



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia

**Influência das erosões localizadas no
comportamento de estacas em encontros de
pontes: Caso de estudo**

Liliana Isabel Esteves Patrício

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutora Cristina Maria Sena Fael

Co-orientador: Prof. Doutor Luís Filipe Almeida Bernardo

Covilhã, Junho de 2012

Agradecimentos

Agradeço a todos os que, directa ou indirectamente me inspiraram e ajudaram a alcançar os objectivos pretendidos nesta jornada, contribuindo para o sucesso desta dissertação.

Agradeço em especial aos meus orientadores, Professora Doutora Cristina Fael e Professor Doutor Luís Bernardo, pelos conhecimentos, empenho, dedicação, disponibilidade, incentivo e por todos os ensinamentos proporcionados.

Aos Sr. Jorge Barros, técnico do Laboratório de Hidráulica da Universidade da Beira Interior, e ao Sr. Luciano Rato, técnico do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, um muito obrigada pela disponibilidade e apoio prestado para o sucesso do trabalho experimental.

Um agradecimento muito especial à minha mãe, ao meu padasto e às minhas irmãs, pela paciência, pelo carinho, e pelo apoio incondicional demonstrado nos momentos de dificuldade ao longo desta fase da minha vida.

A todos os meus amigos, em especial à Fátima Vila, Inês Simão, Vânia Bastardo e Ioland Tavares, o meu muito obrigado pela força, paciência, amizade e apoio prestado.

Por fim, um agradecimento muito especial a uma pessoa muito importante que esteve sempre a meu lado, o meu namorado João Carriço, pelo apoio incansável, pela paciência, pelas palavras de incentivo e principalmente pela grande amizade evidenciada durante esta etapa.

Resumo

O presente estudo pretende contribuir para alargar o conhecimento sobre a influência das erosões localizadas na deformabilidade horizontal das fundações. Estes aspectos de natureza hidráulica vs estrutural são relevantes para a concepção, dimensionamento e reabilitação das pontes. Estas obras de arte, utilizadas para transpor linhas de água, apresentam na sua grande maioria, elementos de fundação inseridos no seio do leito aluvionar, propiciando mecanismos de erosão, que se podem acentuar durante as cheias, colocando em risco a estabilidade da estrutura.

Ao longo dos últimos anos foram desenvolvidos inúmeros estudos sobre as erosões localizadas, de forma a compreender os fenómenos envolvidos e de quantificar a profundidade máxima das cavidades de erosão. Apesar dos avanços, porém, ainda persistem lacunas de conhecimento, que se refletem nas situações de colapso de pontes um pouco por todo o mundo.

Esta dissertação compreende a interacção das duas componentes, a hidráulica e a estrutural. No que se refere aos aspectos hidráulicos, são descritos os principais factores que influenciam a formação e a profundidade máxima das cavidades de erosão, abordando as equações de cálculo mais divulgadas na literatura para a sua caracterização. Em termos estruturais, é analisado o comportamento de estacas de fundação sujeitas a acções laterais, focando, para isso, os métodos de análise baseados no modelo de WINKLER para o dimensionamento estrutural das mesmas e os efeitos de interacção estaca-solo-estaca observáveis em estacas a trabalhar em grupo.

De acordo com os objectivos deste trabalho, foi realizado um ensaio experimental sobre condições de escoamento sem transporte sólido generalizado, no canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial da Universidade da Beira Interior, com o intuito de analisar a influência da cavidade máxima de erosão susceptível de ocorrer no comportamento estrutural da fundação da ponte. Para isso, fez-se um modelo à escala, capaz de simular as condições de escoamento na secção da Ponte da Longra sobre o rio Ceira. Esta obra de arte apresenta encontros do tipo perdido fundados num grupo de 4x1 estacas.

Com base nos resultados obtidos experimentalmente, foi possível concluir que a segurança estrutural dos elementos de fundação da Ponte da Longra, quando submetida ao incremento das forças hidrodinâmicas do escoamento, em virtude do desenvolvimento da cavidade de erosão junto do encontro, não fica comprometida. A armadura adoptada em projecto, condicionada pela armadura mínima prescrita no Eurocódigo 2 (EC2), dota as estacas de uma reserva de resistência suficiente para absorver o aumento percentual de cerca de 50% na armadura longitudinal. Avaliou-se, ainda, o acréscimo na área de cálculo da armadura para a

acção do sismo, considerando a influência das cavidades de erosão, concluindo-se que mesmo para esta hipotética situação, a segurança do grupo de estacas não fica comprometida.

De modo a complementar o estudo, foi feita uma análise comparativa entre os valores obtidos experimentalmente, para a profundidade máxima das cavidades de erosão, com as metodologias apresentadas nesta dissertação. A formulação que melhor se ajusta aos valores obtidos para o caso de estudo foi a proposta por MELVILLE e COLEMAN 2000.

PALAVRAS-CHAVE: Erosões localizadas, grupo de estacas, modelo de WINKLER, interacção solo-estrutura, resposta lateral, pressão hidrodinâmica da água

Abstract

The current study intends to contribute to extend the knowledge about the local scour influence on foundations horizontal deformability. These hydraulic Vs. structural nature aspects are relevant to bridge design, conception and rehabilitation. These artworks, which are used to transpose water lines, have mostly, foundation elements in the river bed; favoring scour mechanisms that can emphasize scour during a flood, risking the structure stability.

For the last few years many studies were developed over the local scour matter, in order to understand it's engaged phenomena and to quantify maximum scour depth. Despite the progress, nevertheless, the lack of knowledge still exists. And this is reflected ob bridge failure a little everywhere.

The present dissertation comprises both, hydraulic and structural interactions. Regarding the hydraulic aspects, the main factors that influence the formation and the maximum depth of scour, addressing the most widespread equations in literature for its characterization are described. In structural terms, the paper analyses the foundation piers subjected to lateral actions behavior, focusing for that, on the analysis methods based on WINKLER model for its structural design, and the pile-soil-pile interaction effects observed in pile groups.

Para isso, fez-se um modelo à escala, capaz de simular as condições de escoamento na secção da Ponte da Longra sobre o rio Ceira. Esta obra de arte apresenta encontros do tipo perdido fundados num grupo de 4x1 estacas.

According to these study goals, an experimental test over clear-water flow was conducted in UBI's Fluvial Morphology Flume, in order to analyze the maximum scour depth influence likely to occur on the structural behavior of the bridge foundation. To do so, a model of the bridge section, capable of simulating the flow condition of Longa bridge in Ceira river, was made in scale. This artwork has spill-through abutment in a 4x1 pile group.

Based on experimental results, it was possible to conclude that the structural safety of Longra bride foundation elements, when subjected to flow hydrodynamic forces increase, due to scour depth development in the abutment neighborhood, is not compromised. The reinforcement adopted in the design project, conditioned by the minimum reinforcement required by Euro code 2 (EC2), equips the piles with extra strength, enough to absorb a percentage increase around 50% in the longitudinal strength. The strengthening increase was also evaluated for seismic action, considering the scour depth influence, concluding that even for this hypothetical situation, the pile group safety doesn't get compromised.

In order to complete the study, a comparative analysis was made between the maximum scour depth experimental values, with the presented methodologies in this dissertation. The equation that best fits the values for the study case has shown to be the proposed by MELVILLE e COLEMAN 2000.

KEY WORDS: Local scour, pile group, model of WINKLER, soil-structure interaction, lateral response, hydrodynamic water pression.

Índice

1. Introdução.....	1
1.1. Objectivo e justificação do tema.....	1
1.2. Organização da dissertação.....	3
2. Erosões localizadas junto de encontros de pontes.....	5
2.1. Introdução.....	5
2.2. Condicionantes hidráulicas a considerar na avaliação das condições de escoamento	5
2.2.1. Considerações gerais.....	5
2.2.2. Cheia de projecto ou caudal de dimensionamento	6
2.2.3. Nível máximo de cheia	12
2.3. Erosão localizada em encontros de pontes	13
2.3.1. Considerações gerais.....	13
2.3.2. Padrão de escoamento e mecanismos de formação de vórtices	15
2.3.3. Efeito da intensidade de escoamento de aproximação	18
2.3.4. Efeito do comprimento do encontro e da altura de escoamento	20
2.3.5. Efeito da forma e do alinhamento do encontro	22
2.3.6. Efeito da forma da secção de escoamento.....	24
2.3.7. Equações de cálculo da profundidade máxima de erosão junto de encontros	26
2.3.7.1. Considerações gerais.....	26
2.3.7.2. Equação de MELVILLE e COLEMAN 2000	26
2.3.7.3. Equação de FROEHLICH 1989	28
2.3.7.4. Equação de Hire (RICHARDSON 1990).....	29
3. Dimensionamento de grupos de estacas sob acções horizontais	30
3.1. Introdução.....	30
3.2. Forças hidrodinâmicas induzidas pela acção do escoamento sobre fundações de estaca	30
3.3. Estudo do comportamento de fundações de estaca.....	33
3.3.1. Considerações gerais.....	33
3.3.2. Modelo do meio discreto – Modelo de WINKLER.....	34
3.3.2.1. Soluções analíticas.....	37

3.3.2.2. Soluções numéricas	39
3.3.3. Determinação do módulo de reacção do solo.....	41
3.3.4. Comportamento não linear do solo – Curvas “ $p - y$ ”	43
3.3.5. Resposta lateral de estacas em grupo.....	47
4. Caso de estudo: Ponte da Longra sobre o rio Ceira – Coimbra	52
4.1. Nota Introdutória.....	52
4.2. Descrição do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial e do equipamento de medição... 52	
4.3. Material granular do fundo	57
4.4. Descrição da Ponte da Longra.....	59
4.5. Caracterização das condicionantes hidrológicas e hidráulicas.....	62
4.6. Descrição do modelo físico	68
4.6.1. Encontro	68
4.6.2. Secção transversal a modelar.....	71
4.7. Procedimento experimental.....	72
4.8. Comparação entre a profundidade de equilíbrio obtida experimentalmente e prevista pelas metodologias	75
4.9. Influência da cavidade de erosão na resposta lateral das estacas	77
4.9.1. Introdução.....	77
4.9.2. Descrição geral do modelo de cálculo da Ponte da Longra	77
4.9.3. Resposta da estrutura face à pressão hidrodinâmica da água.....	80
5. Conclusões e sugestões para futuras investigações	83
5.1. Conclusões.....	83
5.2. Sugestões para futuras investigações	84
Referências Bibliográficas	85
Anexos.....	88

Índice de Figuras

Fig. 1.1 - Colapso da ponte de Entre-os-Rios, em Portugal [www.josecarlosilva.wordpress.com, acedido em 24-03-2011]	2
Fig. 1.2 - Ponte de Lanheses (a) antes, (b) após a ocorrência do processo erosivo junto dos pilares e (c) pormenorização da degradação do elemento estrutural (adaptado de PINHO 2010)	2
Fig. 2.1 - Delimitação da bacia hidrográfica a partir da secção em estudo	7
Fig. 2.2 – Constituição de uma ponte (adaptado de REIS 2001)	13
Fig. 2.3 – Tipos de encontros existentes	14
Fig. 2.4 – Encontro perdido de uma ponte com a respectiva vista em corte (adaptado de BALLEGOOY 2005)	15
Fig. 2.5 – Tipos de erosão possíveis de ocorrer junto de estruturas inseridas no leito aluvionar (adaptado de MELVILLE e COLEMAN 2000).....	16
Fig. 2.6 - Ilustração da estrutura do escoamento na proximidade de um encontro curto.....	17
Fig. 2.7 - Influência da intensidade do escoamento de aproximação na profundidade da erosão local, para sedimentos uniformes de $D_{50} > 0,6 \text{ mm}$ (FAEL 2007)	19
Fig. 2.8- Representação da profundidade máxima de erosão em função de h e L proposta por KANDASAMY 1989 (FAEL 2007)	21
Fig. 2.9 - Representação da profundidade máxima de erosão em função do comprimento relativo do encontro (adaptado de MELVILLE e COLEMAN 2000)	22
Fig. 2.10 - Definição do ângulo de alinhamento do encontro relativamente à direcção do escoamento (adaptado de FAEL 2007)	23
Fig. 2.11 – Representação da variação da profundidade máxima de erosão em função do ângulo de alinhamento (adaptado de MELVILLE e COLEMAN 2000)	24
Fig. 2.12 - Representação dos diferentes tipos de secção transversal do escoamento (FAEL 2007)	25
Fig. 3.1 - Perturbação do escoamento junto de uma estaca de superfície cilíndrica	31
Fig. 3.2 – Modelos de interacção estaca-solo (SANTOS 2008)	33
Fig. 3.3 - Modelo do meio discreto proposto por WINKLER em 1867 (SANTOS 2008).....	34
Fig. 3.4 - Modelo de WINKLER aplicado a estacas sob acções laterais (adaptado de LANGER 1984)	35
Fig. 3.5 - Análise de equilíbrio num troço elementar (adaptado de SANTOS 2008)	36
Fig. 3.6 - Comportamento flexível das estacas (adaptado de SANTOS 2008)	37
Fig. 3.7 – Evolução do módulo de reacção em profundidade (adaptado de Santos e CORREIA 1992)	38
Fig. 3.8 - Modelação da estaca por elementos finitos	40

Fig. 3.9 - a) Conjunto de curvas “ $p - y$ ” ao longo da profundidade, considerando a deformabilidade do solo e b) Curva típica da reacção do solo em função do deslocamento da estaca (adaptado de POULOS e DAVIS 1940)	44
Fig. 3.10 - Curva “ $p - y$ ” para solos arenosos segundo REESE et al. 1974	45
Fig. 3.11 - Curva “ $p - y$ ” para solos argilosos moles segundo MATLOCK 1970	45
Fig. 3.12 - Classificação das linhas num grupo de $nL * nc$ estacas em função da direcção do carregamento, (adaptado de MENESES 2007)	48
Fig. 3.13 - Comparação da curva carga-deslocamento do grupo de estacas obtida por ROLLINS et al. 2005 com as determinadas pelos autores REESE et al. 1996 e ASHOUR et al. 2002, com recursos a programas numéricos, (adaptado de ROLLINS et al.2005)	48
Fig. 3.14 - Modelação em 3-D pelo método dos elementos finitos um grupo de 3x3 estacas em que se observa o efeito de interacção estaca-solo-estaca (Santos 2008)	49
Fig. 3.15 - Representação das curvas “ $p - y$ ” a uma estaca num grupo pela aplicação de multiplicadores – p à curva de uma estaca isolada (adaptado de PINTO 2000)	50
Fig. 3.16 - Modelação de uma estaca a trabalhar em grupo em meio não linear considerando a interacção de grupo pela aplicação de multiplicadores – p às curvas “ $p - y$ ” de uma estaca isolada (MENESES 2007)	50
Fig. 4.1 - Vista global do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial da UBI (FAEL 2007)	53
Fig. 4.2 - Vista em planta do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial (adaptado de FAEL 2007)	54
Fig. 4.3 - Trecho do canal de hidráulica.	55
Fig. 4.4 - Entrada do canal visto a montante.	55
Fig. 4.5 - Secção final do canal vista de montante.	56
Fig. 4.6 - Hidrómetros de ponta direita: a) instalado na barra de alumínio e b) instalado na ponte rolante.	57
Fig. 4.7 - Curva granulométrica do material granular do fundo (adaptado de FONSECA 2011) 58	
Fig. 4.8 - Localização da Ponte de Longra sobre o rio Ceira	60
Fig. 4.9 – Posicionamento das vigas em U do tabuleiro (Fonte: www.cm-coimbra.pt)	60
Fig. 4.10 - Representação do encontro direito: a) alçado da frente e b) alçado lateral	61
Fig. 4.11 - Representação de um dos encontros da ponte da Longra	62
Fig. 4.12 – Localização da Ponte da Longra	63
Fig. 4.13 – Localização das zonas do país estabelecidas por LOUREIRO 1984 (adaptado de PORTELA e DIAS 2010)	64
Fig. 4.14 - Bacia hidrográfica do rio Ceira a partir da secção de estudo	65
Fig. 4.15 – Perfil da secção transversal no eixo da ponte	67
Fig. 4.16 – Encontro do tipo perdido utilizado no estudo	71
Fig. 4.17 - Secção Simplificada do perfil transversal	71
Fig. 4.18 - Fundo de areia nivelado após a construção do avental em torno do encontro	73
Fig. 4.19 - Protecção do avental do encontro com folhas de zinco.	73
Fig. 4.20 - Início do ensaio experimental	74

Fig. 4.21 - Representação da cavidade de erosão desenvolvida	75
Fig. 4.22 – Representação do comprimento do encontro que obstrui o escoamento activo.....	76
Fig. 4.23 - Discretização da ponte da Longra em Tricalc (adaptada de LOPES 2008)	78
Fig. 4.24 – Discretização em elementos finitos do elemento estaca, considerando a interacção solo-estrutura.....	78
Fig. 4.25 – Taxa de armadura adoptada para a infra-estrutura (adaptada de LOPES 2008)	80
Fig. 4.26 - Modelação do grupo de estacas no programa de cálculo com a nova solicitação (adaptada de LOPES 2008)	82

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Fórmulas empíricas propostas por WHISTLER e PAGLIARO para a avaliação dos caudais de ponta	7
Tabela 2.2- Fórmulas empíricas propostas por FORTI e ISKOWSKI para a avaliação dos caudais de ponta	8
Tabela 2.3 - Formulação proposta por GIANDOTTI	9
Tabela 2.4 - Formulação proposta por TÉMEZ.....	10
Tabela 2.5 - Definição das zonas consoante a sua localização em Portugal (LENCASTRE e FRANCO 1984)	11
Tabela 2.6 - Parâmetros C_L e Z da fórmula de Loureiro 1984	12
Tabela 2.7 – Classificação do processo erosivo em função da altura de escoamento e do comprimento do encontro segundo MELVILLE e COLEMAN 2000	21
Tabela 2.8 – Equações de cálculo dos parâmetros K 's propostas por MELVILLE e COLEMAN 2000.....	27
Tabela 2.9 – Avaliação do coeficiente K_f consoante o tipo de geometria do encontro	28
Tabela 3.1 - Valores de CD para as diferentes geometrias da secção transversal da estrutura	33
Tabela 3.2 - Classificação comportamental das estacas segundo SANTOS e CORREIA 1992	39
Tabela 3.3 – Módulo de reacção do solo segundo TERZAGHI 1955 (adaptada de PIRES 2011)	42
Tabela 3.4 - Valores propostos para solos argilosos	42
Tabela 3.5 - Determinação da resistência última para solos arenosos e argilosos.....	46
Tabela 3.6 - Coeficiente de redução do módulo de reacção do solo para consideração do efeito de grupo	51
Tabela 4.1- Percentagem de material granular que passa pelos peneiros (adaptado de FONSECA 2011)	58
Tabela 4.2 – Caudais de ponta de cheia segundo a fórmula de MEYER	64
Tabela 4.3 – Caudais de ponta de cheia obtidos pelos dois métodos para $T = 100$ anos	66
Tabela 4.4 - Níveis de cheia na secção de vazão determinadas pela fórmula de Manning-Strickler.....	67
Tabela 4.5 - Condições hidráulicas na secção de estudo	68
Tabela 4.6 – Estudo da escala a adoptar para o modelo físico.....	69
Tabela 4.7 - Grandezas geométricas da secção simplificada em protótipo e em modelo	72
Tabela 4.8 - Valores da profundidade máxima de erosão em cada estaca de fundação.....	74
Tabela 4.9 – Valor da profundidade de equilíbrio obtida e prevista segundo os autores.....	76
Tabela 4.10 - Rigidez das molas ao longo de cada estaca	79
Tabela 4.11 – Força exercida pela água ao longo das estacas	81

Simbologia

a	Comprimento de influência da mola
A_b	Área da bacia hidrográfica
A_s	Área da secção transversal do escoamento
A_e	Área da secção transversal da estaca
A_0	Área da secção transversal correspondente ao caudal do escoamento obstruído pelo encontro
$A_{Trapézio}$	Área do trapézio
$A_{rec.}$	Área do rectângulo
b	Parâmetro adimensional da equação 2.3
B_2	Comprimento da base menor da secção equivalente
c	Parâmetro adimensional da equação 2.3
c_L	Parâmetro regional para um determinado período de retorno da equação 2.13
c_T	Coefficiente de escoamento da equação 2.10
C	Coefficiente de escoamento em função das características da superfície e do tipo de solo da equação 2.12
C_D	Parâmetro adimensional que depende da forma da secção transversal do elemento estrutural
C_1, C_2, C_3 e C_4	Constantes de integração
c_u	Resistência de corte não drenada
d	Coefficiente que depende das características da bacia hidrográfica da equação 2.5
D_x	Diâmetro das partículas
D_{50}	Diâmetro mediano do material do fundo
D_e	Diâmetro das estacas de fundação
E	Módulo de elasticidade do material que constitui a estaca
E_s	Módulo de deformabilidade do solo
E_c	Energia cinética
E_p	Energia potencial
F	Força necessária para provocar um deslocamento do solo
$F_{água}$	Força aplicada nas estacas devido à pressão hidrodinâmica da água

Fr	Número de Froude do escoamento, dado por $\frac{U}{\sqrt{g \cdot h_1}}$
g	Aceleração da gravidade
g_m	Aceleração em modelo
g_p	Aceleração em protótipo
h	Altura do escoamento de aproximação não perturbado
h_b	Altura média da bacia hidrográfica medida a partir da cota da secção em estudo
h_{lc}	Altura do escoamento na secção de cheia
h_{se}	Profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão
$h_{s\ máx(exp)}$	Profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão observada
h_1	Profundidade média do escoamento no leito de cheia
h_a	Profundidade do escoamento junto do encontro no leito de cheia ou no leito principal
h_m	Altura de escoamento de aproximação não perturbado em modelo
h_p	Altura de escoamento de aproximação não perturbado em protótipo
$H_{máx}$	Cota máxima da bacia hidrográfica
$H_{máx_c}$	Cota máxima do curso de água principal
$H_{mín_c}$	Cota mínima do curso de água principal
i	Intensidade média correspondente ao valor máximo de precipitação
i_m	Declive médio do curso de água principal
I_D	Precipitação máxima diária
I_A	Precipitação média anual
I	Momento de inércia da secção transversal da estaca
J	Perda de carga unitária
k	Módulo de reacção do solo
K	Coeficiente que depende de vários factores característicos da bacia hidrográfica
K_S	Coeficiente de Manning-Strickler
K_{hL}	Coeficiente que tem em conta o comprimento relativo do encontro
K_U	Coeficiente que tem em conta a intensidade de escoamento de aproximação
K_D	Coeficiente que tem em conta a dimensão dos sedimentos
K_f	Coeficiente que tem conta a forma do encontro
K_f^*	Coeficiente de correcção da forma do encontro
K_θ	Coeficiente que tem em conta o ângulo de incidência
K_θ^*	Coeficiente de correcção do ângulo de alinhamento do escoamento
K_G	Coeficiente que tem em conta a geometria do canal

k_V	Rigidez da mola segundo a vertical
k_h	Rigidez da mola segundo a horizontal
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
l_c	Profundidade crítica
L	Comprimento do encontro
L_e	Comprimento da estaca
L_c	Comprimento do curso de água principal
L_{lc}	Largura da secção de cheia
L'	Comprimento do encontro que obstrui o escoamento activo
m	Coefficiente que varia com a área da bacia hidrográfica
M	Momento flector
M_0	Momento flector aplicado no topo da estaca
n	Coefficientes de Manning-Strickler do leito principal
n^*	Coefficientes de Manning-Strickler do leito de cheia
n_L	Número de linhas do grupo de estacas
n_c	Número de colunas do grupo de estacas
n_h	Taxa de variação do módulo de reacção do solo em profundidade
N	Número de pancadas
N_c	Parâmetro da equação 3.19
p	Força de reacção do solo
p_u	Resistência máxima admissível
$p_{\text{água}}$	Pressão hidrodinâmica da água
p_d	Precipitação em 24h para $T = 2$ anos
p_0	Parâmetro relativo às perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar escoamento superficial
P	Perímetro molhado
P_N	Coefficiente que depende dos parâmetros de resistência do solo da equação 3.23
q	Carga aplicada ao longo do fuste da estaca
Q	Caudal
Q_p	Caudal de dimensionamento ou caudal de ponta de cheia ou caudal de projecto
Q_e	Resposta lateral de uma estaca inserida num grupo de estacas
Q_{ge}	Resposta lateral do grupo de estacas
R	Raio hidráulico
Re	Número de Reynolds do escoamento

R_p	Resistência de ponta da estaca
s	Espaçamento entre eixos das estacas de fundação
S_u	Resistência ao corte não drenado do solo
t	Tempo
t_c	Tempo de concentração
t'_c	Tempo de concentração real de uma bacia hidrográfica urbana
T	Período de retorno
U	Velocidade média do escoamento de aproximação
$U(y)$	Velocidade do escoamento à distância y do fundo
U_c	Velocidade crítica ou de início do movimento do material sólido do fundo
U_m	Velocidade média de escoamento de aproximação em modelo
U_p	Velocidade média de escoamento de aproximação em protótipo
V	Esforço transversal
V_0	Esforço transversal no topo da estaca
x	Profundidade ao longo do eixo longitudinal da estaca
y	Deslocamento horizontal da estaca
y^*	Distância ao fundo do leito
y_u	Deslocamento horizontal da estaca correspondente à resistência última do solo
y_s	Deslocamento do solo
Z	Parâmetro regional para um determinado período de retorno da equação 2.13
α	Expoente que depende das características do solo da equação 2.5
α_i e β	Ângulos que definem a geometria da cunha
η	Rigidez relativa estaca-solo
η_e	Eficiência relativa de um grupo de estacas
μ	Parâmetro que relaciona a superfície impermeabilizada pela ocupação urbana com a superfície total da bacia
Δp	Incremento de pressão, dado por $\rho[U(y)]^2 / 2$
ρ	Massa volúmica da água
ρ_s	Massa volúmica da areia
ε_{50}	Deformação correspondente a 50 % da diferença entre as tensões principais máximas de rotura
θ	Ângulo de alinhamento entre o escoamento e o encontro
\emptyset	Ângulo de atrito
\emptyset'	Ângulo de atrito interno

σ_D	Coefficiente de graduação do material do fundo
ν_s	Coefficiente de Poisson
Δ	Densidade aparente submersa
γ	Peso específico da água
γ_s	Peso volúmico do solo
γ'	Peso volúmico submerso do solo
λ	Rigidez relativa solo-fundação
λ_b	Parâmetro que é função da área da bacia hidrográfica da equação 2.7
λ_U	Escala das velocidades do escoamento
λ_A	Escala das áreas
λ_V	Escala dos volumes
λ_Q	Escala do caudal
λ_g	Escala da aceleração da gravidade
λ_L	Escala geométrica
λ_h	Escala da altura de escoamento de aproximação não perturbado

1. Introdução

1.1. Objectivo e justificação do tema

De acordo com HAMIL 1999, a concepção e dimensionamento de uma ponte, não é um problema inteiramente de um só especialista. Se assim fosse, a construção de uma ponte seria construída com um único vão, suportada somente pelos encontros a uma altura em que não haveria risco de inundação junto ao tabuleiro da ponte. Na realidade, raramente a concepção destas infraestruturas é assim tão simples. O projecto destas obras passa por uma combinação dos aspectos hidráulicos (possibilidade de cheias, localização de pilares e encontros no leito aluvionar, acções hidrodinâmicas sobre estas estruturas e potencial erosivo), geotécnicos (características de suporte e assentamento das fundações), estruturais (integridade da estrutura, condições dos apoios e posição de pilares e encontros), económicos e estéticos.

Paralelamente à crescente implementação destas obras de arte no seio de leitos aluvionares assiste-se a um crescimento de investigação por parte de especialistas de pontes, no estudo de fenómenos de natureza hidráulica, em especial, das erosões localizadas que se desenvolvem junto de pilares e encontros de pontes. Este fenómeno remove o material que envolve as fundações, diminuindo a sua capacidade de resistência às forças hidrodinâmicas do escoamento e às acções exercidas vindas da superestrutura, podendo em muitos casos, conduzir à ruptura parcial dos elementos estruturais ou colapso da ponte.

Na literatura, existem inúmeros registos de colapsos de pontes devido às erosões desenvolvidas junto de pilares e encontros de pontes. A título indicativo, refira-se o levantamento realizado nos Estados Unidos da América em 2001, dos 823 casos de colapsos de pontes, no qual se observou que 494 tiveram como causa de ruptura as alterações do leito aluvionar durante as cheias e o fenómeno erosivo do material do leito na zona do obstáculo¹.

Em Portugal, o caso mais gravoso de colapso de pontes aconteceu em Março de 2001, com a queda da ponte Hintze Ribeiro sobre o rio Douro (ver Fig. 1.1). De acordo com RAMOS 2005, este colapso resultou da modificação do leito aluvionar e do processo de erosão localizada junto ao pilar central que ruiu.

¹ Obstáculo é a designação genérica adoptada para pilares e encontros de pontes.



Fig. 1.1 - Colapso da ponte de Entre-os-Rios, em Portugal [www.josecarlosilva.wordpress.com, acedido em 24-03-2011]

Na Fig. 1.2 apresenta-se o caso da Ponte de Lanheses sobre o rio Lima, em que houve deterioração dos elementos de fundação, devido ao fenómeno das erosões localizadas. As protecções de enrocamento junto dos pilares foram arrastadas pelo escoamento, deixando as fundações fortemente erodidas e degradadas.



Fig. 1.2 - Ponte de Lanheses (a) antes, (b) após a ocorrência do processo erosivo junto dos pilares e (c) pormenorização da degradação do elemento estrutural (adaptado de PINHO 2010)

Dada a complexidade do fenómeno das erosões localizadas e as dificuldades na determinação rigorosa da profundidade das cavidades de erosão, bem como a vulnerabilidade estrutural que a existência dessas cavidades pode acarretar, é de extrema importância adoptar medidas preventivas, tanto a nível de projecto, como a nível de manutenção e protecção, no sentido de assegurar a estabilidade global destas estruturas. Como medidas de protecção contra as erosões localizadas, pode citar-se, a título de exemplo, as medidas que promovem o encouraçamento do fundo, os tapetes de enrocamento, os tapetes de colchões Reno, gabiões, entre outras soluções. Do ponto de vista de projecto, ainda não existe um conhecimento aprofundado sobre as soluções a adoptar aquando do dimensionamento estrutural, justificando-se, assim, para esta dissertação, o estudo do comportamento estrutural das fundações sujeitas a acções laterais resultantes das forças hidrodinâmicas da água.

Por razões geológicas e geotécnicas, a maioria dos pilares e encontros de pontes são fundados em estacas, existindo na bibliografia, diversos estudos realizados por autores como POULOS e DAVIS 1980, REESE 1974 e ROLLINS *et al.* 2005 sobre o comportamento de estacas de fundação solicitadas lateralmente. No entanto, apesar dos avanços para estacas isoladas, no que se refere a estacas a trabalhar em grupo os estudos encontram-se menos desenvolvidos, devido à complexidade de fenómenos que envolvem o sistema estaca-solo.

A caracterização da resposta destas estruturas face às acções laterais contribui para o conhecimento do comportamento das mesmas em condições de serviço e em condições que se aproximam dos valores máximos previstos para projecto, bem como para a avaliação das respectivas condições de segurança.

Para o estudo do comportamento estrutural, ao longo das últimas décadas desenvolveram-se modelos numéricos, traduzidos por programas de cálculo automático, que permitem obter resultados satisfatórios, destacando-se nos últimos anos, o método dos elementos finitos (M.E.F.) pela sua facilidade de utilização e por permitir aglomerar um conjunto de fenómenos associados à resposta das estacas.

Em face do exposto, pretende-se com esta dissertação, contribuir para a compreensão do fenómeno das erosões localizadas junto de encontros de pontes, recorrendo-se em laboratório, à construção de um modelo físico² da Ponte da Longra sobre o rio Ceira, situada no conselho de Coimbra, com o intuito de caracterizar a profundidade máxima da cavidade de erosão, e de estabelecer uma análise comparativa dos resultados obtidos experimentalmente com as formulações existentes na literatura. Pretende-se, também, avaliar a influência das cavidades de erosão no comportamento estrutural no grupo de 4x1 estacas de fundação. Para isso, procedeu-se à modelação das estacas com elementos finitos num programa cálculo automático, Tricalc, considerando a influência da pressão hidrodinâmica da água ao longo da face de montante das estacas até à profundidade máxima registada para a cavidade de erosão e determinam-se as implicações estruturais dessa situação. Com base nas conclusões obtidas, analisou-se se para a ponte em questão, se justifica a necessidade das medidas de protecção adoptadas *à priori* junto dos encontros da ponte.

1.2. Organização da dissertação

Com vista a atingir os objectivos enunciados, este trabalho será constituído por cinco capítulos, sendo o presente capítulo o referente à Introdução, e baseia-se numa breve exposição da temática que irá ser estudada e dos objectivos pretendidos com o estudo.

No capítulo 2, analisam-se as condicionantes hidráulicas e hidrológicas a considerar no dimensionamento hidráulico da ponte, descrevem-se os principais parâmetros intervenientes no fenómeno das erosões localizadas em encontros e apresentam-se ainda, metodologias para a previsão da profundidade máxima das cavidades de erosão.

² Modelo físico inclui a representação do encontro da ponte e da respectiva secção transversal a modelar.

No capítulo seguinte, capítulo 3, procede-se à revisão do conhecimento sobre o comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Este capítulo subdivide-se em três subcapítulos. No primeiro subcapítulo, faz-se referência às forças induzidas pela acção do escoamento em fundações por estaca. No segundo subcapítulo, descreve-se o modelo mais utilizado hoje em dia e existente na literatura para a simulação do solo, apresentam-se soluções de análise na resposta lateral das estacas de fundação e faz-se referência ao comportamento não linear do solo. Apresentam-se, ainda, diferentes propostas para a determinação do módulo de reacção do solo. Por último, no terceiro subcapítulo, avalia-se a resposta lateral de um grupo de estacas, tendo em conta os efeitos de interacção estaca-solo e o comportamento não linear dos solos.

Segue-se o capítulo 4, referente ao caso de estudo, onde se procede à descrição da instalação experimental e dos equipamentos de medição utilizados no estudo, à caracterização do material granular do fundo, à descrição da Ponte da Longra sobre o rio Ceira, à descrição do modelo físico, à caracterização das condicionantes hidráulicas na secção da ponte e por fim, à descrição do procedimento experimental adoptado no ensaio. Seguidamente, analisa-se a influência das cavidades de erosão na resposta lateral das estacas de fundação. Neste contexto, procede-se à modelação numérica do grupo de 4x1 estacas solicitadas lateralmente pela pressão hidrodinâmica da água no programa de cálculo automático tridimensional, Trical, e compararam-se as soluções obtidas para as taxas de armadura com as adoptadas em projecto.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões mais importantes obtidas no presente trabalho e propõem-se possíveis sugestões para desenvolvimentos futuros.

2. Erosões localizadas junto de encontros de pontes

2.1. Introdução

Com esta revisão de conhecimentos pretende-se caracterizar as erosões localizadas em estruturas inseridas em leitos aluvionares e analisar a profundidade máxima das cavidades de erosão junto de encontros de pontes, pela compilação das formulações mais relevantes na literatura. Neste contexto, esta síntese está organizada em dois subcapítulos.

No primeiro subcapítulo, são apresentados os principais parâmetros de natureza hidráulica a considerar na avaliação das condições de escoamento no local de implantação da obra de arte³, e que servem de base ao estudo das erosões localizadas, nomeadamente, a estimativa dos caudais máximos de escoamento e os correspondentes níveis de cheia.

No segundo subcapítulo i) descreve-se o padrão de escoamento e os mecanismos de formação de vórtices; ii) analisa-se a influência dos parâmetros mais relevantes intervenientes no processo erosivo, designadamente, os efeitos da intensidade de escoamento de aproximação, da altura de escoamento, do comprimento do encontro, da forma e respectiva orientação do encontro em relação à direcção do escoamento e da geometria da secção transversal do canal e iii) apresentam-se metodologias para a determinação da profundidade máxima das cavidades de erosão.

2.2. Condicionantes hidráulicas a considerar na avaliação das condições de escoamento

2.2.1. Considerações gerais

No projecto de pontes, como em qualquer obra hidráulica, é fundamental a caracterização dos parâmetros hidráulicos mais relevantes à obra em estudo. Em alguns casos é mesmo determinante numa avaliação técnico-económica das soluções a considerar.

Segundo RAMOS 2005, para além dos aspectos relacionados com o tipo, dimensões e elementos estruturais, é importante o conhecimento dos seguintes parâmetros hidráulicos do curso de água, onde a ponte vai ser implementada:

- Estabilidade de leitos e margens;
- Avaliação das cheias de projecto/caudais de dimensionamento;

³ Obra de arte é a designação genérica adoptada para pontes.

- Avaliação das cotas dos níveis de cheia;
- Características do material do leito;
- Largura do leito da linha de água;
- Altura disponível entre a cota da plataforma da via e a cota de fundo do talvegue do leito;
- Erosão generalizada e deposição de sedimentos;
- Acções hidrodinâmicas sobre as estruturas (estacas, pilares, encontros, maciços de encabeçamento);
- Características do escoamento a montante e a jusante.

De acordo com o mesmo autor, a abordagem das considerações anteriores deverá ser feita tendo como objectivo principal a quantificação dos efeitos sobre a estrutura, o leito aluvionar, as margens e áreas adjacentes, induzidos pela construção da ponte no curso de água. Caso se justifique, também devem ser consideradas na definição de medidas para proteger e amenizar ocorrências de danos e prejuízos indesejáveis nas estruturas da ponte.

Seguidamente apresentam-se, apenas, os principais parâmetros hidráulicos a considerar no estudo das erosões localizadas junto de estruturas inseridas em leitos aluvionares.

2.2.2. Cheia de projecto ou caudal de dimensionamento

As cheias são fenómenos naturais com origem em factores meteorológicos, geomorfológicos ou em ambos e são a principal causa de inundações. No dimensionamento de pontes, o estudo das cheias passa essencialmente por estabelecer um caudal de projecto, Q_p , (também é comum a designação de caudal de nível de cheia ou caudal de dimensionamento) para um determinado período de retorno, T , e conseqüentemente o nível máximo de cheia para o qual a obra deve ser dimensionada.

Entende-se por período de retorno, o intervalo de tempo, em média, no qual um determinado acontecimento possa ser atingido ou ultrapassado. De acordo com diversos autores, para o dimensionamento hidráulico de pontes, adopta-se um período de retorno de 100 anos.

Para a caracterização dos caudais de projecto importa conhecer a precipitação que ocorre na bacia hidrográfica a partir da secção de implementação da obra de arte. Segundo LENCASTRE e FRANCO 1984, entende-se por bacia hidrográfica (B.H.) a área da superfície terrestre drenada por um rio principal, afluentes e subafluentes, limitada pelas linhas de cumeada em torno da secção de referência que a separa das bacias hidrográficas adjacentes. A sua delimitação passa pelos pontos de máxima cota entre bacias adjacentes e geralmente a sua área é obtida por planimetria em mapas à escala 1:25000.

A Fig. 2.1 ilustra o traçado de uma bacia hidrográfica a montante da secção de referência pelas linhas de cumeada. No seu interior é visível a linha principal do curso de água e os seus afluentes e subafluentes.

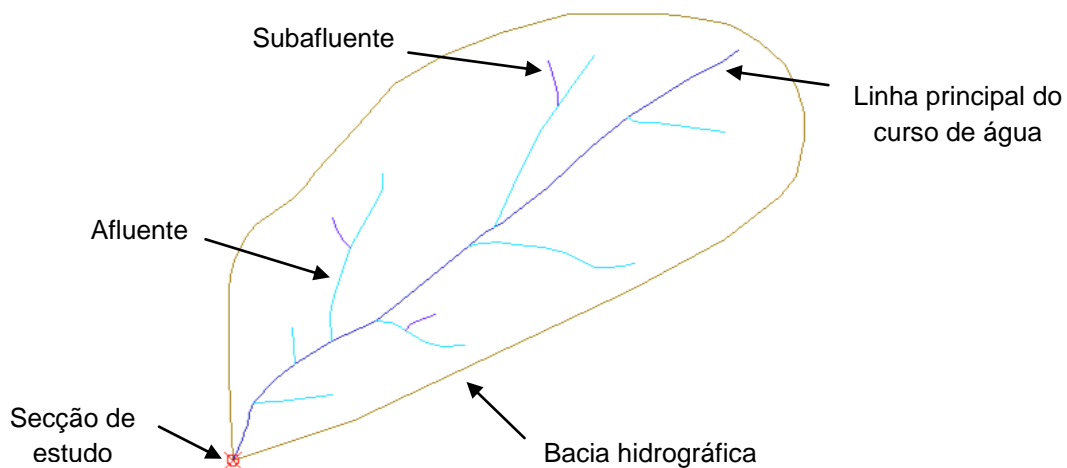


Fig. 2.1 - Delimitação da bacia hidrográfica a partir da secção em estudo

Para a avaliação dos seus valores máximos, ou seja, do caudal de ponta, vários métodos teóricos foram desenvolvidos ao longo das décadas, de referir, as fórmulas empíricas, as fórmulas cinemáticas e os métodos estatísticos.

As fórmulas empíricas foram definidas com base em experiências de campo e contabilizam apenas a área da bacia hidrográfica como variável interveniente, podendo referir-se, a título de exemplo e por serem as mais utilizadas em Portugal, as de LENCASTRE e FRANCO 1984, nomeadamente, a fórmula de WHISTLER, de PAGLIARO, de FORTI e de ISKOWSKI, que foi uma das primeiras a considerar a precipitação ocorrida na bacia hidrográfica. Estas podem ser aplicadas desde que, a região em análise apresente características semelhantes às regiões que serviram de base para a dedução destas fórmulas. As equações definidas por estes autores apresentam-se nas Tabela 2.1 e Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Fórmulas empíricas propostas por WHISTLER e PAGLIARO para a avaliação dos caudais de ponta

Autor	Equação
WHISTLER	$Q_p = A_b \left(\frac{1538}{259 + A_b} + 0,054 \right)$ <p>para $1000 < A_b < 12000$ (2.1)</p> <p>sendo A_b a área da bacia hidrográfica em km^2.</p>
PAGLIARO	$Q_p = A_b \left(\frac{2900}{90 + A_b} \right)$ <p>para $A_b < 1000$ (2.2)</p>

Tabela 2.2- Fórmulas empíricas propostas por FORTI e ISKOWSKI para a avaliação dos caudais de ponta

Autor	Equação
FORTI	$Q_p = A_b \left(b + \frac{500}{125 + A_b} + c \right) \quad \text{para } A_b < 1000 \quad (2.3)$ <p>em que:</p> $\begin{cases} b = 2,35 \text{ e } c = 0,5 & \text{para } I_D < 200 \text{ mm} \\ b = 3,25 \text{ e } c = 1 & \text{para } 200 \text{ mm} \leq I_D \leq 400 \text{ mm} \end{cases}$ <p>sendo: o parâmetro I_D correspondente à precipitação máxima diária ocorrida na bacia, e b e c são constantes.</p>
ISKOWSKI	$Q_p = K m I_A A_b \quad (2.4)$ <p>sendo: K um coeficiente variável entre 0,017 e 0,80, que depende das características dos solos, da cobertura vegetal e do relevo, I_A é a precipitação média anual expressa em m e m é um coeficiente que varia com a área da bacia. Os valores para este último parâmetro encontram-se na Tabela I em anexo.</p>

MEYER propôs uma expressão para o cálculo do caudal de ponta de cheia para as situações em que não existem dados sobre o escoamento na bacia hidrográfica em estudo, através de uma relação de áreas. Assim, conhecido o caudal de ponta de cheia numa determinada secção e admitindo que o tipo de solo é semelhante entre bacias, procede-se à transposição do caudal de máxima de cheia para a secção em estudo. Apresenta-se seguidamente a equação proposta por este autor:

$$Q_p = d * A_b^\alpha \quad (2.5)$$

que pode ser desenvolvida tomando a seguinte forma:

$$Q_{p1} = Q_{p2} * \left(\frac{A_{b1}}{A_{b2}} \right)^\alpha \quad (2.6)$$

sendo:

Q_{p1} e Q_{p2} – Caudais de ponta de cheia na secção 1 e 2, respectivamente;

d – Coeficiente que depende das características da bacia hidrográfica;

A_{b_1} e A_{b_2} – Área da bacia hidrográfica definida a partir das respectivas secções em estudo, 1 e 2;

α – Coeficiente que varia entre 0,4 a 0,8 (depende do tipo de solo);

Para Portugal, o expoente α apresenta os seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,7 \quad \text{para zonas acidentadas e com predomínio de solos impermeáveis} \\ \alpha = 0,7 \quad \text{para zonas relativamente planas e com predomínio de solos permeáveis} \end{array} \right.$$

As fórmulas cinemáticas foram determinadas tendo em conta as características do movimento da água, expressas através do tempo de concentração da bacia hidrográfica, t_c , correspondente ao tempo necessário para que todo o escoamento ocorrido na bacia contribua para o escoamento superficial na secção final, e da chuvada crítica da B.H., ou seja, da chuvada uniforme passível de causar o máximo valor do caudal de ponta (adaptado de LENCASTRE e FRANCO 1984).

De entre as metodologias existentes, enuncie-se as mais divulgadas em Portugal, que segundo LENCASTRE e FRANCO 1984 são nomeadamente, a fórmula de GIANDOTTI, a de TÉMEZ e a fórmula RACIONAL, que pela sua simplificação de cálculo tem sido utilizada na prática corrente, em particular, de pequenas e médias bacias hidrográficas.

As expressões apresentadas por GIANDOTTI e TÉMEZ apresentam-se nas Tabela 2.3 e Tabela 2.4, respectivamente.

Tabela 2.3 - Formulação proposta por GIANDOTTI

Autor	GIANDOTTI						
Caudal de dimensionamento (Q_p)	$Q_p = \frac{\lambda_b * A_b * h_b}{t_c} \quad (2.7)$						
	O parâmetro λ_b é função da área da bacia hidrográfica.						
	A_b	300	300 – 500	500 - 1000	1000 - 8000	8000 - 20000	20000 - 70000
Tempo de concentração (t_c)	$t_c = \frac{4\sqrt{A_b} + 1,5L_c}{0,80\sqrt{h_b}} \quad (2.8)$						
	em que: L_c é o comprimento do curso de água principal em km, h_b é a altura média da bacia medida a partir da cota da secção em estudo, em m.						

Tabela 2.4 - Fórmulação proposta por TÉMEZ

Autor	TÉMEZ
<p>Caudal de dimensionamento (Q_p)</p>	$Q_p = \frac{C_T * i * A_b}{3} \quad \text{para } A_b < 75 \text{ km}^2 \quad (2.9)$ <p>em que:</p> $C_T = \frac{(p_d - p_0)(p_d + 23p_0)}{(p_d + 11p_0)^2} \quad (2.10)$ <p>sendo:</p> <p>C_T – Coeficiente de escoamento; p_d – Precipitação em 24h, para $T = 2$ anos, expressa em mm; p_0 – Parâmetro relativo às perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar o escoamento superficial, expresso em mm.</p>
	$\left\{ \begin{array}{l} t_c = 0,3 \left(\frac{L_c}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76} \quad \text{para bacias rurais} \\ t'_c = \frac{t_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2-\mu)}} \quad \text{para bacias urbanas} \end{array} \right. \quad (2.11)$ <p>sendo: i_m o declive médio do curso de água principal, μ o parâmetro que relaciona a superfície impermeabilizada pela ocupação urbana com a superfície total da bacia e t'_c o tempo de concentração real de uma bacia hidrográfica urbana.</p>

A fórmula RACIONAL é dada por:

$$Q_p = \frac{C * i * A_b}{3,6} \quad (2.12)$$

em que o caudal de ponta de cheia é função das características da superfície e do tipo de solo da bacia hidrográfica, traduzido pelo coeficiente de escoamento adimensional, C , da área da bacia hidrográfica, A_b , e da intensidade média correspondente ao valor máximo de precipitação para um determinado período de ocorrência, i , expressa em mmh^{-1} .

Por último, as fórmulas estatísticas resultam da análise da respectiva distribuição de frequências de caudais de cheias para um determinado período de retorno. Na bibliografia existem várias leis estatísticas, de salientar a Lei de GALTON, PEARSON tipo III e GUMBEL. LOUREIRO 1984 desenvolveu estudos de Norte a Sul de Portugal, onde delimitou zonas tendo em consideração as características da região onde se inserem as bacias hidrográficas. Desta

forma, conhecendo a localização da B.H. é possível avaliar o caudal de ponta de cheia para um determinado período de retorno pela seguinte expressão:

$$Q_p = c_L * A_b^Z \quad (2.13)$$

em que os coeficientes c_L e Z são parâmetros associados a um determinado período de retorno.

Para cada região, o parâmetro c_L é constante e o parâmetro Z é dado em função do período de retorno. Na Tabela 2.5 encontram-se definidas as diferentes zonas consideradas pelo autor e os respectivos valores dos coeficientes estão apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.5 - Definição das zonas consoante a sua localização em Portugal (LENCASTRE e FRANCO 1984)

Localização geral	Definição das zonas
A norte da bacia do Tejo	<p>N₁ – Bacias superiores do Cávado, Tâmega e Tua;</p> <p>N₂ – Bacias do Lima, bacia intermédia do Cávado, bacia superior do Ave, bacias inferiores do Tâmega e do Tua e bacia superior do Sabor;</p> <p>N₃ – Bacias inferiores do Cávado, Ave, Douro, Vouga e Mondego;</p> <p>N₄ – Bacia superior do Sabor, margem esquerda da bacia do douro a montante da confluência do Paiva, bacias superiores do Vouga e Mondego.</p>
Bacia do Tejo	<p>T₁ – Bacias superiores do Zêzere e bacias do Ponsul, Ocreza, Aravil e Erges (Válidos só para uma precipitação média anual inferior a 1400 mm);</p> <p>T₂ – Bacias inferiores do Zêzere e bacias do Nabão, Alviela, Maior, Alenquer, Grande da Pipa, Trancão; bacias inferiores da Soraia e Candeeiros, serra de Montejunto e o litoral e na bacia do rio Lis, os valores deverão ser tomados com reserva;</p> <p>T₃ – Bacia superior da Soraia, bacias da ribeira de Nisa e dos rios Sever e Caia.</p>
A sul da Bacia do Tejo	<p>S₁ – Ribeiras do Algarve, Baixo Guadiana e Alto Mira (válidos onde a precipitação média anual está compreendida entre 500 mm a 1000 mm);</p> <p>S₂ – Alto Sado, bacias superiores do Xarrama, Degebe e baixo Mira;</p> <p>S₃ – Baixo Sado;</p> <p>S₄ – Bacia do Guadiana, entre as zonas S₁ e S₂.</p>

Tabela 2.6 - Parâmetros C_L e Z da fórmula de Loureiro 1984

Zonas	Valor de Z	Valores de C_L						
		Período de retorno (anos)						
		5	10	25	50	100	500	1000
N_1	0,807	2,85	3,72	4,53	5,27	6,10	7,6	8,57
N_2	0,694	5,44	6,97	8,58	9,67	11,0	13,9	15,6
N_3	0,510	24,93	30,5	39,1	43,5	49,5	57,1	64,8
N_4	0,489	11,7	16,8	19,2	22,3	26,2	33,1	38,5
T_1	0,375	31,3	40,1	50,2	58,1	66,9	80,5	94,4
T_2	0,466	19,2	26,3	34,7	42,2	48,3	66,5	72,3
T_3	0,761	3,66	4,49	5,58	6,02	8,45	9,60	11,0
S_1	0,784	3,45	4,40	5,40	6,24	7,09	8,97	9,88
S_2	0,738	3,39	4,28	5,54	6,44	7,40	9,50	10,7
S_3	0,816	1,66	2,09	2,58	2,98	3,37	4,27	4,75
S_4	0,745	2,30	3,06	3,68	4,12	4,94	6,23	7,27

2.2.3. Nível máximo de cheia

A avaliação do caudal de ponta de dimensionamento permite estimar a correspondente cota de nível de cheia na secção de vazão ou secção de atravessamento da ponte. Segundo RAMOS 2005, esta pode ser avaliada por diversos métodos, dependendo dos dados disponíveis para a secção de referência. O método mais simples passa pela repartição do caudal entre a cota mínima e a cota máxima, aplicável para as situações em que, na secção do atravessamento da ponte, o leito é suficientemente regular, podendo o escoamento ser considerado como uniforme. Para as situações em que o leito não é suficientemente regular, o escoamento é considerado como turbulento e recorre-se normalmente a modelos matemáticos ou a modelos físicos em situações de maior complexidade.

Para os casos em que o escoamento é considerado como uniforme, e de acordo com o mesmo autor, é importante considerar as mudanças na secção de atravessamento da ponte, por consequência de erosões localizadas ou de modificações da secção transversal para os níveis mais elevados. A partir da fórmula de Manning-Strickler é possível determinar a curva de vazão para estes casos. Esta foi obtida considerando o escoamento como uniforme para a situação de cheia, em que o fundo do leito se comporta como estável, ou seja, não há movimento do material do fundo. Assim sendo, para cada nível de água o caudal de dimensionamento é determinado pela equação seguinte:

$$Q = K_s * A_s * R^{2/3} * J^{1/2} \quad (2.14)$$

sendo:

Q – Caudal para cada nível de água;

K_s – Coeficiente de Manning-Strickler;

A_s – Área da secção transversal do escoamento;

R – Raio hidráulico = A_s/P ;

J – Perda de carga unitária;

P – Perímetro molhado.

Segundo RAMOS 2005, caso não exista a disponibilidade de dados de campo que permitam a determinação da curva de vazão, recorre-se sempre que possível às informações locais sobre marcas de cheia, bem como a documentos históricos, para que se conheça a forma como se processa o escoamento na secção de atravessamento da ponte.

2.3. Erosão localizada em encontros de pontes

2.3.1. Considerações gerais

Entende-se por ponte como uma obra de arte que permite o atravessamento de um vale, de um rio, dum braço de mar, de outra via, entre outras e é constituída pela superestrutura, que integra o tabuleiro, e pela infraestrutura, composta pelo conjunto de pilares, encontros, apoios e fundações (ver Fig. 2.2). Esta última tem como função, transmitir as cargas induzidas na superestrutura ao solo da fundação.

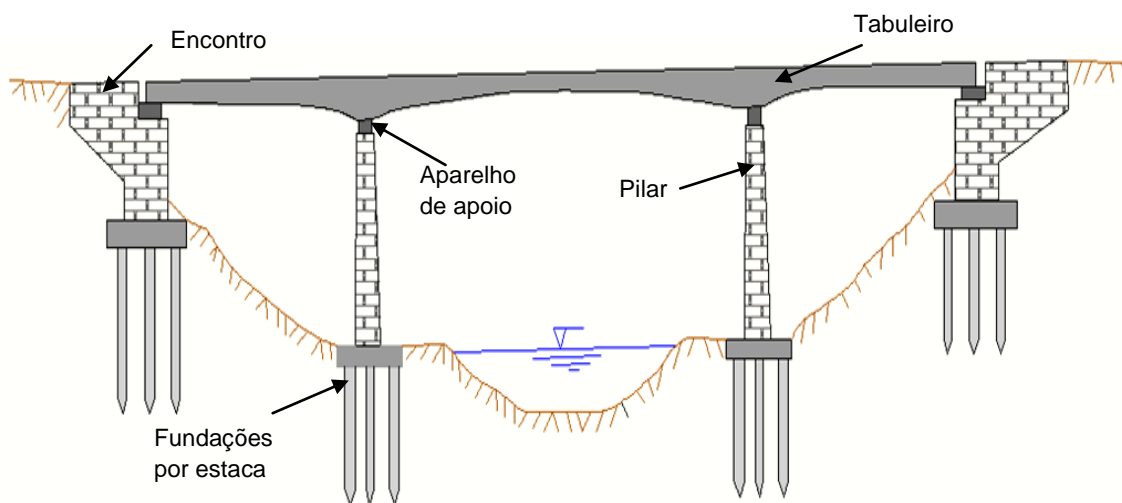


Fig. 2.2 – Constituição de uma ponte (adaptado de REIS 2001)

No caso particular dos encontros, elementos situados nas extremidades da ponte, podem ser classificados como curtos ou longos, dependendo do tipo de perturbações que provocam ao escoamento, cujas principais funções são, entre outras, suportar as cargas horizontais e verticais provenientes da superestrutura, sustentar os impulsos de terras transmitidas pelo solo adjacente e evitar a erosão em torno dos muros de acompanhamento. Os tipos de encontros existentes dependem muito das condições topográficas e geotécnicas do local, bem como da forma da superestrutura, e podem ser classificados como encontros aparentes com muros verticais⁴, encontros aparentes com muros de alas⁵ e encontros perdidos⁶, como se pode observar na Fig. 2.3.

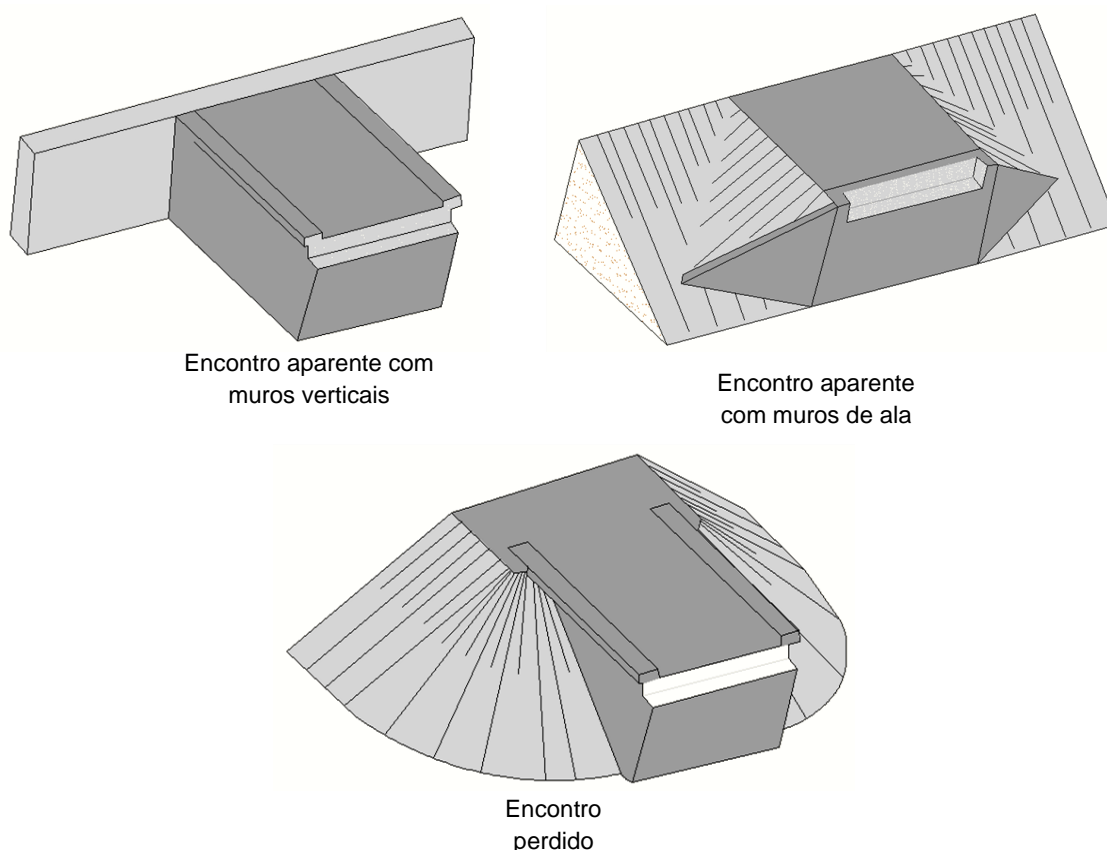


Fig. 2.3 – Tipos de encontros existentes

Os primeiros são encontros de paredes verticais, os segundos são constituídos por um muro de parede vertical ligado a dois muros laterais inclinados que permitem, em geral, uma melhor adaptação do encontro ao terrapleno e por último, os encontros do tipo perdido são concebidos como simples pilares de apoio para a extremidade do tabuleiro revestidos por taludes naturais. Na Fig. 2.4 pode observar-se a concepção de uma ponte com encontros do tipo perdido com a respectiva vista em corte, constituída pelo encontro propriamente dito, o maciço de encabeçamento e pelo grupo de estacas.

⁴ Vertical-wall abutments na literatura da língua Inglesa.

⁵ Wing-wall abutments na literatura da língua Inglesa.

⁶ Spill-through abutments na literatura da língua Inglesa.

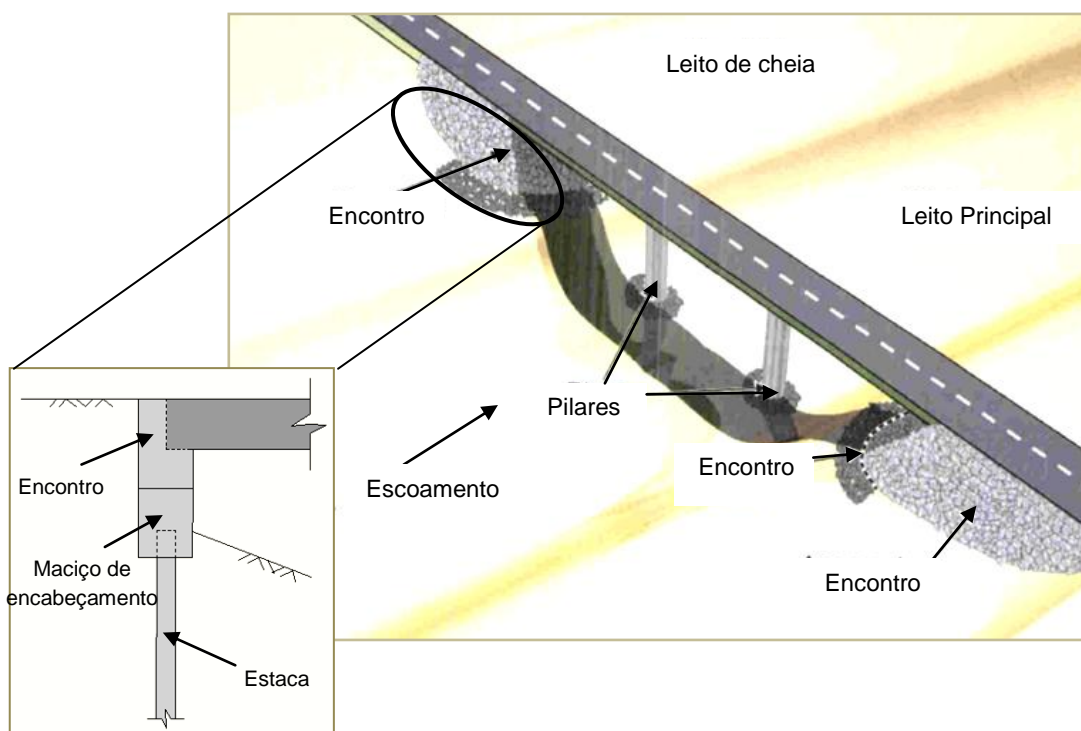


Fig. 2.4 – Encontro perdido de uma ponte com a respectiva vista em corte (adaptado de BALLEGOOY 2005)

2.3.2. Padrão de escoamento e mecanismos de formação de vórtices

A presença dos encontros no seio do escoamento completamente desenvolvido induz alterações nas condições de escoamento, nomeadamente, no perfil de velocidades, na intensidade de turbulência e nas tensões de Reynolds, aumentando desta forma, o poder erosivo do escoamento na sua proximidade. O padrão de escoamento e os mecanismos que se desenvolvem junto destas estruturas são muito complexos e, ao longo dos tempos, foram descritos por diversos investigadores.

De acordo com MELVILLE e COLEMAN 2000 ou FAEL 2007, a estrutura de escoamento em torno de encontros curtos é semelhante à estrutura de escoamento junto de pilares. Assim, partindo da estrutura de escoamento e dos mecanismos que se desenvolvem em torno do pilar é possível descrever a estrutura relativa a encontros curtos.

De acordo com COUTO e CARDOSO 2001a, no processo erosivo junto destas estruturas é possível a ocorrência de três tipos de erosão, que são nomeadamente (ver Fig. 2.5):

- Erosões generalizadas que ocorrem mesmo na ausência de estruturas no seio do escoamento e podem ser de curta duração ou de longa duração;
- Erosões por contracção provocadas pelo estreitamento considerável da secção transversal de escoamento, aumentando a velocidade média e a intensidade da capacidade erosiva do escoamento.
- Erosões localizadas devidas à existência de obstáculos no seio do escoamento.

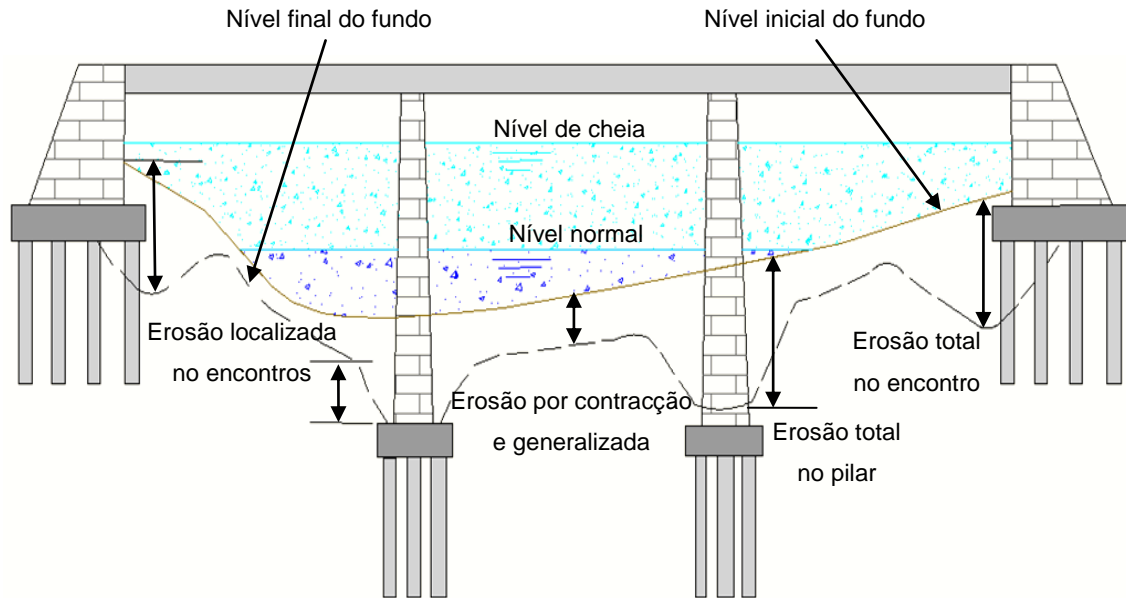


Fig. 2.5 – Tipos de erosão possíveis de ocorrer junto de estruturas inseridas no leito aluvionar (adaptado de MELVILLE e COLEMAN 2000)

Estudos realizados demonstram que, uma grande percentagem dos danos ocorridos nestas estruturas quando inseridas no leito principal de escoamento ou quando situados no leito de cheia são causados pela combinação dos diferentes tipos de erosão referidos. No entanto, para esta síntese de conhecimentos apenas irão ser invocados os conceitos mais relevantes no processo erosivo em consequência de erosões localizadas junto destas estruturas, (adaptado de RICHARDSON e DAVIS 2001).

Segundo FAEL 2007, a velocidade de escoamento à medida que se aproxima do encontro diminui, anulando-se junto à face a montante do encontro (efeito de estagnação). Estas alterações no perfil de velocidade provocam um incremento de pressão que diminui à distância y^* do fundo, em consequência da diminuição da velocidade de escoamento ao aproximar-se do fundo do leito. Este incremento de pressão é máximo junto à superfície livre de água, onde as velocidades são mais elevadas, e apresenta um valor de aproximadamente $\rho[U(y^*)]^2 / 2$, em que ρ representa a massa volúmica da água e $U(y^*)$ é a velocidade de escoamento à distância y^* do fundo. Em consequência desta alteração no campo de pressões, desenvolve-se uma superfície de enrolamento e posterior escoamento descendente junto à face a montante, como se pode observar na figura Fig. 2.6, referente a encontros curtos. Ao incidir no fundo do leito, parte do escoamento é deflectido a montante.

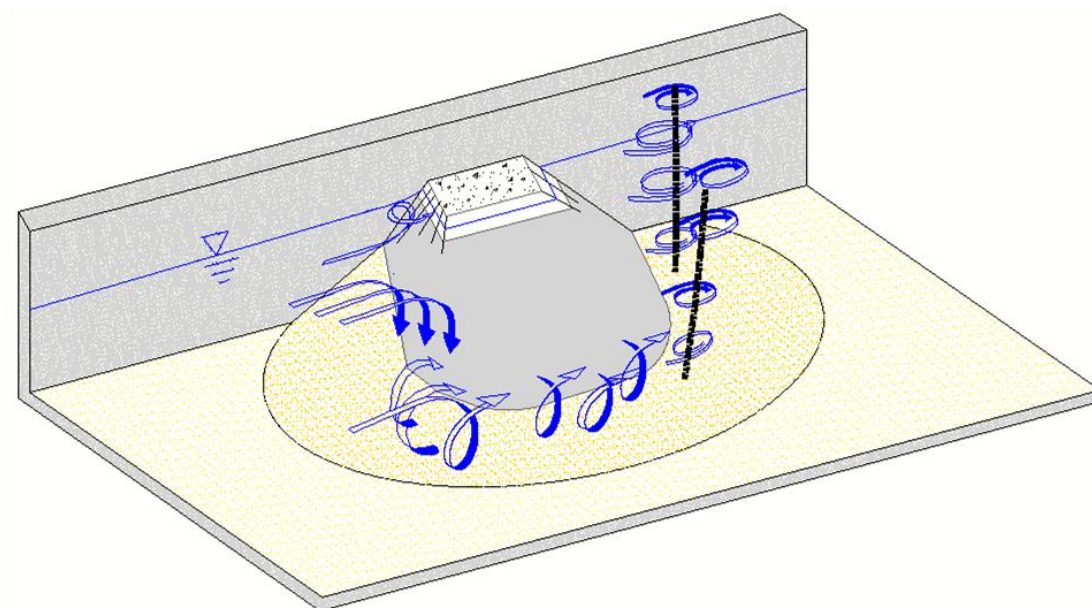


Fig. 2.6 - Ilustração da estrutura do escoamento na proximidade de um encontro curto

RICHARDSON e DAVIS 2001 referem que, na base do encontro, formam-se vórtices, conhecidos por vórtices principais, que se assemelham aos que surgem na base de um pilar, resultantes da pressão do escoamento junto ao encontro e da consequente aceleração do mesmo. Em consequência deste fenómeno, o material do leito em torno da base do encontro é transportado para jusante, contribuindo para o desenvolvimento da cavidade de erosão. Isto acontece porque, a percentagem de sedimentos transportados para jusante é superior à percentagem de sedimentos depositados na cavidade. Com o progressivo aumento da profundidade da cavidade de erosão, a intensidade dos vórtices principais diminuem, levando a uma redução da capacidade de transporte do material do leito, que por sua vez, conduz ao equilíbrio do processo erosivo. Ainda de acordo com FAEL 2007, esta fase do processo é atingida quando a quantidade de material sólido generalizado arrastado de montante para o interior da cavidade de erosão é aproximadamente semelhante à quantidade de material que é removido da mesma para jusante. A duração temporal do processo depende do tipo de escoamento de aproximação (com ou sem transporte sólido generalizado).

Para além destes vórtices, a jusante há o despreendimento de vórtices de esteira que contribuem para o arrastamento do material do leito. A intensidade com que estes se desenvolvem arrastando consigo as partículas do fundo assemelha-se a um efeito de sucção transportando-as em suspensão. Dá-se então a jusante, a deposição dos sedimentos removidos durante a acção erosiva local (FAEL 2007).

A intensidade da profundidade máxima de erosão desenvolvida junto destas estruturas depende de diversos factores, tais como (RICHARDSON e DAVIS 2001):

- Velocidade média do escoamento de aproximação, U ;
- Altura do escoamento de aproximação não perturbado, h ;

- Ângulo de alinhamento entre o escoamento e o encontro, θ ;
- Comprimento do encontro, L ;
- Forma do encontro, com ou sem fundação em forma de sapata ou num conjunto de estacas apoiadas num maciço de encabeçamento, revestido ou não com taludes de inclinação variável;
- Dimensão, D_x , e distribuição granular dos sedimentos do leito do escoamento;
- Forma da secção do escoamento.

Seguidamente descrevem-se os parâmetros que serviram de base para as diversas compilações existentes na literatura, no âmbito da caracterização da profundidade máxima das cavidades de erosão.

2.3.3. Efeito da intensidade de escoamento de aproximação

O desenvolvimento da cavidade de erosão depende da intensidade de escoamento de aproximação e pode ocorrer ou não na presença de transporte sólido generalizado. Em condições sem transporte de material sólido⁷ não são consideradas erosões resultantes do movimento do material do fundo do leito na secção de aproximação e ocorrem para valores de intensidade de escoamento inferiores à unidade, o que corresponde à condição $U/U_c < 1$, em que U_c é a velocidade crítica ou de início do movimento do material sólido do fundo. Em contrapartida, na presença de transporte sólido generalizado⁸, o escoamento induz o movimento do material do fundo e há continuamente a remoção de sedimentos do interior da cavidade de erosão e a deposição de material vindo de montante para o seu interior, e equivale à condição $U/U_c > 1$ (COUTO e CARDOSO 2001b).

Segundo DONGOL 1994, COUTO e CARDOSO 2001b refere que, o comportamento em encontros de pontes, no que se refere à variação qualitativa de h_{se} com U/U_c é, em grande parte, semelhante ao comportamento descrito por diversos autores como, por exemplo, RAUDKIVI e ETTEMA 1983 e BREUSERS e RAUDKIVI 1991 para pilares cilíndrico. Na Fig. 2.7 pode-se observar a variação típica de h_{se} com U/U_c para materiais do fundo praticamente uniformes, com $\sigma_D < 1,5$ a $2,0$ (coeficiente de graduação do material do fundo) e com $D_{50} > 0,6$ mm (diâmetro mediano das partículas), de forma a não propiciar a formação de rugas.

⁷ Expressão correspondente a *clear-water scour* na literatura Inglesa.

⁸ Expressão correspondente a *live-bed scour* na literatura Inglesa.

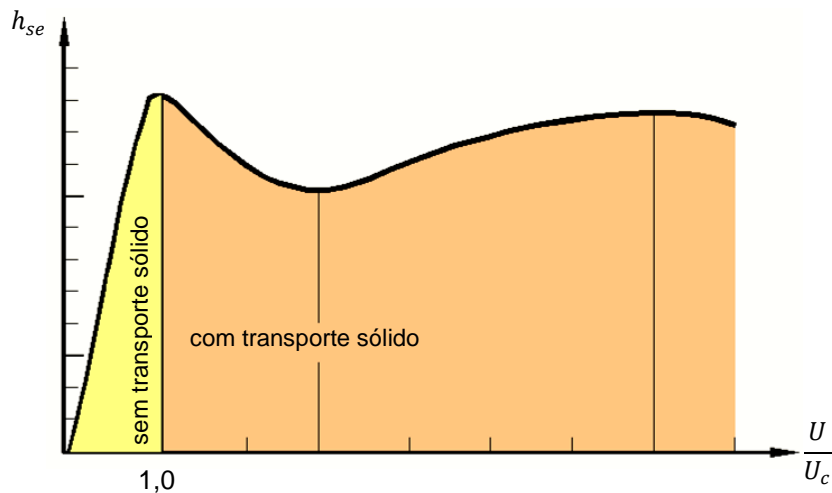


Fig. 2.7 - Influência da intensidade do escoamento de aproximação na profundidade da erosão local, para sedimentos uniformes de $D_{50} > 0,6 \text{ mm}$ (FAEL 2007)

Da análise da Fig. 2.7, observa-se que para condições sem transporte de material sólido generalizado a profundidade máxima da cavidade de erosão cresce quase linearmente com a intensidade de escoamento atingido o seu valor máximo para $U/U_c \approx 1,0$.

Com o sucessivo aumento da intensidade de escoamento de aproximação, o que corresponde a valores de $U/U_c > 1,0$, ocorrem erosões localizadas na presença de transporte de material sólido generalizado, originando dunas. O aparecimento destas dunas no fundo do leito faz afluir quantidades significativas de material sólido, que os vórtices principais e de esteira não conseguem remover antes da entrada de um novo conjunto de material sólido generalizado transportado pela chegada da nova duna. As sucessivas passagens das dunas pela cavidade de erosão induzem a um ligeiro decréscimo da profundidade de equilíbrio, h_{se} , com o aumento da velocidade média de escoamento, U . Após este decréscimo, h_{se} passa novamente a aumentar com o aumento de U , devido à diminuição de altura das dunas que chegam à cavidade de erosão com sucessivas diminuições da quantidade de material sólido, dando origem a períodos de tempo cada vez maiores para que os vórtices de esteira e ferradura removam os sedimentos afluentes. A profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão atinge um novo valor máximo, que ainda assim é inferior ao que ocorre para $U/U_c \approx 1,0$ (FAEL 2007).

À medida que a cavidade de erosão se desenvolve, há continuamente oscilações na profundidade máxima de erosão com o aumento da velocidade de escoamento até se atingir o equilíbrio da profundidade de erosão.

Durante vários anos, considerou-se que junto de encontros não ocorrem erosões localizadas para velocidades de escoamento abaixo da metade da velocidade crítica de início de movimento das partículas do fundo, ou seja, para $U/U_c < 0,5$ (resultado sugerido pela primeira vez nos estudos de HANCO 1971 para pilares cilíndricos). Na década de 90, contribuições como as de MELVILLE 1992 e MELVILLE 1997, vêm contrariar esta hipótese, sugerindo que,

junto destas estruturas, são visíveis erosões desde que exista algum escoamento. Esta conclusão teve por base os dados obtidos nos ensaios realizados por GARDE *et al.* 1961 e por GILL 1972. Por sua vez, CARDOSO *et al.* 2000 verificaram a validade da hipótese sugerida por HANCO 1971, segundo a qual não ocorrem erosões localizadas sempre que $U < 0,5 U_c$ para encontros curtos ($L/h < 7,1$), adaptado de (COUTO e CARDOSO 2001b).

Em estudos recentes, FAEL 2007, avaliou a influência da velocidade média de escoamento de aproximação na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão que se desenvolvem junto a encontros de pontes, h_{se} , bem como a condição crítica de ocorrência de cavidades de erosão junto de encontros padrão, verificando que, na ausência de transporte sólido generalizado: i) h_{se} depende do comprimento do encontro e da altura de escoamento, dado pelo parâmetro L/h , e da intensidade de escoamento de aproximação, U/U_c e ii) a condição de ocorrência de cavidades de erosão na proximidade dos encontros não é definida para um único valor de U/U_c , mas por diferentes valores de U/U_c , que dependem de L/h , podendo o valor de U/U_c ser inferior a 0,5.

2.3.4. Efeito do comprimento do encontro e da altura de escoamento

Segundo SANTOS 1999, o processo erosivo é influenciado simultaneamente e de forma interdependente pela altura de escoamento, h , e pelo comprimento do encontro, L , o que justifica a sua análise conjunta.

KANDASAMY 1989, por SANTOS 1999, em estudos realizados constatou que para valores de h/L decrescentes a influência do comprimento do encontro também diminui, o que se depreende que a profundidade da cavidade de erosão é maioritariamente influenciada pela altura do escoamento. Por outro lado, para valores de h/L crescentes observou que a profundidade de equilíbrio é função da dimensão do obstáculo. Com base nestas observações, o referido autor propôs uma representação gráfica da profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão em função do comprimento do encontro e da altura do escoamento, ou seja, $h_{se} = h_{se}(h; L)$. Esta representação gráfica que se apresenta na Fig. 2.8 é subdividida em quatro zonas. A primeira zona é representativa de encontros curtos em que $h > 6L$ e a profundidade de equilíbrio apenas depende do comprimento do encontro, a zona quatro corresponde à condição $L > 70h$ que é representativa de encontros longos e a cavidade de erosão é função apenas da altura de escoamento e por fim, as zonas dois e três são relativas a encontros intermédios para valores de $h/6 < L < 70h$ e o processo erosivo depende dos dois factores, ou seja, da altura de escoamento e do comprimento do encontro (adaptado de SANTOS 1999).

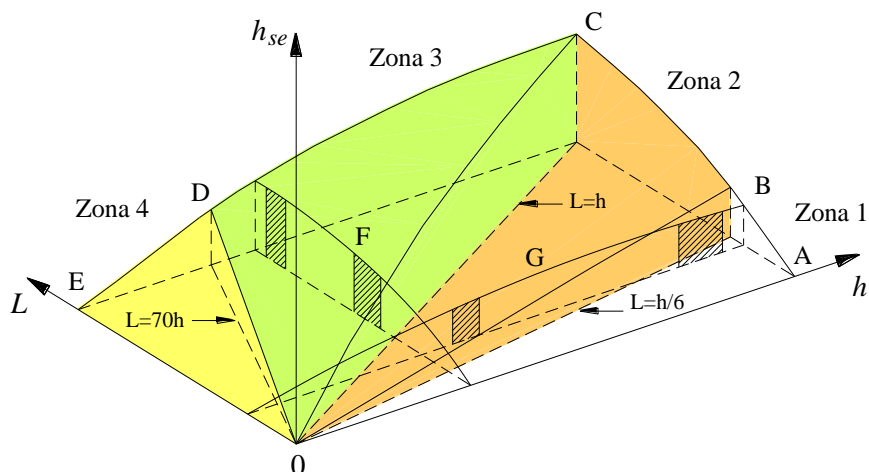


Fig. 2.8- Representação da profundidade máxima de erosão em função de h e L proposta por KANDASAMY 1989 (FAEL 2007)

MELVILLE e COLEMAN 2000 classificaram o processo erosivo em classes que são função do comprimento relativo do encontro, L/h , válido para as seguintes condições: $U/U_c \approx 1,0$, $B/d_{50} > 50$ e $\sigma_g < 1,3$, correspondentes a sedimentos grosseiros e uniformes e $K_f = K_\theta = K_G = 1$, correspondentes a encontros padrão, orientados perpendicularmente à direcção do escoamento e inseridos em secções transversais largas. Esta classificação foi realizada tendo por base as medições realizadas por vários investigadores como GILL 1972, WONG 1982, KANDASAMY 1989 e DONGOL 1994 e apresenta-se na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Classificação do processo erosivo em função da altura de escoamento e do comprimento do encontro segundo MELVILLE e COLEMAN 2000

Tipo de encontro	Parâmetro L/h	Dependência da profundidade de erosão
Curto	$L/h < 1$	$h_{se} \propto L$
Intermédio	$1 < L/h < 25$	$h_{se} \propto (Lh)^{0.5}$
Longo	$L/h > 25$	$h_{se} \propto h$

De acordo com as condições de ocorrência para os diferentes tipos de encontros, MELVILLE e COLEMAN 2000 apresentaram graficamente a variação da profundidade da cavidade de erosão em função de L e h , como se pode observar na Fig. 2.9.

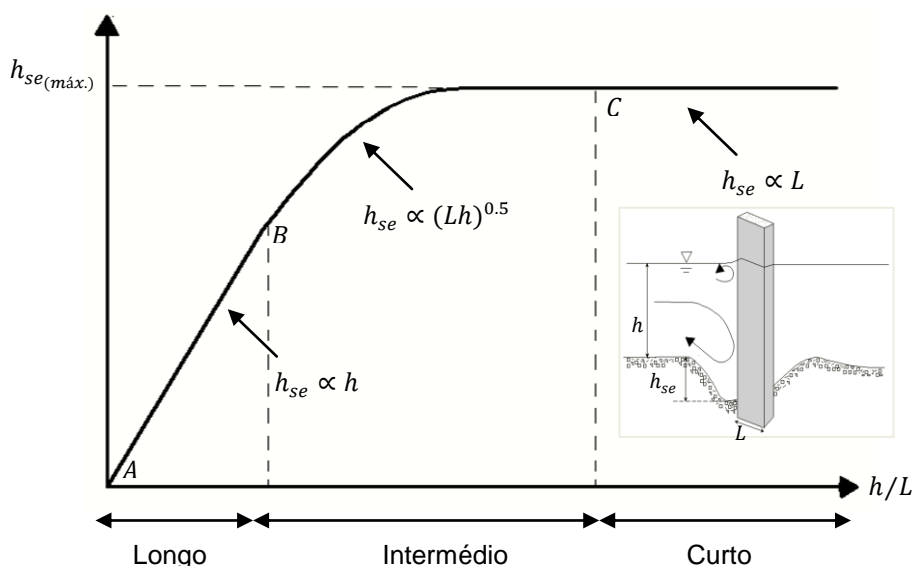


Fig. 2.9 - Representação da profundidade máxima de erosão em função do comprimento relativo do encontro (adaptado de MELVILLE e COLEMAN 2000)

Da análise da Fig. 2.9, depreende-se que para encontros longos a profundidade de erosão cresce de forma linear com a altura do escoamento, não dependendo da dimensão do encontro – caracterizado pelo troço AB. No caso de encontros curtos o desenvolvimento da cavidade de erosão depende simplesmente do comprimento relativo do encontro – correspondente ao troço CD. Para o troço intermédio, troço BC, a profundidade da cavidade de erosão é função dos parâmetros L e h e compreende os encontros intermédios. As condições definidas por estes autores complementam as conclusões referidas por KANDASAMY 1989.

2.3.5. Efeito da forma e do alinhamento do encontro

A forma dos encontros de pontes afecta as linhas de corrente do escoamento e o seu efeito é, geralmente, traduzido pelo parâmetro k_f , que relaciona a profundidade máxima de erosão na proximidade de um encontro com determinada configuração com a profundidade máxima verificada para um encontro aparente com muros verticais.

De acordo com a maioria dos autores, junto de encontros aparentes com muros verticais resultam maiores cavidades de erosão, em comparação com as observadas junto de encontros do tipo perdido. Por outro lado, apesar de na prática predomine a utilização do coeficiente k_f para considerar o efeito da geometria do encontro, MELVILLE 1992 e DONGOL 1994 concluíram que para encontros longos ($L/h > 25$) este efeito pode ser desprezado, sugerindo a correcção do parâmetro k_f em função do comprimento. Sendo assim, MELVILLE 1992 sugere as seguintes equações para o cálculo do coeficiente de forma corrigido (K_f^*):

$$\begin{cases} K_f^* = K_f & \text{para } L/h \leq 2 \\ K_f^* = K_f + 0,087(1 - K_f) \left[0,5 \left(\frac{L}{h} \right) - 1 \right] & \text{para } 2 < L/h \leq 25 \\ K_f^* = 1,0 & \text{para } L/h > 25 \end{cases} \quad (2.15)$$

Para além do efeito da geometria do encontro, o alinhamento do mesmo em relação à margem a jusante contribui para o processo erosivo em encontros inseridos no leito aluvionar. O ângulo θ que define a orientação do encontro relativamente à margem encontra-se representado na Fig. 2.10. Este efeito, geralmente, traduz-se segundo o parâmetro K_θ , que relaciona a profundidade de erosão resultante para um determinado ângulo θ com a obtida para um alinhamento de $\theta = 90^\circ$.

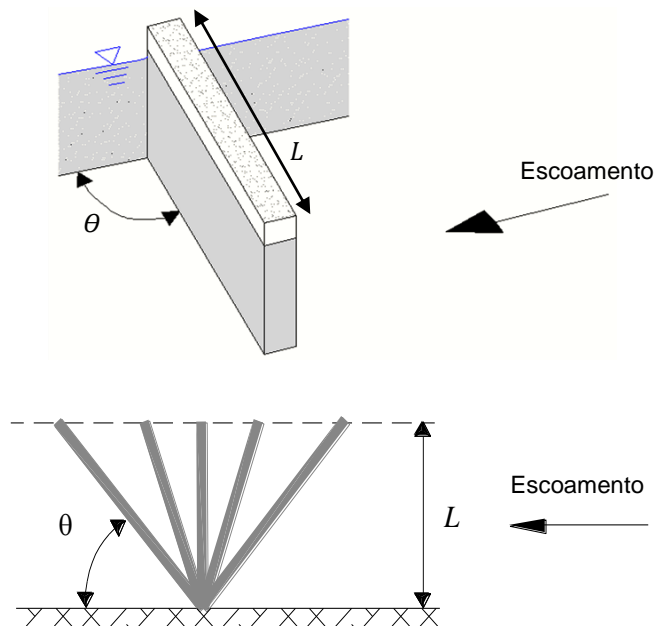


Fig. 2.10 - Definição do ângulo de alinhamento do encontro relativamente à direção do escoamento (adaptado de FAEL 2007)

De acordo com MELVILLE e COLEMAN 2000, conhecem-se diversos estudos relativos ao efeito da orientação de encontros de pontes, podendo citar-se a título de exemplo, as contribuições de AHMAD 1953, LAURSEN 1958 e FIEL 1971 no qual sugerem que, K_θ aumenta com θ para qualquer que seja θ , e as contribuições de KWAN 1984 e KANDASAMY 1985 que concluíram que, para $\theta > 90^\circ$ o parâmetro K_θ passa a diminuir.

CARDOSO *et al.* 2000 confirmaram os resultados de KWAN 1984 e KANDASAMY 1985, enquanto MELVILLE 1992 refere que, do ponto de vista prático, se deve adoptar a curva envolvente dos valores obtidos pelos estudos mais antigos para a caracterização de K_θ em função de θ (Fig. 2.11).

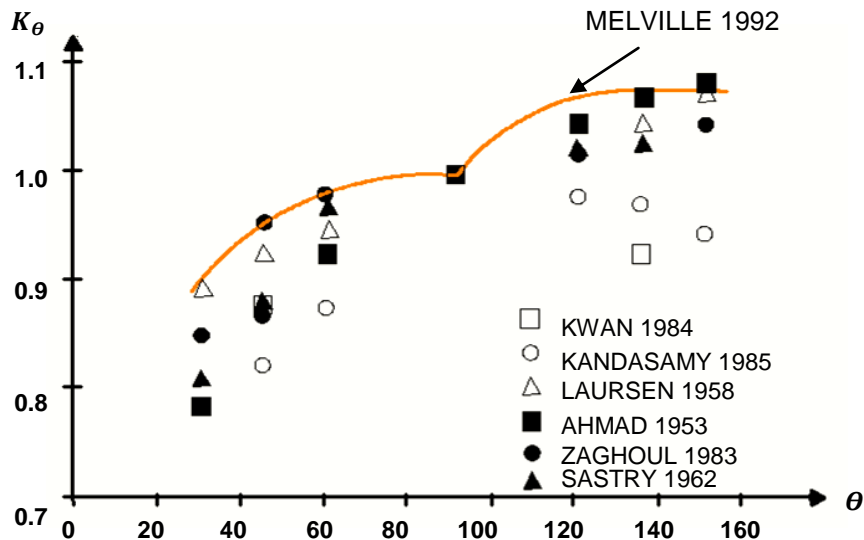


Fig. 2.11 – Representação da variação da profundidade máxima de erosão em função do ângulo de alinhamento (adaptado de MELVILLE e COLEMAN 2000)

Este autor, porém, sugere a correção do parâmetro K_θ em função do comprimento do encontro já que, assim como para encontros longos ($L/h > 25$), a profundidade máxima das cavidades de erosão praticamente não depende da forma do encontro, o mesmo se sucede no caso da orientação para encontros curtos ($L/h < 1,0$), adaptado de COUTO e CARDOSO 2001b. A caracterização deste coeficiente de correção, K_θ^* , pode ser obtida pelas seguintes equações:

$$\begin{cases} K_\theta^* = K_\theta & \text{para } L/h > 3 \\ K_\theta^* = K_\theta + (1 - K_\theta) [1,5 - 0,5(L/h)] & \text{para } 1 < L/h \leq 3 \\ K_\theta^* = 1,0 & \text{para } L/h \leq 1 \end{cases} \quad (2.16)$$

2.3.6. Efeito da forma da secção de escoamento

O efeito da geometria da secção transversal do canal é importante na previsão máxima das cavidades de erosão, especialmente se esta diferir muito da secção rectangular. Este parâmetro considera a influência de vários efeitos, que são nomeadamente (CARDOSO 2008):

- i) A forma da secção transversal do canal de aproximação;
- ii) A distribuição transversal da velocidade de escoamento a montante do encontro;
- iii) A distribuição da rugosidade das margens e do fundo do canal a montante do encontro;
- iv) O efeito da forma da secção do canal de aproximação no parâmetro U/U_c , considerando um escoamento com sedimentos uniformes em secção rectangular.

Para o estudo deste parâmetro, considere-se quatro casos típicos sugeridos por MELVILLE e COLEMAN 2000, ilustrados na Fig. 2.12.

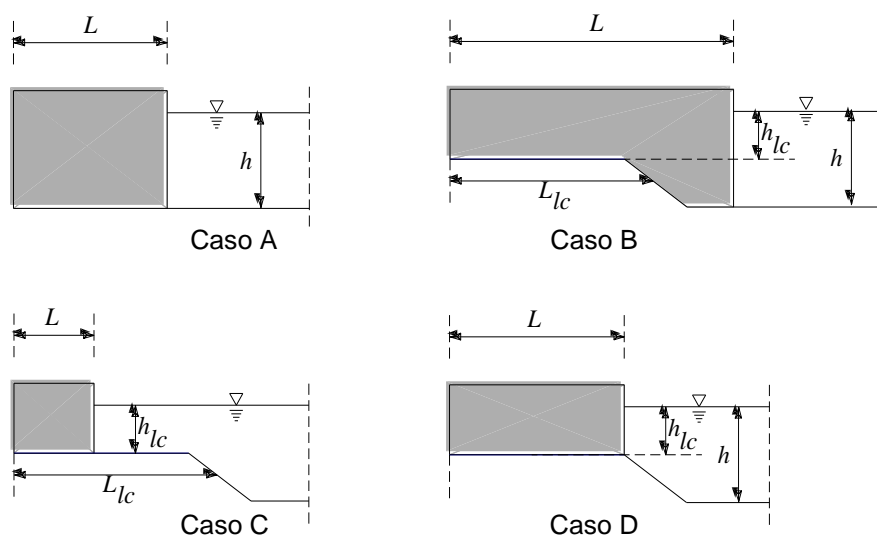


Fig. 2.12 - Representação dos diferentes tipos de secção transversal do escoamento (FAEL 2007)

No primeiro caso (caso A), o encontro encontra-se junto à margem do leito principal e não é considerado o leito de cheia. A geometria da secção transversal é considerada rectangular e o seu efeito deixa de figurar como variável condicionante na profundidade de erosão local na proximidade do encontro.

O caso B ilustra os casos em que há o prolongamento dos encontros salientes da margem do leito de cheia para o leito principal. Numa situação de cheia, a contracção da secção na proximidade do encontro provoca um aumento da intensidade de escoamento e a formação de vórtices induzidos pela obstrução do mesmo. As partículas do leito do rio são arrastadas ou transportadas em suspensão para jusante, afectando a profundidade da cavidade de erosão local.

No caso C, o encontro encontra-se junto à margem do leito de cheia, afastado do canal principal de escoamento. Este tipo de caso pode ser considerado como uma caso particular do tipo A. A secção é considerada de forma rectangular com uma altura de escoamento igual à altura de escoamento na secção de cheia, h_{lc} . A largura da secção transversal corresponde à largura da secção de cheia, L_{lc} , assumindo a não influência do leito principal no equilíbrio da cavidade de erosão.

Por último, o caso D assume os casos particulares do caso B para uma razão $L_{lc}/L = 1.0$ ou mediante interpolação entre os casos B e C.

2.3.7. Equações de cálculo da profundidade máxima de erosão junto de encontros

2.3.7.1. Considerações gerais

Para avaliar a profundidade máxima das cavidades de erosão, várias equações foram desenvolvidas ao longo dos anos, por diversos autores. Neste estudo, são apresentadas as compilações sugeridas por MELVILLE e COLEMAN 2000, FROEHLICH 1989 e HIRE (RICHARDSON 1990), por serem as mais utilizadas na prática corrente e por englobarem um conjunto de factores intervenientes no processo erosivo. Estas metodologias, bem como a maioria das metodologias existentes na literatura, resultam sobretudo de estudos realizados em laboratório.

2.3.7.2. Equação de MELVILLE e COLEMAN 2000

MELVILLE e COLEMAN 2000 sugerem uma equação de cálculo que pode ser aplicada em condições com ou sem transporte sólido generalizado em que, a profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão é expressa por:

$$h_{se} = K_{hL} * K_U * K_D * K_f * K_{\theta} * K_G \quad (2.17)$$

A equação 2.17 é função de vários parâmetros K'_s que têm em conta os diferentes factores que influenciam o fenómeno erosivo.

K_{hL} – Efeito do comprimento relativo do encontro;

K_U – Efeito da intensidade de escoamento de aproximação;

K_D – Influência da dimensão dos sedimentos;

K_f – Influência da forma do encontro;

K_{θ} – Efeito do alinhamento do encontro com o escoamento;

K_G – Efeito da forma do canal.

Para avaliar a influência do parâmetro K_{hL} na profundidade de erosão, estes autores consideraram as seguintes condições: $U/U_c \approx 1,0$, $B/D_{50} > 50$ e $\sigma_g < 1,3$ correspondentes a sedimentos grosseiros e uniformes e $K_f = K_{\theta} = K_G = 1$ correspondentes a encontros orientados perpendicularmente à direcção do escoamento inseridos em secções transversais largas. Este apresenta diferentes valores conforme o encontro seja curto, intermédio ou comprido.

De acordo com o comprimento de encontro é possível avaliar os respectivos coeficientes corrigidos, K'_f e K'_{θ} pelas equações apresentadas na secção 2.3.5.

Na Tabela 2.8 são apresentadas as equações que permitem determinar os diferentes factores K'_s presentes na equação 2.17.

Tabela 2.8 – Equações de cálculo dos parâmetros K'_s propostas por MELVILLE e COLEMAN 2000

Coeficientes	Métodos de estimação																	
K_U	$K_U = \frac{U}{U_c}$	se $U/U_c < 1,0$																
	$K_U = 1,0$	se $U/U_c \geq 1,0$																
K_{hL}	$K_{hL} = 2L$	se $L/h < 1,0$																
	$K_{hL} = 2(hL)^{0,5}$	se $1,0 < L/h < 25$																
	$K_{hL} = 10h$	se $L/h > 25$																
K_f	Forma do encontro																	
	Encontros aparentes com muros verticais	1,0																
	Encontros aparentes com muros de ala	0,75																
	Encontros perdidos 0,5:1 (H:V)	0,6																
	Encontros perdidos (1:1)	0,5																
	Encontros perdidos (1,5:1)	0,45																
K_θ	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">θ (°)</td> <td style="padding: 5px;">0</td> <td style="padding: 5px;">30</td> <td style="padding: 5px;">45</td> <td style="padding: 5px;">60</td> <td style="padding: 5px;">90</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">K_θ</td> <td style="padding: 5px;">0</td> <td style="padding: 5px;">0.90</td> <td style="padding: 5px;">0.95</td> <td style="padding: 5px;">0.98</td> <td style="padding: 5px;">1.0</td> </tr> </table>						θ (°)	0	30	45	60	90	K_θ	0	0.90	0.95	0.98	1.0
	θ (°)	0	30	45	60	90												
K_θ	0	0.90	0.95	0.98	1.0													
K_G	$K_G = 1$ para os casos A, C e D (2.20)																	
	$K_G = \sqrt{1 - \left(\frac{L_{lc}}{L}\right) \left[1 - \left(\frac{h_{lc}}{h}\right)^{5/3} \left(\frac{n}{n^*}\right)\right]}$ para o caso B Em que: os coeficientes n e n^* são os coeficientes de Manning-Strickler do leito principal e do leito de cheia, respectivamente.																	
K_D	$0,57 \log\left(2,24 \frac{L}{D_{50}}\right)$ se $L/D_{50} \leq 25$ (2.21)																	
	1 se $L/D_{50} > 25$																	

2.3.7.3. Equação de FROEHLICH 1989

A metodologia proposta por FROEHLICH 1989, reportada no HEC-18, foi baseada em 170 ensaios laboratoriais e obtida por regressão. Esta equação permite determinar a profundidade da cavidade de erosão junto de um encontro em condições com ou sem transporte de material sólido generalizado, e é expressa pela seguinte equação:

$$\frac{h_{se}}{h_1} = 2,27 * K_f * K_\theta * \left(\frac{L'}{h_1}\right)^{0,43} * Fr^{0,61} + 1 \quad \text{para } \frac{L'}{h_1} < 25 \quad (2.22)$$

sendo:

h_1 – Profundidade média do escoamento no leito de cheia = $\frac{A_0}{L}$;

L' – Comprimento do encontro que obstrui o escoamento activo;

Fr – Número de Froude imediatamente a montante do encontro = $\frac{U}{\sqrt{g * h_1}}$;

g – Aceleração da gravidade;

A_0 – Área da secção transversal correspondente ao caudal de escoamento obstruído pelo encontro.

O parâmetro K_θ que tem em conta o ângulo de alinhamento do encontro com a direcção do escoamento é medido a jusante do encontro, como se pode observar na representação ilustrada na Fig. 2.10, e obtido segundo a equação 2.23:

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0,13} \quad (2.23)$$

em que:

$$\begin{cases} \theta < 90^\circ & \text{se o encontro apontar para jusante} \\ \theta > 90^\circ & \text{se o encontro apontar para montante} \end{cases}$$

O coeficiente K_f é determinado com base nos valores apresentados na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Avaliação do coeficiente K_f consoante o tipo de geometria do encontro

Forma do encontro	K_f
Encontros aparentes com muros verticais	1,0
Encontros aparentes com muros de ala	0,82
Encontros perdidos	0,55

2.3.7.4. Equação de Hire (RICHARDSON 1990)

A equação de HIRE (RICHARDSON 1990), reportada no HEC-18, foi desenvolvida com base em dados de campo e permite estimar a profundidade máxima das cavidades de erosão em condições com ou sem transporte sólido generalizado e é dada segundo a expressão 2.24.

$$\frac{y_{se}}{h_a} = 4 * Fr^{0,33} * \frac{K_f}{0,55} * K_\theta \quad \text{para } \frac{L'}{h_a} > 25 \quad (2.24)$$

em que:

h_a – Profundidade do escoamento junto do encontro no leito de cheia ou no leito principal.

Os coeficientes k_f e k_θ são determinados do mesmo modo que na equação de FROEHLICH 1989, ou seja, com base na Tabela 2.9 e na equação 2.23, respectivamente.

O número de Froude, Fr , é calculado com base na velocidade e profundidade de escoamento, junto à extremidade montante do encontro, isto é, por $\frac{U}{\sqrt{g*h_a}}$.

3. Dimensionamento de grupos de estacas sob acções horizontais

3.1. Introdução

Neste capítulo pretende-se avaliar o comportamento estrutural de estacas de fundação de pontes solicitadas lateralmente. Neste contexto, inicialmente são apresentadas metodologias de análise do comportamento de estacas isoladas sob acções laterais, retirando daí partido para o estudo de grupos de estacas.

Como se referiu no capítulo 1, esta síntese de conhecimentos está organizada em três subcapítulos. No primeiro subcapítulo, analisam-se as acções exercidas em fundações de estacas, provenientes da acção hidrodinâmica da água. No segundo subcapítulo, orientado para o estudo do comportamento de estacas isoladas, são referidos os seguintes aspectos: i) descreve-se o modelo de interacção estaca-solo mais utilizado na literatura, o designado modelo de WINKLER, na análise da resposta lateral das estacas, ii) apresentam-se os métodos desenvolvidos para a avaliação do mesmo: métodos analíticos ou numéricos; iii) apresentam-se diferentes propostas para a determinação do módulo de reacção do solo e por fim; iv) faz-se referência ao comportamento não linear do solo. Por último, no terceiro subcapítulo, direccionado para o estudo do comportamento de estacas em grupo, descreve-se a influência dos efeitos de interacção existentes em estacas a trabalhar em grupo na resposta lateral e os métodos de análise do comportamento do grupo face a estes efeitos e à deformabilidade das estacas.

3.2. Forças hidrodinâmicas induzidas pela acção do escoamento sobre fundações de estaca

Entende-se por estacas de fundação, os elementos estruturais total ou parcialmente enterrados que podem ser moldadas ou cravadas no subsolo, encontrando-se ligadas aos pilares ou encontros e à superestrutura de maneira simples ou complexa. A resistência aos esforços é garantida por ponta quando apoiadas em estratos de solos resistentes, sendo conhecidas como estacas de ponta, por atrito lateral se este não existe ou se encontra a profundidades muito elevadas, sendo designadas por estacas flutuantes, ou por ambas as formas referidas, sendo conhecidas por estacas mistas.

A escolha de estacas como solução de fundação surge quando se pretende transmitir para camadas mais profundas as cargas aplicadas na superfície do terreno, encontrando-se por vezes, sujeitas a acções horizontais que podem ter origens diversas, como: acção sísmica, acção do vento, acções resultantes da pressão hidrodinâmica da água, entre outras.

Em leitos aluvionares com velocidade uniforme, o escoamento induz sobre as estacas de fundação, uma acção hidrodinâmica que se decompõe segundo duas componentes: componente normal e componente tangencial. A primeira corresponde à força de sustentação, resultante das forças de pressão, e a segunda componente define a força de resistência ou de arrastamento na direcção do escoamento.

Nestas condições, em que há movimento no seio de um escoamento completamente desenvolvido, imediatamente a montante da estaca, correspondente ao ponto *A* da Fig. 3.1, a velocidade é nula e a pressão é máxima em consequência da separação do escoamento em duas trajectórias simétricas em relação ao seu eixo. À medida que o escoamento se aproxima dos pontos simétricos, *B* e *C*, a energia de pressão dissipa-se em energia cinética tomando a velocidade o valor máximo nestes pontos, há portanto a formação de forças tangenciais ao escoamento. Como existe, porém, consumo de energia neste percurso, a energia cinética acumulada nos pontos *B* e *C* não é suficiente para que seja novamente recuperada na totalidade em energia de pressão, anulando-se a velocidade de escoamento antes de atingido o ponto *D*. Dá-se a separação do escoamento, desenvolvendo-se vórtices que se dissipam à medida que se afastam da estaca (adaptado de QUINTELA 2005).

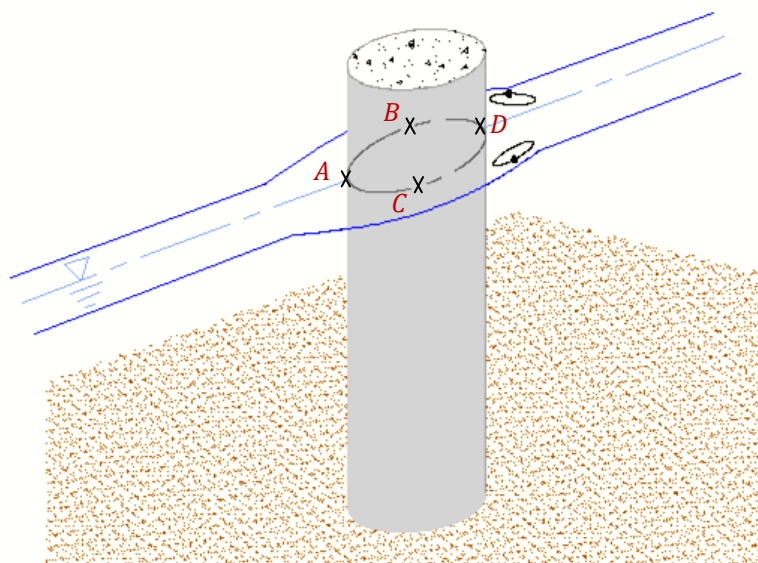


Fig. 3.1 - Perturbação do escoamento junto de uma estaca de superfície cilíndrica

De acordo com CARNEIRO 2007, a forma como o escoamento se comporta após o desenvolvimento destes vórtices depende fundamentalmente do tipo de geometria da estaca, da velocidade e da viscosidade da água, traduzida pelo número de Reynolds.

Segundo QUINTELA 2005, quanto mais a jusante se der o desprendimento dos vórtices, menos perturbações sofre o escoamento e mais próximas as pressões junto à face da estaca, a jusante da separação, se aproximam às pressões que teriam lugar se o líquido fosse perfeito

e a força de arrastamento resulta menor. Assim sendo, considerando que a separação ocorre tanto quanto possível a jusante, as forças de pressão podem ser determinadas admitindo o escoamento num líquido perfeito, a partir da expressão deduzida pelo Teorema de BERNOULLI: “*para líquidos perfeitos e movimentos permanentes a energia mecânica total por unidade de peso de líquido é constante ao longo de cada trajectória*”.

As forças hidrodinâmicas na face a montante da estaca, ponto A, podem então ser determinadas pelo princípio de BERNOULLI (equação 3.1), considerando a água como incompressível de velocidade uniforme, na região não perturbada pelo elemento estrutural.

$$(E_p + E_c + p_{\text{água}})_A = (E_p + E_c + p_{\text{água}})_B \quad (3.1)$$

que pelo desenvolvimento da equação obtém-se:

$$(\rho gh + p_{\text{água}} + \frac{1}{2}\rho U^2)_A = (\rho gh_B + p_{\text{água}} + \frac{1}{2}\rho U^2)_B \quad (3.2)$$

sendo:

E_p – Energia potencial associada os pontos A e B;

E_c – Energia cinética associada aos pontos A e B;

$p_{\text{água}}$ – Pressão hidrodinâmica da água correspondentes aos pontos A e B;

Assumindo que o escoamento se dá num plano horizontal, num ponto afastado da zona obstruída em movimento, a energia cinética associada à energia de pressão transforma-se em energia potencial à medida que se aproxima do ponto A. Ao atingir a face a montante, ponto A, a velocidade de escoamento anula-se e a pressão toma o valor máximo podendo ser descrita do seguinte modo, (hipótese dos líquidos perfeitos):

$$p_b = \frac{1}{2}\rho U_a^2 \quad (3.3)$$




Considerando a influência da forma da estaca e das características de escoamento, a equação toma a seguinte forma:

$$p_b = \frac{1}{2}\rho C_D U_a^2 \quad (3.4)$$

A massa específica da água, ρ , pode ainda ser substituída pelo seu peso específico, γ , a dividir pela acção da gravidade, g .

O parâmetro adimensional, C_D , depende da forma da secção transversal do elemento estrutural a montante do escoamento. Na Tabela 3.1 estão caracterizadas as secções mais comuns e os valores estabelecidos para as diferentes formas segundo BARKER e PUCKETT 1997.

Tabela 3.1 - Valores de C_D para as diferentes geometrias da secção transversal da estrutura

Geometria da secção transversal		C_D
	Circular	0,70
	Rectangular	0,88
	Afiado	0,8

3.3. Estudo do comportamento de fundações de estaca

3.3.1. Considerações gerais

As fundações por estacas em determinadas estruturas, como é o exemplo das pontes, quando submetidas a fortes solicitações horizontais, comportam-se de modo bastante interativo com o maciço de solos, principalmente se estas acções induzem deslocamentos laterais e recalques verticais no solo (adoptado de KHOURI 2001). Esta interação estaca-solo tem merecido especial atenção por parte de investigadores ao longo dos anos, principalmente pela forma como as cargas induzidas nas estacas são suportados pelo solo envolvente.

Na maioria dos métodos de análise desenvolvidos, a estaca é representada como um elemento linear caracterizado por uma dada rigidez à flexão EI , em que E é o módulo de elasticidade do material que constitui a estaca e I é o momento de inércia da secção transversal da estaca. A diferença reside na forma como o maciço do solo é representado (adaptado de SANTOS 2008). De entre os vários modelos existentes para a representação do maciço de solos, pode citar-se os dois principais que são nomeadamente, o modelo do meio discreto e o modelo do meio contínuo (ver Fig. 3.2).

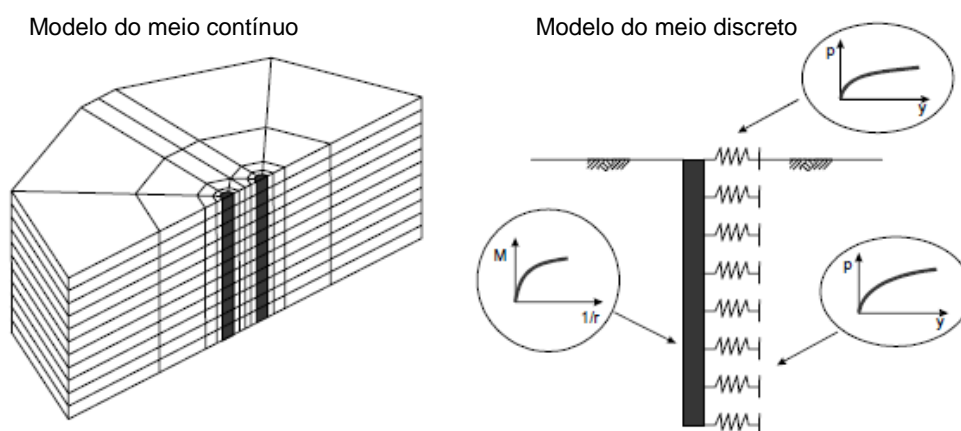


Fig. 3.2 – Modelos de interação estaca-solo (SANTOS 2008)

Segundo FILHO e PAIVA 2007, no primeiro modelo o solo é simulado por um conjunto de molas independentes com comportamento elástico-linear ou com comportamento elástico não linear, servindo de base para os vários estudos publicados por autores como: BOLTON 1972, MANZOLI 1992, YAN e WANG 1991 e MATLOCK e REESE 1961. No segundo modelo, o solo é considerado como um meio elástico contínuo podendo referir-se a título indicativo os trabalhos de SNEDDON 1958, BOUSSINESQ 1885, MINDLIN 1936, MENDONÇA 1997 e POULOS 1980.

Neste trabalho apenas o modelo do meio discreto irá ser abordado por ser o mais utilizado na prática corrente e por ter sido o adoptado para efeitos de cálculo para o objectivo desta dissertação.

3.3.2. Modelo do meio discreto – Modelo de WINKLER

O modelo de WINKLER 1867 surge a fim de descrever o comportamento de fundações por sapata pela simulação de uma viga inserida em meio elástico sujeitas a forças verticais. Neste modelo o solo é representado por meio de uma série de molas independentes com um comportamento elástico-linear, no qual a reacção exercida no solo num determinado ponto corresponde a um deslocamento único não interferindo nos deslocamentos dos pontos vizinhos. A rigidez da mola pode ser determinada por um coeficiente, denominado por k_v , que expressa a força necessária, F , para provocar um deslocamento do solo, y_s . A Fig. 3.3 ilustra a simulação do elemento de fundação em meio de WINKLER, em que o solo é representado por meio de um conjunto de molas de comportamento elástico (adaptado de MENESES 2007).

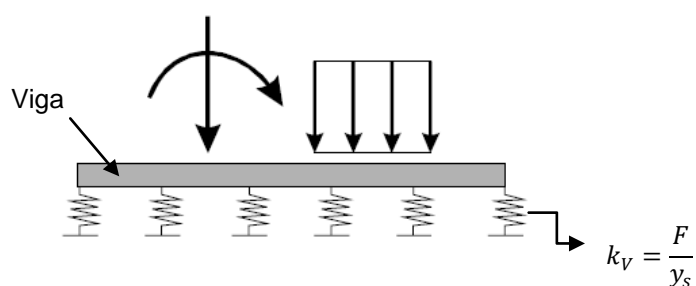


Fig. 3.3 - Modelo do meio discreto proposto por WINKLER em 1867 (SANTOS 2008)

Segundo o mesmo autor, este modelo pode ser adaptado às situações em que as fundações são estacas sujeitas a acções horizontais desde que, o comprimento das mesmas seja suficientemente grande comparativamente ao seu diâmetro para que seja analisada como uma viga apoiada num meio elástico, como se mostra na

Fig. 3.4. Neste caso, a rigidez da mola é expressa pelo coeficiente k_h .

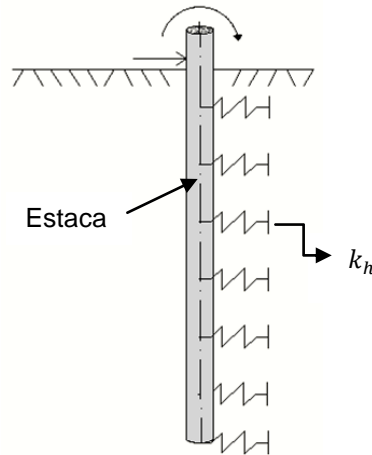


Fig. 3.4 - Modelo de WINKLER aplicado a estacas sob ações laterais (adaptado de LANGER 1984)

De acordo com Santos 2008, pode-se determinar uma outra grandeza, o módulo de reacção do solo, k , pela multiplicação entre o coeficiente de rigidez da mola e o diâmetro das estacas, D_e . Normalmente este coeficiente é negativo para simbolizar o sentido oposto da reacção do solo em relação ao sentido do deslocamento horizontal sofrido pela estaca. O coeficiente k é dado pela equação 3.5:

$$k = -\frac{F}{y_s} * D_e \quad (3.5)$$

A resposta lateral das estacas quando solicitadas por uma carga distribuída ao longo do seu fuste, q , e por um esforço transversal na sua cabeça, V_0 , pode ser determinada a partir da equação diferencial apresentada na equação 3.6, proposta por TIMOSHENKO 1951 para o elemento viga apoiada num meio elástico. A influência das cargas verticais geralmente é desprezada por não oferecer efeitos relevantes comparativamente com os resultantes das forças laterais no deslocamento horizontal das estacas.

$$\frac{d^2M}{dx^2} = p - q \quad (3.6)$$

O parâmetro M corresponde ao momento flector à profundidade x ao longo do eixo longitudinal da estaca (positiva no sentido descendente) e p à reacção do solo, que pode ser expressa pelo produto entre o módulo de reacção do solo, k , e o deslocamento da estaca, y . Esta equação resulta da análise das equações de equilíbrio estático num pequeno troço elementar do elemento viga, como se apresenta na Fig. 3.5.

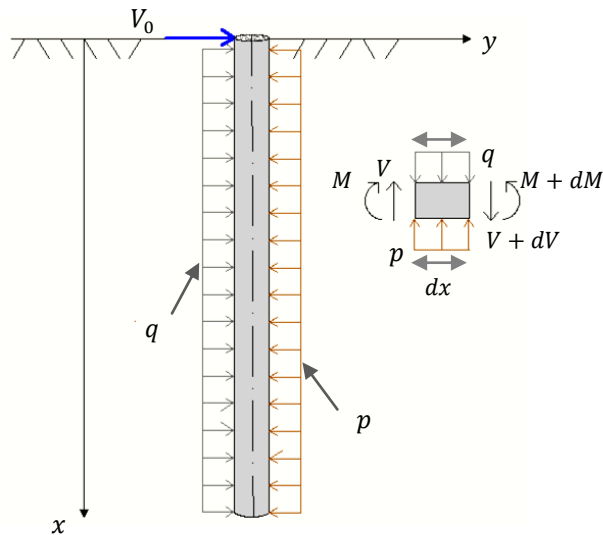


Fig. 3.5 - Análise de equilíbrio num troço elementar (adaptado de SANTOS 2008)

Admitindo válida a hipótese dos pequenos deslocamentos, expressa por:

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (3.7)$$

a equação diferencial que rege o comportamento da estaca pode ser descrita da seguinte forma:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = q \quad (3.8)$$

Para a situação em que $q = 0$, a equação 3.8 toma o seguinte aspecto:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0 \quad (3.9)$$

A solução geral desta equação diferencial pode ainda ser descrita segundo a forma:

$$y = e^{\lambda x} (C_1 \sin \lambda x + C_2 \cos \lambda x) + e^{\lambda x} (C_3 \sin \lambda x + C_4 \cos \lambda x) \quad (3.10)$$

com:

$$\lambda = \left(\frac{k}{4EI} \right)^{1/4} \quad (3.11)$$

em que as constantes C_1 , C_2 , C_3 e C_4 são constantes de integração, obtidas tendo em conta o carregamento e as condições de fronteira, e o parâmetro λ caracteriza a rigidez relativa solo-fundação.

A equação que descreve o comportamento das estacas é então uma equação diferencial de 4ª

ordem, cuja solução pode ser estabelecida por meio de métodos analíticos ou numéricos, podendo por vezes conduzir a soluções bastante complexas.

3.3.2.1. Soluções analíticas

As soluções resultantes por via analítica envolvem métodos de resolução muito trabalhosos, pelo que apenas são recomendáveis para os casos particulares em que se pode estabelecer algumas simplificações na equação diferencial. Estas simplificações só são possíveis conhecendo o comportamento estrutural das estacas quando sujeitas a acções horizontais. Considere-se, então, segundo SANTOS 2008, a classificação das estacas em três grupos distintos quanto ao seu comportamento: i) estacas flexíveis, ii) estacas rígidas e iii) estacas semi-flexíveis. Esta classificação relaciona a rigidez relativa estaca-solo, as condições de fronteira e o carregamento actuante na estaca.

O primeiro grupo referente às estacas com comportamento flexível, apresentam um comprimento longitudinal superior a l_c , como se pode observar na Fig. 3.6. O parâmetro l_c corresponde à profundidade crítica a partir da qual o comprimento da estaca deixa de ter influência significativa nos deslocamentos e nos esforços da estaca para profundidades superiores a l_c . Os parâmetros M_0 corresponde ao momento flector aplicado no topo da estaca e L_e ao comprimento da estaca de fundação.

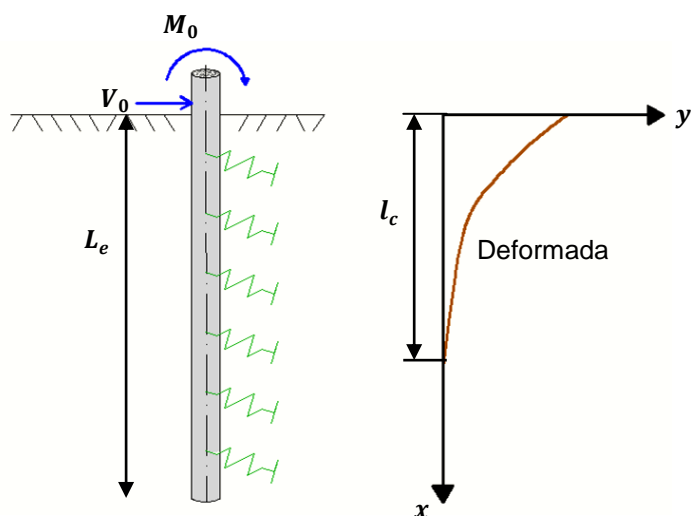


Fig. 3.6 - Comportamento flexível das estacas (adaptado de SANTOS 2008)

Nestas situações, as condições de fronteira na ponta da estaca podem ser desprezadas, tomando a equação diferencial a seguinte forma simplificada (equação 3.12):

$$y = \frac{2V_0\lambda}{k}(e^{\lambda x} \cos \lambda x) \quad (3.12)$$

O segundo grupo de estacas engloba as designadas estacas curtas com rigidez superior à do solo envolvente, apresentando um comportamento rígido. A deformação por flexão não é influenciável na resposta da estaca à acção lateral e a análise comportamental pode ser obtida

pelas equações de equilíbrio estático. Neste caso, a equação simplificada é dada por:

$$y = \frac{2V_0}{L_e k} \left(2 - 3 \frac{x}{L_e} \right) \quad (3.13)$$

Por último, o terceiro grupo engloba as estacas com comportamento semi-flexível e neste caso não são possíveis simplificações na resolução do problema.

A maioria das soluções analíticas foram estabelecidas considerando o solo com comportamento linear e homogéneo, para um módulo de reacção, k , constante em profundidade, para solos coesivos consolidados (argilas), ou linearmente crescente em profundidade, $k = n_h x$, para solos granulares (areias) e solos coesivos não consolidados. O parâmetro n_h é a taxa de variação do módulo de reacção do solo em profundidade. A título indicativo, pode citar-se as soluções de MICHE 1930 e HETENYI 1946, por ALONSO 1989, que resolveram a equação diferencial, desenvolvendo equações para o deslocamento, rotação, momento flector e esforço transversal, considerando k constante e $k = n_h x$ respectivamente. Na Fig. 3.7 representa-se a variação do módulo de reacção em função da profundidade para os tipos de solos referidos.

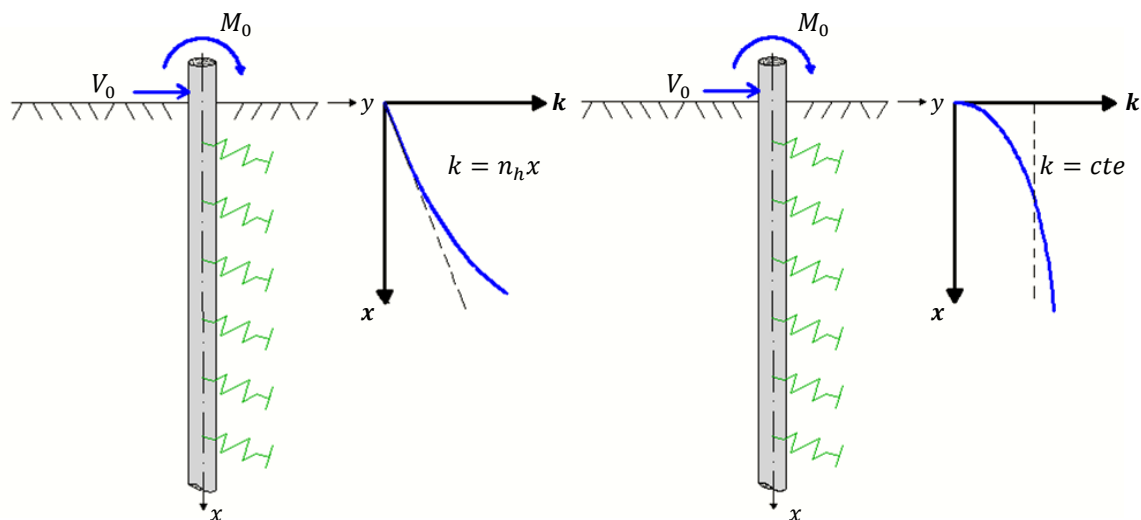


Fig. 3.7 – Evolução do módulo de reacção em profundidade (adaptado de Santos e CORREIA 1992)

SANTOS e CORREIA 1992 analisaram o comportamento das estacas de fundação sujeitas a diferentes tipos de carregamento no topo das estacas, para as situações em que o módulo de reacção permanece constante em profundidade e para os casos em que este cresce linearmente em profundidade, estabelecendo, assim, os limites de comportamento flexível, semi-flexível e rígido, para a qual as soluções analíticas anteriormente analisadas são válidas. Os resultados obtidos por estes autores, baseados nos esforços máximos e nos deslocamentos observados ao nível da cabeça da estaca para as diferentes situações, encontram-se resumidos na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Classificação comportamental das estacas segundo SANTOS e CORREIA 1992

Condições	Classificação das estacas quanto ao comportamento	
$k = \text{constante}$ $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$ (solos argilosos)	$\lambda L_e \leq 1,0$ $1,0 < \lambda L_e < 3,0$ $\lambda L_e \geq 3,0$	Rígida Semi-flexível Flexível
$k = n_h y$ $\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EI}}$ (solos arenosos e solos argilosos não consolidados)	$\eta L_e \leq 1,5$ $1,5 < \eta L_e < 4,0$ $\eta L_e \geq 4,0$	Rígida Semi-flexível Flexível
	em que: η é o coeficiente de rigidez relativa estaca-solo para k crescente linearmente em profundidade.	

Aplicável para os seguintes casos:

- Estaca com cabeça livre, solicitada por uma força horizontal concentrada no seu topo;
- Estaca com cabeça livre, solicitada por um momento concentrado aplicado no seu topo.

3.3.2.2. Soluções numéricas

Os métodos numéricos, pela sua eficácia e facilidade de utilização, apresentam a melhor solução não só na modelação numérica de estacas solicitadas lateralmente, mas em diversos problemas de modelação no ramo da Engenharia (adaptado de MENESES 2007). Dos métodos numéricos existentes, salienta-se o método dos elementos finitos por ser o mais utilizado em programas de modelação de estacas sujeitas a esforços transversais.

O método dos elementos finitos, de acordo com o mesmo autor, representa em geral uma melhor modelação do sistema estaca-solo, possibilitando aglomerar um conjunto de fenómenos intervenientes na resposta das estacas. Este método, baseado nos deslocamentos, inclui as seguintes operações:

- Discretização do domínio, ou seja, subdivisão do domínio em zonas, também conhecidos por elementos finitos, que se interligam entre si pelos nós localizados nas suas extremidades;
- Obtenção das funções de interpolação, que podem ser polinomiais, trigonométricas ou de outro tipo. Estas funções representam o campo dos deslocamentos no interior do elemento finito em função do comportamento dos seus nós;
- Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos através do teorema dos trabalhos virtuais ou pelo recurso do princípio da energia potencial mínima;

- iv) Montagem da matriz de rigidez global e do vector de solicitação global tendo em conta o contributo de cada um dos elementos finitos;
- v) Resolução do sistema de equações para as condições de fronteira, de forma a obter os deslocamentos em cada ponto nodal e as reacções de apoio nos respectivos nós em que as forças são aplicadas;
- vi) Por fim, determinação dos deslocamentos no interior de cada elemento finito e consequentemente das deformações e tensões, a partir das funções de interpolação.

De acordo com BRANCO e CORREIA 1990, o comportamento das estacas solicitadas horizontalmente pode ser analisado considerando a discretização da estaca em elementos finitos em meio de WINKLER. Neste tipo de modelação, a estaca é modelada com as suas propriedades físicas, designadamente: i) a área da secção transversal da estaca, A_e , ii) o módulo de elasticidade do material constituinte, E , e iii) o momento de inércia da secção transversal, I , em elementos interligados por pontos nodais. O solo é simulado por meio de molas com comportamento elástico colocadas em cada ponto nodal ao longo do comprimento da estaca. A Fig. 3.8 apresenta a modelação em elementos finitos do sistema estaca-solo.

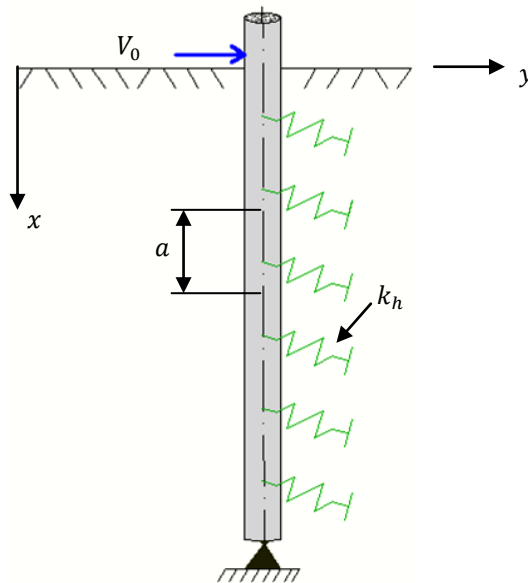


Fig. 3.8 - Modelação da estaca por elementos finitos

A rigidez das molas, segundo os mesmos autores, pode ser obtida segundo a expressão que se segue para a profundidade x (equação 3.14):

$$k_h = k * a * D_e \quad (3.6)$$

com:

$$k = n_h * \frac{x}{D_e} \quad (3.7)$$

em que a é o comprimento de influência da mola.

3.3.3. Determinação do módulo de reacção do solo

SANTOS 2008 refere que, a análise da resposta lateral das estacas de fundação, admitindo o meio elástico e linear pelo método do meio de WINKLER, apresenta a grande vantagem de depender de um único factor, o módulo de reacção do solo, k . A sua determinação, porém, é muito complexa por depender não só do terreno envolvente, mas também das características da própria estaca, do estado de tensão do solo, do tipo de construção e das oscilações de carregamento.

Na literatura existem diversas propostas para determinar o módulo de reacção do solo baseadas em ensaios de campo realizados sobre o próprio terreno de fundação, como por exemplo os ensaios SPT¹⁰, os ensaios CPT¹¹, ensaios pressiométricos e os ensaios de placa.

Os resultados pelos ensaios SPT resultam do número de pancadas, N , necessárias para penetrar um amostrador normalizado no solo cerca de 30 cm, após inicialmente se ter penetrado 15 cm. Este ensaio é talvez o mais utilizado na prática para o reconhecimento das condições do terreno por ser pouco dispendioso.

Os ensaios CPT, embora menos utilizados, são os mais adequados para um correcto conhecimento das características do terreno, para além de permitir avaliar a resistência de ponta da estaca, R_p , à penetração estática.

O módulo de reacção do solo por meio de ensaios de placa é obtido mediante ciclos de carga e descarga e possibilitam adquirir bons resultados para a resistência e para a deformabilidade do terreno.

Por último, os ensaios pressiométricos consistem na aplicação de uma sonda cilíndrica no interior de um furo realizado no solo à pressão que conduzirá à expansão da sonda causando uma compressão horizontal do solo na zona envolvente.

De acordo com TERZAGHI 1955, PIRES 2011 apresenta as seguintes propostas para o cálculo do módulo de reacção do solo em profundidade em solos arenosos (ver Tabela 3.3):

¹⁰ SPT - Standard Penetration Test.

¹¹ CPT - Cone Penetration Test.

Tabela 3.3 – Módulo de reacção do solo segundo TERZAGHI 1955 (adaptada de PIRES 2011)

Compacidade da areia $k = n_h y$	n_h (kNm ⁻³)	
	Areia seca ou húmida	Areia Submersa
Solta	2300	1300
Mediamente compacta	6800	4500
Compacta	18000	11000

Para solos argilosos, no qual estão compreendidas as argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas, POULOS e DAVIS 1980 apresentam as seguintes propostas, apresentadas por diversos autores, para a caracterização do módulo de reacção do solo (Tabela 3.4):

Tabela 3.4 - Valores propostos para solos argilosos

Condições do solo	Compacidade do solo	n_h (MNm ⁻³)
Argilas normalmente Consolidadas $k = n_h y$	Mole	0,16 -0,35 REESE e MATLOCK 1956
		0,27 – 0,54 DAVISSON e PRAKASH 1963
	Orgânica	0,11 – 0,27 PECK e DAVISSON 1962
		0,11 – 0,81 DAVISSON 1970
Argilas sobreconsolidadas $k = \text{constante}$	$k = 67 c_u$	DAVISSON 1970 em que: c_u corresponde à resistência de corte não drenada.

As propostas apresentadas para o parâmetro k , foram obtidas considerando o maciço de solos em meio de WINKLER, no entanto, como é do conhecimento, o solo é um meio contínuo, onde ocorrem deslocamentos em pontos distintos aos de aplicação da força. Em face do exposto, VESIC 1961, apresentou uma expressão para o cálculo do módulo de reacção do solo, pela comparação entre os resultados obtidos a partir do modelo de WINKLER e os resultantes do método do meio contínuo para uma viga infinita em meio elástico, homogéneo e contínuo, com o objectivo de relacionar o parâmetro k com os valores do módulo de deformabilidade do solo, E_s , e do coeficiente de Poisson, ν_s . O módulo de reacção do solo que melhor aproxima as soluções obtidas para as diferentes situações pode então ser expresso pela equação seguinte:

$$k = \left(\frac{0,65}{D_e}\right)^{12} \sqrt{\frac{E_s D_e^4}{EI}} * \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \quad (3.8)$$

Os valores de E_s e ν_s podem ser determinados por correlações tendo por base os resultados obtidos por ensaios geotécnicos ou mediante expressões aproximadas.

De acordo com SANTOS 2008, a aplicação desta expressão em estacas implica a consideração do solo na parte posterior da estaca. Para a resolução, considera-se um conjunto de molas colocadas à frente e atrás da estaca e, portanto, o valor do módulo de reacção do solo a considerar é aproximadamente duas vezes o valor obtido pela equação 3.16. Esta expressão geralmente é utilizada quando se trata de fundações sujeitas a esforços horizontais apoiadas em solos argilosos sobreconsolidados, para o qual o módulo de reacção do solo é considerado como constante ao longo da profundidade x .

3.3.4. Comportamento não linear do solo – Curvas “ $p - y$ ”

A determinação da resposta lateral das estacas em meio de WINKLER quer por via analítica ou numérica considera o solo com comportamento elástico e linear, ou seja, o módulo de reacção do solo não depende da pressão exercida nos pontos vizinhos. Porém, na realidade, o solo apresenta um comportamento não linear, apresentando tensões-deformações que podem ser irreversíveis para um estado elevado de tensões. Por essa razão, vários autores estudaram e incrementaram soluções ao modelo de WINKLER de forma a reajustar o modelo à situação real, já que, na realidade há diversas razões para o comportamento não linear do sistema estaca-solo como se passa a descrever, (adaptado de SANTOS 2008 e MENESES 2007):

- A própria não linearidade do comportamento do solo;
- O solo geralmente atinge o patamar de cedência para níveis de tensão baixos;
- Os efeitos resultantes do deslizamento do solo na interface estaca-solo devido à não compatibilidade de deslocamentos entre o solo e a estaca;
- O comportamento não linear da estaca de fundação em consequência da plastificação e fendilhação do material constituinte;
- A separação que pode ocorrer devido ao tipo de solicitação a que está sujeita a estaca.

De facto, o solo pode apresentar um comportamento plástico em virtude do aparecimento de deformações irreversíveis, mesmo quando já não está sujeito a carregamento. Estas deformações surgem após a cedência do material, pelo que, importa conhecer a capacidade máxima para o qual surge a formação de fissuras.

McCLELLAND e FOCHT 1958 estabeleceram as primeiras curvas “ $p - y$ ” para modelar o comportamento não linear do solo. Estas curvas traduzem a variação em profundidade da força de reacção do solo em função da deflexão sofrida pelo elemento estaca e são determinadas para um número finito de pontos ao longo da mesma, até à distância em que o seu comprimento deixa de ter influência no deslocamento.

Na Fig. 3.9 (a) representa-se uma família de curvas “ $p - y$ ” ao longo da profundidade. A Fig. 3.9 (b) representa a curva típica (curva “ $p - y$ ”) a um determinado nível de profundidade. Da sua análise, observam-se três patamares diferentes de comportamento do solo. O primeiro corresponde à zona desde a origem ao ponto A , o segundo definido pelos pontos A e B e por fim o terceiro patamar após o ponto B .

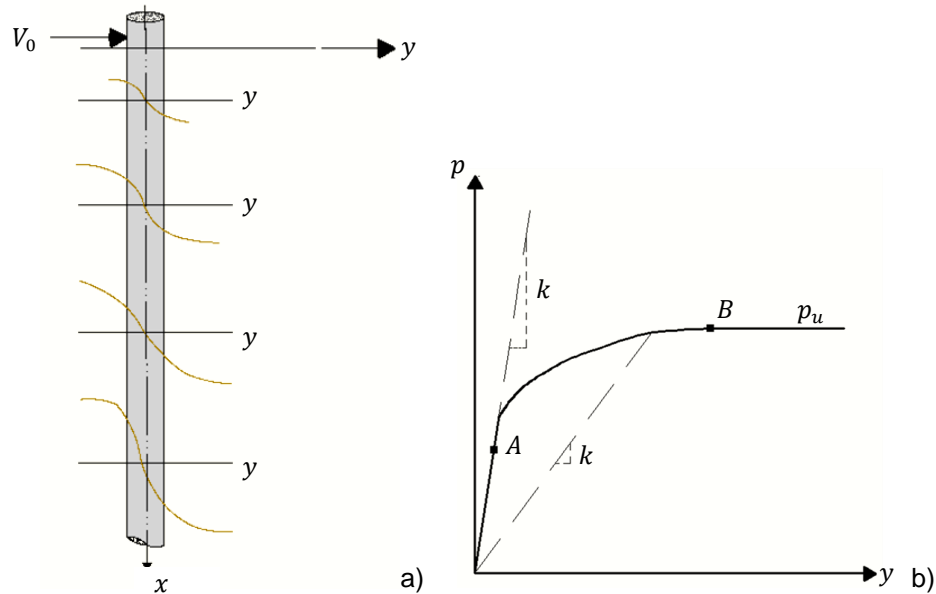


Fig. 3.9 - a) Conjunto de curvas “ $p - y$ ” ao longo da profundidade, considerando a deformabilidade do solo e b) Curva típica da reacção do solo em função do deslocamento da estaca (adaptado de POULOS e DAVIS 1940)

O primeiro patamar corresponde ao regime elástico, em que a resistência do solo à deformabilidade cresce linearmente em profundidade e corresponde ao domínio das pequenas deformações. O módulo de reacção do solo não é influenciado pelo deslocamento da estaca e pode ser definido como sendo o módulo de reacção tangente à curva “ $p - y$ ” no troço linear.

No segundo patamar, o solo comporta-se como plástico-linear. Há um crescimento contínuo da resistência do solo, mas com uma taxa de incremento decrescente. O módulo de reacção do solo é obtido pelo declive da recta secante que parte da origem até a um ponto de intersecção com a recta fora do patamar linear.

Por último, o terceiro patamar corresponde ao regime plástico devido à plastificação do solo na proximidade do topo da estaca e equivale ao domínio das grandes deformações. O módulo de reacção do solo depende do deslocamento da estaca e é limitada pela sua resistência máxima admissível, p_u .

Segundo KHOURI 2001, vários foram os métodos desenvolvidos ao longo das últimas décadas para o traçado de curvas “ $p - y$ ”, baseados fundamentalmente nos parâmetros de resistência do solo. Para solos não coesivos, ou seja, solos arenosos, os parâmetros de resistência a

considerar são obtidos sob condições drenadas do solo e estão compreendidos o peso volúmico, γ_s , o ângulo de atrito interno, ϕ' , e a taxa de variação do módulo de reacção do solo em profundidade, n_h . No caso de solos puramente coesivos, ou seja, solos argilosos, os parâmetros a contabilizar no traçado das curvas “ $p - y$ ” são nomeadamente: peso volúmico, γ_s , a resistência ao corte não drenado, S_u , e a deformação correspondente a 50% entre as tensões principais máximas de rotura, ε_{50} .

Autores como MATLOCK 1970, REESE e WELCH 1975, REESE *et al.* 1974, REESE *et al.* 1975, SULLIVAN 1977 e ROLLINS *et al.* 2005 apresentaram metodologias para estimar o traçado destas curvas para uma variedade de tipos de solos e de condições de carregamento (estático, dinâmico ou cíclico). A título exemplificativo, citam-se as curvas “ $p - y$ ” determinadas por REESE *et al.* 1974 para estacas submersas em solo arenoso, válidas para carregamentos estáticos e cíclicos. Para o seu traçado, determinaram-se os valores do ϕ' , γ' (peso volúmico submerso) e da n_h que melhor se ajustavam ao solo em estudo, bem como a resistência última do solo, p_u , para a profundidade pretendida. MATLOCK 1970 estabeleceu o traçado de curvas “ $p - y$ ” para argilas moles, também válidas para carregamentos estáticos e cíclicos. Neste caso, os parâmetros a determinar foram nomeadamente: γ' , S_u , ε_{50} com base em ensaios triaxiais e p_u . Nas figuras Fig. 3.10 e Fig. 3.11 podem-se observar as curvas sugeridas por ambos os autores, adaptadas de PRAKASH e SHARMA 1990.

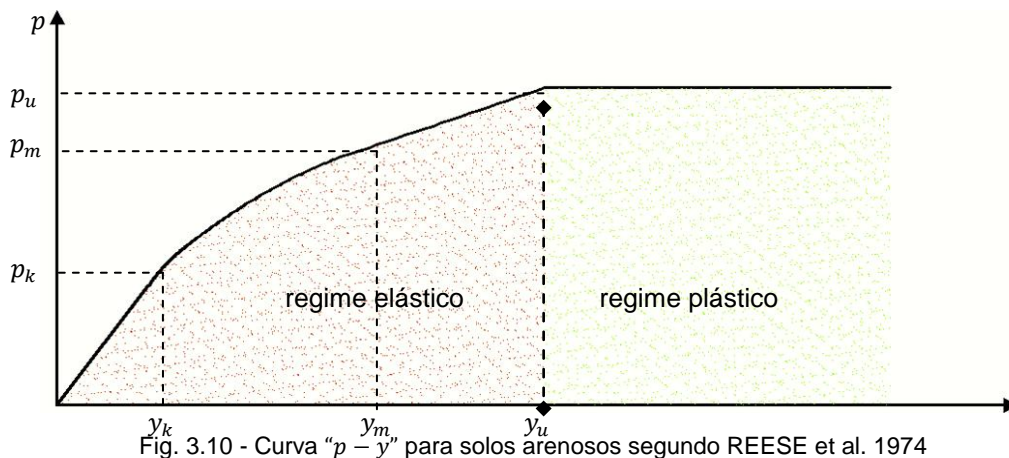


Fig. 3.10 - Curva “ $p - y$ ” para solos arenosos segundo REESE et al. 1974

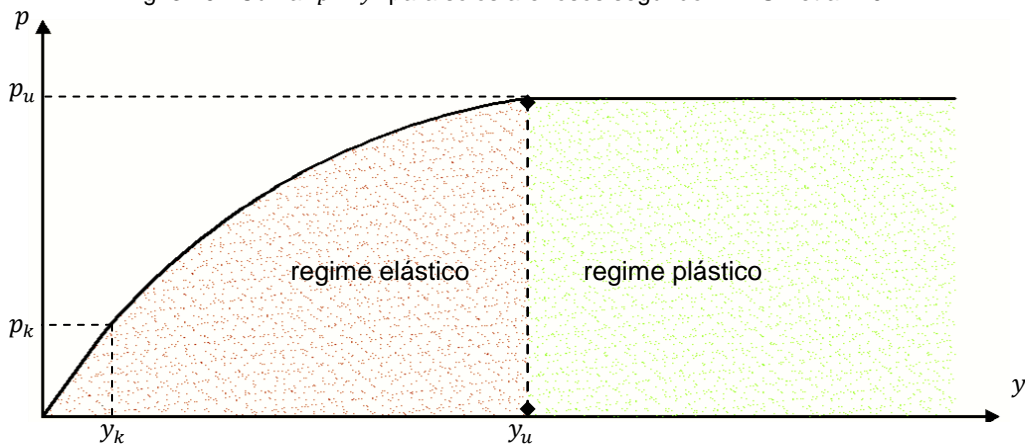


Fig. 3.11 - Curva “ $p - y$ ” para solos argilosos moles segundo MATLOCK 1970

A caracterização da resistência última do solo, p_u , para um deslocamento, y_u , da estaca permite estabelecer o limite do regime do comportamento elástico do solo. As expressões que permitem avaliar este parâmetro encontram-se resumidas na Tabela 3.5, adaptado de PRAKASH e SHARMA 1990.

Tabela 3.5 - Determinação da resistência última para solos arenosos e argilosos

Tipo de solo	Resistência última do solo, p_u
<p style="text-align: center;">Areia (REESE <i>et. al</i> 1974)</p>	$p_u = \gamma * x \left[\frac{K_0 x \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha_i} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D_e + x + \tan \beta \tan \alpha_i) + \right. \\ \left. + K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha_i) - K_0 D_e \right] \quad (3.17)$ <p>em que: K_0 é o coeficiente de impulso em repouso, que para areias toma o valor de 0,4; α_i e β são os ângulos que definem a geometria da cunha, obtidos pelas seguintes equações:</p> $\alpha_i = \phi/2 \quad \text{e} \quad \beta = 45^\circ + \phi/2 \quad (3.18)$
<p style="text-align: center;">Argilas moles (MATLOCK 1970)</p>	$p_u = N_c * c_u * D_e \quad (3.19)$ <p>O parâmetro N_c é obtido pela seguinte equação:</p> $N_c = \min \left\{ 3 + \frac{\gamma' x}{c_u} + \frac{0,5x}{D_e}; 9 \right\} \quad (3.20)$

A aplicação da curva “ $p - y$ ” a cada mola aplicada ao longo do fuste da estaca apresenta uma simulação perfeitamente adequada da não linearidade do solo. A resolução da equação diferencial de 4ª ordem (equação 3.9), que descreve a resposta lateral de estacas isoladas sujeitas a cargas laterais, considerando a interação solo-estaca, pode ser assim determinada por via analítica ou numérica em conformidade com o referido para estacas em meio elástico.

Em jeito de conclusão, pode-se dizer que para os casos correntes, o modelo de WINKLER com comportamento elástico e linear geralmente é suficiente para efeitos de dimensionamento estrutural de estacas de fundação, considerando-se apenas o comportamento não linear do solo para os casos em que este seja um factor condicionante no dimensionamento estrutural, devido a danos consideráveis que possam ser induzidos na superestrutura (adaptado de SANTOS 2008).

3.3.5. Resposta lateral de estacas em grupo

Diversos autores estudaram o comportamento de estacas em grupo, de forma a compreender e analisar os efeitos que influenciam a resposta lateral das mesmas. Desses estudos, constatou-se que estacas inseridas em grupo solicitadas por uma mesma carga sofrem deslocamentos superiores em relação a uma estaca isolada. Muito se deve ao efeito do espaçamento entre estacas, em que são observáveis os efeitos de interação entre elas e o solo envolvente, os denominados efeitos de grupo, efeitos de sombra ou efeitos de interação estaca-solo-estaca e à compacidade do terreno quando inseridas em solos não coesivos, ou seja, em solos arenosos, adaptado de ROLLINS *et al.* 2005.

Para espaçamentos entre $3D_e$ a $5D_e$, PINTO 2000 considera que as estacas apresentam comportamento de grupo, onde são observáveis os efeitos de interação. BRANCO e CORREIA 1990 admitem a existência de efeitos de grupo entre estacas para afastamentos compreendidos entre $2,5D_e$ a $7D_e$. Para níveis de espaçamentos superiores aos considerados pelos autores, o efeito de interação é menos significativo e as estacas comportam-se como isoladas.

De acordo com ROLLINS *et al.* 2005 a resistência de grupo não pode ser avaliada como a simples multiplicação da resistência lateral de uma estaca pelo número total de estacas que constituem o grupo. A eficiência do grupo face à carga horizontal aplicada no topo de cada uma das estacas é comprometida pelo efeito de interação estaca-solo-estaca e por sua vez, a plastificação do solo envolvente numa determinada estaca é influenciada pela plastificação do solo no restante grupo.

A eficiência relativa, η_e , à resistência lateral de um conjunto de estacas com um determinado espaçamento entre elas pode então, ser dada pela seguinte expressão:

$$\eta_e = \frac{Q_{ge}}{n_L * n_c * Q_e} \quad (3.9)$$

sendo:

Q_{ge} – Resposta lateral do grupo de estacas;

Q_e – Resposta lateral de uma estaca inserida num grupo de estacas;

n_L – Número de linhas do grupo de estacas;

n_c – Número de colunas do grupo de estacas.

Segundo MENESES 2007, entende-se por linhas de grupo como sendo as linhas de estacas que se desenvolvem na direcção perpendicular ao carregamento, em que a linha próxima do sentido do carregamento designa-se por linha traseira ou de trás e a linha mais afastada de

linha dianteira ou da frente. A Fig. 3.12 ilustra a classificação das linhas de um grupo de estacas em função da direcção do carregamento.

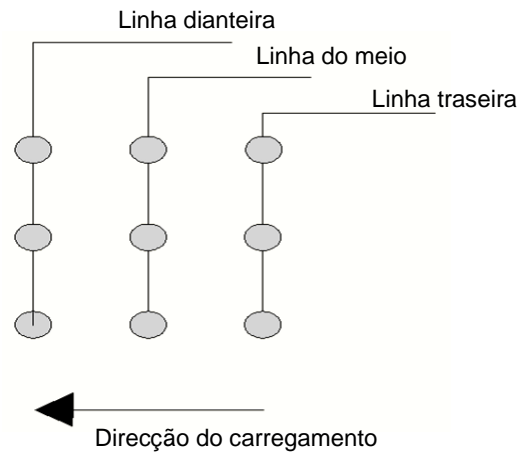


Fig. 3.12 - Classificação das linhas num grupo de $n_L * n_c$ estacas em função da direcção do carregamento, (adaptado de MENESES 2007)

Nos últimos anos, vários autores apresentaram ensaios de carga de grupos $n_L * n_c$ estacas com o objectivo de avaliar a validade da modelação através de programas numéricos. Citam-se os estudos de ROLLINS *et al.* 2005 a um grupo 3x3 estacas cravadas com um afastamento entre eixos de $3,3D_e$, a fim de comparar a curva que relaciona a carga aplicada com o deslocamento sofrido, com as estabelecidas pelos autores REESE *et al.* 1996 e ASHOUR *et al.* 2002 através de programas de modelação. Na Fig. 3.13 apresentam-se as curvas carga-deslocamento determinadas pelos autores referidos, observando-se bastante concordância entre elas, o que pressupõe que a modelação de estacas sob cargas laterais através de programas numéricos conduz em geral, a uma modelação bastante realista e de grande utilidade para projectos de Engenharia.

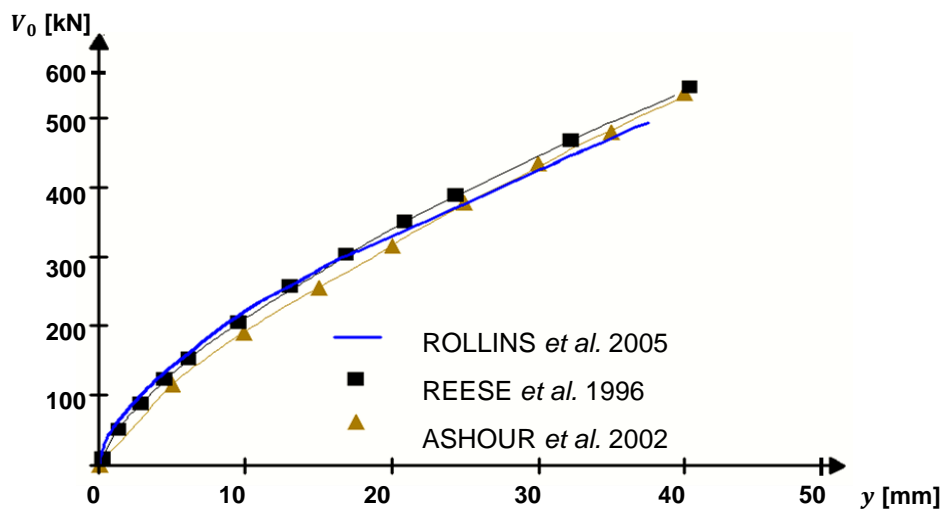


Fig. 3.13 - Comparação da curva carga-deslocamento do grupo de estacas obtida por ROLLINS *et al.* 2005 com as determinadas pelos autores REESE *et al.* 1996 e ASHOUR *et al.* 2002, com recursos a programas numéricos, (adaptado de ROLLINS *et al.* 2005)

Além desta observação, ROLLINS *et al.* 2005 também verificou que: i) as estacas da linha da frente experimentam maiores cargas relativamente às restantes linhas, devido ao efeito de grupo originado pela sobreposição das zonas de rotura; ii) o carregamento suportado pela linha intermédia é menor que o suportado pela linha traseira e iii) que para cada linha do grupo, as estacas da esquerda e da direita suportam, para um mesmo deslocamento, carregamentos superiores à estaca do meio. Estas observações permitiram concluir que, a carga suportada por uma estaca em grupo não depende apenas da linha de carregamento que ocupa mas também da sua posição na própria linha.

Na Fig. 3.14 apresenta-se a modelação de um grupo de 3x3 estacas pelo método dos elementos finitos, onde é visível o efeito de sombra na estaca central e a concentração de tensões na proximidade das estacas periféricas. Este fenómeno, efeito de sombra, pode ser justificado pela máxima interacção com as estacas que lhe são adjacentes.

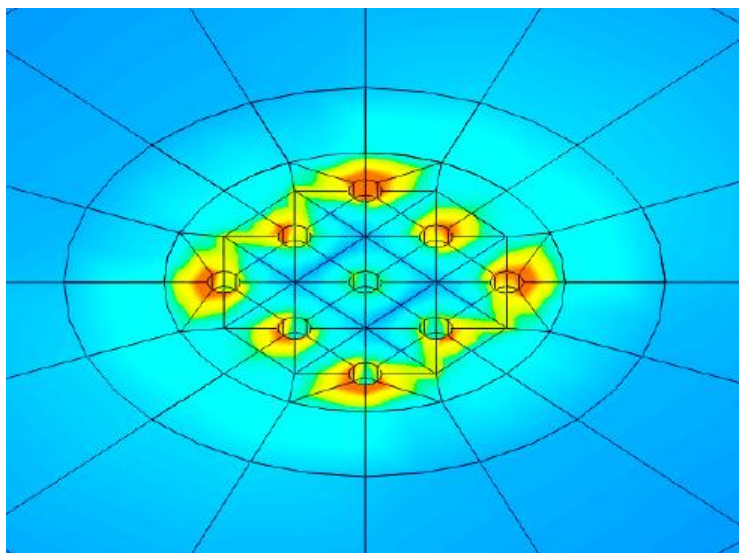


Fig. 3.14 - Modelação em 3-D pelo método dos elementos finitos um grupo de 3x3 estacas em que se observa o efeito de interacção estaca-solo-estaca (Santos 2008)

Para estacas inseridas em solos arenosos é de se esperar uma maior interacção solo-estaca-solo do que para estacas inseridas em solos argilosos devido ao ângulo de atrito, θ , das areias ser superior ao das argilas.

De acordo com BROWN *et al.* 1988, PINTO 2000 refere que a interacção do grupo pode ser representada pela aplicação de multiplicadores $-p$, como factor de redução da reacção do solo às curvas " $p-y$ " de uma estaca isolada. Esta constante de redução em geral apresenta uma boa aproximação do efeito de grupo, pelo que tem sido utilizado em vários estudos de análise do comportamento de estacas em grupo. A

Fig. 3.15 mostra a curva " $p-y$ " de uma estaca em grupo resultante da aplicação do factor de redução, multiplicador $-p$, à curva de uma estaca isolada.

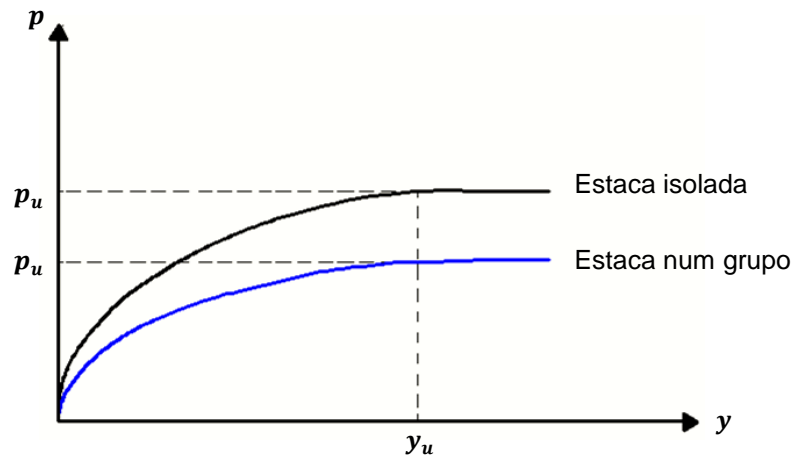


Fig. 3.15 - Representação das curvas “ $p - y$ ” a uma estaca num grupo pela aplicação de multiplicadores – p à curva de uma estaca isolada (adaptado de PINTO 2000)

Desta forma, a resposta lateral que descreve o comportamento de estacas em grupo pode ser determinada pela modelação em elementos finitos à semelhança das estacas isoladas, simulando o solo por meio de molas colocadas em intervalos regulares ao longo do fuste das estacas, considerando o efeito de grupo no sentido da actuação do carregamento às estacas dispostas em linhas subjacentes à linha traseira. Para isso, são adoptados os referidos multiplicadores – p às curvas “ $p - y$ ”. A Fig. 3.16 esquematiza a metodologia referida pelo autor BROWN *et al.* 1988 para a consideração dos efeitos de interacção estaca-solo-estaca.

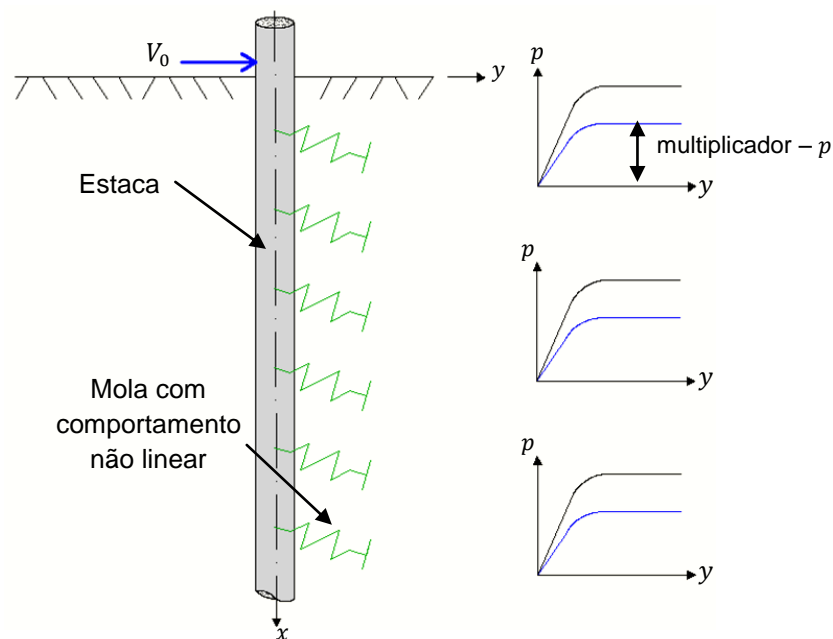


Fig. 3.16 - Modelação de uma estaca a trabalhar em grupo em meio não linear considerando a interacção de grupo pela aplicação de multiplicadores – p às curvas “ $p - y$ ” de uma estaca isolada (MENESES 2007)

A rigidez da mola pode ser obtida pela mesma equação referida em estacas isoladas (equação 3.14) desde que, o efeito de grupo possa ser contabilizado na redução do módulo de reacção

do solo à profundidade x . A Tabela 3.6 apresenta os factores de redução a aplicar ao módulo de reacção do solo, de acordo com BRANCO e CORREIA 1990.

Tabela 3.6 - Coeficiente de redução do módulo de reacção do solo para consideração do efeito de grupo

Espaçamento entre estacas (s)	Factor de redução do módulo de reacção do solo ($z * k$)
$8D_e$	$1,0 * k$
$6D_e$	$0,7 * k$
$4D_e$	$0,4 * k$
$3D_e$	$0,25 * k$

4. Caso de estudo: Ponte da Longra sobre o rio Ceira – Coimbra

4.1. Nota Introdutória

Este capítulo está organizado em três subcapítulos: o primeiro direccionada para a descrição da instalação experimental e de todo o procedimento adoptado na realização do ensaio; o segundo orientado para a apresentação e análise do resultado obtido para a profundidade máxima da cavidade de erosão junto do encontro da ponte; o terceiro direccionado para a caracterização do comportamento das estacas de fundação da ponte da Longra face às cavidades de erosão verificadas experimentalmente.

Neste contexto, no primeiro subcapítulo procedeu-se à descrição morfológica do canal de hidráulica, do seu modo de funcionamento, dos equipamentos de medição utilizados, do material granular do fundo do leito, do modelo físico e secção transversal a modelar e das técnicas e procedimentos experimentais realizados.

Tendo presente que o objectivo deste estudo experimental, no âmbito das erosões localizadas, se foca num caso real de um encontro de ponte, procedeu-se à descrição de todos os elementos estruturais da ponte da Longra, bem como ao conhecimento das condições de escoamento na secção de atravessamento da ponte.

Foi realizado um ensaio experimental em que as condições hidráulicas (altura do escoamento de aproximação, caudal e velocidade média) foram estabelecidas mediante reprodução à escala dos parâmetros reais, a fim de avaliar a profundidade máxima da cavidade de erosão desenvolvida junto do encontro da ponte.

No segundo subcapítulo, analisa-se e discute-se o resultado obtido experimentalmente para a profundidade máxima da cavidade de erosão, comparando-o com os resultados compilados nas metodologias contidas na literatura e descritas no capítulo 2.

No último subcapítulo, analisa-se a influência da cavidade de erosão verificada experimentalmente na segurança estrutural das fundações da ponte em estudo, recorrendo à modelação numérica no programa TRICALC.

4.2. Descrição do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial e do equipamento de medição

O canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial, representado na Fig. 4.1, construído em 1999/2000 no laboratório de Hidráulica da Universidade da Beira Interior, destina-se à realização de

estudos em escoamentos com superfície livre, com ou sem fundo fixo. A sua estrutura é essencialmente de betão, apresenta uma largura de 4 m e um comprimento de 28 m. Ao longo do comprimento útil do canal, a parede lateral direita é constituída por 10 painéis de vidro, possibilitando a visualização do escoamento a partir do exterior. Apresenta ainda a possibilidade de aplicar um declive ao fundo móvel na fase de instalação experimental e de um sistema de recirculação do material sólido (adaptado de FAEL 2007).

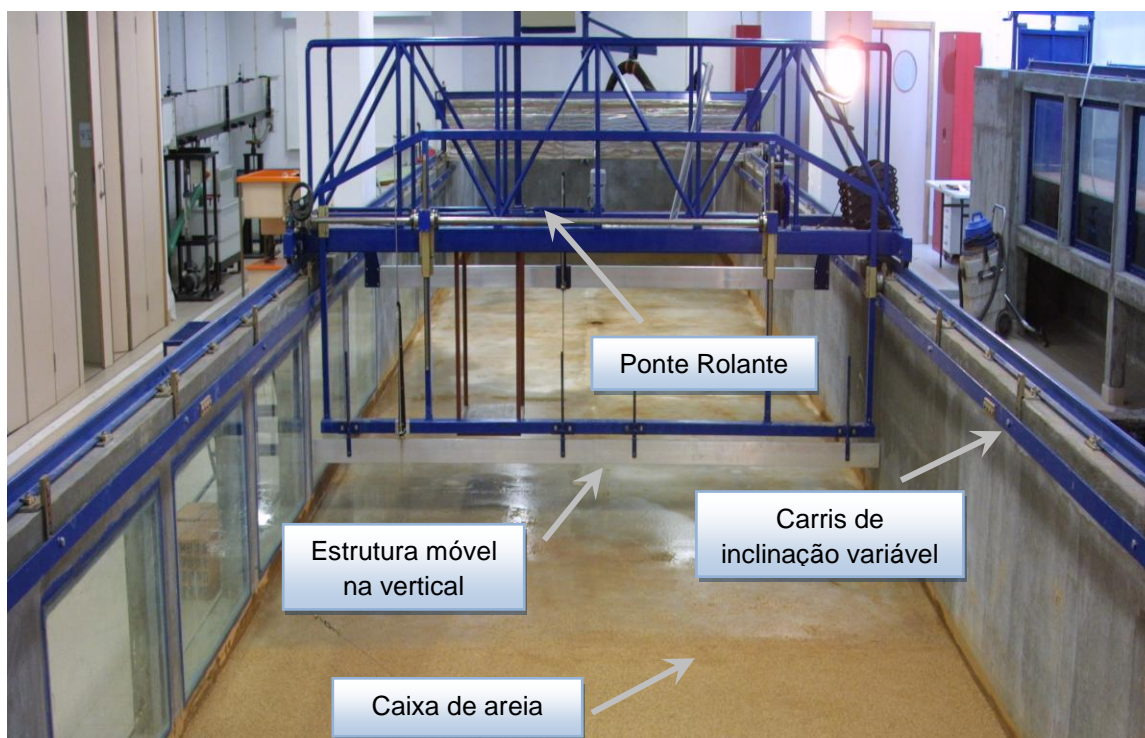


Fig. 4.1 - Vista global do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial da UBI (FAEL 2007)

Na Fig. 4.2 representa-se um desenho esquemático do canal com os respectivos elementos que o constituem, que são nomeadamente: i) tanque de abastecimento [1], ii) canal propriamente dito [2], iii) caixa paralelepipedica de areia [3], iv) parede amovível do canal [4], v) circuitos de alimentação [5] e [6], vi) circuito de enchimento do fundo [7] e vii) medidores de caudal electromagnético [8]. A descrição de cada elemento do canal é feita com base na descrição detalhada dos mesmos em FAEL 2007.

O tanque de abastecimento de forma paralelepipedica apresenta um comprimento de 10,0 m por 4,5 m de largura, com uma altura de 2,4 m e uma capacidade útil de 100 m³.

A caixa paralelepipedica de areia [3] localiza-se aproximadamente a 13,9 m da entrada do canal, ao longo de toda a sua largura, com um comprimento de 3,0 m e uma profundidade de 0,6 m. É nesta caixa que são colocados os modelos físicos, permitindo o desenvolvimento das cavidades de erosão.

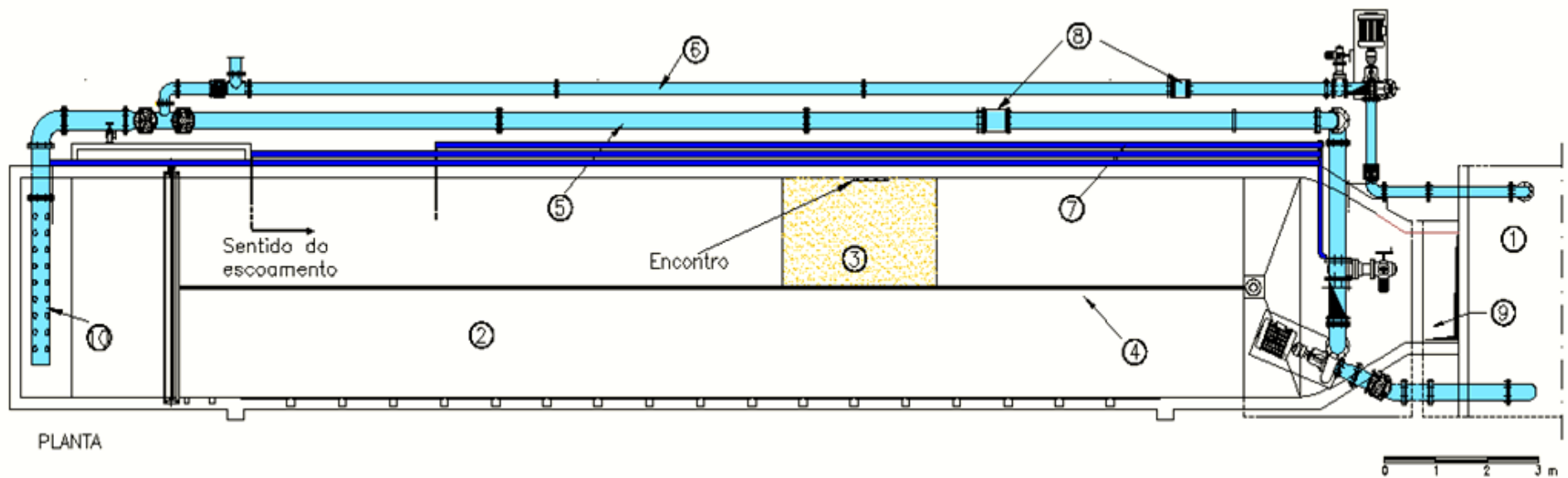


Fig. 4.2 - Vista em planta do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial (adaptado de FAEL 2007)

Legenda:

- [1] Tanque de abastecimento
- [2] Canal
- [3] Caixa paralelepípedica
- [4] Parede amovível em inóx
- [5] Circuito de alimentação

- [6] Circuito de alimentação
- [7] Circuito de enchimento do fundo
- [8] Debitómetros electromagnéticos
- [9] Comporta pendural
- [10] Tubo difusor

Para este ensaio experimental, o canal foi reduzido a metade da largura por meio de uma parede amovível constituída por chapas metálicas de aço inox fixadas com prumos metálicos, como pode ser observado na Fig. 4.3 Os ensaios foram realizados no lado esquerdo do canal.

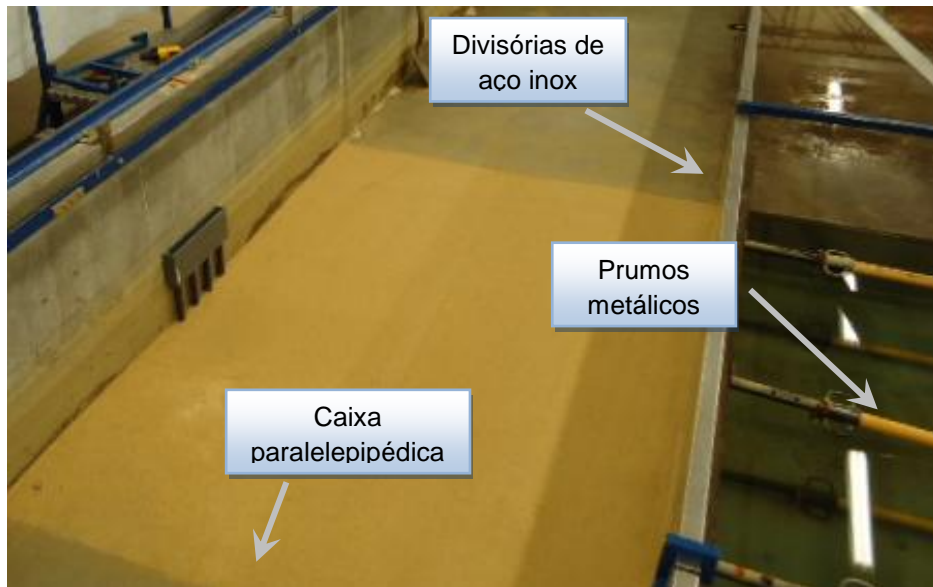


Fig. 4.3 - Trecho do canal de hidráulica.

A montante do canal existe uma rampa de inclinação (Fig. 4.4) de aproximadamente 14° , com a função de acelerar o movimento do escoamento num troço de curta distância para que este chegue ao canal o mais uniforme possível. A presença dos tijolos a jusante da secção complementa a função da rampa de aceleração e contribui para a uniformização do escoamento.

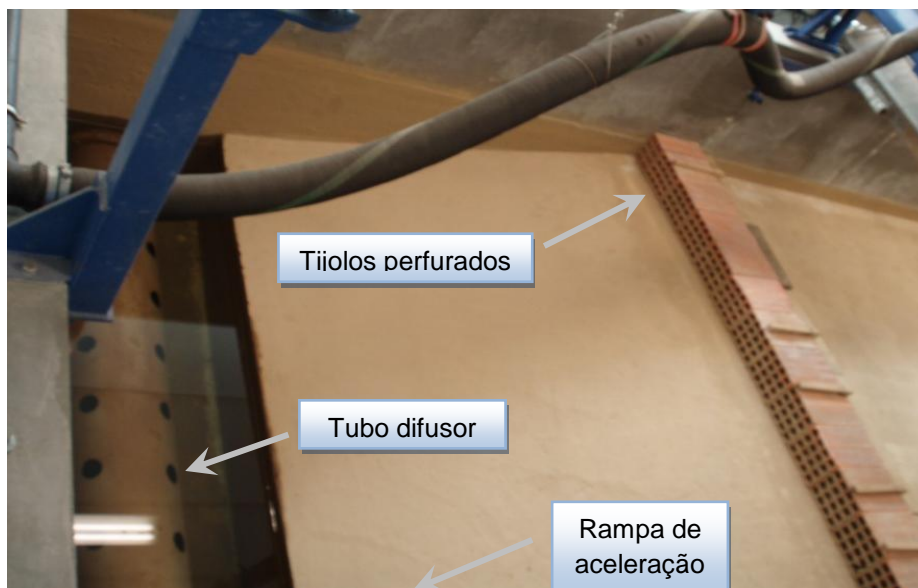


Fig. 4.4 - Entrada do canal visto a montante.

No trecho final do canal é visível uma comporta pendular, com cerca de 2,0 m de largura, que tem como objectivo regular os níveis de água no canal. Esta é accionada manualmente com o auxílio de um guincho com cabo e roldanas [9], subindo ou descendo conforme o nível de água que se pretende, e pode ser identificada na figura pormenorizada que se segue (Fig. 4.5).

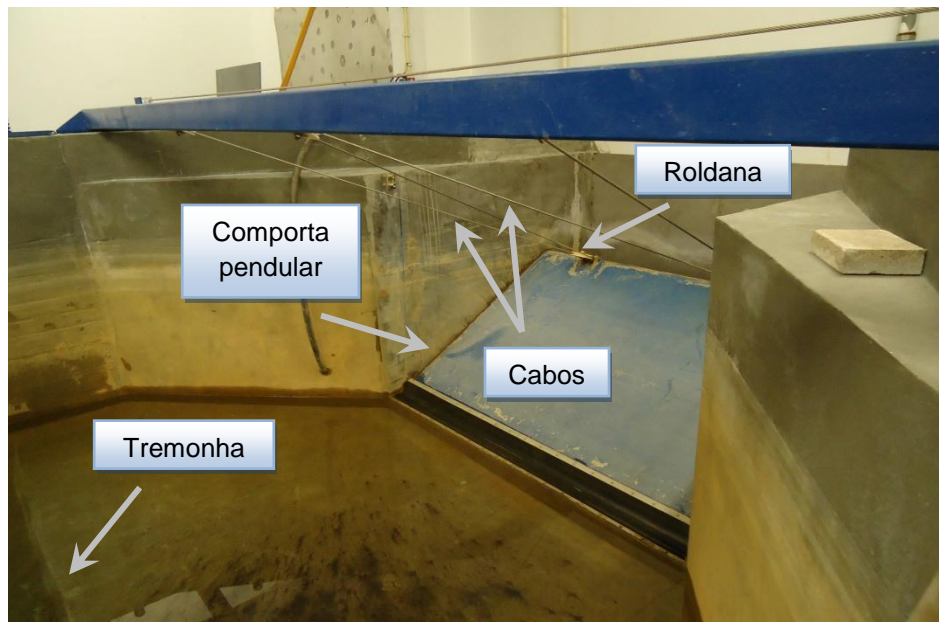


Fig. 4.5 - Secção final do canal vista de montante.

Os circuitos hidráulicos de alimentação [5] e [6] têm capacidades de bombear caudais que variam entre 0 a 180 ls^{-1} e 0 a 90 ls^{-1} , respectivamente. Ambos os circuitos são construídos por órgãos hidromecânicos (debitómetro electromagnético e válvulas de seccionamento e de retenção), por uma conduta de ferro fundido dúctil, apresentando um diâmetro de 300 mm a conduta do circuito [5] e 200 mm a do circuito [6], e por um grupo electrobomba de velocidade variável. Estes circuitos permitem elevar a água desde o tanque de abastecimento [1] até ao tubo difusor instalado à entrada do canal [10].

O circuito [7] possibilita o enchimento do canal, através do seu fundo, por meio de três orifícios ligados a uma conduta de ferro fundido dúctil com 60 mm de diâmetro e um grupo electrobomba submersível. O enchimento é realizado de forma lenta e uniforme com um caudal total de 5 ls^{-1} até ao completo preenchimento de vazios do material sólido. Este enchimento adicional do fundo evita a ocorrência de fenómenos de erosão não controláveis no início dos ensaios, que surgiriam caso o enchimento do canal fosse feito apenas com os circuitos [5] e [6].

A medição do caudal é feita por debitómetros electromagnéticos [8] instalados nas condutas de alimentação dos circuitos [5] e [6], que por sua vez informam o autómato sobre o seu valor. Este autómato existente no painel de controlo, onde o caudal de ensaio pretendido é introduzido, é constituído por um PLC (controlador lógico programável) que permite controlar todo o processo por meio de dispositivos de aquisição e saída de informação.

O nível da superfície livre de escoamento e a profundidade máxima da cavidade de erosão são medidos por hidrómetros de ponta direita, em que um deles está afixado à ponte rolante e permite medir o nível da superfície livre (ver Fig. 4.6 a)) e o outro encontra-se instalado numa barra metálica que se desloca em dois patins ao longo do carris e permite medir a profundidade da cavidade de erosão (ver Fig. 4.6 b))

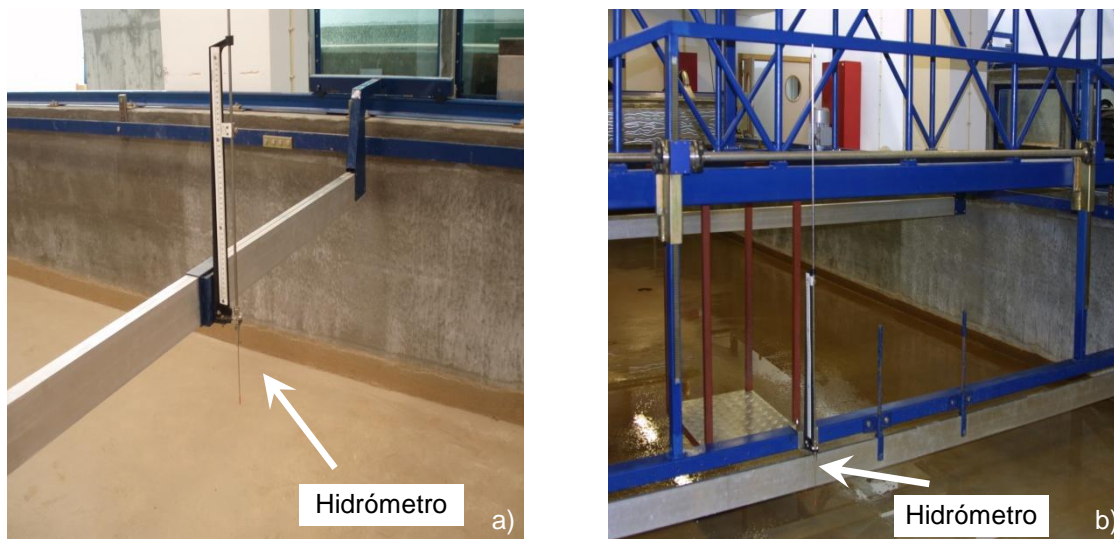


Fig. 4.6 - Hidrómetros de ponta direita: a) instalado na barra de alumínio e b) instalado na ponte rolante.

4.3. Material granular do fundo

O material granular do fundo, utilizado na realização do ensaio experimental, encontrava-se disponível no laboratório, e a sua caracterização encontra-se descrita em FONSECA 2011. Este autor efectuou diversos ensaios, de modo a avaliar os principais parâmetros físicos e mecânicos, que são nomeadamente: o diâmetro mediano das partículas do fundo, D_{50} , o coeficiente de graduação, σ_D , e o ângulo de repouso, que tratando-se de areia seca é igual ao ângulo de atrito, ϕ .

A curva granulométrica do material do fundo foi obtida de acordo com o procedimento E245 (1971), do laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), apresentando-se na Fig. 4.7 com escala logarítmica no eixo das abcissas. O traçado da curva foi estabelecido com base na percentagem acumulada de areia que passa pelos peneiros e das massas acumuladas, conforme apresentado na Tabela 4.1.

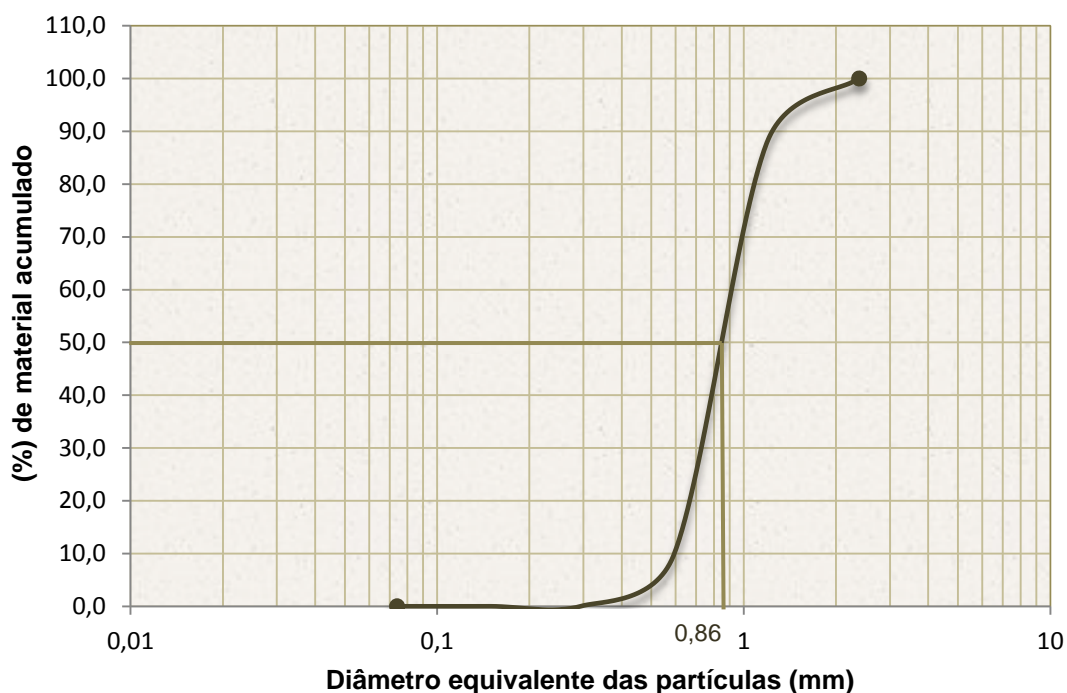


Fig. 4.7 - Curva granulométrica do material granular do fundo (adaptado de FONSECA 2011)

Tabela 4.1- Percentagem de material granular que passa pelos peneiros (adaptado de FONSECA 2011)

Peneiro (mm)	Porção de material que passa pelo peneiro (%)	Massa acumulada (g)
2,38	100,0	0,0
1,19	87,9	24,2
0,59	9,6	180,2
0,297	0,1	199,2
0,149	0,0	199,3
0,074	0,0	199,3

Da análise gráfica da curva observou-se que o diâmetro médio das partículas toma um valor de aproximadamente 0,86 mm, verificando-se a condição $D_{50} > 0,6$ mm referida em CARDOSO 1998, para a qual não ocorre a formação de rugas no fundo do canal. O valor do coeficiente de graduação foi determinado pela equação 4.1, apresentando um valor de 1,3.

$$\sigma_D = 1/2 \left(\frac{D_{84,1}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{15,9}} \right) \quad (4.1)$$

O valor obtido para σ_D verifica a condição $\sigma_D < 1,5$ a $2,0$, pelo que o material utilizado é considerado de granulometria uniforme. De acordo com CHIEW 1984 e BAKER 1986 o desenvolvimento da cavidade de erosão não é influenciado pelo fenómeno de encouraçamento já que $\sigma_D < 2,0$, como se pôde confirmar no decorrer do ensaio.

A massa volúmica da areia, ρ_s , apresenta um valor de 2650 kgm^{-3} e foi obtida por meio de um picnómetro AccuPyc[™] 1330 de hélio. O valor de ρ_s pode ser expresso em termos de densidade aparente submersa, $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$, tomando um valor de $\Delta = 1,65$. Em que ρ , corresponde ao valor da massa volúmica da água.

Com base na caracterização granulométrica do material, o mesmo autor determinou a velocidade de início do movimento das partículas, U_c , apresentando um valor de $0,33 \text{ ms}^{-1}$. Este resultado provém da média dos valores fornecidos pelas equações de NEIL 1967 e GARDE 1970.

A fórmula de NEIL 1967 é dada por:

$$\frac{U_c^2}{\Delta g D_{50}} = 2,5 \left(\frac{h}{D_{50}} \right)^{0,2} \quad (4.2)$$

Pela fórmula de GARDE 1970 vem:

$$\frac{U_c}{\sqrt{\Delta g D_{50}}} = 0,50 \log \left(\frac{h}{D_{50}} \right) + 1,63 \quad (4.3)$$

4.4. Descrição da Ponte da Longra

A ponte da Longra sobre o rio Ceira, em substituição da antiga ponte metálica concessionada em 1928, estabelece a ligação entre Ceira e Vendas de Ceira no município de Coimbra (ver Fig. 4.8), e apresenta um tabuleiro com um vão único de 43 m de comprimento. Na direcção transversal apresenta uma largura de 11m, constituída por uma faixa de rodagem de 7,0 m com duas vias de circulação e passeios sobrelevados em ambos os lados de 1,5 m de largura.



Fig. 4.8 - Localização da Ponte de Longra sobre o rio Ceira

O tabuleiro com continuidade para os apoios é suportado por duas vigas do tipo C180 pré-fabricadas em betão pré-esforçado, em forma de “U”, sobre as quais apoiam pré-lajes que serviram como moldes perdidos na execução da laje do tabuleiro. Estas vigas ligam monoliticamente aos encontros de extremidade executados no local de implementação, dispensando a utilização de aparelhos de ligação. Devido à impossibilidade de transporte das vigas até ao local da obra, estas foram divididas em três segmentos, atendendo aos pontos onde o momento em serviço é reduzido e o esforço transversal não é máximo. A espessura total do tabuleiro medida ao centro é cerca de 2,10 m. Na Fig. 4.9 apresenta-se a implementação de um dos trechos da viga, de secção trapezoidal, no local da obra.



Fig. 4.9 – Posicionamento das vigas em U do tabuleiro (Fonte: www.cm-coimbra.pt)

A continuidade da plataforma até aos encontros é monolítica e foi garantida por armaduras passivas betonadas junto com as lajes e os encontros. Foi aplicado pré-esforço longitudinal em obra por forma a dar continuidade aos segmentos das vigas U, inicialmente apoiadas nos pré-encontros e nos apoios provisórios construídos para o efeito no leito do rio (Fig. 4.9). Cada cabo de pré-esforço é constituído por 12 cordões de 32 mm de diâmetro.

Os encontros são do tipo perdido e encontram-se fundados em quatro estacas de diâmetro 80 cm, executadas em betão armado e moldadas em “in situ”. O número e o diâmetro das estacas foram obtidos com base nas tensões admissíveis de ponta, citadas no Estudo Geológico-Geotécnico. As estacas de fundação do encontro esquerdo apresentam um comprimento de cerca de 6,0 m abaixo do leito do rio e as do encontro direito apresentam um comprimento de 15,0 m. Para a contenção das saias de aterro laterais construíram-se muros de ala fundados, no caso do encontro esquerdo, directamente numa sapata corrida com pregagens, e no caso do encontro direito, em estacas de betão armado. No local da obra, após a construção dos encontros, procedeu-se ao revestimento das margens junto aos mesmos. Os materiais de construção utilizados para os encontros foram nomeadamente, betão da classe C30/37 e aço da classe A500NR para as armaduras ordinárias. Na Fig. 4.10 apresenta-se o respectivo alçado da frente e lateral do encontro direito da ponte.

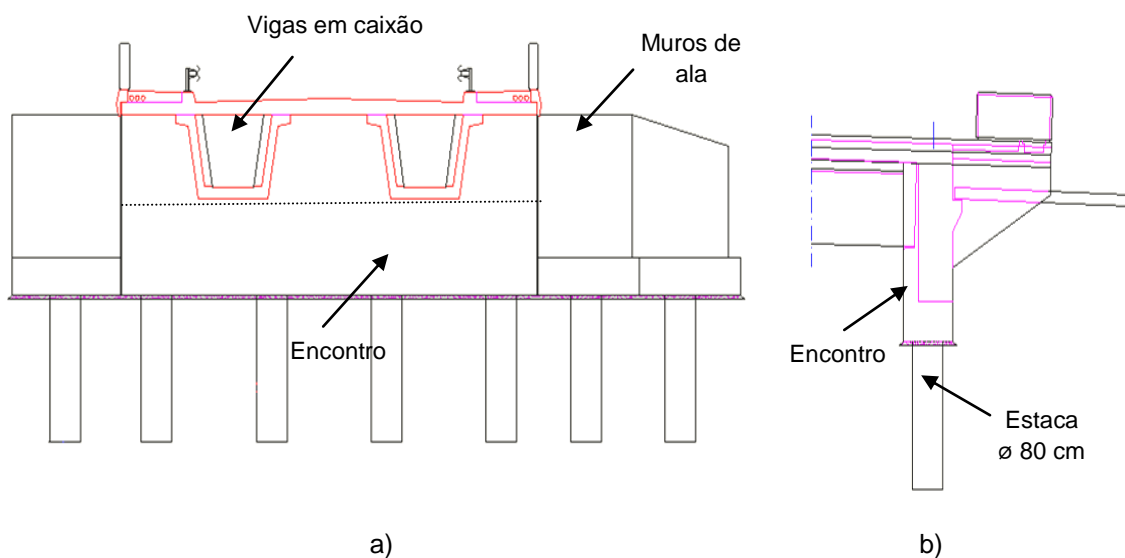


Fig. 4.10 - Representação do encontro direito: a) alçado da frente e b) alçado lateral

Na Fig. 4.11 é possível visualizar o revestimento das margens, executado no local da obra, junto de um dos encontros da ponte da Longra sobre o rio Ceira.



Fig. 4.11 - Representação de um dos encontros da ponte da Longra

Conhecidas as principais características da estrutura da ponte e das suas fundações, seguidamente, passar-se-à à caracterização das condicionantes hidrológicas e hidráulicas na secção de atravessamento da Ponte da Longra, de modo a atingir os objectivos propostos.

4.5. Caracterização das condicionantes hidrológicas e hidráulicas

Neste ponto, pretende-se caracterizar as condicionantes hidráulicas vs hidrológicas e avaliar as erosões localizadas associadas aos encontros da ponte da Longra sobre o rio Ceira a Noroeste da localidade de Ceira e a Sudeste da localidade de Sobral (ver Fig. 4.12).

O rio Ceira nasce na Serra do Açor, próximo da aldeia de Piódão, e é um dos afluentes pela margem esquerda do rio Mondego, no qual desagua a alguns metros a montante de Coimbra. A sua bacia hidrográfica definida a partir da secção da Ponte da Longra apresenta uma área considerável.

Na área em estudo, não existem barragens com albufeira de regularização que possam reduzir os caudais de ponta de cheia por efeito de amortecimento nas albufeiras.

Seguidamente, pretende-se caracterizar os caudais e os níveis de cheias na secção da ponte, tendo por objectivo verificar se existem adequadas condições de vazão para a cheia centenária, considerada a cheia de projecto, e avaliar as erosões localizadas originadas por esta.

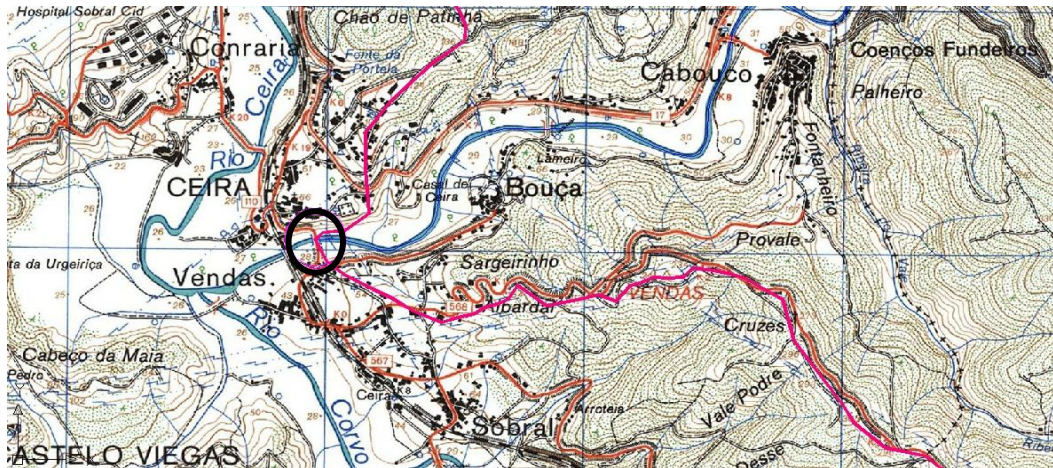


Fig. 4.12 – Localização da Ponte da Longra

Caracterização geral da bacia hidrográfica

A bacia hidrográfica definida pela secção da ponte rodoviária sobre o rio Ceira foi definida pelas linhas de cumeada, como se pode observar na Fig. 4.14, e apresenta as seguintes características principais:

- i) Área da bacia hidrográfica: $A_b = 504,07 \text{ Km}^2$;
- ii) Comprimento do curso de água principal (rio Ceira): $L_c = 102,11 \text{ km}$;
- iii) Cota máxima da bacia hidrográfica: $H_{m\acute{a}x} = 1340 \text{ m}$;
- iv) Cota máxima do curso de água principal: $H_{m\acute{a}x_c} = 1285 \text{ m}$;
- v) Cota mínima do curso de água principal (secção de referência): $H_{m\acute{i}n_c} = 100 \text{ m}$;
- vi) Declive médio do curso de água principal: $i_m = (H_{m\acute{a}x} - H_{m\acute{i}n})/L_c = 11,6\%$.

Na secção da ponte, o declive do talvegue é da ordem de 0,15%; o fundo do rio desce 10 m numa extensão de $\approx 6754 \text{ m}$. O valor foi estimado com base na carta militar à escala 1:25000

De acordo com a classificação hidrológica dos solos do *Soil Conservation Service*, o solo da bacia hidrográfica é do tipo C – solos que originam escoamentos directos superiores à média. Inclui solos pouco espessos e solos com quantidades apreciáveis de argila (adaptado de LENCASTRE e FRANCO 1992).

Caudais de ponta de cheia

Para o rio Ceira não são conhecidos registos dos caudais instantâneos máximos anuais, impossibilitando a utilização de métodos estatísticos de determinação de caudais de ponta de cheia instantâneos. Assim, recorreu-se às fórmulas de LOUREIRO 1984 e de MEYER, que pela simplificação de cálculo têm sido frequentemente utilizadas na prática.

Para a aplicação da fórmula de LOUREIRO 1984, inicialmente começou-se por localizar a zona do país onde se insere a bacia hidrográfica em estudo, através do mapa de localização definido por este autor que se apresenta na Fig. 4.14. A bacia em estudo insere-se na zona N_3 (Bacias

inferiores do Cávado, Ave, Douro, Vouga e Mondego), no qual os parâmetros c_L e Z tomam um valor de 0,51 e 49,50, respectivamente. O valor destes parâmetros foram obtidos a partir da Tabela 2.6 para a zona indicada. O caudal de dimensionamento apresenta assim, um valor de $1182,70 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ para $T = 100$ anos.

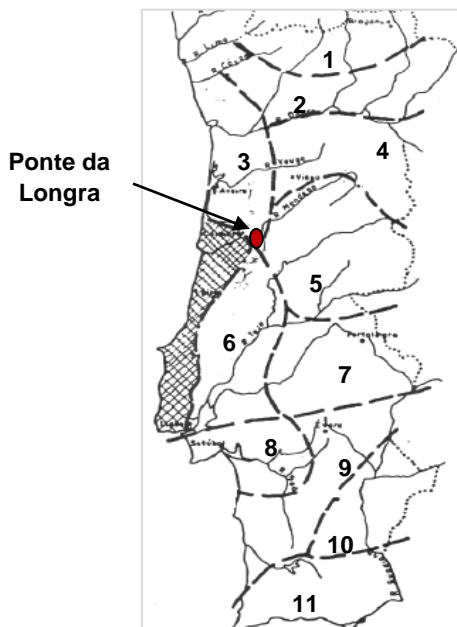


Fig. 4.13 – Localização das zonas do país estabelecidas por LOUREIRO 1984 (adaptado de PORTELA e DIAS 2010)

Para a caracterização do caudal de dimensionamento, partindo da fórmula de MEYER, fez-se a transposição do caudal de ponta de cheia conhecido numa dada bacia hidrográfica, para a bacia em estudo, admitindo que, o tipo de solo e a sua utilização é similar em ambas as bacias. Desta forma, conhecido o caudal de ponta de cheia da bacia do rio Ceira a partir da ponte de Góis, apresentado no *Plano da bacia hidrográfica do rio Mondego na 1ª fase – Análise e Diagnóstico da Situação Actual em 1999*, e as áreas das bacias hidrográficas, avaliou-se o caudal de ponta de cheia na secção da ponte da Longra para um período de retorno de 100 anos (ver Fig. 4.14). Para o parâmetro α (parâmetro que depende do tipo de solo), admitiu-se um valor de 0,5 – valor típico de solos permeáveis e de bacias com relevo relativamente plano. O valor obtido para o Q_p na secção de estudo, para $T = 100$ anos, apresenta-se na **Erro! A origem da referência não foi encontrada..**

Tabela 4.2 – Caudais de ponta de cheia segundo a fórmula de MEYER

Secção em análise	A_b (Km ²)	Q_p (m ³ s ⁻¹)
Ponte de Góis	207,72	494,0
Ponte da Longra	504,07	769,5

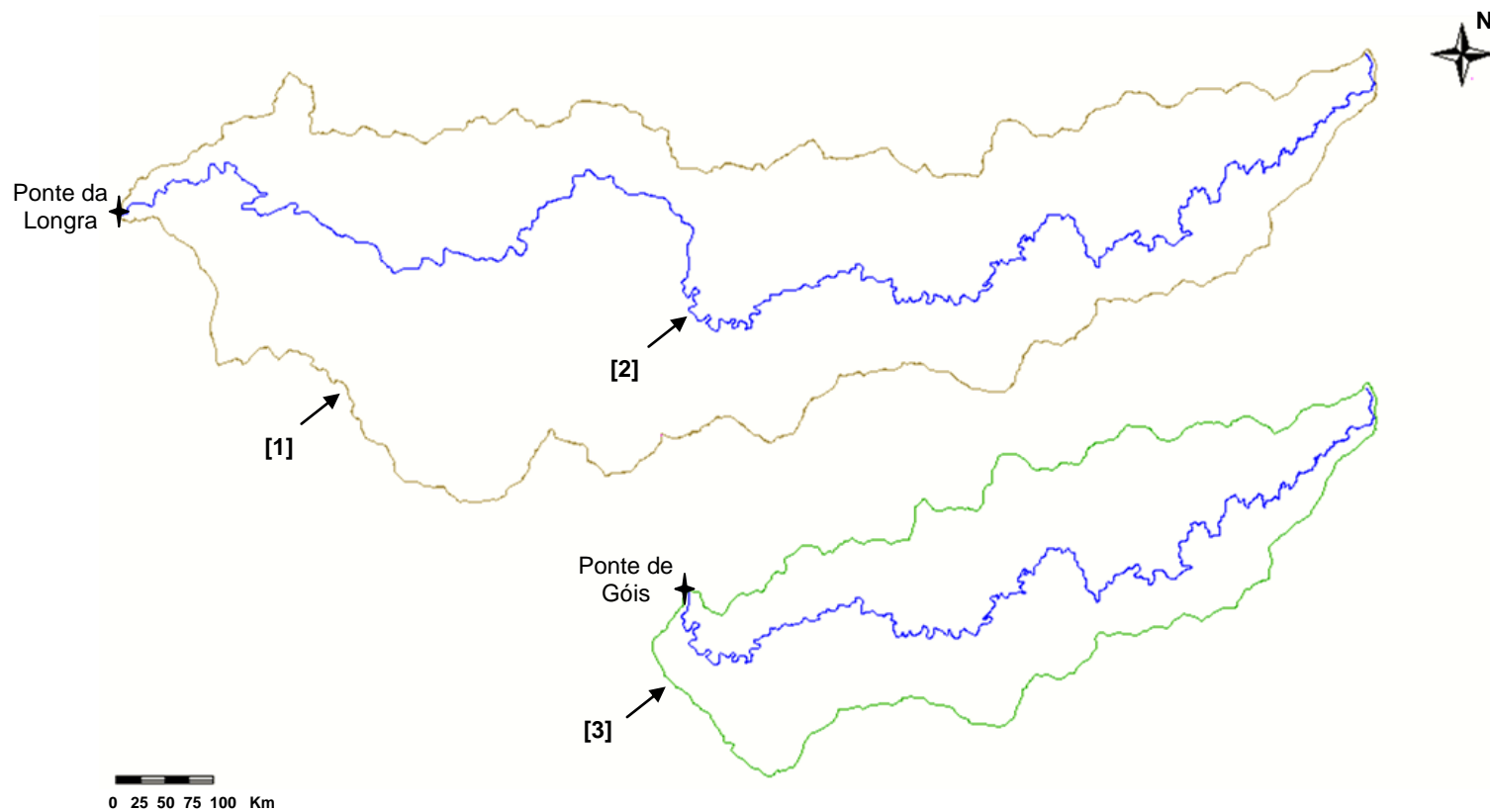


Fig. 4.14 - Bacia hidrográfica do rio Ceira a partir da secção de estudo

Legenda:

- [1] – Traçado da bacia hidrográfica em estudo
- [2] – Linha de água do curso principal
- [3] – Traçado da bacia hidrográfica a partir da ponte de Góis

Avaliaram-se, ainda, os caudais de dimensionamento pela fórmula RACIONAL, tendo por base a curva Intensidade-Duração-Frequência (IDF) definida para o posto udográfico de Coimbra (12G/01), para o tempo de concentração da bacia e pela fórmula de PAGLIARO. O valor do caudal obtido, para $T = 100$ anos, é de $807,63 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ e de $2460,07 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, respectivamente.

Os caudais de ponta de cheia obtidos pelos diferentes métodos encontram-se resumidos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Caudais de ponta de cheia obtidos pelos dois métodos para $T = 100$ anos

Secção em análise	$Q_p \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$
MEYER	769,5
LOUREIRO 1984	1182,7
RACIONAL	807,63
PAGLIARO	2460,07

Da análise da Tabela 4.3, observa-se que a aplicação dos diferentes métodos conduz a valores do caudal de dimensionamento significativamente diferentes. Dada a proximidade dos valores dos caudais entre a fórmula de MEYER e RACIONAL e os excessivos valores obtidos pelas fórmulas de LOUREIRO 1984 e PAGLIARO, optou-se pelo valor obtido pela transposição dos caudais, uma vez que, existe um estudo hidrológico da bacia a partir da secção da Ponte de Góis.

Níveis de cheia

Para a caracterização do nível máximo de cheia, e apesar do elevado valor do caudal, utilizou-se a fórmula de Manning-Strickler. A utilização desta equação induz necessariamente alguns erros, nomeadamente, porque a equação só é estritamente válida para escoamentos uniformes e porque é difícil estimar correctamente o coeficiente K_s .

Neste sentido, o nível de cheia foi obtido partindo das premissas de que para a cheia de projecto o regime de escoamento é uniforme, $J = i$, e que o comportamento do leito é considerado como estável.

Para a rugosidade do leito, considerou-se um coeficiente de Strickler, K_s , de $23 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, que de acordo com LENCASTRE e FRANCO 1984 corresponde a cursos de água em leitos rugosos com uma largura superficial em cheia superior a 30 m. Sabendo que o declive do talvegue na secção da ponte é de 0,15%, tem-se, então, para cada secção transversal na zona em estudo, os caudais incluídos na Tabela 4.4.

Na Fig. 4.15 representa-se a secção transversal do rio Ceira segundo o eixo do viaduto, que serviu de base à avaliação do caudal transportado por cada secção de vazão. Esta secção foi

retirada do Projecto de Execução da Obra de Arte, da responsabilidade do adjudicatário, Construções Júlio Lopes SA.

Tabela 4.4 - Níveis de cheia na secção de vazão determinadas pela fórmula de Manning-Strickler

h (m)	K_s ($m^{1/3}s^{-1}$)	A_s (m^2)	P (m)	i (%)	Q (m^3s^{-1})
0,75	23,00	6,84	18,59	0,15	3,11
1,33	23,00	20,19	28,55	0,15	14,19
2,16	23,00	45,06	32,33	0,15	49,74
3,00	23,00	72,71	36,12	0,15	102,56
4,68	23,00	133,88	41,06	0,15	260,48
6,36	23,00	201,14	46,00	0,15	475,89
7,70	23,00	243,82	48,51	0,15	633,04

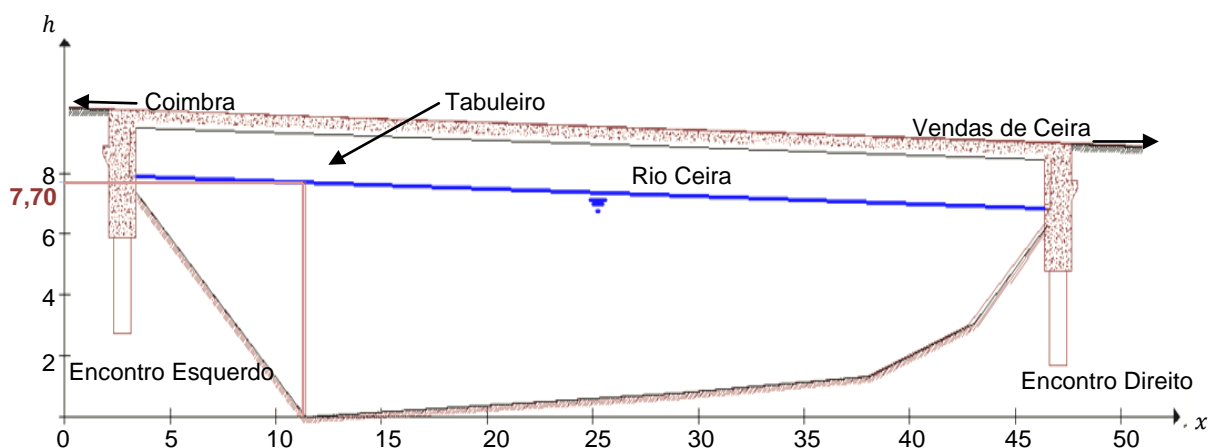


Fig. 4.15 – Perfil da secção transversal no eixo da ponte

Como se pode observar pelos valores apresentados na Tabela 4.4, para uma altura do escoamento igual ao nível da face inferior do tabuleiro, o caudal de dimensionamento suportado pela secção, $Q_p = 633,04 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, é inferior ao caudal máximo de cheia avaliado anteriormente, $Q_p = 769,54 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, o que leva a concluir que, caso ocorra uma cheia centenária existe o risco de que o escoamento interfira com o tabuleiro da ponte.

Na Tabela 4.5 apresentam-se os resultados finais a reproduzir na modelação física, nomeadamente, a altura da superfície livre para o caudal de dimensionamento, a velocidade média de escoamento, a área da secção transversal de escoamento e ainda o número de Froude do escoamento. O número de Froude apresenta um valor de 0,37, verificando-se a condição $Fr < 1$, para o qual o escoamento apresenta um regime fluvial, ou seja, há propagação do escoamento para montante devido à presença do encontro no leito aluvionar.

Tabela 4.5 - Condições hidráulicas na secção de estudo

Q_p ($m^3 s^{-1}$)	h (m)	A_s (m^2)	U (ms^{-1})	Fr
633,04	7,70	243,82	2,60	0,37

Face ao exposto, para o ensaio experimental considerou-se como caudal de dimensionamento o correspondente ao caudal máximo transportado pela secção da ponte, ou seja, $Q_p = 633,04 m^3 s^{-1}$, e não o caudal determinado pela fórmula de MEYER para um período de retorno de 100 anos.

4.6. Descrição do modelo físico

4.6.1. Encontro

Silva 2008 refere que, a modelação física é uma representação à escala de um determinado fenómeno físico que se pretende analisar e é considerada como uma das melhores técnicas de análise para a avaliação das profundidades máximas das cavidades de erosão junto de estruturas inseridas em leitos aluvionares.

A semelhança dos modelos reduzidos destinados ao estudo das erosões localizadas pode ser resumida em três pontos essenciais: i) que o modelo não seja distorcido, para que os efeitos de escala não influenciem a profundidade máxima de erosão, ii) que o escoamento seja suficientemente turbulento como em protótipo, para que as forças de viscosidade não ganhem importância em modelo de forma a alterar o tipo de escoamento, condição expressa pelo número de Reynolds das partículas ($Re > 5000$) e iii) que se mantenha a semelhança do escoamento, garantida pelo número de Froude, para que as forças de gravidade e inércia sejam predominantes em relação às forças de viscosidade, característica de escoamentos com superfície livre, adaptado de MANTEROLA e AGUILÓ 2009. Em consequência, todos os parâmetros característicos do escoamento, bem como as dimensões geométricas em protótipo, são reproduzidos a uma escala única, garantindo-se as condições de escoamento.

Os parâmetros característicos do escoamento são determinados por uma semelhança de Froude, dada pela equação 4.4:

$$Fr_{,m} = Fr_{,p} \Leftrightarrow \frac{U_m^2}{g_m * h_m} = \frac{U_p^2}{g_p * h_p} \quad (4.4)$$

em que: $Fr_{,m}$, U_m , g_m e h_m correspondem, respectivamente, ao número de Froude, à velocidade média de escoamento, à aceleração da gravidade e à altura de escoamento em modelo; $Fr_{,p}$, U_p , g_p , e h_p correspondem, respectivamente, ao número de Froude, à velocidade média de escoamento, à aceleração da gravidade e à altura de escoamento em protótipo.

Pelo desenvolvimento da equação 4.4 é possível determinar a escala das velocidades do escoamento (λ_U), sendo dada pela seguinte expressão:

$$\frac{U_m^2}{U_p^2} = \frac{g_m}{g_p} * \frac{h_m}{h_p} \Leftrightarrow \lambda_U^2 = \lambda_g * \lambda_h \Leftrightarrow \lambda_U = \lambda_L^{1/2} \quad (4.5)$$

em que:

λ_g – Escala da aceleração da gravidade;

λ_h – Escala da altura de escoamento;

λ_L – Escala geométrica.

A escala das áreas (λ_A) obtém-se pelo quadrado da escala geométrica e a dos volumes (λ_V) segundo a mesma elevada ao cubo e estão representadas nas equações seguintes:

$$\lambda_A = \lambda_L^2 \quad (4.6)$$

$$\lambda_V = \lambda_L^3 \quad (4.7)$$

A escala do caudal (λ_Q) resulta da escala das velocidades e da escala das áreas, e é dada segundo a equação 4.8:

$$Q = U * A_s \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_U * \lambda_{A_s} \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_L^{1/2} * \lambda_L^2 \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_L^{5/2} \quad (4.8)$$

Para a escolha da escala a adoptar no modelo físico, determinaram-se para factores de escala frequentemente utilizados os parâmetros hidráulicos da secção de estudo, tendo em consideração as limitações laboratoriais, nomeadamente, o caudal máximo bombeado pelo circuito hidráulico de alimentação de 180 ls^{-1} e o diâmetro médio das partículas do fundo de $0,86 \text{ mm}$, ao qual equivale uma velocidade de início de movimento do material do fundo de $0,33 \text{ ms}^{-1}$. Adoptou-se a velocidade crítica, U_c , com velocidade média do escoamento, U , por ser a situação mais desfavorável, conduzindo a maiores profundidades das cavidades de erosão. Os valores reproduzidos à escala para os diferentes parâmetros hidráulicos encontram-se resumidos na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Estudo da escala a adoptar para o modelo físico

λ (-)	U_m (ms^{-1})	B_m (cm)	Q_m (ls^{-1})	h_m (cm)
10	0,82	430,13	2001,86	56,68
20	0,58	215,07	353,88	28,34
25	0,52	172,05	202,57	22,67
50	0,37	86,03	35,81	11,34

Tabela 4.6 (cont) - Estudo da escala a adoptar para o modelo físico

λ (-)	U_m (ms ⁻¹)	B_m (cm)	Q_m (ls ⁻¹)	h_m (cm)
60	0,34	71,69	22,70	9,45
62,5	0,33	68,82	20,50	9,07
70	0,31	61,45	15,44	8,10
75	0,30	57,35	13,00	7,56
80	0,29	53,77	11,06	7,09

Da análise da Tabela 4.6, pode-se constatar que para factores de escala compreendidos entre 10-25 resultam em caudais superiores ao caudal máximo bombeado pelo circuito hidráulico de alimentação e em velocidades médias de escoamento muito superiores à velocidade de início de movimento, o que exclui automaticamente todas as escalas superiores ou iguais a 25. Por outro lado, os factores de escala superiores a 60 e inferiores a 70 não são considerados, uma vez que, apesar de a discrepância não ser tão significativa, apresentam velocidades médias de escoamento superiores ou inferiores à velocidade crítica. Sendo assim, claramente se depreende, que a escolha será feita de acordo com o intervalo de escalas possíveis entre 60-70, optando-se pelo factor de escala 62,5. Com este factor de escala, a velocidade de início de movimento do material granular do fundo imposta inicialmente, $U_c = 0,33 \text{ ms}^{-1}$, é garantida. Porém, ao aplicar este factor de escala, deparou-se com dimensões geométricas em modelo muito reduzidas, comprometendo a correcta medição da profundidade máxima de erosão. Como solução, as dimensões geométricas em protótipo foram reduzidas à escala 1:25, mantendo-se a condição de início do movimento do material granular do fundo imposta inicialmente. A semelhança de Froude não foi integralmente assegurada, uma vez que, os parâmetros característicos do escoamento e as dimensões geométricas em protótipo não foram reduzidas a uma escala única. O escoamento suficientemente turbulento foi garantido pelo número de Reynolds das partículas, expresso por $Re = \frac{U_* h}{\nu}$, verificando-se a condição $Re > 5000$.

O encontro foi construído a partir de uma placa plana de Cloreto de Polivinila (PVC) com 43 cm de comprimento, 16 cm de altura e 5 cm de espessura e encontra-se fundado em quatro estacas, simuladas por tubos cilíndricos de 3,2 cm de diâmetro e de altura aproximada de 52 cm.

Tendo em conta que o objectivo do estudo laboratorial consiste na caracterização da profundidade máxima da cavidade de erosão junto ao elemento estrutural, sem que se tenha em análise o revestimento adoptado em obra por meio de taludes, este não foi construído, considerando-se apenas um avental de material granular na envolvente do encontro.

Na Fig. 4.16 apresenta-se o encontro do tipo perdido utilizado para o estudo do fenómeno erosão, em laboratório.

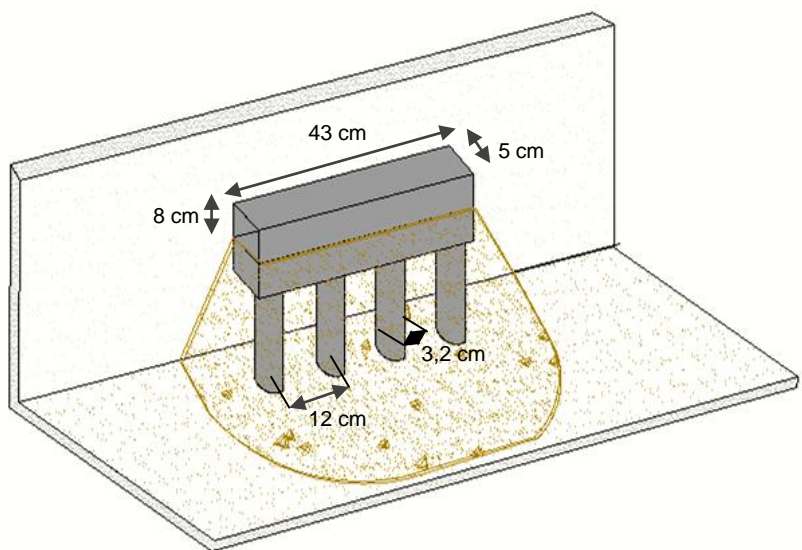


Fig. 4.16 – Encontro do tipo perdido utilizado no estudo

4.6.2. Secção transversal a modelar

De forma a evitar instalações na caixa paralelepípedica de areia, local onde são inseridos os modelos físicos, optou-se por manter a secção rectangular do canal e para tal, houve a necessidade de se adaptar a secção transversal do modelo à secção rectangular.

Inicialmente começou-se por determinar uma secção trapezoidal equivalente à secção real, mantendo os valores da largura da superfície livre de água, $B = 43,01$ m, e da área da secção real, $A_s = 243,82$ m², variando apenas a altura do escoamento, h . A definição desta secção permite, essencialmente, caracterizar a altura da linha de água a que irá decorrer o ensaio. A Fig. 4.17 ilustra a secção resultante desta simplificação com taludes de 1:0,96 (H:V).

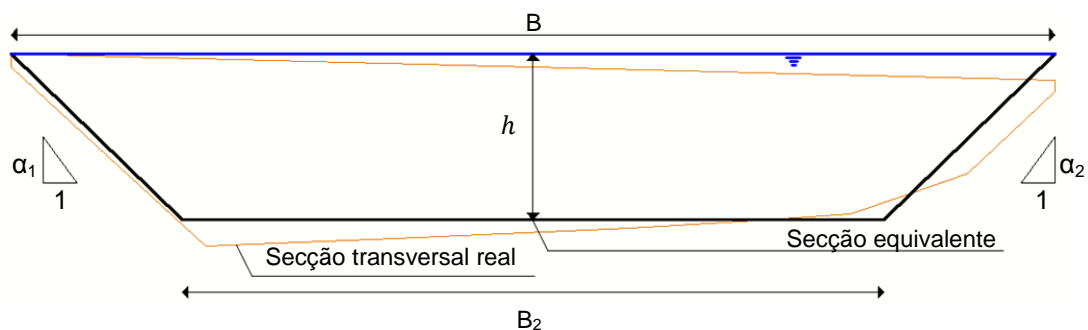


Fig. 4.17 - Secção Simplificada do perfil transversal

As dimensões geométricas foram avaliadas segundo as expressões que se seguem:

$$A_{\text{Trapézio}} = A_{\text{rec.}} + A_T * 2 = B_2 * h + \frac{h_T^2}{2} * \left(\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2} \right) \quad (4.9)$$

$$B = B_2 + h \left(\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2} \right) \quad (4.10)$$

em que: $A_{\text{Trapézio}}$ e $A_{\text{rec.}}$ correspondem à área do trapézio e do rectângulo, respectivamente e B_2 ao comprimento da base menor da secção equivalente.

Estabelecida a secção trapezoidal em protótipo, determinaram-se as dimensões geométricas à escala do modelo. Os valores obtidos encontram-se resumidos na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Grandezas geométricas da secção simplificada em protótipo e em modelo

Secção equivalente	B (m)	B_2 (m)	h (m)	A_S (m ²)
Protótipo	43,01	28,90	6,78	243,82
Modelo	1,72	1,16	0,27	0,39

Da análise da Tabela 4.7 pode-se concluir que, o ensaio irá ser realizado para uma altura da linha de água, h , de 0,27 m. A largura da superfície livre não foi considerada a obtida para a secção trapezoidal equivalente à secção real, mas sim a largura do canal, $B = 2,0$ m, uma vez que, como já referenciado anteriormente, manteve-se a secção transversal do canal. O caudal médio para a velocidade de escoamento imposta é de 170 ls^{-1} .

4.7. Procedimento experimental

O ensaio laboratorial foi realizado com uma velocidade de escoamento de aproximação igual à velocidade crítica de início do movimento do material utilizado ($U \approx U_c = 0,33 \text{ m.s}^{-1}$) para um caudal e uma altura da superfície livre do escoamento de 179 ls^{-1} e 0,27 m, respectivamente.

Antes de iniciar o ensaio, procedeu-se à correcta colocação e posicionamento do encontro do tipo perdido junto à face lateral esquerda da caixa paralelepédica (Fig. 4.2 [3]). No fundo da caixa foi colocada uma base de suporte, em tijolo perfurado, para assegurar o posicionamento do modelo em relação ao nível da areia. As estacas foram inseridas entre as perfurações dos tijolos para facilitar a sua perpendicularidade relativamente ao fundo do canal e o espaçamento entre elas. Por fim, aparafusou-se o encontro à parede para evitar o seu deslocamento, em relação à posição inicial, no decorrer do ensaio e procedeu-se ao revestimento do encontro por um talude construído pelo material granular utilizado. Posteriormente, adoptou-se o seguinte procedimento experimental:

- Preencheu-se a caixa paralelepédica com o material granular do fundo;
- Construiu-se o avental com o material granular em torno do encontro;

- Nivelou-se o fundo com o auxílio de uma régua de alumínio, fazendo-a deslocar-se ao longo de toda a extensão da caixa (ver Fig. 4.18);
- Colocaram-se folhas de zinco previamente recortadas junto ao talude, de modo a impedir o desencadeamento do processo erosivo junto a este antes do início do ensaio. Para facilitar a sua remoção sem causar alterações no fundo de areia, aplicaram-se cordas nas extremidades (ver Fig. 4.19);
- Encheu-se lentamente o canal pelo circuito de enchimento do fundo (Fig. 4.2 [7]), de modo a não alterar a configuração plana do fundo de areia até uma altura de água de aproximadamente 20 cm. Em seguida, accionou-se os circuitos principais (Fig. 4.2 [5] e [6]).
- Ajustou-se o nível de água no canal, regulando manualmente a comporta de jusante;
- Por fim, retiraram-se as folhas de zinco e iniciou-se o ensaio (ver Fig. 4.20).

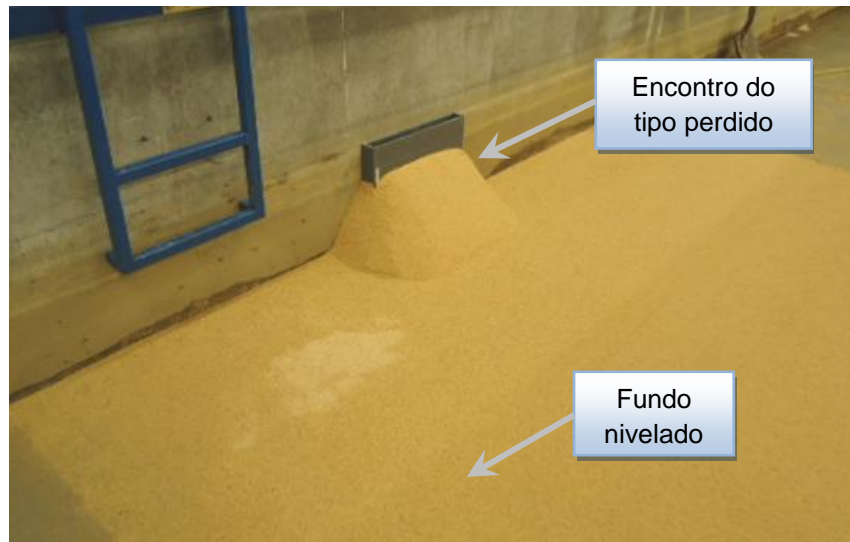


Fig. 4.18 - Fundo de areia nivelado após a construção do avental em torno do encontro

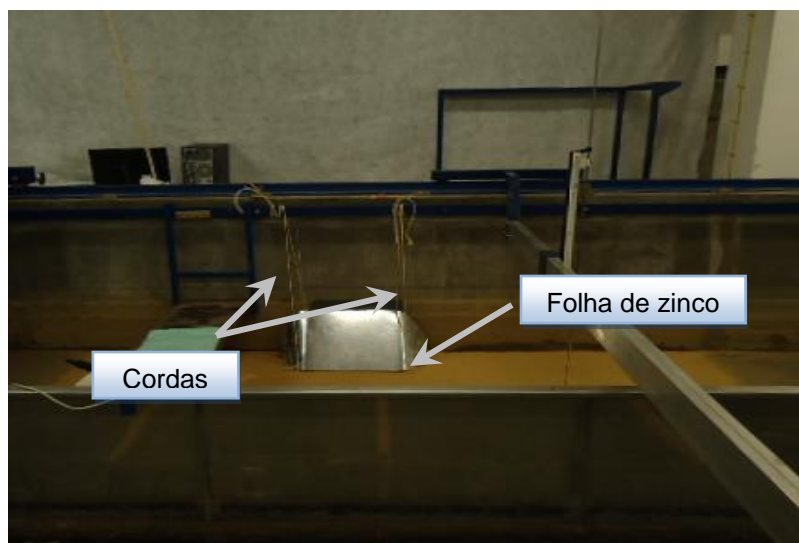


Fig. 4.19 - Protecção do avental do encontro com folhas de zinco



Fig. 4.20 - Início do ensaio experimental

O ensaio teve a duração ininterrupta de aproximadamente oito dias até se atingir a fase de equilíbrio do processo erosivo. O esvaziamento do canal foi feito de forma lenta, para evitar alterações nas configurações das cavidades de erosão formadas em torno do elemento estrutural.

Concluído o esvaziamento do canal, fotografou-se o fundo e mediu-se a profundidade da cavidade de erosão desenvolvida ($h_s máx(exp)$), em cada estaca, uma vez que, o talude construído pelo material granular do fundo em torno do encontro foi totalmente arrastado pelo escoamento. Os resultados obtidos no ensaio experimental e os seus correspondentes valores em protótipo são apresentados na Tabela 4.8. Para facilitar a sua compreensão é apresentado na Fig. 4.21 um desenho esquemático com a identificação de cada estaca e das respectivas medições efectuadas no local.

Tabela 4.8 - Valores da profundidade máxima de erosão em cada estaca de fundação

Estaca	$h_s máx(exp)$ (m)	
	Modelo	Protótipo
P_1	0,2550	6,38
P_2	0,2420	6,05
P_3	0,2260	5,65
P_4	0,2070	5,18

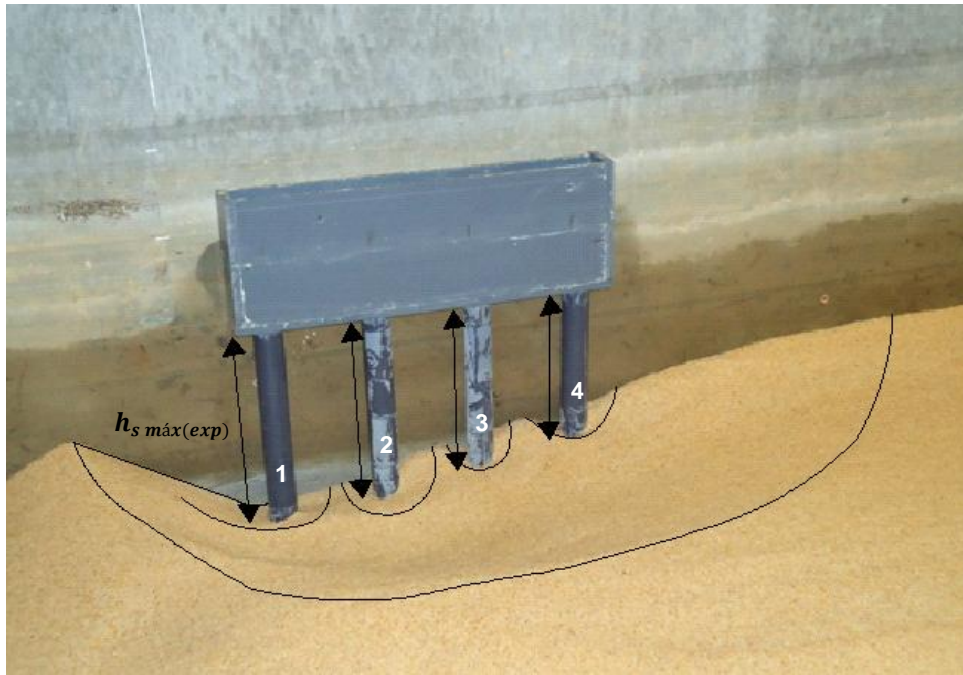


Fig. 4.21 - Representação da cavidade de erosão desenvolvida

Da análise da Tabela 4.8, facilmente se depreende que, praticamente todo o comprimento das estacas acima do nível do fundo do leito fica exposto ao escoamento durante um evento de cheia, registando-se a profundidade máxima de erosão para a estaca mais a montante, ou seja, para a estaca P_1 , como era o espectável, uma vez que, as cavidades de erosão se desenvolvem maioritariamente a montante do grupo de estacas. Atendendo a este resultado, considerou-se que a máxima profundidade de erosão para o encontro é de 0,25 m, o que corresponde a uma cavidade máxima de erosão em protótipo de 6,38 m. Esta observação, pode ser justificada, pela influência directa do espaçamento entre estacas na profundidade de equilíbrio, sendo esta tanto maior quanto menor for o espaçamento.

4.8. Comparação entre a profundidade de equilíbrio obtida experimentalmente e prevista pelas metodologias

Para o presente trabalho, apresentaram-se no capítulo 2, três métodos propostos pelos autores MELVILLE e COLEMAN 2000, FROEHLICH 1989 e HIRE (RICHARDSON 1990), com o intuito de estabelecer uma análise comparativa entre a profundidade de equilíbrio obtida experimentalmente em modelo com as previstas por estes autores.

Como já referido anteriormente, a equação desenvolvida por FROEHLICH 1989 apenas é aplicável para a condição $L'/h_1 < 25$, enquanto que o método proposto por HIRE (RICHARDSON 1990) é recomendada para $L'/h_1 > 25$. Assim sendo, inicialmente começou-se

por determinar esta expressão de forma a perceber qual das equações é aplicável para o caso em estudo.

O parâmetro L' , que traduz o comprimento do encontro que obstrui o escoamento activo, neste caso corresponde ao comprimento total do encontro, apresentando um valor de 0,33 m (ver Fig. 4.22).

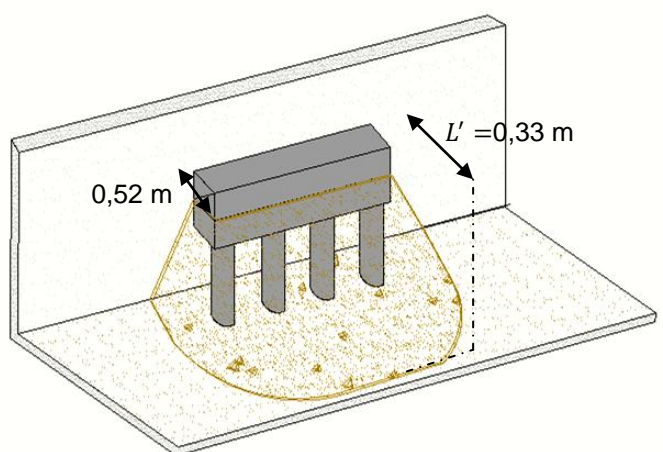


Fig. 4.22 – Representação do comprimento do encontro que obstrui o escoamento activo

Como a secção de escoamento apenas é composta pelo leito principal, ou seja, não existe leito de cheia, o parâmetro h_1 , correspondente à profundidade média do escoamento no leito de cheia, equivale à profundidade média de escoamento no leito principal de escoamento, apresentando um valor de 0,27 m. A condição L'/h_1 apresenta assim, um valor de $1,24 < 25$, o que se depreende que a método de FROEHLICH 1989 é o método a utilizar para o caso prático.

Na Tabela 4.9 apresenta-se o valor obtido experimentalmente para a profundidade de equilíbrio, e os previstos pela compilação das fórmulas de FROEHLICH 1989 e MELVILLE e COLEMAN 2000.

Tabela 4.9 – Valor da profundidade de equilíbrio obtida e prevista segundo os autores

	$h_s \text{ máx}(\text{exp}) \text{ (m)}$	$h_{se(1)} \text{ (m)}$	$h_{se(2)} \text{ (m)}$
Modelo	0,25	0,33	0,27
Protótipo	6,38	8,25	6,75

Os parâmetros $h_{se(1)}$ e $h_{se(2)}$ correspondem à profundidade máxima da cavidade de erosão pela fórmula de FROEHLICH 1989 e MELVILLE e COLEMAN 2000, respectivamente.

Pela análise da Tabela 4.9 observa-se que: i) os valores previstos pela equação sugerida por FROEHLICH 1989 apresentam desvios de 22,7% em relação ao obtido experimental e ii) o

valor previsto pela equação de MELVILLE e COLEMAN 2000 regista um desvio de 5,5% em relação ao obtido experimental. Tais observações levam a concluir que, a formulação proposta por este último autor ajusta-se ao resultado obtido experimentalmente.

4.9. Influência da cavidade de erosão na resposta lateral das estacas

4.9.1. Introdução

Nesta secção, pretende-se avaliar a influência da força exercida pela pressão hidrodinâmica da água em movimento na resposta lateral das estacas de fundação, devido à cavidade de erosão desenvolvida. Para isso, introduziu-se esta nova acção no modelo de cálculo da obra de arte já existente e analisou-se a sua interferência no acréscimo de taxa de armadura longitudinal adoptada para as estacas.

Esta análise tem como objectivo verificar se, para o caso em estudo, se justificam as medidas de protecção adoptadas *à priori* junto dos encontros para resistir ao fenómeno erosivo, sem que se tenha efectuado previamente um estudo hidráulico, relativamente à ocorrência de cavidades de erosão, para uma eventual cheia centenária.

4.9.2. Descrição geral do modelo de cálculo da Ponte da Longra

A descrição do modelo de cálculo automático utilizado para a análise da Ponte da Longra foi realizada tendo por base a consulta do Projecto de Execução da Obra de Arte, da responsabilidade do adjudicatário, Construções Júlio Lopes SA.

O modelo de cálculo da obra de arte foi implementado num programa de cálculo automático tridimensional, Tricalc, baseado no método dos elementos finitos. O tabuleiro da ponte foi discretizado por duas longarinas longitudinais unidas por barras transversais espaçadas de 1,5 m, mantendo as características elásticas da laje na direcção transversal. Os encontros foram simulados por uma viga tipo de comportamento linear apoiada sobre um conjunto de quatro estacas de betão armado. Por sua vez, estas foram simuladas por elementos verticais com características similares a um pilar em meio elástico, com base nas características geotécnicas do solo de fundação em profundidade, para que fosse possível a simulação da deformabilidade do solo envolvente e da própria flexibilidade dos encontros. Considerou-se que as estacas encontram-se perfeitamente encastradas no substrato rochoso e que a ligação entre os encontros e o tabuleiro é monolítica. Na Fig. 4.23 apresenta-se o modelo de cálculo da ponte no programa Tricalc.

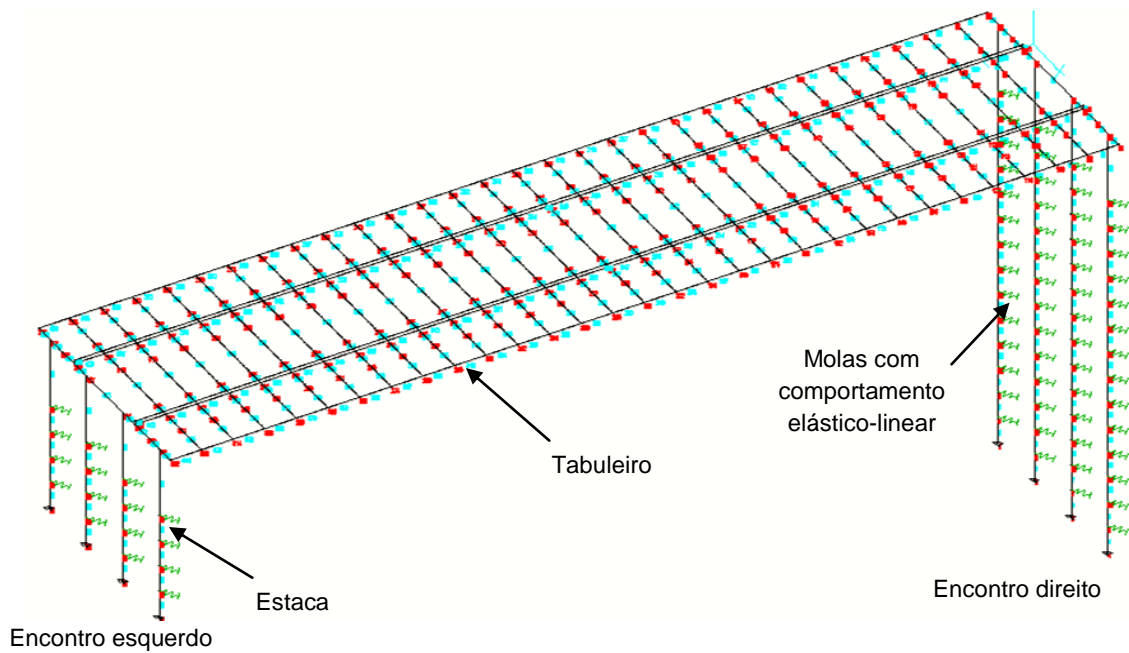


Fig. 4.23 - Discretização da ponte da Longra em Tricalc (adaptada de LOPES 2008)

A interação solo-estaca foi simulada por molas com comportamento elástico-linear, espaçadas de um 1,5 m ao longo do comprimento da estaca (ver Fig. 4.24). A definição do espaçamento das molas teve em consideração a profundidade das estacas e as características do solo definidas no relatório Geológico-Geotécnico. A rigidez das molas foi obtida pela expressão 3.14 apresentada no capítulo 3. Ainda com base no mesmo relatório, o módulo de reacção do solo, k , foi avaliado para solos arenosos mediantemente compactado, admitindo um valor para o coeficiente de rigidez relativa estaca-solo, η_h , de $2,0 \text{ MNm}^{-3}$ para a areia húmida e um valor de $4,0 \text{ MNm}^{-3}$ para a areia submersa. Na Tabela 4.10 apresentam-se os valores obtidos para a rigidez das molas ao longo da profundidade x .

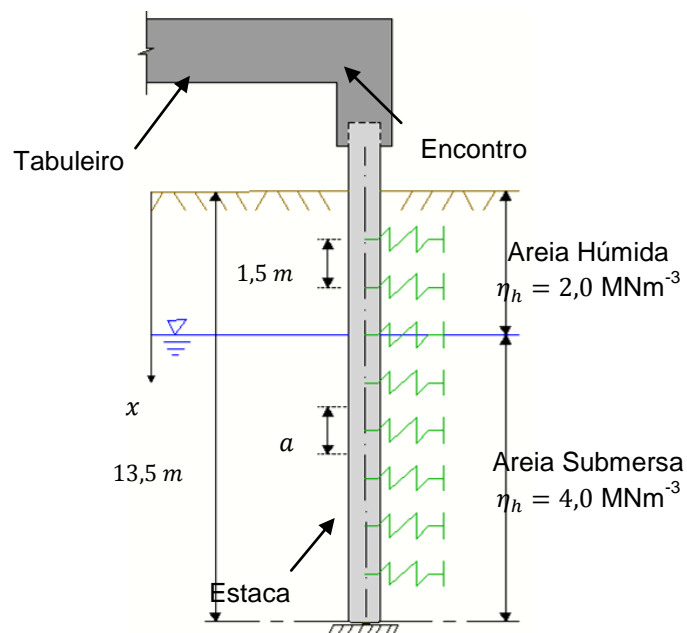


Fig. 4.24 – Discretização em elementos finitos do elemento estaca

Tabela 4.10 - Rigidez das molas ao longo de cada estaca

Tipo de solo	x (m)	η_h (MNm ⁻³)	k (MNm ⁻³)	k_h (MNm ⁻¹)
Areia húmida	1,5	2,0	3,8	4,5
	3,0	2,0	7,5	9,0
	4,5	2,0	11,3	13,5
Areia submersa	6,0	4,0	30,0	36,0
	7,5	4,0	37,5	45,0
	9,0	4,0	45,0	54,0
	10,5	4,0	52,5	63,0
	12,9	4,0	60,0	72,0

As solicitações na estrutura foram determinadas com base nas disposições do RSA e posicionadas atendendo às situações mais desfavoráveis. De forma resumida, no modelo foram consideradas as seguintes acções actuantes:

- Peso próprio estrutural (peso específico de 25kNm⁻³);
- Impulso dos terrenos adjacentes aos encontros;
- Restantes cargas permanentes existentes no tabuleiro (betuminoso, guarda-corpos, guardas de segurança, lancil, viga de bordadura e betão de enchimento);
- Retração e fluência;
- Sobrecargas rodoviárias, aplicadas ao longo da direcção longitudinal e da direcção transversal do tabuleiro;
- Frenagem, aplicada ao longo da direcção longitudinal do tabuleiro;
- Sobrecarga nos passeios;
- Variação da temperatura;
- Acção sísmica.

A acção induzida pela pressão hidrodinâmica da água não foi considerada no modelo original, uma vez que, o projectista já previa *à priori* o revestimento da infra-estrutura por taludes de protecção que oferecem maior resistência do leio à erosão, impedindo que os mecanismo que se desenrolam no escoamento devido à presença dos encontros incidam directamente no material granular, mais fino, do fundo.

A determinação dos valores dos esforços e dos deslocamentos nos vários elementos constituintes da obra de arte, devido às solicitações, foi efectuado pelo programa de cálculo automático Trical. Os efeitos do sismo foram contabilizados recorrendo a uma análise dinâmica do modelo, baseada nos espectros de resposta do RSA.

A verificação da estabilidade da obra de arte foi realizada de acordo com o prescrito na regulamentação em vigor, nomeadamente:

- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré - esforçado (REBAP);
- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);
- Eurocódigo 2 (EC2).

A segurança da infra-estrutura foi avaliada para os estados limites últimos de rotura por flexão, rotura por flexão composta, rotura por tracção e rotura por esforço transversal de acordo com o estipulado pelo REBAP. Foi também verificada a segurança ao estado limite de encurvadura para as estacas que foram modeladas como pilares em meio elástico. A análise dos esforços máximos, para as diferentes combinações de acções, foi efectuada para o posicionamento mais gravoso das sobrecargas rodoviárias. De acordo com os esforços obtidos, o programa Tricalc determinou a área de cálculo das armaduras necessárias, como se pode observar na Fig. 4.25.

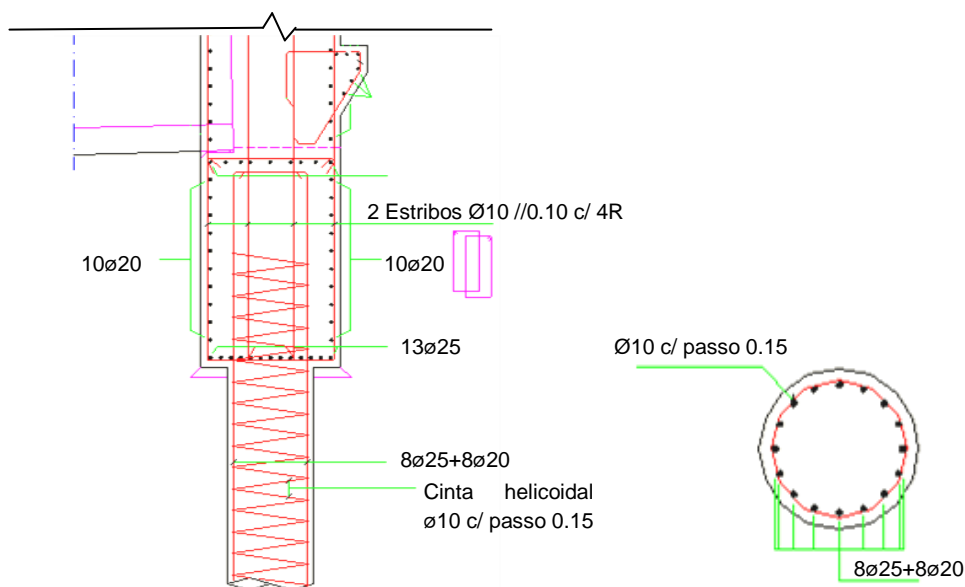


Fig. 4.25 – Taxa de armadura adoptada para a infra-estrutura (adaptada de LOPES 2008)

A segurança do solo de fundação foi avaliada por comparação entre o valor actuante da carga de ponta na estaca, devido às combinações de acções não majoradas, e o valor admissível de carga de ponta, de acordo com o reportado no estudo Geológico-Geotécnico.

4.9.3. Resposta da estrutura face à pressão hidrodinâmica da água

Com a realização do ensaio experimental, observou-se que, caso ocorra chuva centenária as estacas de fundação da ponte ficam praticamente expostas à pressão hidrodinâmica da água (devido às cavidades de erosão que se desenvolvem junto dos encontros), colocando a estrutura sob novas acções não previstas em projecto. Perante esta nova situação, procedeu-se à avaliação da resposta lateral do grupo de estacas no programa de cálculo, considerando a força exercida pela pressão hidrodinâmica da água como acção accidental. O principal objectivo

desta análise consiste em averiguar se para esta hipotética situação, a segurança estrutural das estacas de fundação, e conseqüentemente da própria obra de arte, poderá ficar comprometida.

A pressão hidrodinâmica da água por área de secção foi caracterizada pela equação 3.14, para uma velocidade de escoamento de aproximação de $2,60 \text{ ms}^{-1}$ e considerando para o coeficiente de forma da secção transversal das estacas, C_D , o valor de 0,70, de acordo com os autores BARKER e PUCKETT 1997. A força aplicada nas estacas, $F_{\text{água}}$, é igual à pressão hidrodinâmica da água, $p_{\text{água}}$, multiplicada pelo seu diâmetro, D_e , e o seu valor apresenta-se na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Força exercida pela água ao longo das estacas

$F_{\text{água}}$ (kNm^{-1})	γ (kNm^{-2})	g (ms^{-2})	C_D (-)	U (ms^{-1})	D_e (m)
	10	9,8	0,70	2,60	0,80
1,92					

Na modelação do problema, esta força foi aplicada como uma acção distribuída ao longo do eixo do fuste das estacas até aproximadamente 6 m de profundidade, ou seja, até à profundidade máxima das cavidades de erosão verificadas experimentalmente. Para isso, retiraram-se as molas rígidas de comportamento elástico-linear até à profundidade pretendida e introduziu-se esta nova acção, mantendo para o restante comprimento das estacas a solicitação do solo de fundação simulado pelas molas rígidas. No caso do encontro esquerdo, as estacas de fundação ficam totalmente expostas à acção induzida pelo escoamento em movimento. Na Fig. 4.26 apresenta-se uma vista em 3D do grupo de estacas do encontro direito modelado em Tricalc, com as solicitações de carregamento ao longo do comprimento de cada estaca.

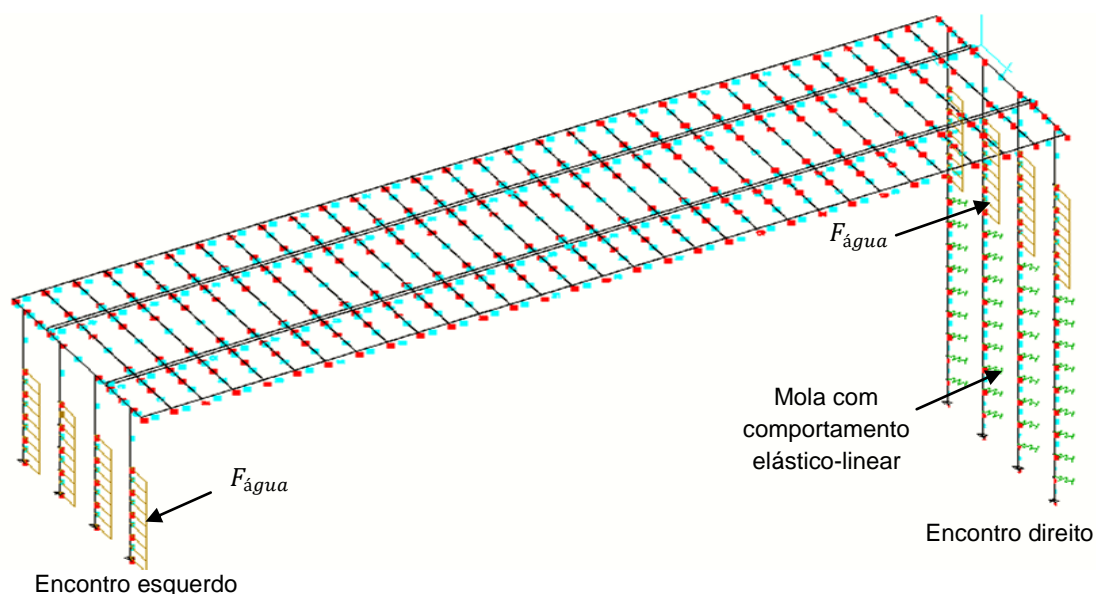


Fig. 4.26 - Modelação do grupo de estacas no programa de cálculo com a nova solicitação (adaptada de LOPES 2008)

Para esta nova solicitação, o programa automático Tricalc determinou os esforços máximos e calculou as respectivas áreas de cálculo de armaduras necessárias para as estacas de fundação da ponte. Da análise dos resultados, observou-se um acréscimo na taxa de armadura longitudinal de cerca de 50 % relativamente à área de cálculo necessária para a verificação da segurança da secção. A segurança estrutural do grupo de estacas, porém, não é comprometida perante esta situação, uma vez que, a área efectiva de armadura adoptada em projecto, condicionada pela armadura mínima prescrita no EC2 para o caso de estacas moldadas em situ, ainda assim é bastante superior. Pode-se dizer que, a taxa de armadura adoptada em projecto é suficiente para “absorver” este acréscimo observado para a área de cálculo de armadura. O grande desfasamento observado entre as áreas de cálculo e efectivas das armaduras das estacas, por imposição de uma área mínima de armadura pelo EC2, advém da elevada área da secção transversal adoptada para as estacas. De facto, o EC2 faz depender a área mínima de armadura da área da secção transversal da estaca.

Seguidamente avaliou-se o acréscimo da área de cálculo de armadura para a acção do sismo, considerando a influência das cavidades de erosão. A acção sísmica no modelo de cálculo da ponte foi considerada a actuar de forma independente nas duas direcções horizontais ortogonais, ou seja, segundo o eixo longitudinal e segundo a direcção perpendicular, e na direcção vertical com um factor multiplicativo de $2/3$. Constatou-se, que mesmo para esta situação hipotética e deveras gravosa, não há impacto na segurança estrutural das estacas tendo em vista a área efectiva de armadura adoptada em projecto para as estacas de fundação, ou seja, continua a ser bastante superior à área de cálculo, apesar desta última ter incrementado substancialmente.

Estas observações levam a concluir que, dada a elevada resistência do grupo de estacas, não se justificam as medidas de protecção adoptadas *à priori*, isto é, não se justificam os taludes revestidos de protecção na envolvente dos encontros da ponte. No entanto, uma exposição accidental e, possivelmente, prolongada das estacas de fundação ao escoamento pode influenciar de forma negativa a durabilidade das mesmas. Os agentes agressivos presentes na água, como é o caso dos cloretos, pode conduzir à deterioração do betão. Por outro lado, a acção do escoamento pode levar à erosão da superfície do betão e à consequente deterioração do recobrimento, que é responsável pela protecção da armadura ao longo das estacas, conduzindo à corrosão e posterior deterioração das armaduras. Neste caso, do ponto de vista da durabilidade da estrutura, é sempre aconselhável o revestimento dos encontros por taludes de protecção.

5. Conclusões e sugestões para futuras investigações

5.1. Conclusões

De acordo com os objetivos estabelecidos para a presente dissertação, e tendo em conta os resultados obtidos, chegou-se às seguintes conclusões:

- i) No dimensionamento e concepção de uma ponte é fundamental o estudo prévio dos parâmetros hidráulicos que permitem a caracterização das condições de escoamento do curso de água no local de implementação da obra de arte. Estes estudos requerem, eventualmente, custos avultados, optando-se em certas situações, como foi o caso, pela recolha de informação relativa à ponte já existente no local com a indicação das cotas de máxima cheia registada na secção em estudo;
- ii) Do estudo hidráulico realizado, concluiu-se que para uma eventual cheia centenária, existe o risco de que o escoamento interfira com o tabuleiro da ponte, inviabilizando a sua utilização nesse período, uma vez que, o caudal máximo suportado pela secção de vazão é inferior ao caudal de dimensionamento previsto durante a passagem de uma cheia. Esta possível ocorrência não foi prevista aquando do projecto da ponte porque, como já referido anteriormente, não foi efectuado nenhum estudo hidráulico na secção de implementação da obra de arte;
- iii) A observação do ponto anterior que não foi levada em consideração poderia, eventualmente, ter sido determinante na escolha da cota de implementação do tabuleiro, já que, a altura livre, que corresponde à distância medida na vertical desde a base do tabuleiro até ao nível máximo de cheia, é definida com base na caracterização da cota máxima de cheia, por forma a não colocar em risco a estabilidade da obra de arte por acção do escoamento;
- iv) A caracterização da profundidade máxima das cavidades de erosão foi analisada para condições de escoamento em superfície livre, para um caudal máximo correspondente ao caudal suportado pela secção de vazão, apresentando o seu valor máximo a montante da primeira estaca do grupo, diminuindo de forma sequencial para as estacas adjacentes. Estes resultados estão em concordância com o espectável;
- v) A profundidade máxima da cavidade de erosão junto ao encontro apresenta um valor de aproximadamente 6,38 m em protótipo, o que leva a concluir que caso ocorra cheia centenária, desenvolvem-se cavidades de erosão significativas, expondo totalmente as estacas de fundação do encontro esquerdo ao escoamento;
- vi) Das formulações apresentadas para a determinação da profundidade de equilíbrio, a que melhor se adequa aos valores obtidos experimentalmente é a sugerida por MELVILLE e COLEMAN 2000, apresentando um desvio percentual de 5,5%;

- vii) Na modelação numérica do grupo de estacas sujeitas à acção hidrodinâmica da água, a taxa de incremento do valor de cálculo da armadura longitudinal, apesar de ser significativa (cerca de 50%) não teve o impacto esperado face à área efectiva de armadura adoptada em projecto, que ainda assim, é bastante superior. Esta observação permite concluir que, caso as estacas fiquem expostas à pressão hidrodinâmica da água em resultado do processo erosivo desencadeado, estas apresentam uma reserva de resistência suficiente aos novos esforços laterais. Do ponto de vista da segurança estrutural não havia a necessidade de medidas de protecção;
- viii) Do ponto de vista da segurança e durabilidade das estruturas de betão, é ainda assim conveniente a aplicação de taludes de protecção na envolvente dos encontros para minimizar problemas relacionados com a durabilidade das estacas, durante o período correspondente à vida útil da obra.

5.2. Sugestões para futuras investigações

Em sequência do trabalho desenvolvido nesta dissertação, e tendo presente as questões que ficaram por resolver, apresentam-se algumas propostas para futuras investigações:

- i) A caracterização do nível de cheia na secção da ponte da Logra, para o período de retorno de 100 anos, utilizando um modelo matemático, por exemplo, o *HEC – RAS, River Analysis System* da *US Army Corps Of Engineers*, com o recurso a informação topológica e geométrica mais detalhada.
- ii) Realização de um ensaio experimental considerando a ponte submersa, avaliando a cavidade de erosão desenvolvida pela combinação dos dois elementos, bem como a sua influência no dimensionamento estrutural de toda a obra de arte (superestrutura e infraestrutura);
- iii) Realização de um ensaio experimental com transporte sólido generalizado ($U > U_c$), de forma a avaliar a sua influência na caracterização da profundidade máxima de erosão e, conseqüentemente, na estabilidade das estacas de fundações;
- iv) Realização de um ensaio experimental, aplicando as medidas de protecção adoptadas “in situ” na envolvente dos encontros da ponte.

Referências Bibliográficas

- ALONSO, U. R., *Dimensionamento de Fundações Profundas*, São Paulo, Brasil, 1989.
- BALLEGOOY S., *Bridge Abutment Scour Countermeasures*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de Auckland, Nova Zelândia, 2005.
- BARKER, R. M.; PUCKETT, J. A., *Highway Bridges*, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1997.
- BRANCO, F. A.; CORREIA, A., *Modelação de Fundações na Análise Estrutural*, Relatório CMEST DT 02/90, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1990.
- BREUSERS, H.N.C.; RAUDKIVI, A.J., *Scouring: Hydraulics Structures Design Manual*, International Association for Hydraulic Research, Rotterdam, 1991.
- CARDOSO, A. H., *Hidráulica Fluvial*, Fundação Calouste Gulbenkian, Portugal, 1998.
- CARDOSO, R. A., *Infraescavação em Pilares de Pontes*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal, 2008.
- CARDOSO, A. H.; FAEL, C. M., *Concessao Douro Litoral: Projecto de Execução Obras de Arte Especiais*, Auto-Estradas Douro, Centro de Estudos de Hidrossistemas, 2008.
- CARNEIRO, D. L., *Análise de Vibrações Induzidas por Vórtices em estruturas Offshore Utilizando Modelos Numéricos Tridimensionais no Domínio do Tempo*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade do Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- COUTO, L. T.; CARDOSO, A. H., *Erosões Localizadas Junto de Encontros e Pilares de Pontes Parte I – Caracterização da Situação de Referência*, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Vol.22, nº 1, Portugal, 2001.
- COUTO, L. T.; CARDOSO, A. H., *Erosões Localizadas Junto de Encontros e Pilares de Pontes Parte II – Da Situação de Referência à prática*, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Vol.22, nº 1, Portugal, 2001.
- LOPES, J., *Construções Sa, Projecto de Execução da Obra de Arte*, 2008.
- ETTEMA, R.; NAKATO, T.; MUSTE M., *Estimation of Scour Depth at Bridge Abutments*, NCHRP 24-20, Universidade de Iowa, Iowa, 2010.
- FAEL, C.M., *Erosões Localizadas Junto de Encontros de Pontes e Respektivas Medidas de Protecção*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 2007.
- FILHO, R. F., *Análise da Interação Estaca-Solo Via Combinação do Método dos Elementos Finitos com o Método dos Elementos de Contorno*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

- FILHO, R. F.; PAIVA, J. B., *Análise da Interação Estaca-Solo Via Combinação do Método dos Elementos Finitos com o Método dos Elementos de Contorno*, Cadernos de Engenharia de Estruturas, Vol. 9, nº 40, pp. 59-80, São Carlos, 2007.
- FONSECA, M. I., *Estudo das Erosões Localizadas Junto de Grupos de Estacas Cilíndricas*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 2011.
- HAMILL, L., *Bridge Hydraulics*, Routledge, New York, 1999.
- KAMESWARA RAO, N. S., *Foundation Design: Theory and Practice*, Noida, India, 2011.
- KHOURI, M. E., *Contribuição ao Projecto de Pilares de Pontes de Concreto Armado com Consideração da Não-Linearidade Física e Geométrica e Interação Solo-Estrutura*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- LANGER, J. A., *Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance*, Baltimore, 1984.
- LENCASTRE, A.; FRANCO, F. M., *Lições de Hidrologia*, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 1984.
- LAURSEN, E. M.; TOCH, A., *Scour Around Bridge Piers and Abutments*, Iowa Institute of Hydraulic Research, Universidade de Iowa, Iowa, 1956.
- LOUREIRO, J. M., *Expressão para o Cálculo do Caudal de Cheia em Cursos de Água de Portugal*, Recursos Hídricos, 5 (1), pp.53-78.
- MANTEROLA, J.; AGUILÓ, M., *Revista de Obras Públicas*, Organo Profesional de los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, nº3.497, 2009.
- MATLOCK, H., *Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 1204, 1970.
- MELVILLE, B. W., COLEMAN, S. E., *Bridge Scour*, Water Resources Publications, LLC, Colorado, 2000.
- MELVILLE, B. W., *Pier and Abutment Scour: Integrated Approach*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.184, nº4, pp.615-631, 1992.
- MELVILLE, B. W., *Pier and Abutment Scour: Integrated Approach*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.123, nº2, pp.125-136, 1997.
- MENESES, P. J., *Grupo de Estacas sob Acções Horizontais: Análise com Recurso a Multiplicadores – p* , Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.
- PRAKASH, S.; SHARMA, H. D., *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., USA, 1990.
- PINHO, J., *Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima: Reabilitação e Reforço Estrutural*, Consultores de Engenharia e Ambiente, EN 305, Coba, SA, Lisboa, 2010.
- PINTO, P. L., *Comportamento de Grupos de Estacas em Solos Arenosos Sob Solicitações Horizontais*, VII Congresso Nacional de Geotecnia, pp. 625-633, Porto, 2000.

- PIRES, M. A., *Interacção Estrutura-Fundação-Terreno: Influência das Vigas de Fundação no Comportamento de Edifícios Fundados em Estacas*, Dissertação apresentada para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2011.
- PORTELA, M., M.; DIAS, A. T., *Regionalização de Caudais de Cheia em Portugal*, Instituto Superior do Técnico, Lisboa, 2010.
- POULOS, H. G., DAVIS, E.H., *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1980.
- QUINTELA, A. C., *Hidráulica*, 9ª Edição, Fundação Calouste Gulbenkian, Portugal, 2005.
- RAMOS, C. M., *Dimensionamento de Pontes: Aspectos Hidráulicos*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1990.
- RAMOS, C. M., *Drenagem em Infra-estruturas de Transportes e Hidráulica de Pontes*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2005.
- REESE, L. C.; COX, W. R. e KOOP, F. D., *Analysys of Laterally Loaded Piles in Sand*, 6th Offshore Technology Conference, Vol. 2, Houston, pp. 473-483.
- REIS, A. J., *Folhas da Disciplina de Pontes*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2001.
- RICHARDSON, E. V.; DAVIS, S. R., *Evaluating Scour at Bridges*; Rep. Nº FHWA NHI 01-001 (HEC-18), 4th Ed. U.S. 3Dept of Transp., Washington DC, 2001.
- ROLLINS K. M.; LANE, D.; GERBER, T. M., *Measured and Computed Lateral Response of a Pile in Sand*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, nº 1, pp. 103-114, 2005.
- SANTOS, J. P., *Erosões Localizadas em Encontros de Pontes em Leitos de Rios com Secção Composta*, Dissertação apresentada para Obtenção do Grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1999.
- SANTOS, J. A., *Fundações por Estacas: Acções Horizontais*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- SILVA, R. P., *Estudo da erosão de pilares de pontes*, Dissertação apresentada para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2008.
- SOUSA, A. M., *Erosão Localizada Junto de Pilares Cilíndricos Complexos*, Dissertação apresentada para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.
- VESIC, A., *Bending of beam resting on isotropic elastic solid*, JEMD, ASCE, Vol. 87, pp. 35-53, 1961.
- www.cm-coimbra.pt

Anexos

Tabela I – Coeficiente m da fórmula de ISKOWSKI (adaptada de LENCASTRE e FRANCO 1984)

<i>A</i> (km ²)	<i>m</i>	<i>A</i> (km ²)	<i>m</i>
1	10,0	8000	3,060
10	9,00	9000	3,038
40	8,23	10000	3,017
70	7,60	20000	2,903
100	7,40	30000	2,801
200	6,87	40000	2,693
300	6,55	50000	2,575
400	6,22	60000	2,470
500	5,90	70000	2,365
600	5,60	80000	2,260
700	5,35	90000	2,155
800	5,12	100000	2,050
900	4,90	110000	1,980
1000	4,70	120000	1,920
1600	4,145	130000	1,855
2000	3,775	140000	1,790
2500	3,613	150000	1,725
3000	3,450	160000	1,650
3500	3,350	170000	1,575
4000	3,250	180000	1,500
4500	3,200	190000	1,425
5000	3,125	200000	1,350
6000	3,103	225000	1,175
7000	3,082	250000	1,000