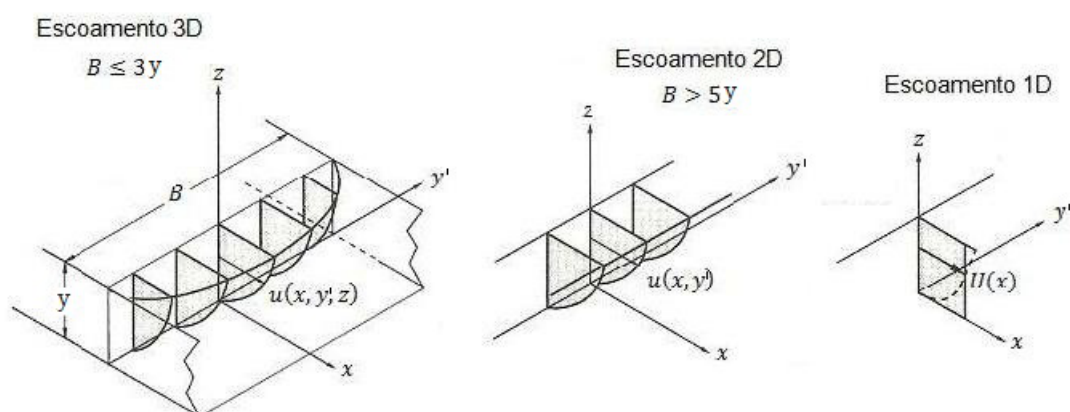


Figura 4.1: Distribuição de velocidade em canais de secção simples (Adaptada de Graf & Altinakar (1998)).

Relativamente à rugosidade das fronteiras do escoamento, segundo Monin & Yaglom (1971), estas podem ser classificadas em função do número de Reynolds característico da rugosidade, Re_* :

$$Re_* = \frac{u_* k_s}{\nu} \quad (4.1)$$

em que u_* é a velocidade de atrito junto ao fundo, k_s a rugosidade absoluta equivalente e ν é a viscosidade cinemática do fluido, que assume o valor $1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ para 20°C . Para valores de $Re_* < 5$ a fronteira diz-se hidraulicamente lisa, sobre a qual se consegue identificar uma sub-camada viscosa onde a influência da rugosidade do grão é desprezável para a determinação da resistência ao escoamento. Para $Re_* > 70$ a fronteira denomina-se de hidraulicamente rugosa, em que os elementos de rugosidade têm dimensões muito superiores à escala geométrica da viscosidade (*e.g.* Ricardo (2008)). A sub-camada viscosa deixa de existir, sendo os efeitos da viscosidade sentidos apenas numa fina película que envolve os elementos de rugosidade. Para escoamentos com valores de $5 < Re_* < 70$ considera-se a fronteira como de transição, em que a força exercida sobre o fundo depende tanto da viscosidade como da rugosidade de grão.

4.2 Desenvolvimento da camada limite

Entende-se por camada limite de um escoamento paralelo a uma superfície sólida como a região situada junto à superfície sólida em que ocorre um rápido crescimento da velocidade do fluido, como representado na Figura 4.2. Este crescimento deve-se a duas características fundamentais do escoamento de fluidos como o facto de a velocidade junto à superfície sólida ser sempre zero relativamente à superfície livre (Massey, 2002) independentemente da rugosidade, e também por não haver descontinuidade da velocidade.

Observa-se no interior da camada limite de espessura δ um crescimento acentuado da velocidade com o aumento da distância à superfície sólida, devido ao movimento relativo entre as partículas do fluido. Fora da camada limite este gradiente de velocidade passa a ser bastante reduzido e o efeito da viscosidade pode-se considerar desprezável. O facto de no interior da camada limite se verificarem elevados gradientes de velocidade justifica-se com as elevadas tensões de corte associadas que provocam o retardamento das velocidades do fluido ao escoar-se junto à superfície sólida. Com o afastamento desta e consequente aumento da espessura δ da camada limite, começam a ocorrer perturbações no regime do escoamento verificado até agora e a camada limite cresce acentuadamente, apresentando a jusante um crescimento linear contínuo.

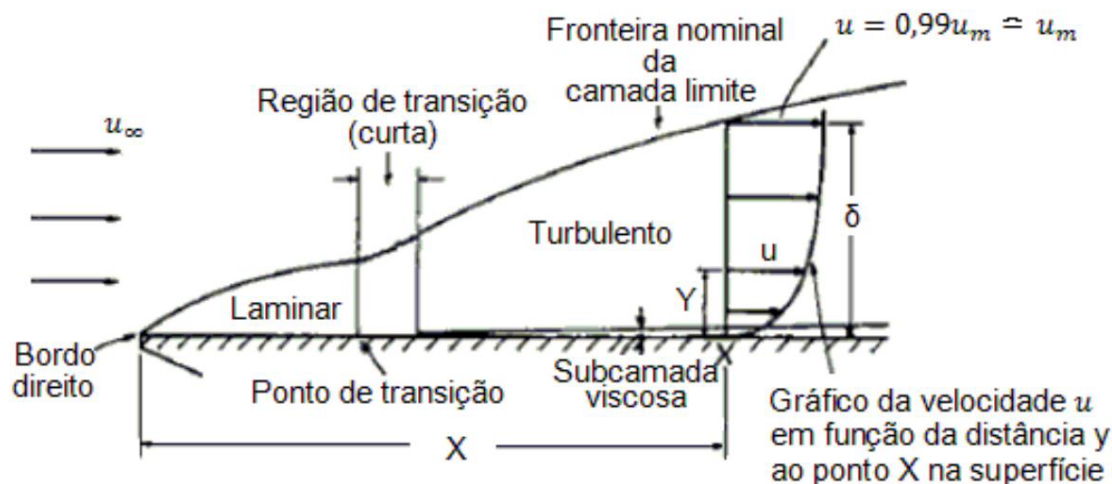


Figura 4.2: Desenvolvimento da camada limite sobre uma superfície sólida (Adaptada de Massey, 2002).

4.3 Perfil vertical de velocidades

Num canal com secção simples, o perfil de velocidades de escoamento de um fluido apresenta um crescimento rápido desde o seu valor zero junto ao fundo do canal até ao seu valor máximo encontrado imediatamente antes da superfície livre. O perfil vertical de velocidades é aproximadamente logarítmico.

Em escoamentos turbulentos de fronteira fixa é usual considerar duas regiões distintas. A região interior ($z/y \leq 0,2$), junto à fronteira, em que a estrutura do escoamento está directamente relacionada com a tensão de arrastamento junto ao fundo, τ_0 , e a região exterior ($z/y \geq 0,2$), em que só indirectamente se faz sentir a influência de τ_0 .

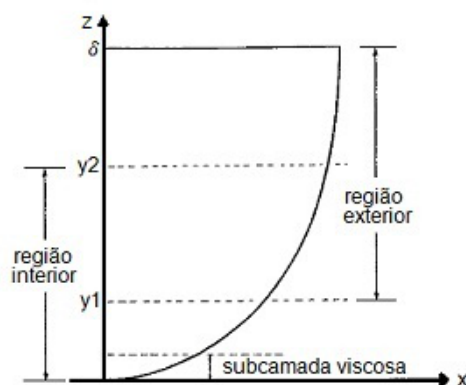


Figura 4.3: Perfil esquemático de velocidades num canal de escoamento aberto em 2D (Adaptada de Yen (2002)).

A região interior divide-se em três sub-regiões: subcamada viscosa, subcamada de transição

e subcamada turbulenta ou logarítmica. Nesta última, a distribuição vertical da componente longitudinal da velocidade do escoamento pode ser descrita pela lei logarítmica da velocidade. Admitindo que o fundo é hidraulicamente rugoso, tem-se

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k_s} \right) + B' \quad (4.2)$$

onde u_* é a velocidade de atrito junto ao fundo, k_s a rugosidade absoluta equivalente, B' é a constante de integração e κ representa a constante de Von Kármán ($\kappa=0,41$). De forma a determinar os parâmetros da lei logarítmica, podem ser adoptados diferentes métodos como demonstrado de seguida.

Desenvolvendo a equação (4.2):

$$U = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k_s} \right) + u_* B' \quad (4.3)$$

$$U = \frac{u_*}{\kappa} \ln(z) - \frac{u_*}{\kappa} \ln(k_s) + u_* B' \quad (4.4)$$

$$U = \frac{u_*}{\kappa} \ln(z) + B'' \quad (4.5)$$

onde $B'' = u_*(B' - \ln(k_s)/\kappa)$. Comparando a equação (4.5) com uma equação de uma recta do tipo $y = mx + b$, temos

$$\begin{cases} m = \frac{u_*}{\kappa} \\ b = B'' = u_*(B' - \frac{\ln(k_s)}{\kappa}) \end{cases} \quad (4.6)$$

e então, $u_* = m\kappa$ e $B' = b/u_* + \ln(k_s)/\kappa$. Assim, para um dado conjunto de valores (U, y) representados em escala logarítmica, a velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , é determinada pelo declive da recta que melhor se aproxima do conjunto de valores na subcamada logarítmica, e a constante de integração B' é definida pela ordenada na origem da referida recta. De acordo com experiências realizadas por Nikuradse e para escoamentos em fundos hidraulicamente rugosos, a constante B' insere-se no intervalo de valores $8,5 \pm 15\%$.

Outro método para a determinação da velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , é através do perfil vertical da tensão de Reynolds, τ_{xy} . Procedimento este que consiste em identificar no perfil da tensão de Reynolds uma região de carácter aproximadamente linear, definida por uma recta de aproximação. A estimativa da tensão média do arrastamento, τ_0 , é dada pelo ponto de intersecção da referida recta com o eixo das ordenadas. Assim, a velocidade de atrito junto ao fundo poderia ser determinada pela seguinte expressão

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (4.7)$$

Como referido em §2.5, a velocidade de atrito junto ao fundo pode ainda ser obtida através da equação 4.8:

$$u_* = \sqrt{gRS_0} \quad (4.8)$$

em que g = aceleração da gravidade, R = raio hidráulico da secção transversal do escoamento e S_0 = declive da linha de energia.

O valor de u_* adoptado para a análise do desenvolvimento da camada limite foi de $0,018 \text{ ms}^{-1}$, pois foi assumido que se tratava de um escoamento turbulento rugoso e este valor verifica a condição de $B' = 8,5$. De referir que deveria ter sido obtido através de um processo iterativo.

Na Figura 4.4 estão representados os perfis verticais da componente longitudinal da velocidade média do escoamento (U), em escala logarítmica, relativos às medições efectuadas. Para cada posição segundo x , a Figura 4.4 mostra os perfis relativos ao eixo central do canal para $k_s = d_{50}$ (à esquerda) e $k_s = 2d_{50}$ (à direita).

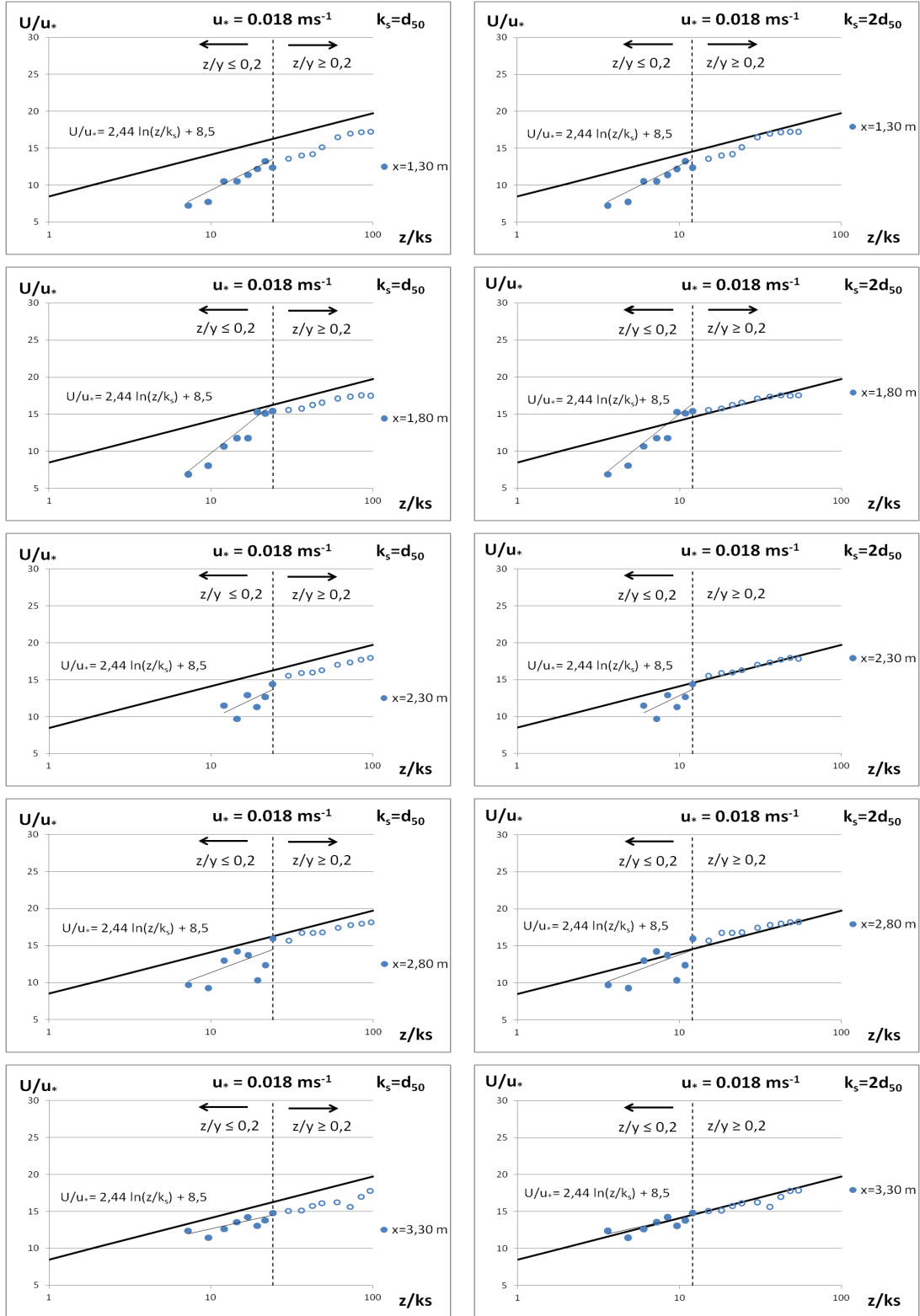


Figura 4.4: Perfis verticais da componente U da velocidade média do escoamento de aproximação no eixo central do canal para $x = 1,30\text{ m}$, $x = 1,80\text{ m}$, $x = 2,30\text{ m}$, $x = 2,80\text{ m}$ e $x = 3,30\text{ m}$. À esquerda: para $k_s = d_{50}$; À direita: para $k_s = 2d_{50}$.

Como se pode observar na Figura 4.4, para os dados em que foi considerado $k_s = 2d_{50}$, a camada limite apresenta-se praticamente desenvolvida. Os valores da velocidade média temporal observados tendem a aproximar-se dos valores determinados pela lei logarítmica. Saliente-se que os cálculos foram efectuados assumindo escoamento turbulento rugoso, i.e. $Re_* > 70$. Porém, o Re_* no presente estudo é igual a aproximadamente 30, ou seja, o escoamento é turbulento de transição.

Na Figura 4.5 estão apresentados os perfis da velocidade média relativos ao eixo transversal (com $x = 3, 30\text{ m}$), admitindo $k_s = 2d_{50}$.

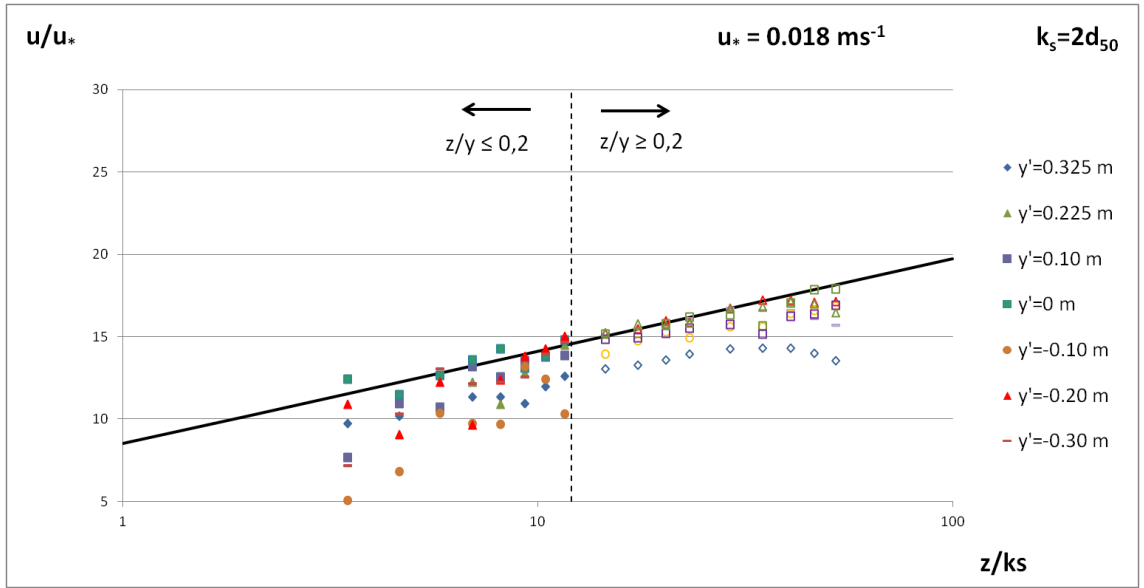


Figura 4.5: Perfis verticais da componente U da velocidade média do escoamento de aproximação no eixo transversal do canal para $k_s = 2d_{50}$, com $x = 3, 30\text{ m}$.

Como se pode constatar pela Figura 4.5 com os valores medidos para o eixo transversal, existe uma dispersão nos valores da velocidade média perto do fundo mas em geral apresentam-se próximos da distribuição descrita pela lei logarítmica.

A Figura 4.6 mostra os valores da velocidade média do escoamento em profundidade para a secção com $x = 3, 30\text{ m}$, ou seja, imediatamente antes da camada de areia.

De notar que os valores próximos das paredes não foram tidos em conta na Figura 4.6 pois o canal é considerado largo ($B/y = 7 > 5$), e assim o efeito das paredes é desprezável podendo-se considerar um escoamento com características bidimensionais. O valor médio obtido do conjunto de perfis de velocidade média em profundidade medidos foi de $U = 0,266\text{ ms}^{-1}$, que é bastante próximo do valor calculado para o caudal e secção em estudo de $U = 0,271\text{ ms}^{-1}$.

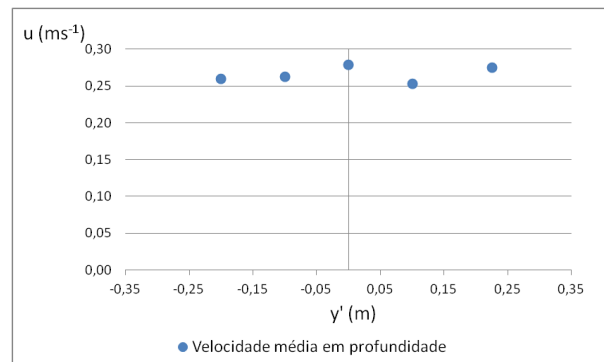


Figura 4.6: Velocidade média do escoamento em profundidade para $x = 3,30 \text{ m}$.

Capítulo 5

Extrapolação dos dados da profundidade de erosão localizada com as expressões de Lança *et al.* (2010) e Franzetti *et al.* (1992)

Neste capítulo apresentam-se os resultados das extrapolações obtidas com as expressões de Lança *et al.* (2010) e Franzetti *et al.* (1992) aos dados observados nos ensaios laboratoriais. No decorrer dos ensaios, as expressões foram aplicadas como suporte de previsão da profundidade de erosão de equilíbrio. São apresentados nos Anexos I, II e III os gráficos do desenvolvimento da cavidade de erosão localizada obtidos da aplicação das expressões para cada ensaio efectuado utilizando o software MATLAB®.

De modo a abranger um intervalo mais amplo de elevações do maciço de encabeçamento, são utilizados os dados referentes à série de ensaios realizada anteriormente com o pilar completo em que o maciço possuía 5 cm de espessura. Estes dados, referidos nas tabelas seguintes como os ensaios 2.1, 2.2 e 2.11 para as elevações do maciço de $Y = 0,173\text{ m}$, $Y = 0,124\text{ m}$ e $Y = -0,110\text{ m}$, respectivamente, estão disponíveis em Sousa (2007). Nestes casos o maciço de encabeçamento não influencia a profundidade de erosão, ou seja, para as posições mais elevadas a erosão deve-se apenas ao grupo de estacas e para a posição mais enterrada a erosão é devida apenas à coluna do pilar, daí não terem sido efectuados para a série de ensaios com a espessura do maciço de 2,5 cm (referida neste texto simplesmente como a série com o pilar completo).

5.1 Extrapolação dos dados da Série Pilar Completo

Nesta secção é mostrado o resultado das extrapolações com a equação polinomial dos seis parâmetros e com a equação exponencial aos valores da erosão localizada medidos nos

ensaios efectuados com o pilar completo.

Tabela 5.1: Extrapolações com as equações dos seis parâmetros e exponencial - Série Pilar Completo

Ensaio	Y (m)	d_{se} (m)			Desvio relativo	
		<i>Medido</i>	<i>6 parâmetros</i>	<i>Exponencial</i>	<i>6 parâmetros</i>	<i>Exponencial</i>
2.1	0,173	0,099	0,098	0,099	1,0%	0,0%
2.2	0,124	0,100	0,099	0,108	1,0%	8,0%
1	0,091	0,114	0,120	0,131	5,3%	14,9%
2	0,059	0,105	0,110	0,113	5,1%	7,3%
3	0,033	0,116	0,114	0,117	1,7%	0,6%
4	0,023	0,113	0,114	0,124	0,9%	10,0%
5	0,000	0,118	0,147	0,116	24,6%	1,7%
6	-0,008	0,080	0,089	0,079	11,3%	1,3%
7	-0,012	0,069	0,107	0,079	55,1%	14,5%
8	-0,018	0,064	0,094	0,073	46,9%	14,1%
9	-0,025	0,061	0,109	0,063	78,7%	3,0%
10	-0,050	0,051	0,051	0,051	0,0%	0,0%
2.11	-0,110	0,099	0,102	0,103	3,0%	4,0%

A Figura 5.1 mostra graficamente as extrapolações dos valores medidos:

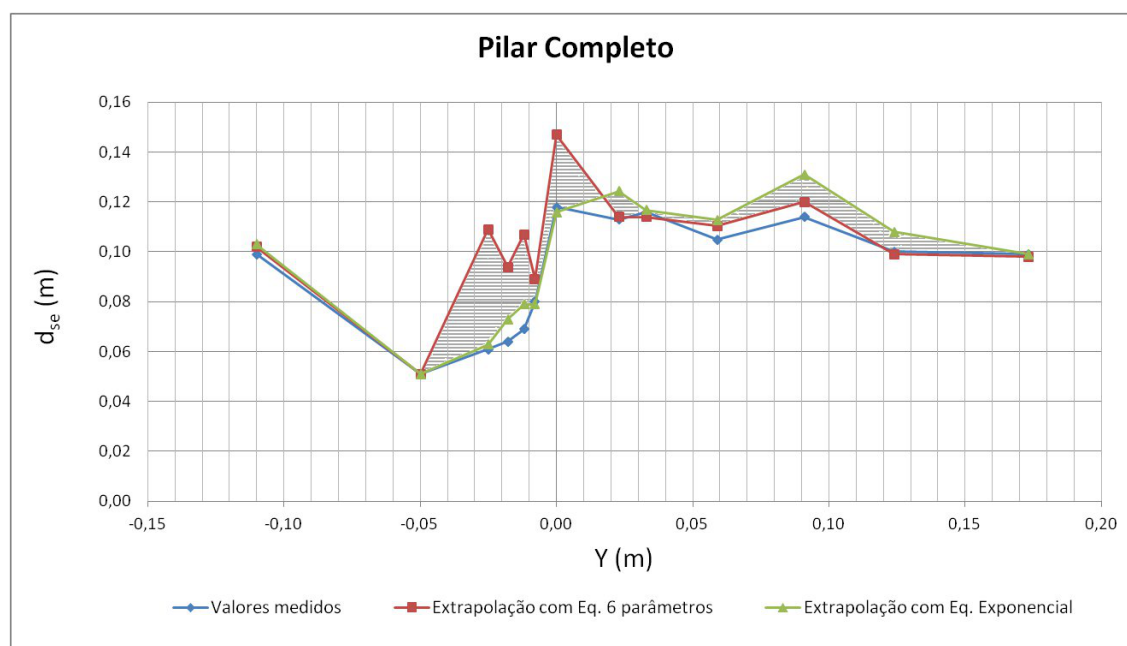


Figura 5.1: Extrapolações das equações dos 6 parâmetros e exponencial - Série Pilar Completo.

5.2 Extrapolação dos dados da Série Coluna + Maciço de encabeçamento

De seguida são apresentados os resultados das extrapolações com a equação polinomial dos seis parâmetros e com a equação exponencial aos dados medidos nos ensaios efectuados com a combinação da coluna com o maciço de encabeçamento.

Tabela 5.2: Extrapolações com as equações dos seis parâmetros e exponencial - Série Coluna + Maciço de encabeçamento

Ensaio	$Y \text{ (m)}$	$d_{se} \text{ (m)}$			Desvio Relativo	
		<i>Medido</i>	<i>6 parâmetros</i>	<i>Exponencial</i>	<i>6 parâmetros</i>	<i>Exponencial</i>
1	0,091	0,008	0,0108	0,0074	35,00%	7,50%
2	0,058	0,021	0,021	0,021	0,00%	0,00%
3	0,033	0,142	0,1559	0,1407	9,79%	0,92%
4	0,023	0,138	0,1504	0,1547	8,99%	12,10%
5	0,000	0,094	0,0966	0,1076	2,77%	14,47%
6	-0,008	0,101	0,138	0,116	36,63%	14,85%
7	-0,012	0,051	0,068	0,055	33,33%	7,84%
8	-0,018					
9	-0,025	0,039	0,039	0,058	0,00%	48,72%
10	-0,050	0,050	0,050	0,050	0,00%	0,00%
2.11	-0,110	0,050	0,050	0,050	0,00%	0,00%

A Figura 5.2 mostra graficamente as extrapolações dos valores medidos:

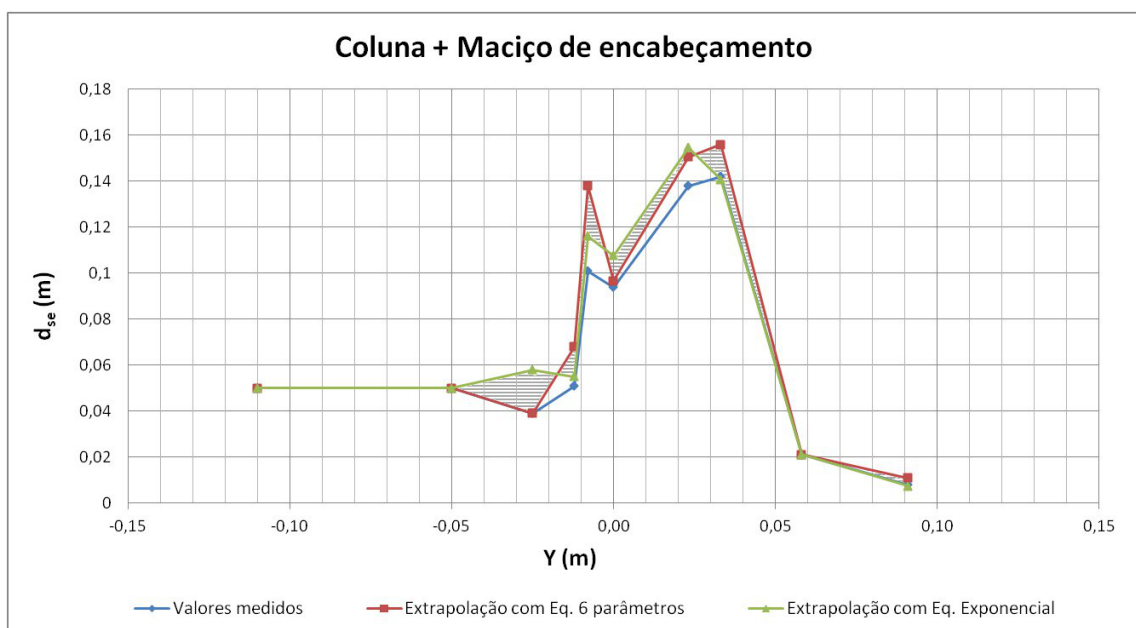


Figura 5.2: Extrapolações das equações dos 6 parâmetros e exponencial - Série Coluna + Maciço de encabeçamento.

5.3 Extrapolações dos dados da Série Maciço de encabeçamento + Grupo de estacas

Nesta secção são apresentados os resultados das extrapolações dos valores da profundidade de erosão de cada ensaio laboratorial realizado utilizando a combinação do maciço de encabeçamento com o grupo de estacas.

Tabela 5.3: Extrapolação com as equações dos seis parâmetros e exponencial - Série Maciço de encabeçamento + Grupo de estacas

Ensaio	$Y \text{ (m)}$	$d_{se} \text{ (m)}$			Desvio Relativo	
		<i>Medido</i>	<i>6 parâmetros</i>	<i>Exponencial</i>	<i>6 parâmetros</i>	<i>Exponencial</i>
2.1	0,173	0,099	0,098	0,099	1,01%	0,00%
2.2	0,124	0,100	0,099	0,108	1,00%	8,00%
1	0,091	0,100	0,101	0,100	1,00%	0,00%
2	0,058	0,090	0,091	0,093	1,11%	3,33%
3	0,033	0,103	0,105	0,107	1,94%	3,88%
4	0,023	0,116	0,121	0,126	4,31%	8,62%
5	0,000	0,020	0,024	0,033	20,00%	65,00%
6	-0,008	0,008	0,008	0,008	0,00%	0,00%
7	-0,012	0,010	0,010	0,010	0,00%	0,00%

Como nos ensaios realizados para $Y = -0,008 \text{ m}$ e $Y = -0,012 \text{ m}$ a profundidade de erosão não foi além do maciço de encabeçamento, mesmo após a contribuição da coluna, não se prosseguiu com os ensaios previstos para os casos em que o maciço se encontraria posicionado inicialmente a $Y = -0,018 \text{ m}$ e restantes posições enterradas.

A Figura 5.3 mostra graficamente as extrapolações dos valores medidos.

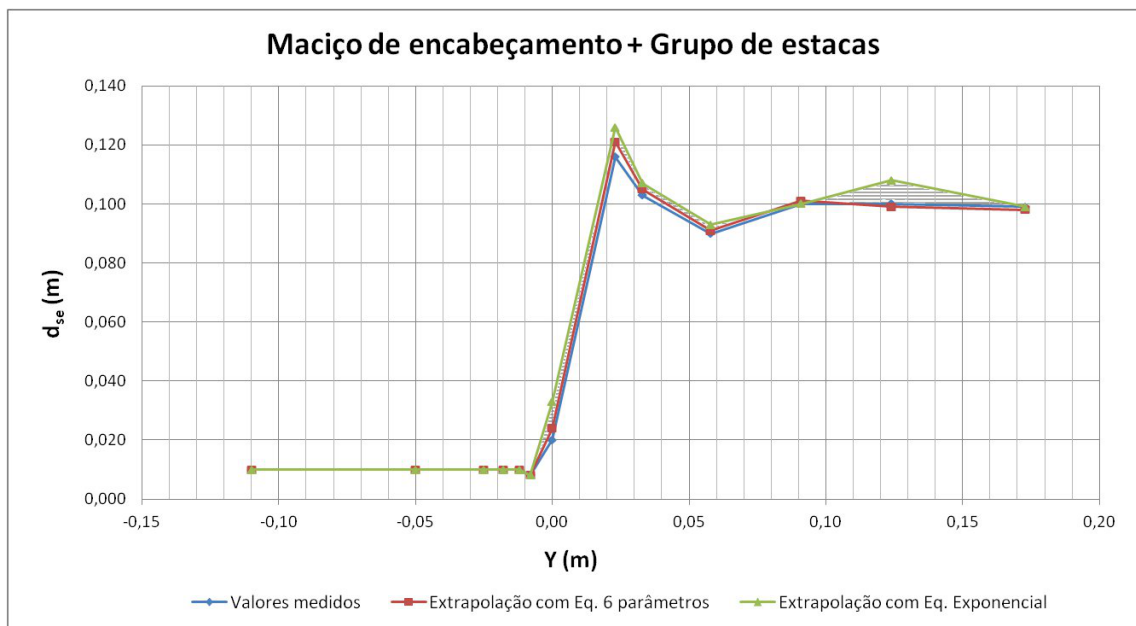


Figura 5.3: Extrapolações das equações dos 6 parâmetros e exponencial - Série Maciço de encabeçamento + Grupo de estacas.

Capítulo 6

Profundidades de erosão localizada de equilíbrio previstas pelos métodos propostos na literatura

Neste capítulo são apresentados os cálculos da profundidade de erosão localizada de equilíbrio utilizando os métodos propostos na literatura, nomeadamente os desenvolvidos por Melville & Coleman (2000), Richardson & Davis (2001), Coleman (2005) e Sheppard (2005), e comparados com as extrapolações obtidas para os ensaios realizados com o pilar completo usando as formulações de Bertoldi & Jones (1998) e Franzetti *et al.* (1992)

Os dados da série de ensaios com o pilar completo, da série composta pela coluna e maciço de encabeçamento e da série realizada com o maciço e o grupo de estacas são apresentados nos Anexos I, II e III respectivamente. De forma a proporcionar um fácil entendimento do desenvolvimento dos ensaios realizados, cada um é apresentado com uma tendência temporal natural e também em escala temporal logarítmica.

Tal como no capítulo §5 são também utilizados nesta secção os dados dos ensaios realizados anteriormente, disponíveis em Sousa (2007), para os níveis do maciço de $Y = 0,173\text{ m}$, $Y = 0,124\text{ m}$ e $Y = -0,110\text{ m}$, denominados 2.1, 2.2 e 2.11 respectivamente.

A metodologia proposta por Melville & Coleman (2000) apresentada em §2.5.1.1 baseia-se na determinação de um diâmetro equivalente, dependendo da posição do maciço de encaçamento. Segundo esta metodologia, podem ser distinguidos cinco casos diferentes para cada posição do maciço. Na Tabela 6.1 são apresentadas as estimativas da profundidade de equilíbrio obtidas em conjunto com os valores extrapolados.

Tabela 6.1: Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Melville & Coleman (2000).

Ensaio	Y (m)	d_{se} (m) (6 parâmetros)	d_{se} (m) (Exponencial)	Melville & Coleman (2000)	
				Caso	d_{se} (m)
2.1	0,173	0,098	0,099	V	0,162
2.2	0,124	0,099	0,108	IV	0,220
1	0,091	0,12	0,131	III	0,218
2	0,058	0,110	0,113		0,208
3	0,033	0,114	0,117		0,200
4	0,023	0,114	0,124		0,197
5	0,000	0,147	0,116	II	0,189
6	-0,008	0,089	0,079		0,186
7	-0,012	0,107	0,079		0,185
8	-0,018	0,094	0,073		0,183
9	-0,025	0,109	0,063		0,180
10	-0,050	0,051	0,051	I	0,108
2.11	-0,110	0,102	0,103		0,108

A proposta de cálculo da profundidade de erosão localizada de equilíbrio de Richardson & Davis (2001) apresentada em §2.5.1.2 fundamenta-se na sobreposição dos efeitos dos elementos do pilar complexo. Assim, a profundidade máxima de erosão obtém-se através do somatório das profundidades provocadas por cada constituinte do pilar exposto ao escoamento. Na Tabela 6.2 são apresentados os valores da escavação provocada por cada elemento do pilar e as profundidades de equilíbrio extrapoladas.

Tabela 6.2: Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Richardson & Davis (2001).

Ensaio	Y (m)	$d_{se} (m)$ (6parâmetros)	$d_{se} (m)$ (Exponencial)	Richardson e Davis (2001)			
				$d_{se(c)}(m)$	$d_{se(pc)}(m)$	$d_{se(pg)}(m)$	$d_{se}(m)$
2.1	0,173	0,098	0,099	0,000	0,000	0,078	0,078
2.2	0,124	0,099	0,108	0,000	0,000	0,078	0,078
1	0,091	0,12	0,131	0,000	0,019	0,063	0,082
2	0,058	0,110	0,113	0,005	0,036	0,044	0,086
3	0,033	0,114	0,117	0,013	0,046	0,030	0,089
4	0,023	0,114	0,124	0,016	0,050	0,024	0,090
5	0,000	0,147	0,116	0,027	0,101	0,000	0,128
6	-0,008	0,089	0,079	0,032	0,088	0,000	0,120
7	-0,012	0,107	0,079	0,035	0,079	0,000	0,114
8	-0,018	0,094	0,073	0,039	0,054	0,000	0,093
9	-0,025	0,109	0,063	0,057	0,000	0,000	0,057
10	-0,050	0,051	0,051	0,080	0,000	0,000	0,080
2.11	-0,110	0,102	0,103	0,080	0,000	0,000	0,080

O procedimento proposto por Coleman (2005) e apresentado em §2.5.1.3 trata-se de uma revisão da metodologia apresentada por Melville & Coleman (2000), pois esta exibia previsões muito conservativas da profundidade de erosão de equilíbrio. Este procedimento consiste em quatro equações que permitem determinar o diâmetro equivalente para determinadas posições do maciço de encabeçamento. As restantes previsões do valor da profundidade das restantes elevações do maciço são obtidas através de funções lineares que unem os valores calculados. Na Tabela 6.3 são apresentados os valores dos diâmetros equivalentes obtidos e as profundidades de equilíbrio calculadas segundo este método.

Tabela 6.3: Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Coleman (2005).

Ensaio	Y (m)	d_{se} (m) (6 parâmetros)	d_{se} (m) (Exponencial)	Coleman (2005)		
				Y (m)	b_e	d_{se} (m)
2.1	0,173	0,098	0,099	0,200	0,050	0,107
2.2	0,124	0,099	0,108	0,125	0,050	0,107
1	0,091	0,12	0,131	0,100	0,063	0,135
2	0,058	0,110	0,113			
3	0,033	0,114	0,117			
4	0,023	0,114	0,124	0,013	0,072	0,152
5	0,000	0,147	0,116	0,000	0,067	0,145
6	-0,008	0,089	0,079			
7	-0,012	0,107	0,079			
8	-0,018	0,094	0,073			
9	-0,025	0,109	0,063			
10	-0,050	0,051	0,051	-0,050	0,050	0,107
2.11	-0,110	0,102	0,103	-0,100	0,050	0,107

O método de cálculo da profundidade de erosão de equilíbrio proposto por Sheppard (2005), como referido em §2.5.1.4, distingue três casos relacionados com a posição do maciço de encabeçamento relativamente ao nível do fundo inicial. Em cada caso está associado um diâmetro equivalente do pilar e um respectivo valor de profundidade de erosão, como mostra a Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Profundidade de erosão de equilíbrio segundo Sheppard (2005).

Ensaio	Y (m)	d_{se} (m) (6 parâmetros)	d_{se} (m) (Exponencial)	Sheppard (2005)			
				D_c^* (m)	D_{pc}^* (m)	D_{pg}^* (m)	d_{se} (m)
2.1	0,173	0,098	0,099	0,000	0,000	0,000	0,113
2.2	0,124	0,099	0,108	0,000	0,000	0,055	0,113
1	0,091	0,12	0,131	0,001	0,004	0,048	0,108
2	0,058	0,110	0,113	0,003	0,010	0,044	0,116
3	0,033	0,114	0,117	0,006	0,017	0,044	0,130
4	0,023	0,114	0,124	0,008	0,022	0,045	0,141
5	0,000	0,147	0,116	0,011	0,031	0,046	0,158
6	-0,008	0,089	0,079	0,014	0,022	0,023	0,120
7	-0,012	0,107	0,079	0,015	0,022	0,022	0,119
8	-0,018	0,094	0,073	0,017	0,021	0,019	0,116
9	-0,025	0,109	0,063	0,019	0,020	0,015	0,113
10	-0,050	0,051	0,051	0,028	0,014	0,004	0,098
2.11	-0,110	0,102	0,103	0,000	0,000	0,000	0,098

De modo a facilitar a comparação dos resultados pode observar-se a Figura 6.1 que apresenta graficamente as previsões das profundidades de equilíbrio obtidas através da aplicação dos métodos referidos anteriormente e as profundidades de equilíbrio extrapoladas através da aplicação das equações polinomial de Bertoldi & Jones (1998) com 6 parâmetros e exponencial de Franzetti *et al.* (1992).

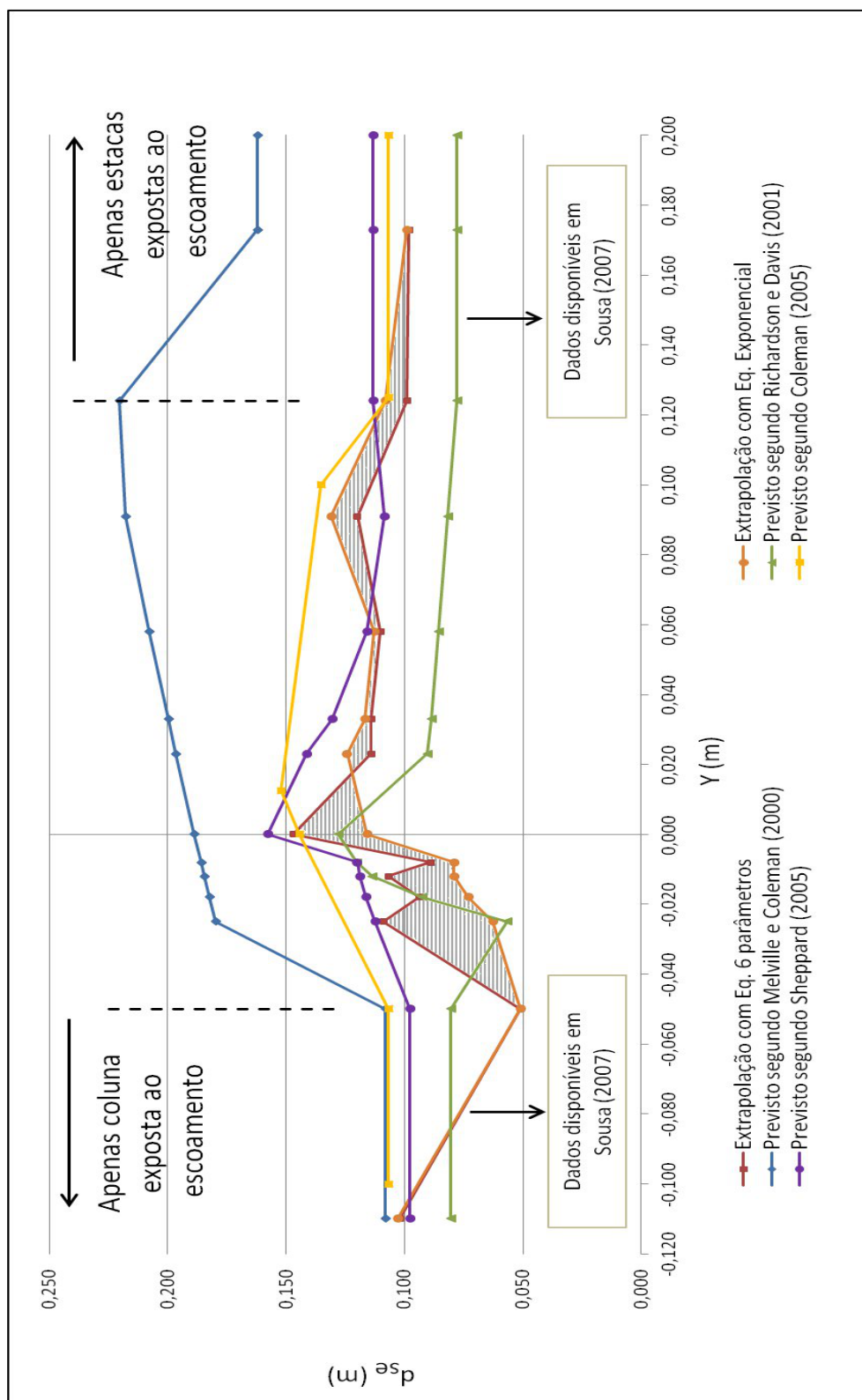


Figura 6.1: Evolução das profundidades de erosão localizada de equilíbrio previstas segundo os métodos propostos relativamente aos dados extrapolados, em função da posição do maciço de encabeçamento.

Como se pode constatar na Figura 6.1 a metodologia proposta por Melville & Coleman (2000) tem uma abordagem conservativa, sobrestimando as profundidades de erosão de equilíbrio. Pode-se justificar pelo facto de não se considerar o efeito do grupo de estacas exposto ao escoamento. Assim, este método não tem relevância nas considerações gerais das profundidades previstas consideradas de seguida.

Analisando a Figura 6.1 observa-se que para elevações inferiores a $Y < -0,050\text{ m}$, os métodos de cálculo prevêem a mesma profundidade da cavidade de erosão ao contrário das extrapolações com as equações de Lança *et al.* (2010) e Franzetti *et al.* (1992) que estimam um aumento da profundidade de equilíbrio com o aumento da profundidade enterrada. No intervalo $-0,050\text{ m} < Y < 0\text{ m}$ observa-se que os valores extrapolados diferem dos valores previstos.

Com a aproximação do topo do maciço ao nível do fundo inicial, verifica-se um aumento da profundidade de erosão de equilíbrio, obtendo-se um máximo para as previsões de Richardson & Davis (2001) e Sheppard (2005) com o topo do maciço ao nível do fundo, isto é, $Y = 0\text{ m}$.

Excepto para o procedimento de cálculo proposto por Melville & Coleman (2000), verifica-se uma diminuição ligeira das profundidades de erosão de equilíbrio previstas e extrapoladas com o afastamento do maciço ao nível do fundo.

O método de cálculo proposto por Richardson & Davis (2001) é limitado pois considera os elementos constituintes do pilar complexo todos expostos ao escoamento. Pode-se observar também na Figura 6.1 que para posições desenterradas do maciço de encabeçamento esta metodologia subestima as profundidades de erosão de equilíbrio.

Como se pode verificar na Figura 6.1 as previsões da profundidade de erosão localizada de equilíbrio obtidas através do método de Coleman (2005), apesar de mais próximas dos valores extrapolados comparativamente ao método proposto por Melville & Coleman (2000), são ainda distantes para os casos em que o maciço se encontra próximo do nível do fundo inicial.

Analisando a Figura 6.1, constata-se que a metodologia de cálculo proposta por Sheppard (2005) se aproxima dos valores extrapolados, excepto para as posições $Y = 0,091\text{ m}$ e $Y = -0,110\text{ m}$ que apresenta previsões por defeito. Ainda assim, comparando este modelo de cálculo com os restantes conclui-se que este é o que conduz a melhores previsões da profundidade de erosão localizada de equilíbrio para as restantes elevações.

As configurações horizontais das previsões (Figura 6.1), observáveis para as posições enterradas com $Y < -0,050\text{ m}$ e para as posições em que o maciço se encontra fora da superfície do escoamento com $Y > 0,124\text{ m}$, são referentes ao cálculo das erosões considerando apenas a coluna e as estacas expostas ao escoamento, respectivamente. O facto de se obterem valores de profundidades de erosão próximos deve-se ao diâmetro do elemento exposto ao escoamento, que no caso da coluna é de $a_c = 0,050\text{ m}$ e no caso das estacas, considerando o diâmetro das estacas projectado, é também de $a_{proj} = 0,050\text{ m}$.

Capítulo 7

Contribuições dos elementos constituintes do pilar complexo para a profundidade de erosão localizada

Com os valores obtidos nas medições laboratoriais com as combinações dos elementos do pilar, apresentados nos Anexos II e III, torna-se possível estimar a contribuição de cada constituinte através da comparação com os valores da erosão localizada medidos nos ensaios com o pilar completo.

Assim, com as medições registadas para a combinação da coluna com o maciço de encabeçamento e com as medições do pilar completo obtém-se a contribuição do grupo de estacas. O mesmo acontece no caso da comparação dos valores observados para a combinação do maciço de encabeçamento com o grupo de estacas com os valores obtidos com o pilar completo, em que se obtém a contribuição da coluna. Ao compararmos as duas combinações dos elementos constituintes realizadas com as medições obtidas com o pilar completo obtém-se a contribuição do maciço de encabeçamento. Isto é:

- [Pilar Completo] - [Coluna + Maciço] = [Contribuição das estacas]
- [Pilar Completo] - [Maciço + Estacas] = [Contribuição da coluna]
- [Pilar Completo] - [Contribuição das estacas] - [Contribuição da coluna] =
= [Contribuição do maciço]

Nas tabelas seguintes são mostrados os valores de erosão localizada registados nos ensaios realizados combinando os elementos constituintes do pilar (Tabela 7.1) e os valores da contribuição para a erosão de cada elemento (Tabela 7.2) calculados através da comparação com o conjunto de valores medidos na série de ensaios com o pilar completo.

De referir que os valores de erosão localizada usados nesta secção para determinar as contribuições das partes do pilar são os valores da profundidade de equilíbrio medidos no final dos ensaios, para o critério de paragem referido anteriormente em §3.6. Isto porque para alguns ensaios, nomeadamente alguns dos constituídos pelo maciço de encabeçamento e pe-

Tabela 7.1: Valores medidos de erosão localizada das combinações de elementos do pilar

Ensaio	Y (m)	Pilar completo	Coluna+Maciço	Maciço+Estacas
		d_{se} (m) (<i>Medido</i>)		
1	0,091	0,114	0,008	0,100
2	0,058	0,105	0,0211	0,090
3	0,033	0,116	0,142	0,103
4	0,023	0,113	0,138	0,116
5	0,000	0,118	0,094	0,02
6	-0,008	0,008	0,101	0,008
7	-0,012	0,069	0,051	0,010
8	-0,018	0,018	0,018	0,010
9	-0,025	0,061	0,039	0,010
10	-0,050	0,051	0,050	0,010

las estacas, não foi possível extrapolar os valores medidos devido ao processo de escavação e imediata deposição dos sedimentos após a remoção da coluna.

Tabela 7.2: Valores calculados da contribuição de cada elemento constituinte

Ensaio	Y (m)	Contribuição do grupo de estacas	Contribuição da coluna	Contribuição do maciço de encabeçamento
		d_{se} (m) (<i>Calculado</i>)		
1	0,091	0,106	0,014	0,006
2	0,058	0,084	0,015	-0,006
3	0,033	-0,026	0,013	-0,129
4	0,023	-0,025	-0,003	-0,141
5	0,000	0,024	0,098	0,004
6	-0,008	-0,021	0,072	0,029
7	-0,012	0,018	0,059	-0,008
8	-0,018	0,000	0,000	0,010
9	-0,025	0,022	0,051	-0,012
10	-0,050	0,001	0,041	0,009

De seguida é apresentada na Figura 7.1 a contribuição de cada elemento do pilar complexo:

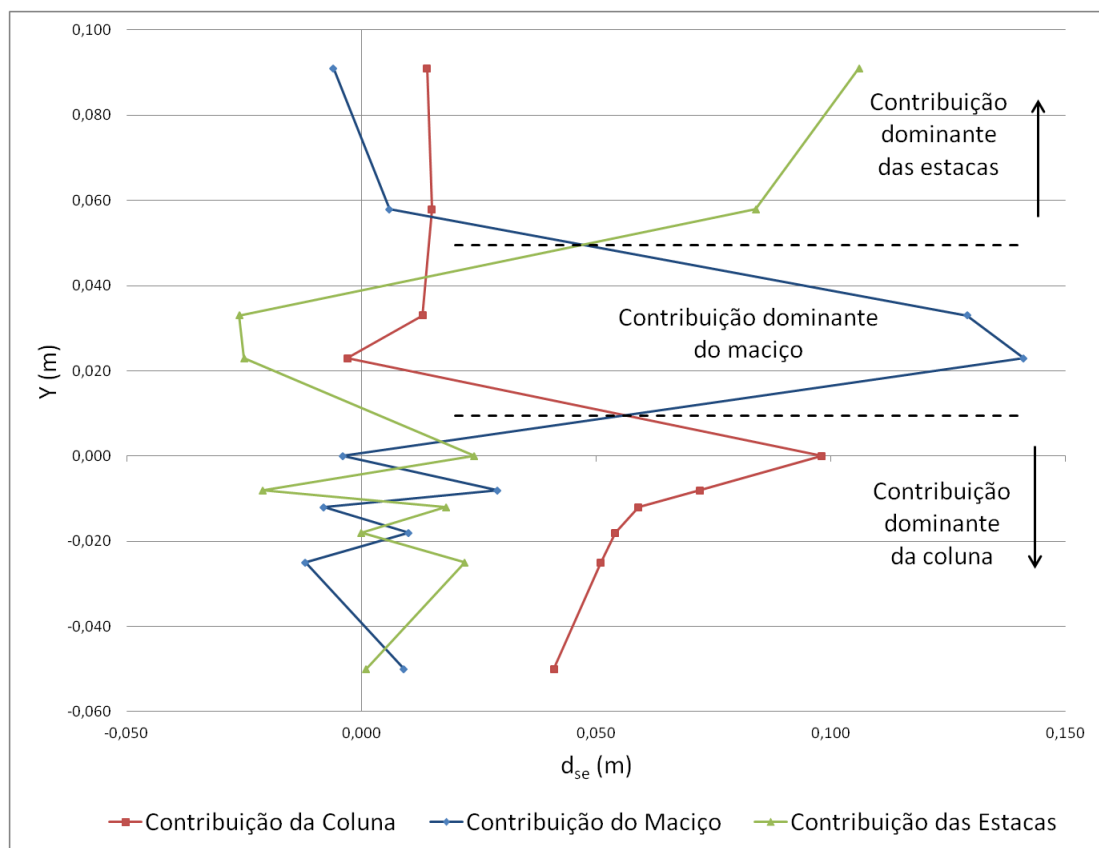


Figura 7.1: Contribuição dos elementos constituintes do pilar complexo

Através da análise da Figura 7.1 pode-se verificar a influência de cada elemento do pilar complexo na profundidade de erosão, e como seria de prever o grupo de estacas apresenta a sua contribuição principalmente para posições mais elevadas do maciço, ou seja, quando se encontra mais exposto ao escoamento. Com a aproximação ao nível do fundo e para posições enterradas do maciço, a contribuição das estacas oscila entre valores negativos e positivos mas reduzidos.

Já o maciço de encabeçamento demonstra uma influência principal para os casos em que se encontra posicionado imediatamente acima da superfície inicial do fundo de areia, pois a sua acção no desenvolvimento de vórtices é mais acentuada nestas elevações. Para as restantes posições mais profundas e mais elevadas, tal como no caso das estacas, a contribuição do maciço apresenta valores bastante mais reduzidos.

A contribuição da coluna apresenta valores baixos para posições mais elevadas, aumentando com a proximidade do maciço ao nível do fundo e atingindo o seu máximo quando o topo do maciço se encontra a $Y = 0,000\text{ m}$, pois é o único elemento exposto ao escoamento. Os valores da contribuição da coluna para posições mais enterradas diminuem com a profundidade.

Capítulo 8

Conclusões e Propostas de estudos futuros

Nesta dissertação foram efectuados ensaios laboratoriais de modo a obter dados da profundidade de erosão localizada, com o principal propósito de testar as metodologias de cálculo da profundidade de erosão de equilíbrio propostas por vários autores. Particularmente os métodos desenvolvidos por Melville & Coleman (2000), Richardson & Davis (2001), Coleman (2005) e Sheppard (2005) e comparar os valores das profundidades de erosão de equilíbrio previstas por estes com os valores observados nos ensaios.

Foram ainda realizados ensaios laboratoriais com o intuito de obter a contribuição dos elementos constituintes do pilar complexo. Compostos por combinações dos elementos, os ensaios efectuados permitiram determinar as contribuições dominantes de cada constituinte variando a sua elevação. Apresenta-se de seguida a síntese das principais conclusões obtidas:

- Da análise dos gráficos comparativos dos dados extrapolados com as previsões de cada autor (Figura 6.1), é possível concluir que o melhor ajuste se dá aquando da aplicação do método proposto por Sheppard (2005). Pode-se também observar que com a metodologia apresentada por Melville & Coleman (2000) se obtêm as previsões de profundidade de equilíbrio mais conservativas.
- A geometria do pilar exposto ao escoamento é um factor decisivo na formação do sistema de vórtices que actua no leito do rio. Assim, os ensaios efectuados utilizando combinações dos elementos que constituem o pilar complexo permitiram concluir a contribuição de cada elemento. É possível observar que a maior contribuição para a erosão ocorre por parte do maciço de encabeçamento para posições em que este se encontra acima do nível do fundo, e que o grupo de estacas tem uma contribuição mais significativa para os casos em que se encontra mais exposto. A coluna apresenta uma maior contribuição quando o maciço se encontra enterrado e esta é o único elemento exposto ao escoamento antes de ocorrer erosão.

Sugere-se, em estudos futuros:

- A realização de mais ensaios laboratoriais com a geometria do pilar complexo utilizado no âmbito desta dissertação, para os casos em que o maciço de encabeçamento se encontra entre $0,000 < Y < 0,025\text{ m}$, obtendo-se assim uma gama mais vasta de valores da profundidade de erosão localizada de modo a determinar o valor de Y_T que provoca a erosão máxima, $d_{se\text{ max}}$, como sugerido por Coleman (2005).
- A realização de uma série de ensaios com o pilar de geometria complexa aqui utilizado, mas com o dobro da espessura do maciço de encabeçamento. Os dados destes ensaios comparados posteriormente com os dados apresentados neste documento referentes ao pilar completo permitirão determinar a influência da espessura do maciço na profundidade de erosão localizada.

Bibliografia

- ALABI, P. (2009). Time evolution of scour and deduction of the required minimum test duration for a clear-water scour test at a bridge pier. *Proceedings of the 4th IASME / WSEAS International Conference on Water Resources, Hydraulics and Hydrology (WHH '09)*, University of Cambridge, Cambridge, UK. 168-174.
- ANDERSON, A. G. (1963). Discussion of 'sediment transportation mechanics: erosion of sediment' by task force on preparation of sedimentation manual. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 89, 237-248.
- BAKER, R. E. (1986). Local scour at bridge piers in non-uniform sediment. Report no. 402, School of Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- BERTOLDI, A. D. & JONES, J. S. (1998). Time to scour experiments as an indirect measure of stream power around bridge piers. In: *Proceedings of the International Water Resource Engineering Conference, Memphis, Tennessee*. 264-269.
- BREUSERS, H. & RAUDKIVI, A. J. (1991). *Scouring*. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands: IAHR Hydraulic Structures Design Manual.
- CARDOSO, A. H. (1998). *Hidráulica Fluvial*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- CARDOSO, A. H. & BETTESS, R. (1999). Effects of time and channel geometry on scour at bridge abutments. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 125(4), 388-399.
- CHABERT, J. & ENGELDINGER, P. (1956). *Etude des affonillements autour des piles des ponts*. Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou, France.
- CHIEW, Y. M. (1984). Local scour at bridge piers. Report no. 355, School of Engineering, The University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- COLEMAN, S. E. (2005). Clearwater local scour at complex piers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 131(4), 330-334.
- COLEMAN, S. E., LAUCLAN, C. S. & MELVILLE, B. W. (2003). Clear-water scour development at bridge abutments. *Journal of Hydraulic Research* 41(5), 521-531.
- COUTO, L. T. & CARDOSO, A. H. (2001). Erosões localizadas junto de encontros e de pilares de pontes. parte i - caracterização da situação de referência. *Recursos Hídricos* 22(1), 65-74.

- ETTEMA, R. (1980). Scour at bridge piers. Report no. 216, University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- FAEL, C. (2007). *Erosões localizadas junto de encontros de pontes e respectivas medidas de protecção*. Ph.D. thesis, Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- FRANZETTI, S., LARCAN, E. & MINGOSA, P. (1992). Influence of tests duration on the evaluation of ultimate scour around circular piers. In: *Proceedings International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures*. BHRA Fluid Engineering, Cranfield, Bedford MK43 OAJ, England.
- GRAF, W. & ALTINAKAR, M. S. (1998). *Fluvial Hydraulics, Flow and transport processes in channels of single geometry*. John Wiley and Sons, Ltd.
- GRAF, W. H. & ISTIARTO, I. (2002). Flow pattern in the scour hole around cylinder. *Journal of Hydraulic Research* 40(1), 13-20.
- GRIMALDI, C. (2005). *Non-conventional countermeasures against local scouring at bridge piers*. Ph.D. thesis, Hydraulic Engineering for Environment and Territory, Univ. of Calabria, Cosenza, Italy.
- HAMILL, L. (1999). *Bridge hydraulics*. Taylor and Francis.
- HANNAH, C. R. (1978). Scour at pile groups. Master of engineering report no. 78/3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
- KOTHYARI, U. C., GARDE, R. J. & RANGA RAJU, K. G. (1992). Temporal variation of scour around cylindrical bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 118(8), 1091-1106.
- LANÇA, R., FAEL, C. & CARDOSO, A. H. (2010). Assessing equilibrium clear water scour around single cylindrical piers. *River Flow 2010, Dittrich et al. (editors)* 1207-1213.
- MASSEY, B. (2002). *Mecânica dos Fluídos*. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa, 6^a edição ed.
- MELVILLE, B. W. (1997). Pier and abutment scour - an integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE* , 122(2), 125–136.
- MELVILLE, B. W. & CHIEW, Y. M. (1999). Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 125(1), 59-65.
- MELVILLE, B. W. & COLEMAN, S. E. (2000). *Bridge scour*. Water Resources Publication. LLC, Highlands Ranch, CO, USA.
- MELVILLE, B. W. & RAUDKIVI, A. J. (1996). Effects of foundation geometry on bridge pier scour. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE* , 122(4), 203–209.

- MONIN, A. S. & YAGLOM, A. M. (1971). *Statistical Fluid Mechanics: Mechanics of Turbulence*, vol. 1, Tradução inglesa por Jonh L. Lumley. The MIT Press. (Versão original: 1965).
- MUELLER, D. S. & JONES, J. (1999). Evaluation of recent field and laboratory research on scour at bridge piers in coarse bed materials. Tech. rep., ASCE Compendium, Stream Stability and Scour at Highway Bridges, Reston, VA.
- MUELLER, D. S. & WAGNER, C. R. (2005). Field observations and evaluations of streambed scour at bridges. Final report, U.S. Geological Survey Water Resources Division - U.S. Federal Highway Administration.
- OLIVETO, G. & HAGER, W. H. (2002). Temporal evolution of clear-water pier and abutment scour. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 128(9), 811-820.
- RICARDO, A. M. (2008). *Caracterização do escoamento turbulento em canais com vegetação emersa rígida. Aplicação ao estudo da resistência hidráulica*. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- RICHARDSON, E. & DAVIS, S. (2001). Evaluating scour at bridges - fourth edition. Hydraulic Engineering Circular No. 18, Publication No. FHWA NHI 01-001, U.S. Department of transportation - Federal Highway Administration, USA.
- RICHARDSON, E. V. & RICHARDSON, J. (1999). Determining contraction scour. In: *Stream stability and scour at highway bridges: Compendium of papers, ASCE Water Resources Engineering Conferences 1991 to 1998* (EVERETT V. RICHARDSON, P. F. L., ed.). 483-491. ASCE Publications.
- ROUSE, H. (1965). *Engineering hydraulics: Sediment transportation*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- SHEPPARD, D. M. (2005). *Bridge Scour Manual*. Florida Department of Transportation. Florida, USA.
- SOUSA, A. M. (2007). *Erosão localizada junto de pilares cilíndricos complexos*. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- YEN, B. C. (2002). Open channel flow resistance. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 128(1), 20-39.

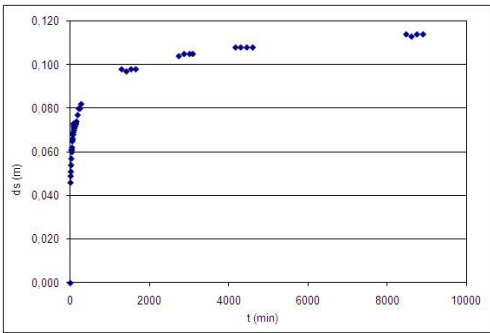
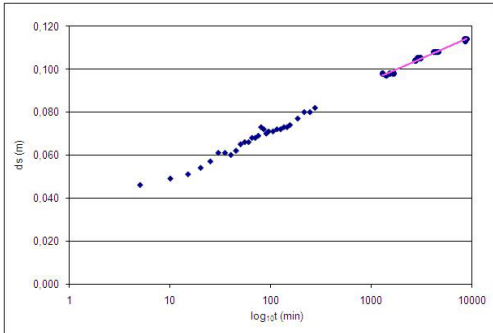
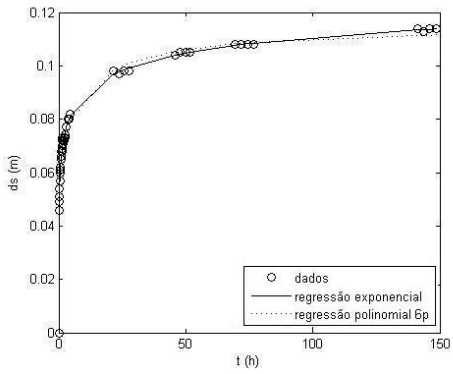
Anexos

Nos anexos seguintes apresentam-se os dados das três séries de ensaios laboratoriais realizadas para o propósito desta dissertação. Apresenta-se a profundidade de erosão de equilíbrio medida e extrapolada com as equações dos 6 parâmetros de Lança *et al.* (2010) e exponencial de Franzetti *et al.* (1992). Mostra-se ainda o aspecto gráfico do desenvolvimento do ensaio, em escala natural e logarítmica e o ajuste obtido através da aplicação das formulações.

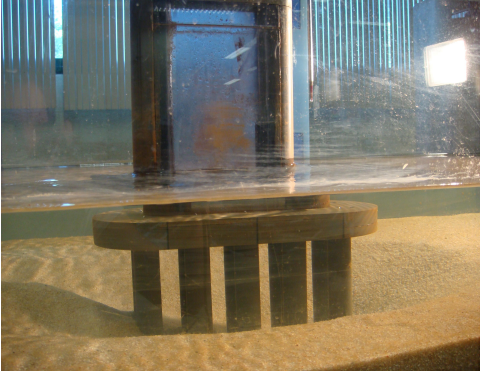
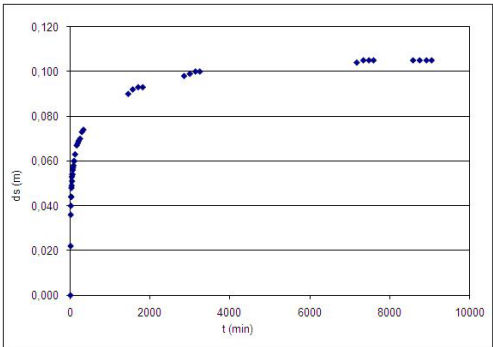
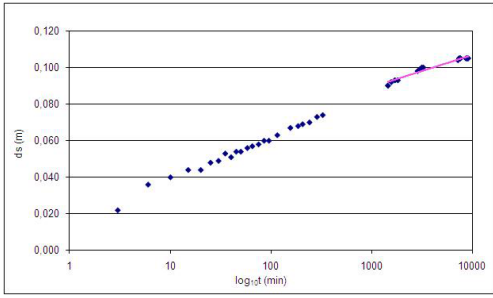
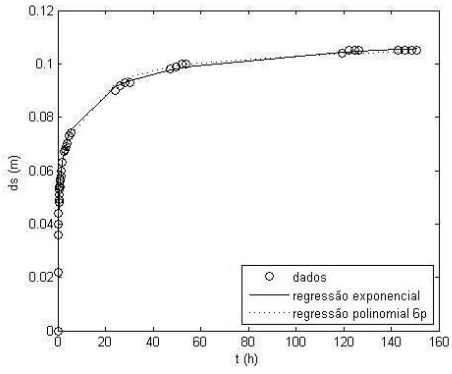
Anexo I

Este anexo destina-se a apresentar os dados da série de ensaios realizada com o pilar completo.

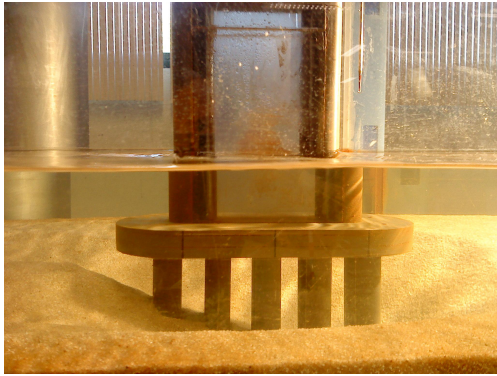
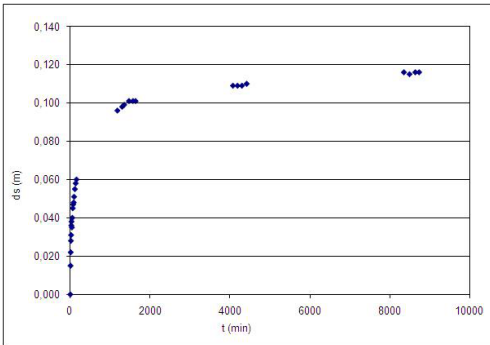
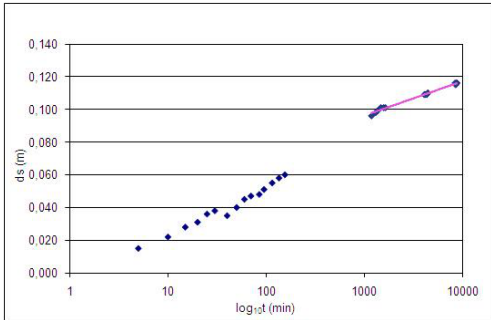
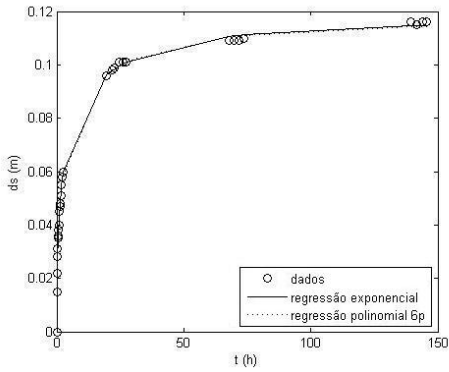
Série Pilar completo - Ensaio nº1

	$Y = 0.091 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.114 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.131 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.120 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

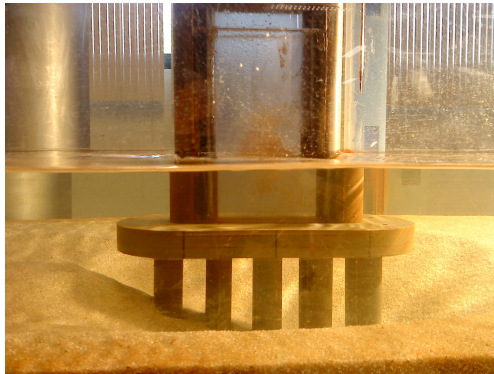
Série Pilar completo - Ensaio nº2

	$Y = 0.059 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.105 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.113 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.110 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

Série Pilar completo - Ensaio nº3

	$Y = 0.033 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.116 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.117 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.114 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

Série Pilar completo - Ensaio nº4



$$Y = 0.023 \text{ m}$$

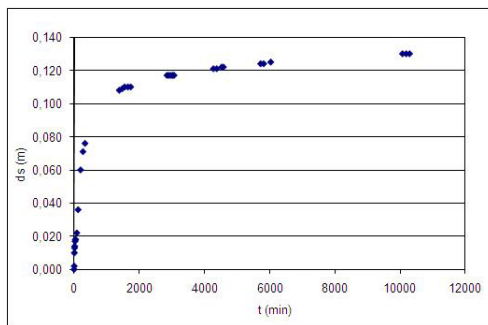
$$d_{s,medido} = 0.113 \text{ m}$$

$$d_{se,expon} = 0.124 \text{ m}$$

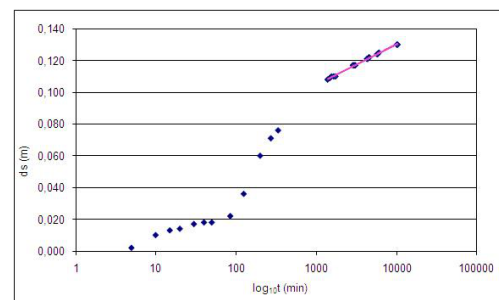
$$d_{se,6p} = 0.114 \text{ m}$$

Evolução temporal da profundidade de erosão localizada

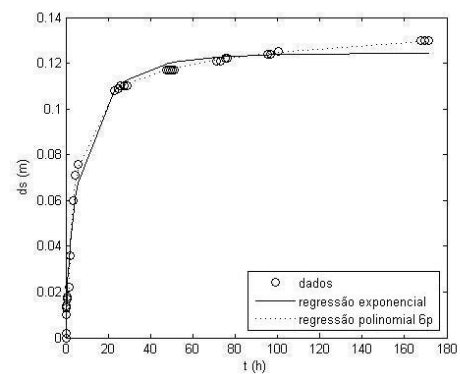
Escala temporal natural



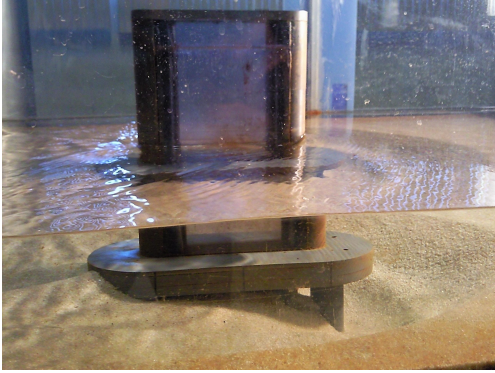
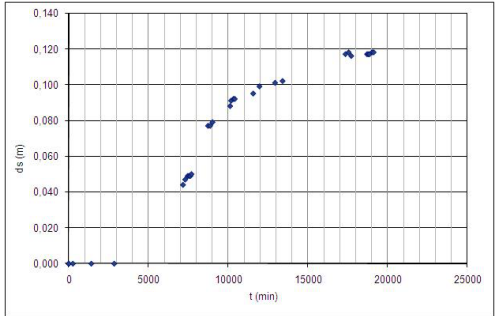
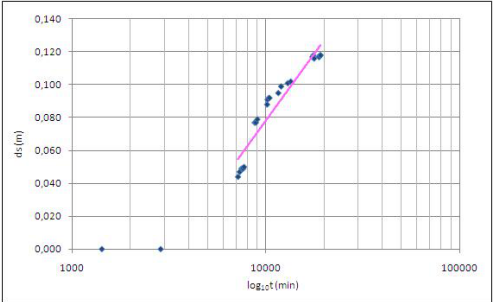
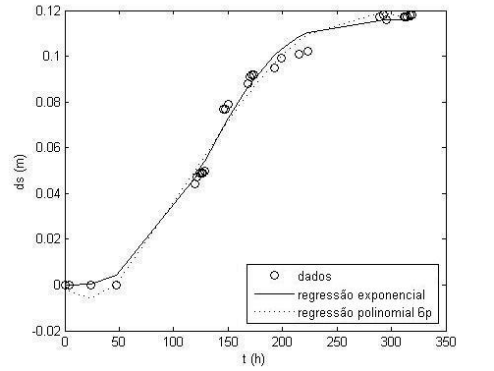
Escala temporal logarítmica



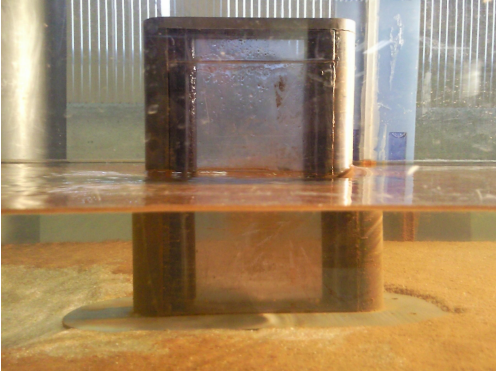
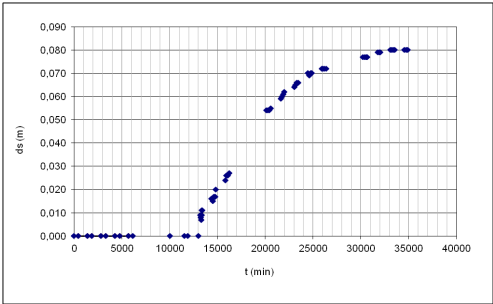
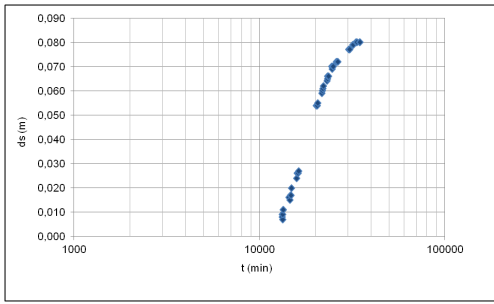
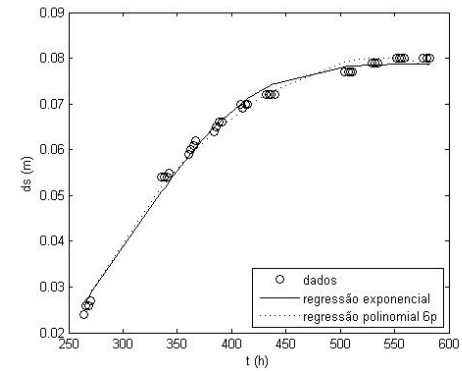
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)



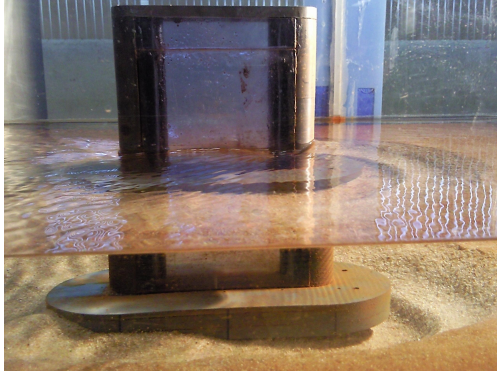
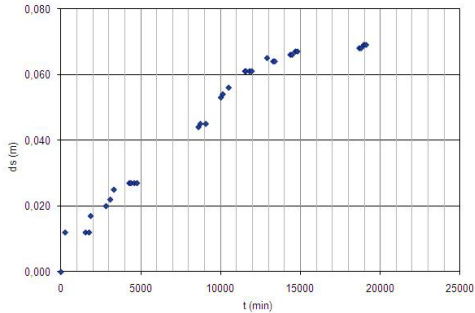
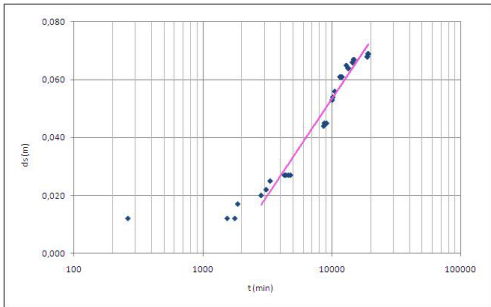
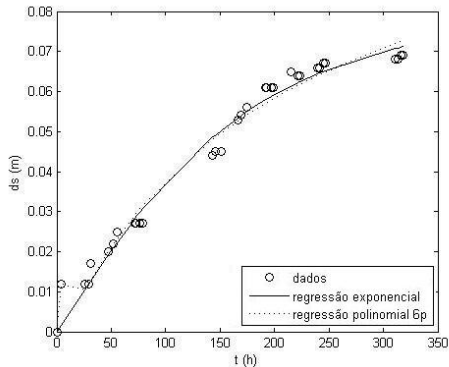
Série Pilar completo - Ensaio nº5

	$Y = 0.000 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.118 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.116 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.147 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

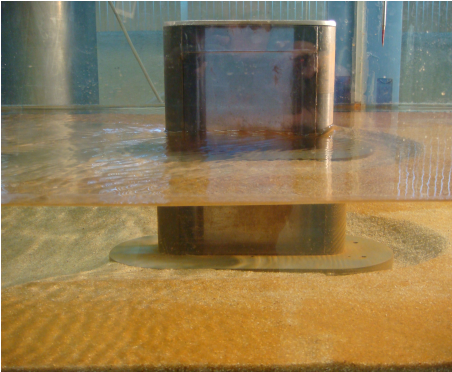
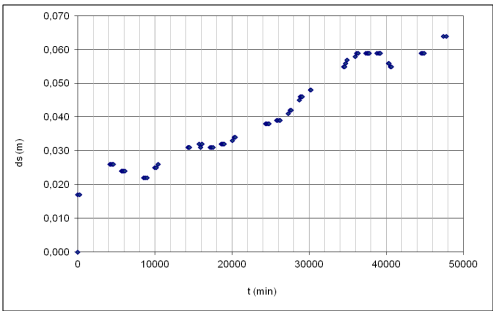
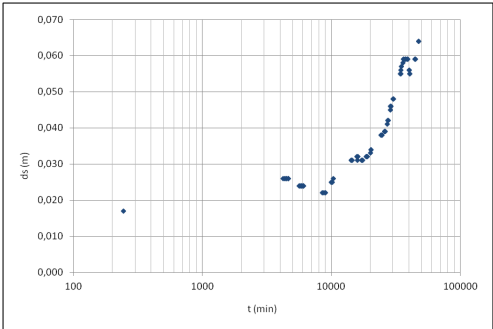
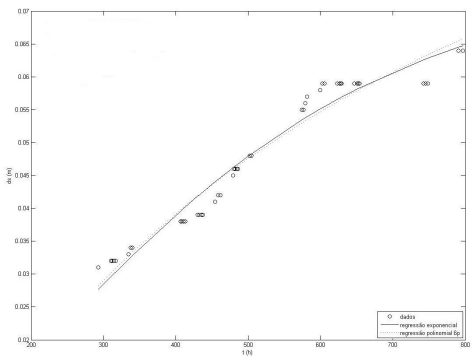
Série Pilar completo - Ensaio n°6

	$Y = -0.008 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.080 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.079 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.089 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

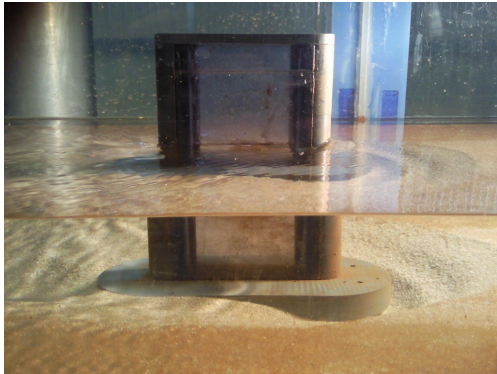
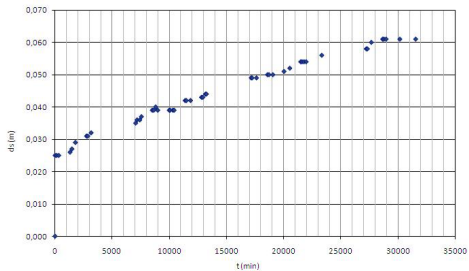
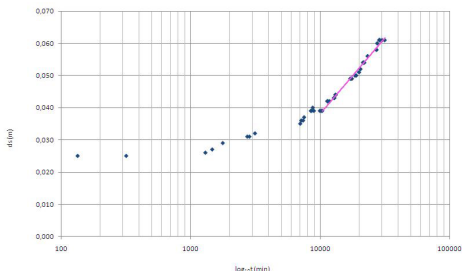
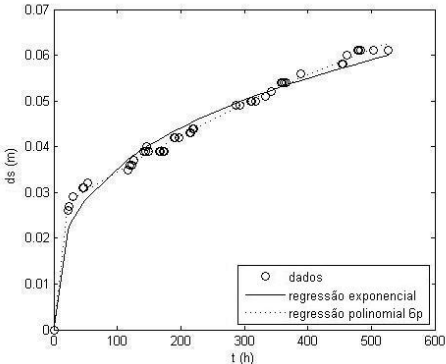
Série Pilar completo - Ensaio nº7

	$Y = -0.012 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.069 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.079 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.107 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

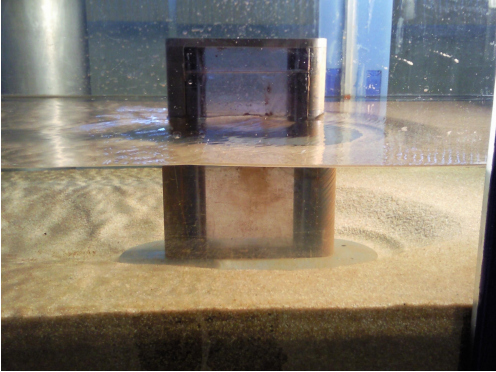
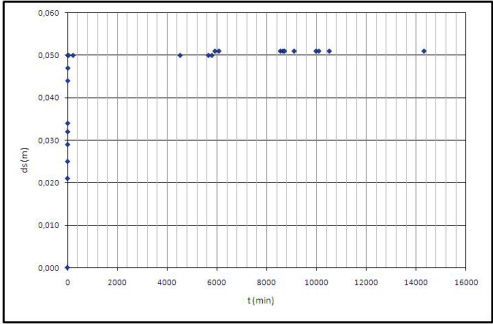
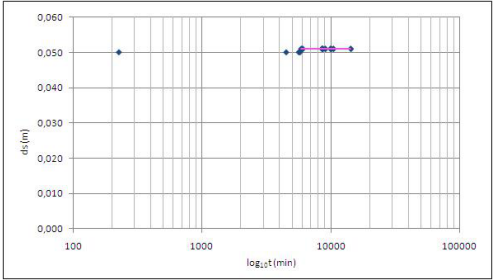
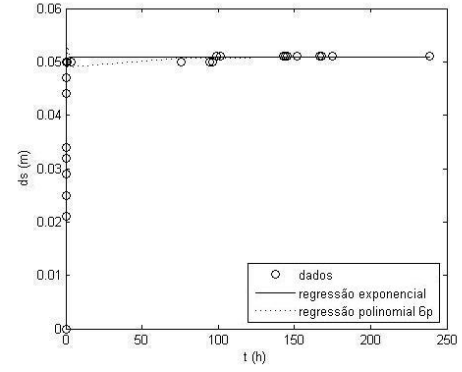
Série Pilar completo - Ensaio nº8

	$Y = -0.018 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.024 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.026 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.026 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

Série Pilar completo - Ensaio nº9

	$Y = -0.025 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.061 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.063 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.109 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

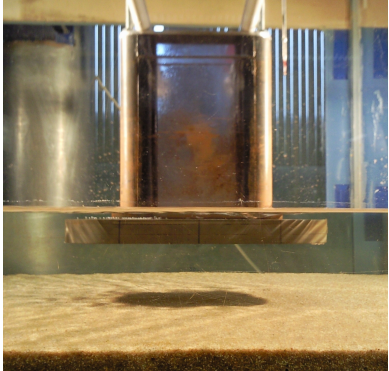
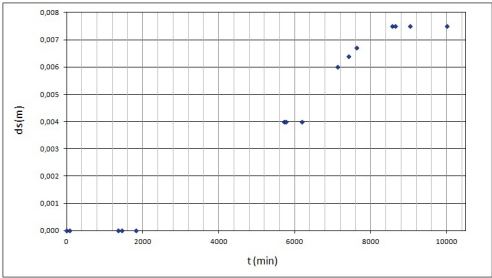
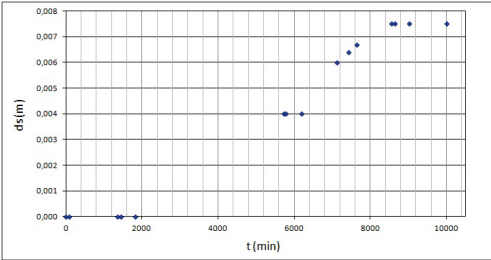
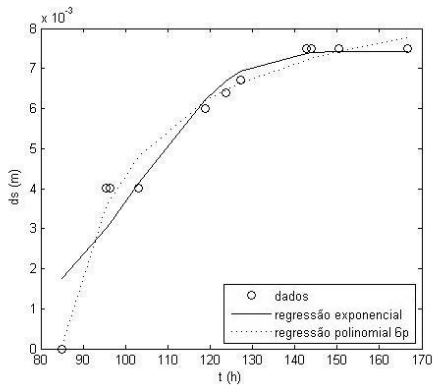
Série Pilar completo - Ensaio nº10

	$Y = -0.050\ m$
	$d_{s,medido} = 0.051\ m$
	$d_{se,expon} = 0.051\ m$
	$d_{se,6p} = 0.051\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

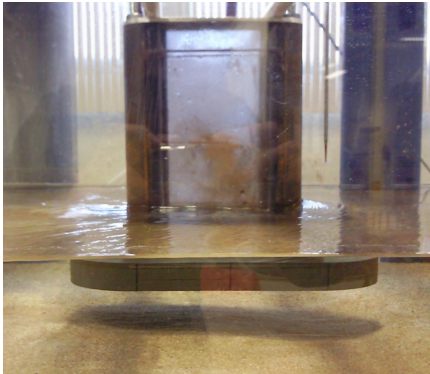
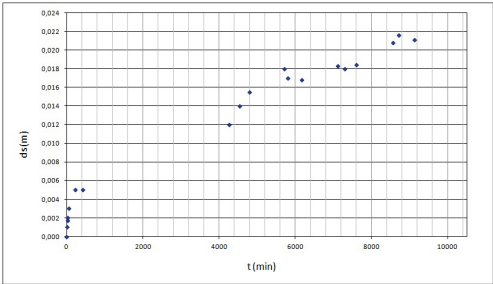
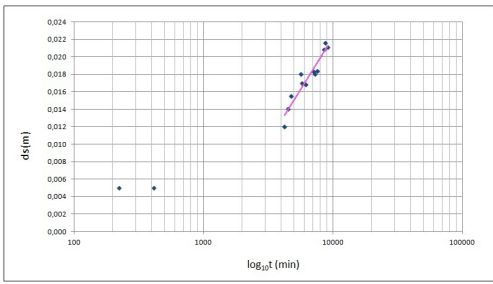
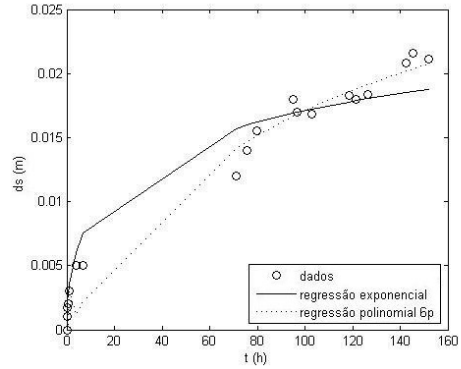
Anexo II

Este anexo destina-se a apresentar os dados da série de ensaios realizada para a combinação do pilar composto pela coluna e maciço de encabeçamento.

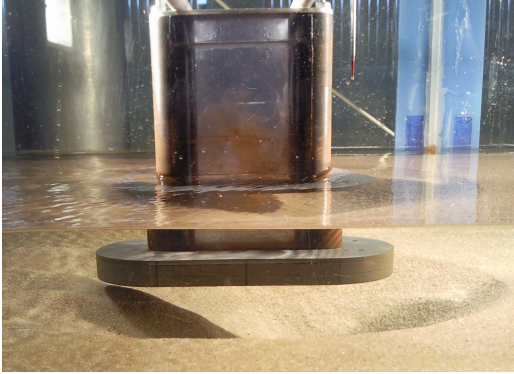
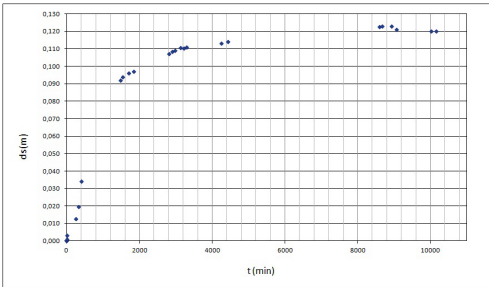
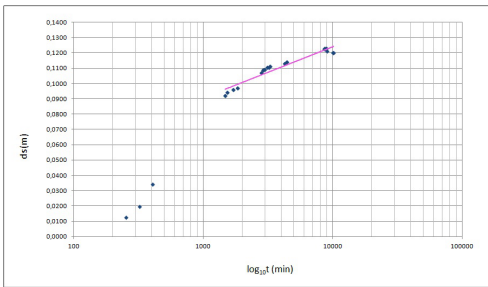
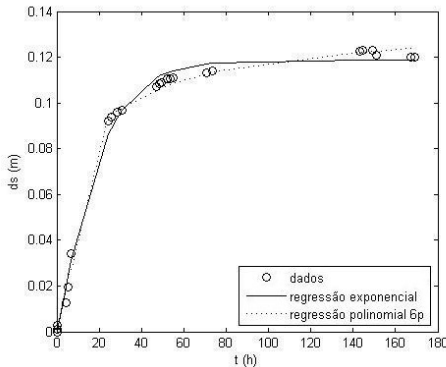
Série Coluna + Maciço - Ensaio nº1

	$Y = 0.091 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.008 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.007 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.011 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

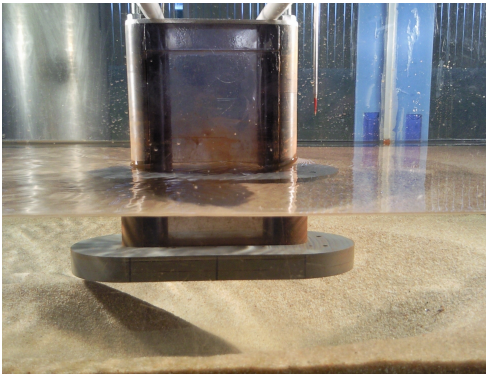
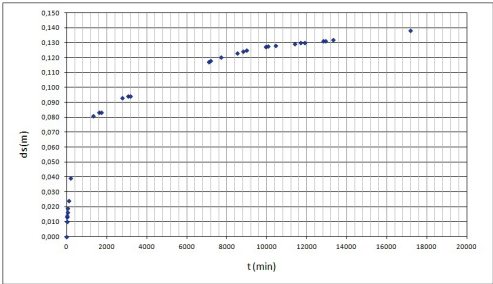
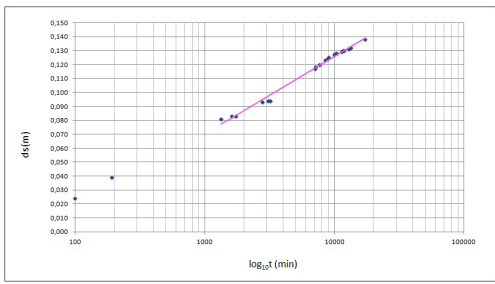
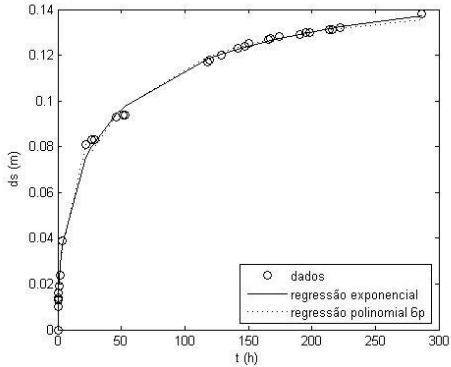
Série Coluna + Maciço - Ensaio nº2

	$Y = 0.059\ m$
	$d_{s,medido} = 0.021\ m$
	$d_{se,expon} = - - -\ m$
	$d_{se,6p} = - - -\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

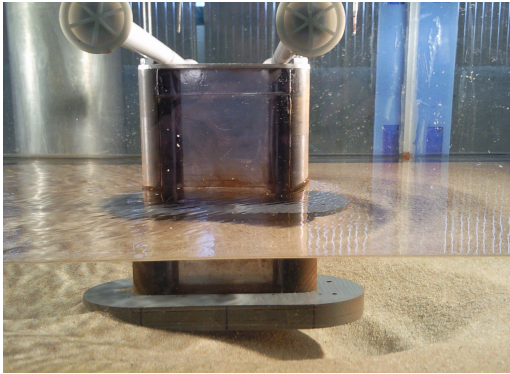
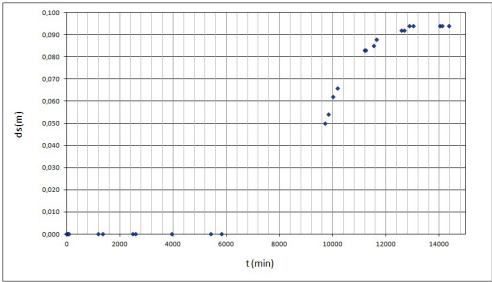
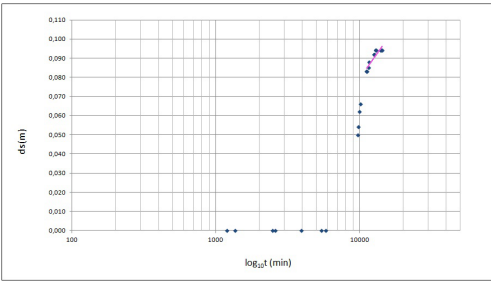
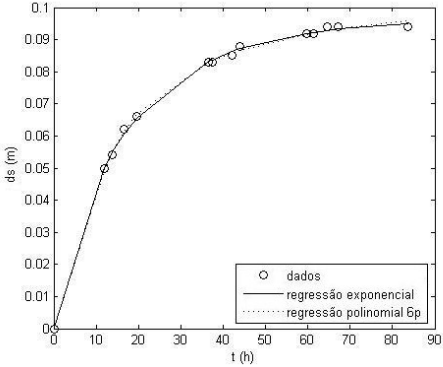
Série Coluna + Maciço - Ensaio nº3

	$Y = 0.033 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.142 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.141 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.156 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

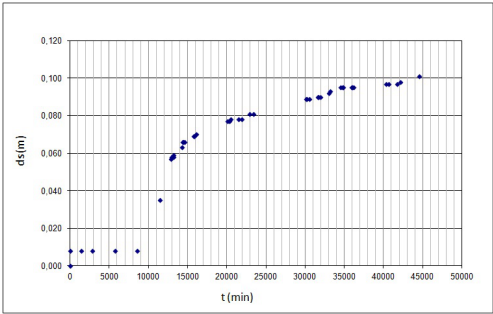
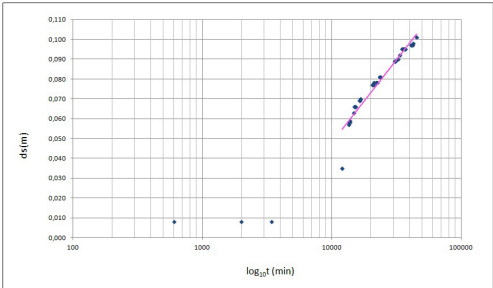
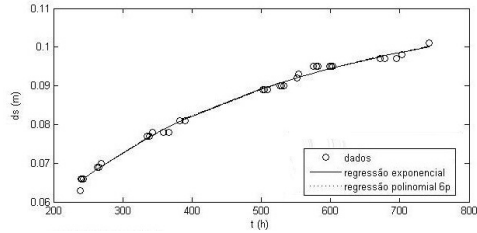
Série Coluna + Maciço - Ensaio nº4

	$Y = 0.023\ m$
	$d_{s,medido} = 0.138\ m$
	$d_{se,expon} = 0.154\ m$
	$d_{se,6p} = 0.150\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

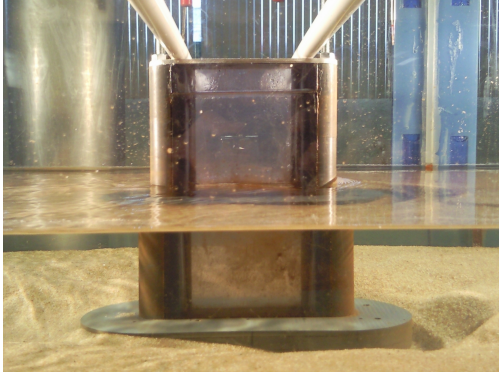
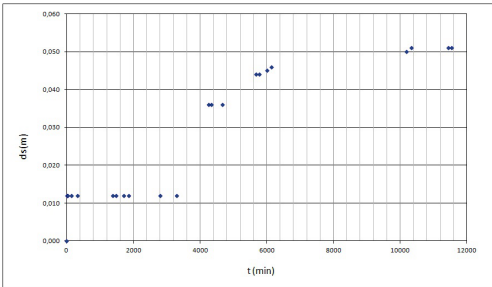
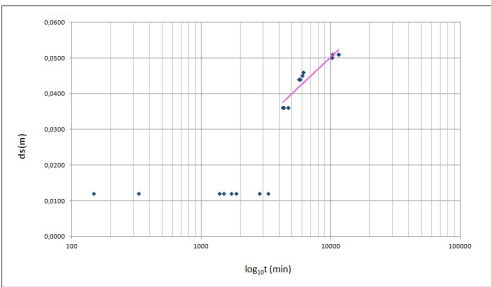
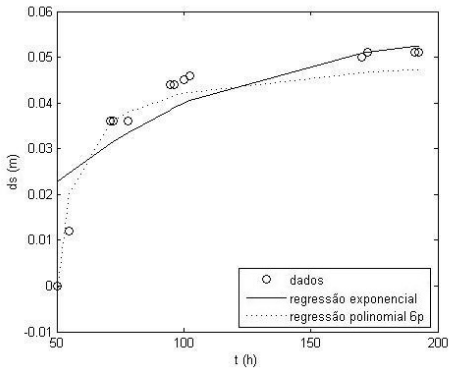
Série Coluna + Maciço - Ensaio nº5

	$Y = 0.000 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.094 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.107 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.097 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

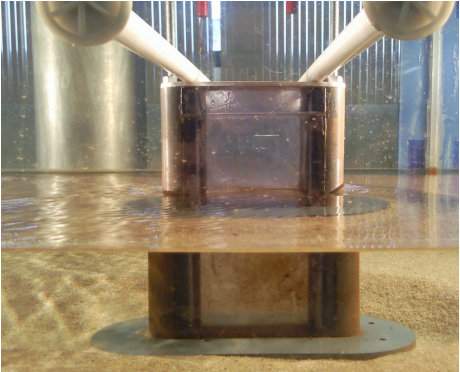
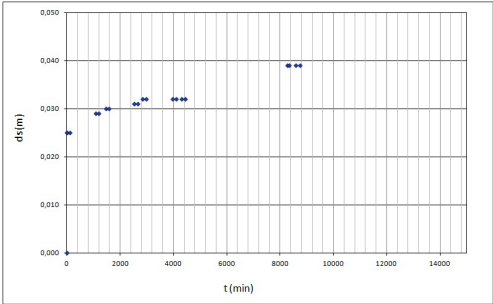
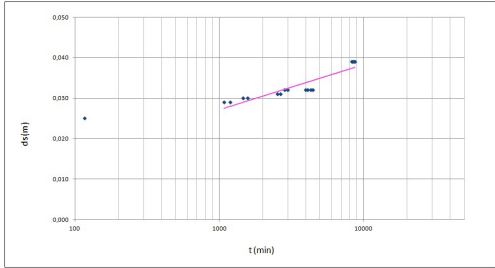
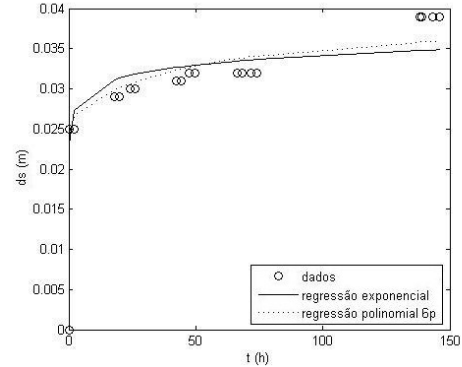
Série Coluna + Maciço - Ensaio nº6

	$Y = -0.008\ m$
	$d_{s,medido} = 0.101\ m$
	$d_{se,expon} = 0.116\ m$
	$d_{se,6p} = 0.138\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

Série Coluna + Maciço - Ensaio nº7

	$Y = -0.012 \text{ m}$
	$d_{s,medido} = 0.051 \text{ m}$
	$d_{se,expon} = 0.055 \text{ m}$
	$d_{se,6p} = 0.068 \text{ m}$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

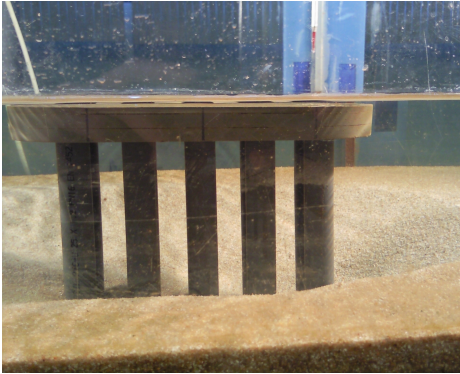
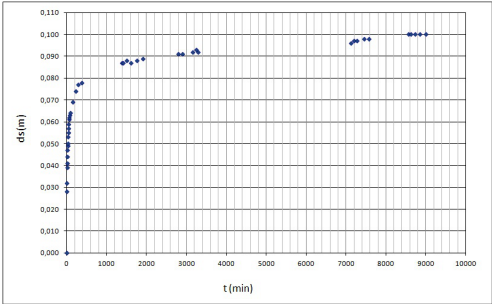
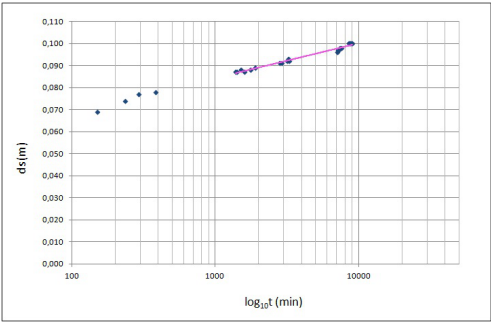
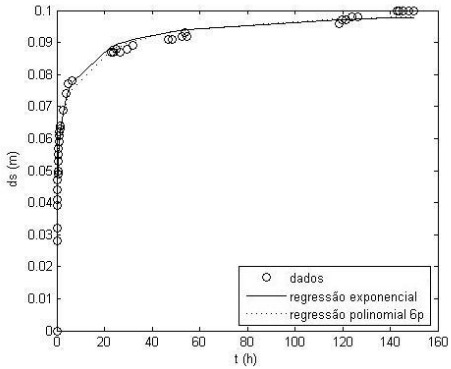
Série Coluna + Maciço - Ensaio nº9

	$Y = -0.025\ m$
	$d_{s,medido} = 0.051\ m$
	$d_{se,expon} = 0.055\ m$
	$d_{se,6p} = 0.068\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

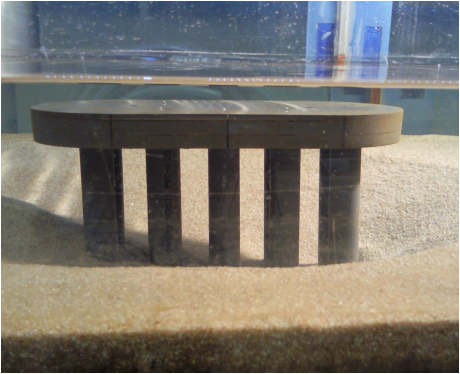
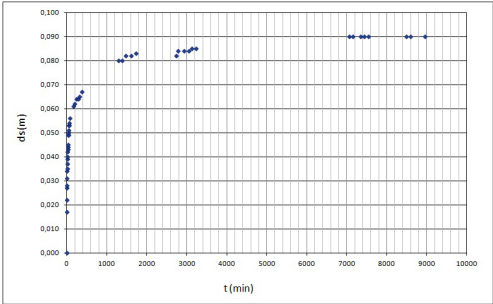
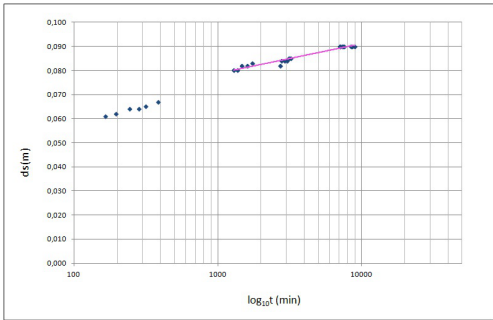
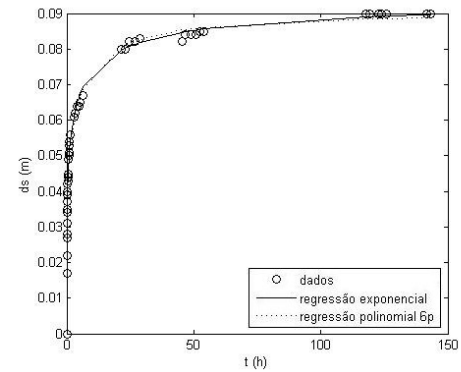
Anexo III

Este anexo destina-se a apresentar os dados da série de ensaios realizada para a combinação do pilar composto pelo maciço de encabeçamento e grupo de estacas.

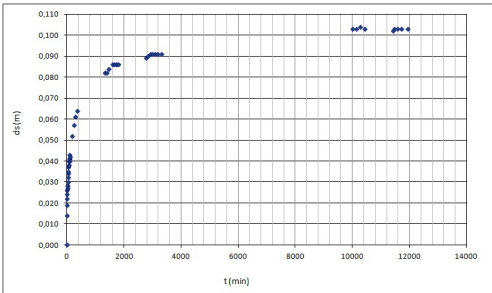
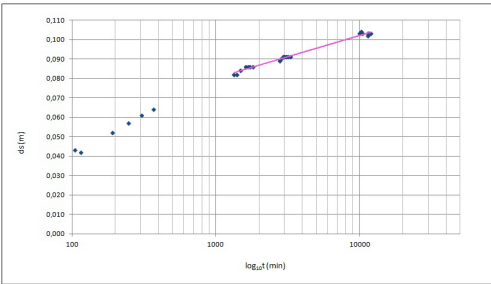
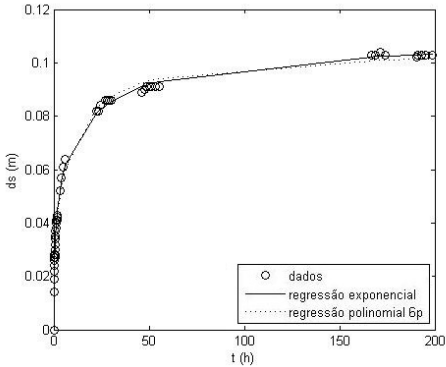
Série Maciço + Estacas - Ensaio nº1

	$Y = 0.091\ m$
	$d_{s,medido} = 0.100\ m$
	$d_{se,expon} = 0.100\ m$
	$d_{se,6p} = 0.101\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

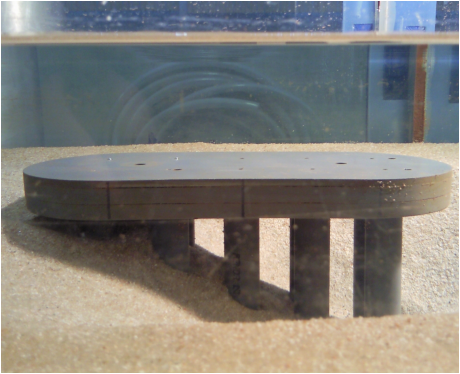
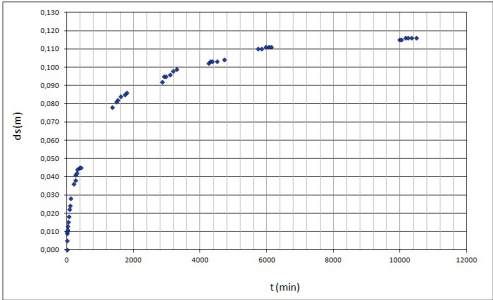
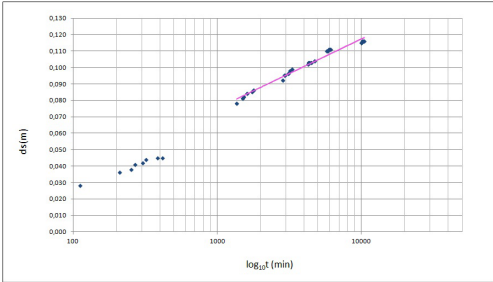
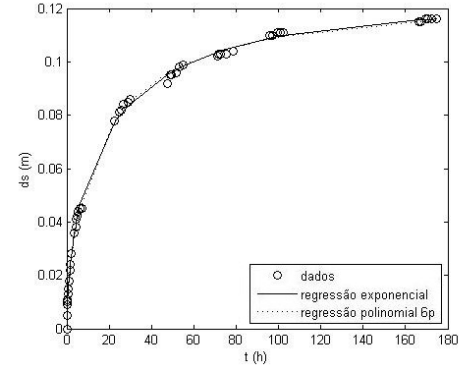
Série Maciço + Estacas - Ensaio nº2

	$Y = 0.059\ m$
	$d_{s,medido} = 0.090\ m$
	$d_{se,expon} = 0.093\ m$
	$d_{se,6p} = 0.091\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

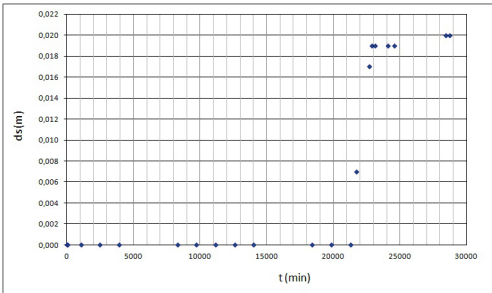
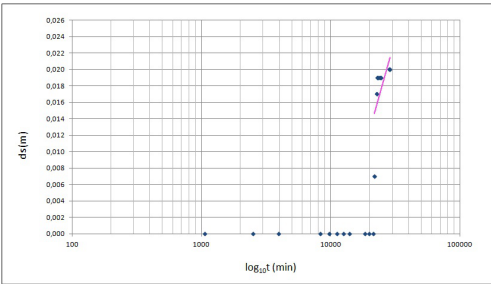
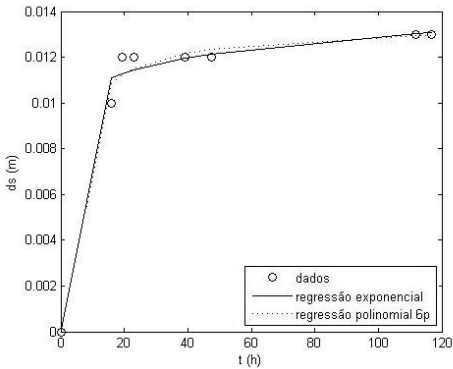
Série Maciço + Estacas- Ensaio nº3

	$Y = 0.033\ m$
	$d_{s,medido} = 0.103\ m$
	$d_{se,expon} = 0.107\ m$
	$d_{se,6p} = 0.105\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

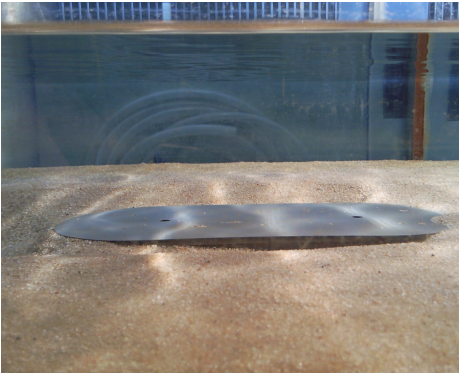
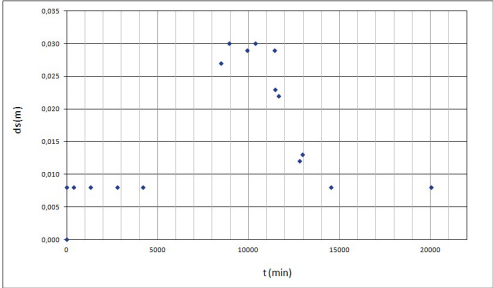
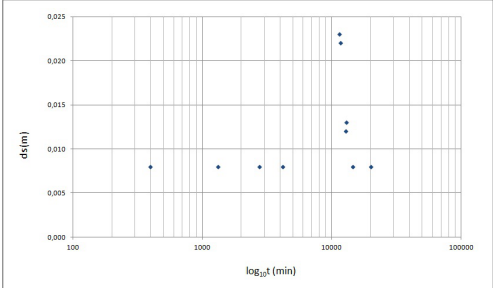
Série Maciço + Estacas - Ensaio nº4

	$Y = 0.023\ m$
	$d_{s,medido} = 0.116\ m$
	$d_{se,expon} = 0.126\ m$
	$d_{se,6p} = 0.121\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

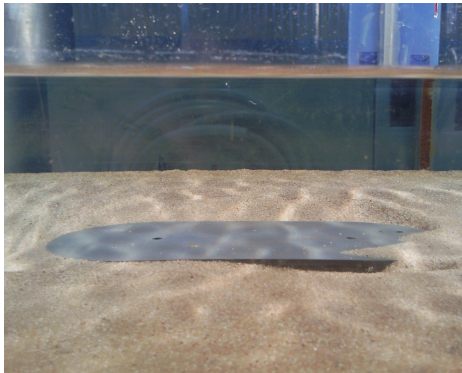
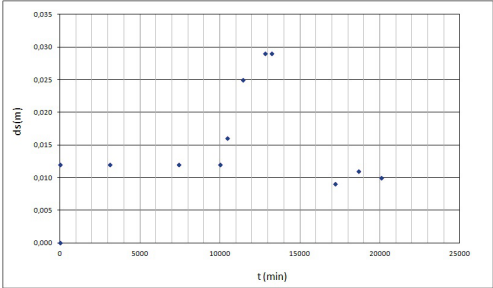
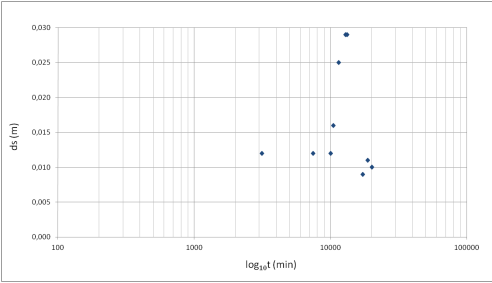
Série Maciço + Estacas - Ensaio nº5

	$Y = 0.000\ m$
	$d_{s,medido} = 0.020\ m$
	$d_{se,expon} = 0.033\ m$
	$d_{se,6p} = 0.024\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	

Série Maciço + Estacas - Ensaio nº6

	$Y = -0.008\ m$
	$d_{s,medido} = 0.008\ m$
	$d_{se,expon} = - - -\ m$
	$d_{se,6p} = - - -\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	Não disponível

Série Maciço + Estacas - Ensaio nº7

	$Y = -0.012\ m$
	$d_{s,medido} = 0.010\ m$
	$d_{se,expon} = - - -\ m$
	$d_{se,6p} = - - -\ m$
Evolução temporal da profundidade de erosão localizada	
Escala temporal natural 	Escala temporal logarítmica 
Extrapolação com as expressões dos 6 parâmetros de Lança et al. (2010) e de Franzetti et al. (1992)	Não disponível