

Elisabete Fernanda Miranda da Costa Escaleira Esteves

Ensaaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Acções Verticais

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre
em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

MMSEG

Porto, 2005

À memória da avó Conceição
Por estar sempre presente
E por me fazer sentir que
a vida está muito para além da morte....

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
AGRADECIMENTOS	XI
ÍNDICE DE TEXTO	XV
ÍNDICE DE FIGURAS	XXIII
ÍNDICE DE QUADROS	XXXI
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
3. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS	113
4. EXERCÍCIO DE PREVISÃO DAS ESTACAS A SEREM ENSAIADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL	173
5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA VERTICAL À COMPRESSÃO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL E OS RESULTADOS APRESENTADOS NO CAPÍTULO 4	221
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	237
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	239

RESUMO

A cidade do Porto, situada no Norte de Portugal, caracteriza-se por ter um subsolo granítico que se revela em grande medida dominado, nos horizontes implicados pelas obras de construção civil, por solos residuais recentes (saprolíticos), em particular de rochas graníticas. O subsolo granítico do Porto caracteriza-se por perfis de grande e errática heterogeneidade, tendo o emprego de estacas em fundações sofrido uma marcante evolução nos últimos anos. Este uso cada vez mais frequente de estacas deve-se em boa medida ao grande desenvolvimento dos meios e processos de execução, bem como ao desenvolvimento dos materiais empregues na sua realização. Desta forma, torna-se crucial o conhecimento do seu modo de funcionamento e dos parâmetros de cálculo usados no seu dimensionamento.

São muitos os factores que influenciam o comportamento das fundações indirectas, nomeadamente a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala, o tipo e magnitude das solicitações, etc. Alguns destes factores são de difícil ou mesmo impossível caracterização, pelo que ainda hoje é grande a indefinição sentida sobre os critérios de dimensionamento de estacas, particularmente em solos residuais. Desta forma, torna-se imperioso a realização de ensaios de carga em estacas executadas nas mesmas condições da prática corrente e munidas de instrumentação que permita a observação das respostas localizadas, quer ao longo do fuste, quer na base.

Com o propósito de responder às questões muito sucintamente acima esboçadas, desenvolveu-se um campo experimental num maciço de solo residual do granito, em terrenos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), realizando-se vasta campanha de investigação geotécnica que compreendeu um número significativo de ensaios in situ e laboratoriais. Posteriormente, foram executadas e ensaiadas à compressão vertical três estacas em betão armado de diferentes tipologias: moldada de 600mm de diâmetro com recurso a tubo moldador, trado contínuo com 600mm de diâmetro e pré-fabricada cravada dinamicamente quadrada com 350mm de lado, as que foram objecto de ensaio mais objectivado com 6 metros de comprimento útil (ou seja, no interior do terreno) e as outras de reacção com 22 metros de comprimento. Algumas destas estacas foram instrumentadas com dispositivos diversos que permitiram uma boa definição da interacção com o terreno em profundidade.

É ao nível da condução e interpretação do comportamento das estacas sujeitas a carregamentos verticais que o trabalho de dissertação versará.

ABSTRACT

The city of Porto, situated in the North of Portugal, is characterized by a subsoil generally dominated, within the horizons involving civil construction works, by recent (saprolitic) residual soils. The granitic subsoil of Porto is characterized by profiles of large and erratic heterogeneity, where the application of piled foundations has evolved outstandingly in recent years. This more and more frequent use of piles is strongly linked to the important developments of construction techniques and processes, as well as to developments in the materials used in its construction. Hence, it has become crucial to understand its real operating mode and to know the correct parameters used in its design.

Many factors influence the behaviour of deep foundations, namely the nature of the ground, the degree of soil disturbance caused by its construction, the scale effect, the type and magnitude of working loads, etc. Some of these factors are difficult or even impossible to characterize, that is why the uncertainty associated with the pile design criteria is still very high, nowadays and moreover in residual soils. Consequently, it is imperative to carry out load tests in piles constructed using common practice techniques, with local instrumentation to measure and register the local responses, both at the side and at the tip of each pile.

With the purpose of answering the above briefly outlined questions, an experimental site on residual soil from granite was developed, in the grounds of the Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), where a vast geotechnical survey and characterization was undertaken, comprising a significant set of in situ and laboratory tests. Subsequently, three reinforced concrete piles were build and tested under vertical compression loads, where the type of piles comprised: a 600mm diameter bored pile using a boring tube, a 600mm diameter continuous flight auger piles, and a 350mm square pre-cast dynamically driven pile. The tested piles, which are the object of more detailed study, were 6 metres long (that is, inside the ground), whereas the reaction piles were 22 metres long. Some of these piles were instrumented with various devices which provided a good definition of the pile-soil interaction in depth.

This dissertation work will focus on the accomplishment and performance of the tests and on the interpretation of the behaviour of the piles under vertical loads.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho integra-se na actividade de investigação do CEC da FEUP e do ICIST do IST, centros da Fundação para a Ciência e Tecnologia do MCES, financiado por empresas da especialidade e integrado num “exercício internacional de previsão de comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização”: INTERNATIONAL PREDICTION EVENT - CLASS A, apoiada pelo comité TC18 da ISSMGE e enquadrado na “2nd International Confernce on Site Characterization”, recentemente organizada no Porto (www.fe.up.pt/isc-2) pala FEUP e pela SPG, Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Gostaria de expressar os meus agradecimentos a todas as pessoas que directa ou indirectamente colaboraram e me ajudaram neste projecto, em especial:

- ao professor António Viana da Fonseca, por ter estado sempre a meu lado, mesmo nas alturas mais difíceis, pelo apoio e carinho que sempre manifestou, pela sua disponibilidade constante, pelo apoio incondicional e pela orientação rigorosa;
- ao professor Paulo Pinto, por ter sempre acreditado em mim, pelo seu importante apoio neste trabalho, pela sua disponibilidade e incentivo na realização desta dissertação;
- ao professor Jaime Santos, pela incansável e rigorosa colaboração na fase inicial da investigação, em particular no desenvolvimento dos ensaios;
- ao professor Couto Marques, pela amizade e consideração que por mim teve ao longo de todas as etapas deste mestrado, sem ele talvez não chegasse a esta fase;
- aos professores da Secção de Geotecnia, pelo carinho e apoio manifestados;
- ao Sr. Pinto, pelo apoio e pelos ensinamentos de vida que me transmitiu;
- à Cláudia pela simpatia e amizade com que sempre me presenteou;
- ao Luís Miguel, por ter transformado momentos que poderiam ser monótonos em momentos engraçados e que nunca esquecerei e por todo o apoio prestado durante a fase experimental do trabalho;

- à Direcção de Geotecnia da empresa Mota-Engil, SA, na pessoa do seu Director, Sr. Eng.º Ricardo de Andrade, pelo interesse científico e pela disponibilidade na realização de alguns dos trabalhos mais significativos de campo, em particular os inúmeros ensaios *in situ* e amostragem;
- à Direcção de Fundações Especiais da empresa Mota-Engil, SA, na pessoa do Sr. Eng.º Vieira Simões, , pelo patrocínio muito relevante do Campo Experimental, traduzindo-se na execução das estacas moldadas;
- à Teixeira Duarte, nas pessoas dos Srs. Eng.ºs Pires Carreto, Balodumiro Xavier, Ivo Rosa, Artur Peixoto e Miguel Rocha;
- à Sopecate, SA, na pessoa da Sr.ª Eng.ª Teresa Simões;
- à Tecnasol FGE, SA, por todo o apoio, nomeadamente a cedência de meios técnicos e logísticos para a realização dos ensaios das estacas, base experimental da presente dissertação, em particular pela implementação e registo da instrumentação de ponta;
- ao CICCOPN, em particular ao Eng. Nuno Cruz, pela colaboração e pelas facilidades concedidas na realização dos ensaios de campo;
- à A. M. Mesquita & Filhos, na pessoa do Sr.ª Eng.ª Manuela Mesquita, pela cedência do contentor para salvaguardo de pessoas e bens nos longos períodos de ensaios;
- à Reitoria da Universidade do Porto, em especial à pessoa do Professor António Silva Cardoso, Vice-Reitor, pelo apoio que permitiu desmobilizar meios para concluir os trabalhos de inspecção do maciço, pós-ensaios;
- à Eng.ª Joana Sampaio e ao Eng.º António Vega, pelo apoio, carinho e amizade incondicional com que me brindaram desde o momento que me conheceram;
- aos meus colegas de mestrado, em particular ao Pedro Costa, à Maria João, à Iria e à Marta Duarte, pela amizade, apoio e grande incentivo ao longo de todas as etapas deste mestrado;
- à Alexandra por todo o carinho e amizade e por me fazer compreender que a simplicidade é a forma da verdadeira grandeza;

- à Cristiana, pela amizade incondicional, pelo apoio emocional, por estar sempre disposta a responder a todas as minhas perguntas com todo o seu rigor científico e por me demonstrar que não é triste mudar de ideias, triste é não ter ideias para mudar;
- com um carinho muito especial, gostava de agradecer à Nelly, pois sem ela muitos dos meus dias não teriam tido sol, pela sua amizade, pelo apoio irrestrito a todas as minhas questões, por estar sempre a meu lado, por ser uma verdadeira amiga;
- à Mónica, pela amizade e companheirismo, por ser a irmã que eu não tive;
- aos meus pais, pelo conceito de vida que me transmitiram;
- ao meu irmão, simplesmente por ser uma das pessoas que mais amo no mundo;
- ao meu avô, pois sem ele nunca teria conseguido alcançar os meus objectivos;
- ao Carlos, pelo amor sem fronteiras e cumplicidade com que me brinda a cada acordar.

Muito obrigada a todos!

ÍNDICE DE TEXTO

1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1.	ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO DO TRABALHO	1
1.2.	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1.	MÉTODOS “ESTÁTICOS” DE PREVISÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE ESTACAS ISOLADAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL	5
2.1.1.	Métodos racionais ou teóricos.....	7
2.1.1.1.	Determinação da resistência de ponta	7
2.1.1.1.1.	<i>Proposta de Terzaghi (1943)</i>	9
2.1.1.1.2.	<i>Proposta de Meyerhof (1951)</i>	12
2.1.1.1.3.	<i>Proposta de Skempton et al. (1953)</i>	20
2.1.1.1.4.	<i>Proposta de Berezantzev et al. (1961)</i>	21
2.1.1.1.5.	<i>Proposta de Vesic (1975)</i>	24
2.1.1.1.6.	<i>Comparação dos valores de N_q</i>	27
2.1.1.1.7.	<i>Comparação dos valores de N_c</i>	28
2.1.1.2.	Determinação da resistência lateral	29
2.1.1.2.1.	<i>Proposta de Terzaghi (1943)</i>	30
2.1.1.2.2.	<i>Proposta de Meyerhof (1951, 1953)</i>	31
2.1.1.2.3.	<i>Método β</i>	32
2.1.1.2.4.	<i>Método α</i>	40
2.1.2.	Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test).....	44
2.1.2.1.	Introdução.....	44

2.1.2.2. Método Aoki e Velloso (1975)	45
2.1.2.3. Método de Meyerhof (1956, 1976)	47
2.1.2.4. Método de Décourt e Quaresma (1978, 1982)	48
2.1.2.5. Métodos semi-empíricos para solos residuais do granito	50
2.1.3. Métodos empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test).....	52
2.1.3.1. Introdução	52
2.1.3.2. Método empírico de Bustamante e Ganeselly (1998).....	53
2.1.3.3. Método de Philipponat (1980)	54
2.1.3.4. Método de Eslami e Fellenius (1996, 1997)	55
2.1.3.5. Holeyman <i>et al.</i> (1997)	57
2.1.3.6. Método de Takesue <i>et al.</i> (1998).....	59
2.1.4. Métodos empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométricos de Ménard)	60
2.1.4.1. Introdução	60
2.1.4.2. Método empírico de Bustamante e Ganeselly (1982, revisto em 1998)	62
2.1.4.3. Método de Chang e Zhu (2004)	64
 2.2. MÉTODOS DE PREVISÃO DE ASSENTAMENTOS DE ESTACAS ISOLADAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL	65
2.2.1. Mecanismo de transferência de carga e assentamento	66
2.2.2. Métodos baseados na Teoria da Elasticidade	69
2.2.2.2. Método de Randolph (1977)	69
2.2.2.2. Método de Poulos e Davis (1980)	72
2.2.2.3. Método Mayne e Zavala (2004)	76
2.2.2.4. Método de Randolph e Wroth (1982) adaptado por MacVay (1988)	77
2.2.3. Métodos numéricos	79
2.2.3.1. Método de Aoki e Lopes (1985)	79
2.2.3.2. Método dos elementos finitos.....	81

2.3.	A PERSPECTIVA DO EC7 SOBRE A PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUJEITAS A ESFORÇOS AXIAIS DE COMPRESSÃO ESTÁTICOS	84
2.4.	ENSAIOS DE CARGA VERTICAIS ESTÁTICOS	86
2.4.1.	Métodos racionais ou teóricos.....	86
2.4.2.	Códigos e normas de ensaios de estacas à compressão uniaxial	86
2.4.2.1.	Síntese de Códigos e Normas de vários países.....	87
2.4.2.2.	Análise comparativa das normas e recomendações directoras dos procedimentos seguidos	90
2.4.3.	Critérios de interpretação e de previsão de resultados.....	97
2.4.3.1.	Introdução.....	97
2.4.3.2.	Critérios de interpretação das curvas dos ensaios estáticos de carga vertical.....	98
2.4.3.2.1.	<i>Consideração preliminares.....</i>	<i>98</i>
2.4.3.2.2.	<i>Influência da dimensão da base da estaca</i>	<i>100</i>
2.4.3.2.3.	<i>Influência do comprimento da estaca.....</i>	<i>102</i>
2.4.3.2.4.	<i>Influência simultânea do diâmetro e do comprimento da estaca</i>	<i>102</i>
2.4.3.2.5.	<i>Critérios múltiplos</i>	<i>106</i>
2.4.3.3.	Critérios de previsão de resultados	109
2.4.3.3.1.	<i>Ajuste da curva carga-assentamento.....</i>	<i>110</i>
2.4.3.3.2.	<i>Combinação do comportamento do fuste com o da ponta.....</i>	<i>111</i>
2.4.3.3.3.	<i>Influência das tensões residuais de cravação no comportamento da curva carga-assentamento.....</i>	<i>112</i>

3.	DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS.....	113
3.1.	INTRODUÇÃO	113
3.2.	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	113
3.3.	ENSAIOS IN SITU	119
3.3.1.	Ensaio SPT (Standard Penetration Test)	119
3.3.2.	Ensaio CPT(U) (Piezocone Penetration Test)	121
3.3.3.1.	Classificação do solo com base nos resultados dos ensaios CPT(U)	124
3.3.3.1.1.	<i>Classificação de Robertson (1990)</i>	<i>124</i>
3.3.3.1.2.	<i>Classificação de Eslami e Fellenius (1997)</i>	<i>129</i>
3.3.3.1.3.	<i>Comparação dos resultados da classificação do solo segundo os métodos de Robertson (1990) e Eslami e Fellenius (1997) baseados nos resultados dos ensaios CPT.....</i>	<i>134</i>
3.3.3.	Ensaio Dilatométrico tipo Marchetti (DMT)	138
3.3.4.	Ensaio PMT (Pressiométricos de Ménard)	140
3.3.5.	Ensaio Sísmicos: Cross-Hole	142
3.4.	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	143
3.5.	EXECUÇÃO DAS ESTACAS	145
3.5.1.	Estacas moldadas com recurso a tubo metálico recuperado.....	147
3.5.2.	Estacas moldadas com recurso à técnica do trado contínuo.....	149
3.5.3.	Estacas pré-fabricadas cravadas dinamicamente	150
3.6.	ENSAIOS DE CARGA VERTICAIS ESTÁTICOS	152
3.6.1.	Estrutura de reacção	152

3.6.2.	Sistema de aplicação de carga.....	157
3.6.3.	Instrumentação.....	158
3.6.4.	Plano de cargas e critérios de estabilização.....	161
3.7.	EXTRACÇÃO DAS ESTACAS	167
4.	EXERCÍCIO DE PREVISÃO DAS ESTACAS A SEREM ENSAIADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL.....	173
4.1.	INTRODUÇÃO	173
4.2.	PARÂMETROS DE CÁLCULO	174
4.2.1.	Resistência em tensões efectivas na situação de pico	174
4.2.2.	Resistências em tensões efectivas na situação de estado crítico	177
4.2.3.	Resistências em tensões efectivas adoptadas para a situação em estudo	177
4.2.4.	Resistências não drenada do solo (su)	178
4.2.5.	Coeficiente de impulso em repouso (K0) e lateral (Ks)	179
4.2.6.	Peso volúmico	179
4.2.7.	Coeficiente de Poisson	180
4.2.8.	Coeficiente de Poisson dinâmico	180
4.2.9.	Módulo de deformabilidade do solo	181
4.2.10.	Módulo de distorção dinâmico do solo.....	183
4.2.11.	Módulo de deformabilidade dinâmico do solo	184

4.3.	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA DAS ESTACAS SUBMETIDAS A SOLICITAÇÕES VERTICAIS	185
4.3.1.	Métodos “estáticos” de previsão da capacidade resistente de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão axial	185
4.3.1.1.	Métodos racionais ou teóricos	185
4.3.1.1.1.	<i>Determinação da resistência de ponta ou base</i>	<i>185</i>
4.3.1.1.2.	<i>Comparação dos valores obtidos da resistência última de ponta (ou base) segundo os vários autores estudados.....</i>	<i>188</i>
4.3.1.1.3.	<i>Determinação da resistência lateral</i>	<i>189</i>
4.3.1.1.4.	<i>Comparação dos valores obtidos da resistência última lateral segundo os vários autores estudados</i>	<i>192</i>
4.3.1.1.5.	<i>Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados</i>	<i>193</i>
4.3.1.2.	Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test).....	194
4.3.1.2.1.	<i>Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados</i>	<i>197</i>
4.3.1.3.	Métodos empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test).....	198
4.3.1.3.1.	<i>Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados</i>	<i>201</i>
4.3.1.4.	Métodos empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométrico de Ménard)	202
4.3.1.4.1.	<i>Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados</i>	<i>203</i>
4.3.1.5.	Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados	204
4.4.	PREVISÃO DOS ASSENTAMENTOS DAS ESTACAS SUBMETIDAS A SOLICITAÇÕES VERTICAIS	208
4.4.1.	Métodos baseados na Teoria da Elasticidade	208
4.4.1.1.	Método de Randolph (1977)	208
4.4.1.2.	Método de Poulos e Davis (1980)	212
4.4.1.3.	Método Mayne e Zavala (2004)	215

4.4.1.4.	Comparação dos diversos métodos estudados	218
4.4.2.	Métodos numéricos	219
5.	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA VERTICAL À COMPRESSÃO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL E OS RESULTADOS APRESENTADOS NO CAPÍTULO 4	221
5.1.	INTRODUÇÃO	221
5.2.	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA VERTICAL À COMPRESSÃO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL E OS RESULTADOS APRESENTADOS NO CAPÍTULO 4	222
5.2.1.	Estaca E9	222
5.2.1.1.	Resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão	222
5.2.1.2.	Comparação dos resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão com o previsto pelos diferentes métodos analisados no Capítulo 4 ..	227
5.2.2.	Estaca C1	230
5.2.2.1.	Resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão	230
5.2.2.2.	Comparação dos resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão com o previsto pelos diferentes métodos analisados no Capítulo 4 ..	232
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	237
6.1.	CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO	237
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	239

ÍNDICE DE FIGURAS

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura 2.1 – Estaca submetida a uma carga de ruptura de compressão axial.....	6
Figura 2.2 – Superfície de rotura das diversas soluções teóricas (Vesic, 1965).....	9
Figura 2.3 – Superfície de rotura assumida por Terzaghi (1943).	10
Figura 2.4 – Factores da capacidade de carga Terzaghi e Peck (1948).	12
Figura 2.5 – Superfície de rotura assumida por Meyerhof (1951), para estacas longas (à esquerda) e curtas (à direita).	13
Figura 2.6 – Definições para o método de Meyerhof.	14
Figura 2.7 – Valores de d/B em função do ângulo de atrito.	16
Figura 2.8 – Valores de N_q obtidos por Meyerhof (1951).	18
Figura 2.9 – Valores de N_c propostos por Meyerhof (1951).	19
Figura 2.10 – Superfície de rotura assumida por Skempton, Yassin e Gibson (1953) e Vesic (1975).	20
Figura 2.11 – Valores de N_q obtidos por Skempton, Yassin e Gibson (1953).	21
Figura 2.12 – Solução de Berezantzev <i>et al.</i> (1961).	22
Figura 2.13 – Factores da capacidade de carga de Berezantzev <i>et al.</i> (1961).	24
Figura 2.14 – Factor de capacidade de carga, N_q , proposto por Vesic (1975).	25
Figura 2.15 – Factor de capacidade de carga, N_c , em função de ϕ e I_{rr} proposto por Vesic (1975).	26
Figura 2.16 – Valores de N_q obtidos pelos diferentes autores.	27
Figura 2.17 – Valores de N_c obtidos pelos diferentes autores.	29
Figura 2.18 – Tensão efectiva vertical a meia espessura de uma fatia de solo à profundidade ΔL vs resistência unitária lateral (Flaate e Selnes, 1977).	34
Figura 2.19 – Valores médios de ϕ em areias (Chen e Kulhawy, 1994).	36
Figura 2.20 – Definição de I_{vr} e I_{vy} , segundo Burland (1990) e Jardine e Chen (1996).	40

Figura 2.21 – Relação entre o factor α e s_u (adaptado de Coduto, 2001).....	41
Figura 2.22 – Factor α para estacas moldadas e trado contínuo com deslocamento (trado fechado): a) argilas NC; b) argilas OC (Randolph e Murphy, 1985).	41
Figura 2.23 – Estaca assente em camada resistente sobrejacente a uma camada fraca.	48
Figura 2.24 – Relação entre o valor N do ensaio SPT e a resistência última lateral unitária. ..	51
Figura 2.25 – Curvas limite do q_s	63
Figura 2.26 – Relação entre q_s e p_i^* para estacas moldadas em solos residuais de Singapura (adaptado de Chang e Zhu, 2004).....	64
Figura 2.27 – Elementos do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo: a) cargas e tensões na estaca; b) diagrama carga-profundidade; c) assentamentos; d) diagramas de atrito lateral e de carga axial correspondentes (Vésic, 1977)...	67
Figura 2.28 – Diagramas do comportamento idealizado de uma estaca esbelta: a) assentamento; b) atrito lateral; c) carga vs Profundidade; d) fuste; e) base; f) cabeça da estaca (Lopes, 1979).....	68
Figura 2.29 – Modelo utilizado na análise de Randolph (1977).	70
Figura 2.30 – Deformação das camadas de solo superior e inferior no modelo de Randolph (1977).	70
Figura 2.31 – Modelo de Poulos e Davis (1974): a) problema para resolução, b) elemento de estaca, c) acção da estaca sobre o solo, d) acção do solo sobre a estaca.	72
Figura 2.32 – Parâmetros para o cálculo do assentamento de estacas: a) factor I_0 , b) influência da compressibilidade da estaca, c) da espessura finita do solo compressível, d) do coeficiente de Poisson do solo (Poulos e Davis, 1974).	73
Figura 2.33 – Factores de correcção para a base da estaca em solo mais rígido: a) para $L/B = 75$, b) para $L/B = 50$, c) para $L/B = 25$, d) para $L/B = 10$, e) para $L/B = 5$ (Poulos e Davis, 1974).....	75
Figura 2.34 – Modelo hiperbólico.....	78
Figura 2.35 – Método Aoki e Lopes (1975): a) estaca real e sua modelação; b) modo de divisão da superfície do fuste e da base.	80
Figura 2.36 – Modelo discreto de uma estaca carregada axialmente.....	82

Figura 2.38 – Estado de tensão em redor de uma estaca carregada axialmente.	83
Figura 2.39 – Curva carga de serviço-assentamento de uma estaca a partir da previsão do assentamento para a carga de utilização e admitindo uma assíntota na capacidade de carga.	110
Figura 2.40 – Curva carga de serviço-assentamento de uma estaca a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta, exemplo de: a) estaca esbelta; b) estaca com base alargada (Burland e Cooke, 1974).	111

3. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

Figura 3.1 – Caracterização geológica do Campo Experimental: Mapa Geológico do Porto (Viana da Fonseca et al., 2004).	115
Figura 3.2 – Planta do Campo Experimental com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados <i>in situ</i> (Viana da Fonseca et al., 2004).	117
Figura 3.3 – a) Perfil Geotécnico; b) Fotografias tiradas às amostras recolhidas na sondagem S ₃ (Viana da Fonseca et al., 2004).	118
Figura 3.4 – Valores obtidos no ensaio SPT.	120
Figura 3.5 – Valores obtidos nos ensaios CPT5, CPT7, CPT8 e CPT9 antes da execução das estacas: a) q _c ; b) f _s ; c) u ₂	122
Figura 3.6 – Valores obtidos nos ensaios CPT1, CPT2, CPT3, CPT4 e CPT6 depois da execução das estacas: a) q _c ; b) f _s ; c) u ₂	123
Figura 3.7 – CPT2: a) classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico.	125
Figura 3.8 – CPT3: classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico.	126
Figura 3.9 – CPT5: a) Classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico.	127
Figura 3.10 – CPT8: a) Classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico.	128

Figura 3.11 – CPT2: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico.....	130
Figura 3.12 – CPT3: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico.....	131
Figura 3.13 – CPT5: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico.....	132
Figura 3.14 – CPT8: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico.....	133
Figura 3.15 – Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT2 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).	134
Figura 3.16 – Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT3 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).	135
Figura 3.17 – Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT5 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).	136
Figura 3.18 – Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT8 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).	137
Figura 3.19 – Valores obtidos nos ensaios DMT antes da realização das estacas: a) módulo dilatométrico; b) índice de tensão lateral (horizontal); c) índice do material.	139
Figura 3.20 – Valores obtidos nos ensaios DMT após realização das estacas: a) módulo dilatométrico; b) índice de tensão lateral (horizontal); c) índice do material.	140
Figura 3.21 – a) Curvas pressão vs volume a 3 metros de profundidade; b) Curvas pressão vs volume a 6 metros de profundidade; c) Curvas pressão vs volume a 9 metros de profundidade; d) Módulo pressiométrico vs profundidade e pressão limite e pressão de fluência vs profundidade.	141
Figura 3.22 – Valores obtidos nos ensaios Cross-Hole: a) velocidade das ondas S; b) velocidade das ondas P.....	142
Figura 3.23 – Curvas granulométricas.	144
Figura 3.24 – a) % passados vs profundidade; b) Peso volúmico vs profundidade, peso volúmico das partículas sólidas vs profundidade; c) Teor em água vs profundidade, grau de saturação vs profundidade.	145

Figura 3.25 - a) b) Tubo moldador metálico; c) Pormenor da base do tubo moldador metálico.	147
Figura 3.26 - Limpeza do tubo: a) b) Trado; c) Limpadeira.	148
Figura 3.27- a) b) Colocação da armadura; c) Localização final da armadura.	148
Figura 3.28 - a) b) Betonagem da estaca; c) Betonagem finalizada.....	149
Figura 3.29 - a) pormenor do indentamento da base do trado; b) penetração do trado no terreno; c) remoção do trado com bombagem simultânea de betão.....	150
Figura 3.30 - Colocação da armadura.....	150
Figura 3.31 - Execução das estacas pré-fabricadas cravadas: a) implantação da estaca; b) verificação da verticalidade da estaca; c) d) cravação da estaca.	151
Figura 3.32 - Estrutura de reacção: a) b) colocação da viga central; c) ligação entre o perfil central e o perfil lateral.....	153
Figura 3.33 - Estrutura de reacção: a) planta; b) corte A-A'; corte B-B' (Teixeira Duarte S.A., 2003).	154
Figura 3.34 - Ligação entre os perfis e os maciços de fundação: a) planta; b) corte C-C'; c) pormenor construtivo do betão; d) pormenor construtivo das ligações (Teixeira Duarte S.A., 2003).	155
Figura 3.35 - Execução dos maciços de encabeçamentos: a) betonagem; b) apoio entre os perfis metálicos e os maciços de encabeçamentos; c) distância entre o maciço e o solo envolvente.	156
Figura 3.36 - Lona de cobertura da estrutura de reacção.	156
Figura 3.37 - Sistema de aplicação e controlo da carga: a) macaco de duplo efeito; b) macaco de duplo efeito e sistema de controlo da carga.....	157
Figura 3.38 - Sistema de registo e aquisição das unidades de força e deslocamento.....	158
Figura 3.39 - Instrumentação interna: a) sistema de fixação dos sensores; b) sensores c) montagem dos sensores no interior do tubo de PVC; d) ligação dos sensores à unidade de leitura-“datalogger” (trabalho desenvolvido pela Tecnasol-FGE, Fundações e Geotecnia, S.A.).	159
Figura 3.40 - Localização dos sensores (<i>retrievable extensometer</i>).	159
Figura 3.41 - Célula de pressão total.	160

Figura 3.42 – Instrumentação externa: a) b) transdutores de deslocamento DCDT; c) transdutor de deslocamento DCDT e deflectómetro mecânico.....	161
Figura 3.43 – Plano de carga preconizado pela norma Americana ASTM: D 1143 (1994).	163
Figura 3.44 – Plano de carga preconizado pela norma Brasileira NBR-12131 (2003).	164
Figura 3.45 – Plano de carga preconizado pelo sub comité Europeu ISSMGE (De Cock et al., 2003).	165
Figura 3.46 – Plano de carga com os tempos mínimos a cumprir.	166
Figura 3.47 – Tempos de carregamento realmente implementados nos ensaios realizados. .	166
Figura 3.48 – Escavação: a) início do trabalho; b) c) fases da remoção do terreno.	167
Figura 3.49 – Faseamento da extracção das estacas de 6m: a) início da escavação; b) c) d) retirada da estaca do terreno; e) transporte da estaca para depósito; f) vista geral da estaca após retirada.....	168
Figura 3.50 – Faseamento da extracção parcial das estacas de 22m: a) b) quebra da estaca à cota 5; c) pormenor da estaca partida; d) corte das armaduras; e) retirada da estaca do terreno; f) vista geral da estaca após retirada do terreno.	169
Figura 3.51 – Pormenor da ponta da estaca moldada.	170
Figura 3.52 – Pormenor da textura do fuste da estaca: a) moldada; b) trado contínuo.....	170
Figura 3.53 – Célula de carga.....	171

4. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

Figura 4.1 – Ajuste da linha K_f pelo método dos mínimos quadrados.	175
Figura 4.2 – Posição relativa das quatro trajectórias das tensões.	176
Figura 4.3 – Ajuste da linha K_f pelo método dos mínimos quadrados.	176
Figura 4.4 – Posição relativa das quatro trajectórias das tensões.	177
Figura 4.5 – Variação do coeficiente de Poisson dinâmico em profundidade.....	181
Figura 4.6 – Variação em profundidade: a) da resistência do cone obtida no ensaio CPT, q_c ; b) do Módulo de Elasticidade do solo, E.	182

Figura 4.7 – Variação em profundidade do Módulo de Distorção dinâmico.	183
Figura 4.8 – Variação em profundidade do Módulo de Deformabilidade dinâmico do solo.	184
Figura 4.9 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca E9.	209
Figura 4.10 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca C1.	210
Figura 4.11 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca T1.	211
Figura 4.12 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca E9.	212
Figura 4.13 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca C1.	213
Figura 4.14 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca T1.	214
Figura 4.15 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca E9.	215
Figura 4.16 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca C1.	216
Figura 4.17 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca T1.	217
Figura 4.18 – Curvas carga-assentamento para a estaca E9.	218
Figura 4.19 – Curvas carga-assentamento para a estaca C1.	219
Figura 4.20 – Curvas carga-assentamento para a estaca T1.	219

5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA VERTICAL À COMPRESSÃO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL E OS RESULTADOS APRESENTADOS NO CAPÍTULO 4

Figura 5.1 – Curva carga-assentamento obtida para a estaca E9.	222
Figura 5.2 – Curva carga-profundidade obtida através das leituras fornecidas pelos extensômetros para o escalão de carga: a) 0-300 kN; b) 0-600 kN; c) 0-900 kN; d) 0-1350kN.	224
Figura 5.3 – Curva carga última-assentamento a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta.	225
Figura 5.4 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca E9.	228
Figura 5.5 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca E9.	228
Figura 5.6 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca E9.	229
Figura 5.7 – Curva carga-assentamento obtida para a estaca C1.	230
Figura 5.8 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.	232
Figura 5.9 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.	234
Figura 5.10 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.	235

ÍNDICE DE QUADROS

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Quadro 2.1 – Factores da capacidade de carga (Bowles, 1968)	11
Quadro 2.2 – Coeficiente α_T	23
Quadro 2.3 – Valores de N_c propostos para estacas em condições não-drenadas	28
Quadro 2.4 – Valores de referência de k_s propostos por Broms (1966)	31
Quadro 2.5 – Valores de referência de δ propostos por Aas (1966)	32
Quadro 2.6 – Ângulo de atrito entre vários materiais de fundação e entre diferentes tipos de solos e rochas ^(*)	33
Quadro 2.7 – Resumo do número de estacas ensaiadas para estimativa do coeficiente de impulso lateral – Coeficiente k	37
Quadro 2.8 –Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975)	46
Quadro 2.9 –Valores de F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al. , 1978)	46
Quadro 2.10 –Valores de C (Décourt-Quaresma, 1978)	49
Quadro 2.11 –Valores de atrito médio (Décourt-Quaresma, 1978)	49
Quadro 2.12 –Valores de C para estacas sem deslocamento do terreno (Décourt, 1986)	50
Quadro 2.13 – Factores de capacidade de carga k_c	53
Quadro 2.14 – Limites da resistência lateral unitária.	54
Quadro 2.15 – Valores do coeficiente α_p em função do tipo de solo.....	55
Quadro 2.16 – Valores do coeficiente α_s em função do tipo de solo.....	55
Quadro 2.17 – Valores do coeficiente α_F em função do tipo de estaca	55
Quadro 2.18 – Valor do coeficiente de correlação lateral, C_s	56
Quadro 2.19 – Valor do coeficiente α_b (adaptado de Holeyman <i>et al.</i> , 1997)	57
Quadro 2.20 – Valores de η_p^* e q_c para argilas	59

Quadro 2.21 – Valor do coeficiente ξ_f (adaptado de Holeyman <i>et al.</i> , 1997).....	59
Quadro 2.22 – Factores de capacidade de carga k_p	62
Quadro 2.23 – Relação E_{pm}/p_L	62
Quadro 2.24 – Escolha da curva limite do q_s	63
Quadro 2.25 – Escolha da curva limite do q_s	74
Quadro 2.26 – Factores de capacidade de carga k_p	81
Quadro 2.27 – Instrumentação recomendada pela norma Americana ASTM: D 1143 (1994), pelo subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock <i>et al.</i> , 2003) e pela norma Brasileira NBR-12131 (2003).	93
Quadro 2.28 – Procedimentos de carregamento (adaptado de De Cock <i>et al.</i> , 2003).....	94
Quadro 2.29 – Critérios de aceitação para estacas, baseado no diâmetro da estaca, D, com cargas de ensaio iguais a 200% da carga de serviço (adaptado de Novais Ferreira, 1995)	101
Quadro 2.30 – Critérios de aceitação para estacas, baseado no diâmetro da estaca, D, e no seu comprimento, L. $s=(L/1000)+(4+8xD)/1000$ (Davisson, 1973).....	103
Quadro 2.31 – Critérios de aceitação para estacas, baseado no diâmetro da estaca, D, e no seu comprimento, L. $s_t=(L/1000)+(D/30)$ (Hong- Kong Housing Authority, 1989).	104
Quadro 2.32 – Critérios de aceitação para estacas em betão, baseado no diâmetro da estaca, D, e no seu comprimento, L, aplicado a solos arenosos. $s_t=(b+mxD)+(L/1000)$	105
Quadro 2.33 – Critérios de aceitação para estacas em betão, baseado no diâmetro da estaca, D, e no seu comprimento, L, aplicado a solos argilosos. $s_t=(b+mxD)+(L/1000)$	106

3. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

Quadro 3.1 – Identificação das amostras ensaiadas	143
---	-----

Quadro 3.2 – Propriedades das amostras ensaiadas	144
Quadro 3.3 – Intervalos de variação de alguns índices físicos	145
Quadro 3.4 - Características das estacas	146
Quadro 3.5 – Características técnicas de Unidade Hidráulica	157
Quadro 3.6 – Características do transdutor de pressão e da célula sandwich de pressão total	161
Quadro 3.7 - Características geométricas das estacas.....	169

4. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

Quadro 4.1- Determinação da linha K_f	174
Quadro 4.2- Determinação de ϕ' e c'	175
Quadro 4.3- Determinação de ϕ' e c'	176
Quadro 4.4- Parâmetros adoptados para as resistências em tensões efectivas.	178
Quadro 4.5- Parâmetros adoptados para as resistências em tensões efectivas.	179
Quadro 4.6- Determinação da linha K_f	179
Quadro 4.7- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Terzaghi, 1943).	185
Quadro 4.8- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Meyerhof, 1976).	186
Quadro 4.9- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Skempton et al., 1953)	186
Quadro 4.10- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Berezantzev et al., 1961)	187
Quadro 4.11- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Vesic, 1975).	187
Quadro 4.12- Resistência última de ponta unitária e resistência última de ponta segundo os vários autores para a estaca E9.	188
Quadro 4.13- Resistência última de ponta unitária e resistência última de ponta segundo os vários autores para a estaca C1.	188
Quadro 4.14- Resistência última de ponta unitária e resistência última de ponta segundo os vários autores para a estaca T1.	188
Quadro 4.15- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Terzaghi, 1943). ...	189

Quadro 4.16– Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Meyerhof, 1951, 1953).	190
Quadro 4.17– Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Método).....	190
Quadro 4.18– Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Método).....	191
Quadro 4.19– Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Expressão geral)...	191
Quadro 4.20– Resistência última lateral unitária e resistência última lateral segundo os vários autores para a estaca E9.	192
Quadro 4.21– Resistência última lateral unitária e resistência última lateral segundo os vários autores para a estaca C1.	192
Quadro 4.22– Resistência última lateral unitária e resistência última lateral segundo os vários autores para a estaca T1.	192
Quadro 4.23– Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.	193
Quadro 4.24– Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.	193
Quadro 4.25– Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.	194
Quadro 4.26– Resistência última e parâmetros utilizados (Aoki e Velloso, 1975).	194
Quadro 4.27– Resistência última e parâmetros utilizados (Meyerhof 1956, 1976).	195
Quadro 4.28– Resistência última e parâmetros utilizados (Décourt e Quaresma, 1978, 1982).	195
Quadro 4.29– Resistência última e parâmetros utilizados (Chang e Wong, 1995).	196
Quadro 4.30– Resistência última e parâmetros utilizados (Tan et al., 1998).	196
Quadro 4.31– Resistência última e parâmetros utilizados (Balakrishnan et al., 1999)..	196
Quadro 4.32– Resistência última e parâmetros utilizados (Ng et al., 1975).	196
Quadro 4.33– Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.	197
Quadro 4.34– Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.	197
Quadro 4.35– Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.	197
Quadro 4.36– Resistência última e parâmetros utilizados (Bustamante e Ganeselly, 1982).	198
Quadro 4.37– Resistência última e parâmetros utilizados (Philipponat, 1980).	199

Quadro 4.38- Resistência última e parâmetros utilizados (Eslami e Fellenius, 1996, 1997).	200
Quadro 4.39- Resistência última e parâmetros utilizados (Holeyman et al., 1997).....	200
Quadro 4.40- Resistência última e parâmetros utilizados (Takesue et al., 1997).....	201
Quadro 4.41- Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.	201
Quadro 4.42- Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.	201
Quadro 4.43- Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.	202
Quadro 4.44- Resistência última e parâmetros utilizados (Bustamante e Ganeselly (1982, 1998).	202
Quadro 4.45- Resistência última e parâmetros utilizados (Chang e Zhu, 2004).	203
Quadro 4.46- Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.	203
Quadro 4.47- Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.	203
Quadro 4.48- Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.	203
Quadro 4.49- Quadro resumo para a estaca E9.	204
Quadro 4.50- Quadro resumo para a estaca C1.	205
Quadro 4.51- Quadro resumo para a estaca T1.	205
Quadro 4.52- Razão da resistência de ponta unitária para as estacas moldadas com recurso a tubo moldador metálico e cravadas.....	207
Quadro 4.53- Resistência de ponta, resistência lateral e capacidade de carga última. .	208
Quadro 4.54- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca E9.	209
Quadro 4.55- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca C1.	210
Quadro 4.56- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca T1.	211
Quadro 4.57- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca E9.	212
Quadro 4.58- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca E9.	213

Quadro 4.59- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca T1.	214
Quadro 4.60- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca E9.....	215
Quadro 4.61- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca C1.	216
Quadro 4.62- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca T1	217

5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA VERTICAL À COMPRESSÃO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL E OS RESULTADOS APRESENTADOS NO CAPÍTULO 4

Quadro 5.1 - Valores obtidos através da leitura dos deflectómetros para construção da curva carga-assentamento	223
Quadro 5.2 - Valores para definição da curva carga última-assentamento a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta.....	226
Quadro 5.3 - Quadro resumo para a estaca E9.	226
Quadro 5.4 - Quadro resumo para a estaca E9.	227
Quadro 5.5 - Valores obtidos através da leitura dos deflectómetros para construção da curva carga assentamento	231
Quadro 5.6 - Quadro resumo para a estaca C1.	232
Quadro 5.7 - Quadro resumo para a estaca C1.	233
Quadro 5.8 - Quadro resumo para a estaca C1.	234
Quadro 5.9 - Relação entre os valores obtidos através das propostas estudadas e o realmente observado.	235
Quadro 5.10 - Quadro resumo para a estaca C1.	236
Quadro 5.11 - Relação entre os valores obtidos através das propostas estudadas e o realmente observado.	236

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO DO TRABALHO

A cidade do Porto, situada no Norte de Portugal, caracteriza-se por ter um subsolo granítico que se revela em grande medida dominado, nos horizontes implicados pelas obras de construção civil, por solos residuais recentes (saprolíticos), em particular de rochas graníticas. Este tipo de solos, em alguns casos, atinge profundidades que podem rondar os 20 metros, sendo mais comuns profundidades entre 5 a 10 metros. O subsolo granítico do Porto caracteriza-se por perfis de grande e errática heterogeneidade, tendo o emprego de estacas em fundações sofrido uma marcante evolução nos últimos anos. Constituem as fundações de estruturas de médio e grande porte mais utilizadas actualmente. Este uso cada vez mais frequente de estacas deve-se em boa medida ao grande desenvolvimento dos meios e processos de execução, bem como ao desenvolvimento dos materiais empregues na sua realização. Desta forma, torna-se crucial o conhecimento do seu modo de funcionamento e dos parâmetros de cálculo usados no seu dimensionamento.

A presente dissertação integra-se num projecto de investigação em curso, financiado por empresas da especialidade e integrado num “exercício internacional de previsão de comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização”: INTERNATIONAL PREDICTION EVENT - CLASS A (porque os ensaios são realizados após as previsões estarem “fechadas”), apoiada pelo comité TC18 da ISSMGE e enquadrado na “2nd International Conference on Site Characterization”, recentemente realizada no Porto (www.fe.up.pt/isc-2). Estes eventos são considerados padrões de reconhecimento do estado-de-arte do dimensionamento de estruturas geotécnicas e constituem bases inalienáveis para a sua modelação.

São muitos os factores que influenciam o comportamento das fundações indirectas, nomeadamente a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala, o tipo e magnitude das solicitações, etc. Alguns destes factores são de difícil

ou mesmo impossível caracterização, pelo que ainda hoje é grande a indefinição sentida sobre os critérios de dimensionamento de estacas, particularmente em solos residuais. Desta forma, torna-se imperioso a realização de ensaios de carga em estacas executadas nas mesmas condições da prática corrente e munidas de instrumentação que permita a observação das respostas localizadas, quer ao longo do fuste, quer na base.

Com o propósito de responder às questões muito sucintamente acima esboçadas, desenvolveu-se um campo experimental num maciço de solo residual do granito, em terrenos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), realizando-se vasta campanha de investigação geotécnica que compreendeu um número significativo de ensaios in situ e laboratoriais. Posteriormente, foram executadas e ensaiadas à compressão vertical três estacas em betão armado de diferentes tipologias: moldada de 600mm de diâmetro com recurso a tubo moldador, trado contínuo com 600mm de diâmetro e pré-fabricada cravada dinamicamente quadrada com 350mm de lado, as que foram objecto de ensaio mais objectivado com 6 metros de comprimento útil (ou seja, no interior do terreno) e as outras de reacção com 22 metros de comprimento.

Algumas destas estacas foram instrumentadas com dispositivos diversos que permitiram uma boa definição da interacção com o terreno em profundidade.

É ao nível da condução e interpretação do comportamento das estacas sujeitas a carregamentos verticais que o trabalho de dissertação versará.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação divide-se em seis capítulos, sendo que no presente capítulo apresentado o âmbito e enquadramento deste trabalho, enfatizando a sua relevância no contexto geotécnico actual.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica abordando, inicialmente, os métodos “estáticos” de previsão da capacidade resistente de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão axial, sendo estes os métodos: racionais ou teóricos, semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test), empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test) e empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométricos de Ménard). Em seguida são apresentados alguns dos métodos de previsão de assentamentos de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão axial, onde se abordaram os mecanismos de transferência de carga, alguns dos métodos baseados na teoria da elasticidade e métodos sobre a previsão do comportamento de estacas sujeitas a esforços axiais de compressão. Por

último, serão abordados os procedimentos a seguir relativamente aos ensaios de carga verticais estáticos, começando por referir alguns códigos e normas de ensaios de estacas à compressão enfatizando as diferenças e semelhanças de alguns comités de normalização para realização dos mesmos, nomeadamente: o sub comité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003) as normas Americanas ASTM: D 1143 (1994) e as normas Brasileiras NBR-12131 (2003), uma vez que estas recomendações e normas foram as seguidas na presente dissertação, em seguida foram descritos alguns critérios de interpretação e de previsão de resultados.

No Capítulo 3, descreve-se o Campo Experimental desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). É feita a descrição do Campo Experimental e dos trabalhos realizados, abordando inicialmente as características geológicas e geotécnicas do local onde se iria realizar o Campo Experimental, apresentando e comentando sumariamente os resultados obtidos nos ensaios realizados *in situ* e em laboratório. Em seguida foi feita uma descrição detalhada do processo de execução das estacas, nomeadamente, estacas moldadas com recurso a tubo metálico recuperado, estacas moldadas com recurso à técnica do trado contínuo e estacas pré-fabricadas cravadas dinamicamente. No que concerne à descrição da metodologia adoptada para a realização dos ensaios de carga verticais estáticos serão particularizados aspectos considerados mais importantes como a estrutura de reacção utilizada, as características do sistema de aplicação da carga, a instrumentação implementada e sua localização e o plano de cargas e critérios de estabilização utilizados. Por último foi descrito o processo de extracção das estacas.

No Capítulo 4 serão descritos alguns dos vários métodos utilizados para fazer a avaliação do comportamento sob acções verticais estáticas das estacas em estudo, sendo estes: formulação teórica baseada nas propriedades do solo, nomeadamente as propostas de: Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Skempton et al. (1953), Berezantzev et al. (1961), Vesic (1975), Método β e Método α ; métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test), nomeadamente as propostas de Aoki e Velloso (1975), Meyerhof (1956, 1976) e Décourt e Quaresma (1978, 1982); métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test) para solos residuais do granito, nomeadamente as propostas de Chang e Wong (1995); Tan *et al.* (1998), Balakrishnan *et al.* (1999) e Ng *et al.* (2001); Métodos empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test), nomeadamente os Métodos de Bustamante e Ganeselly (1999), Philipponat (1980), Eslami e Fellenius (1996, 1997), Holeyman *et al.* (1997), Takesue *et al.* (1998); métodos empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométricos de Ménard), nomeadamente os métodos de Bustamante e Ganeselly (1982, revisto em 1998) e Chang e Zhu (2004). No desenvolvimento deste capítulo efectua-se

uma descrição sumária dos parâmetros adoptados para o cálculo da capacidade de carga última das estacas ensaiadas à compressão.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios estáticos de carga vertical à compressão realizados no campo experimental. Neste capítulo faz-se, também, a comparação dos resultados obtidos com as previsões efectuadas no Capítulo 4.

No Capítulo 6, resumem-se algumas das principais conclusões obtidas a partir das comparações efectuadas no Capítulo 5.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. MÉTODOS “ESTÁTICOS” DE PREVISÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE ESTACAS ISOLADAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL

“Nos métodos “estáticos” a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao corte estática do solo, resistência esta obtida em ensaios de laboratório ou “*in situ*”. Os métodos estáticos separam-se em dois grupos:

- métodos racionais ou teóricos - aqueles que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo;
- métodos semi-empíricos - aqueles que se baseiam em ensaios “*in situ*” de penetração (SPT, CPT e DMT).

Haveria, ainda, os métodos empíricos, pelos quais a capacidade de carga da estaca é estimada com base apenas na classificação das camadas atravessadas. Estes métodos não servem mais do que para uma estimativa grosseira da capacidade de carga de uma estaca” (Velloso e Lopes, 2002).

Nos métodos estáticos considera-se que uma estaca isolada submetida a um carregamento estático vertical de compressão vai resistir a essa solicitação exterior através da sua resistência ao deslizamento ao longo do fuste e pelas tensões normais mobilizáveis ao nível da ponta.

Como referem Décourt *et al.* (1998), existem várias metodologias para a determinação da capacidade de carga última de uma estaca isolada submetida a solicitações estáticas verticais de compressão, sendo que a maioria delas constitui uma extensão aos trabalhos clássicos de Prandtl (1921) e Reissner (1924). As primeiras aplicações práticas relacionadas com solos foram efectuadas por Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951).

Nos métodos estáticos é imaginado o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo, como se observa na Figura 2.1.

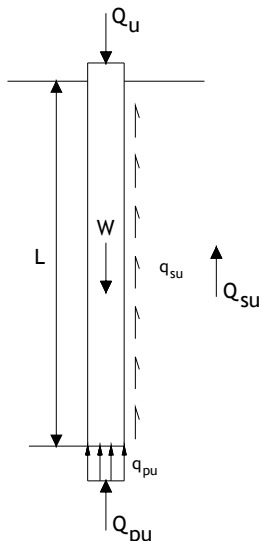


Figura 2.1 - Estaca submetida a uma carga de ruptura de compressão axial.

Desta forma, a capacidade de carga última de uma estaca pode ser calculada pela soma da resistência última de ponta e da resistência última lateral, subtraindo-se a estas duas parcelas o peso da estaca e do maciço de encabeçamento. Assim, a capacidade de carga última de uma estaca pode ser obtida a partir da expressão:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} - W \quad (2.1)$$

sendo:

Q_u - capacidade de carga última da estaca;

Q_{su} - resistência última lateral;

Q_{pu} - resistência última de ponta ou base;

W - peso próprio da estaca e do maciço de encabeçamento.

Utilizando a expressão (2.1) para o cálculo da capacidade de carga última assume-se que as resistências de ponta e lateral não são interdependentes. Embora esse pressuposto não seja correcto, pode assumir-se, uma vez que em termos práticos o erro cometido não é significativo.

Para o cálculo da resistência última lateral, Q_{su} , pode multiplicar-se a resistência última unitária lateral ao longo do fuste, q_s , pela área lateral da estaca, A_s , e para a resistência última de ponta ou base, Q_{pu} , pode multiplicar-se a resistência última de ponta ou base da estaca, q_p , pela área da secção transversal da sua ponta, A_p . Desta forma, tem-se:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} - W = q_s \times A_s + q_p \times A_p - W \quad (2.2)$$

sendo:

q_s - resistência última unitária lateral;

q_p - resistência última unitária de ponta ou base;

A_s - área lateral da estaca;

A_p - área da secção transversal da ponta da estaca.

Na aplicação da expressão (2.2) é necessário ter em consideração que a resistência lateral se desenvolve para assentamentos bastante reduzidos enquanto que a resistência de ponta só é mobilizada na sua totalidade para assentamentos mais elevados, particularmente se a ponta não encastrada se solidariza em perfeição no horizonte rijo. Como exemplo extremo pode citar-se o caso de estacas moldadas com recurso a tubo moldador em solos arenosos, em que a resistência última de ponta apenas ocorre para valores de assentamento normalizado, s_b/B , superiores a 100% (sendo s_b o assentamento da base e B o diâmetro ou largura da estaca). Para estacas cravadas no mesmo tipo de solos essa resistência é atingida para valores de s_b/B entre 10 e 20%. Do exposto, pode concluir-se que a mobilização da resistência de ponta depende em grande parte do processo de execução da estaca (Santos e Gouveia Pereira, 2002). Desta forma, quando se utiliza a expressão (2.2) pode aplicar-se um factor de redução diferente a cada uma das componentes consoante os deslocamentos e o tipo de estaca em estudo. Hoje, aliás, os critérios de dimensionamento, mesmo em estados limites últimos, são comandados por limitações de assentamentos, mais do que pelo afastamento da carga de serviço ou última de cedência de rotura.

2.1.1. Métodos racionais ou teóricos

2.1.1.1. Determinação da resistência de ponta

As primeiras fórmulas teóricas datam do início do século XX e foram instituídas por Verendeel, Bénabenq, etc. (ver Dorr, 1922; Sansoni, 1995; Davidian, 1969).

A dedução das equações clássicas baseia-se na Teoria da Plasticidade considerando uma determinada configuração geométrica para a superfície de rotura. Admitindo para o solo a teoria de rotura de Mohr-Coulomb e considerando condições drenadas, tem-se:

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan \phi' \quad (2.3)$$

sendo:

τ - tensão de corte;

c' - coesão em tensões efectivas;

σ' - tensão normal efectiva no plano de corte;

ϕ' - ângulo de atrito em tensões efectivas.

Desta forma, segundo Terzaghi (1943) e aplicando ao caso das fundações profundas, a expressão da resistência de ponta unitária é dada pela seguinte expressão:

$$q_p = c' \times N_c + \sigma'_{vp} \times N_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad (2.4)$$

sendo:

c' - coesão em tensões efectivas;

B - diâmetro ou largura da estaca;

σ'_{vp} - tensão efectiva vertical do solo ao nível da base da estaca;

γ - peso volúmico do solo;

N_c , N_q e N_γ - coeficientes adimensionais de capacidade de carga.

Para profundidades elevadas, verifica-se que a componente $\gamma \times B \times N_\gamma$ é desprezável face à contribuição das outras parcelas da equação (2.4) e a expressão pode ser reescrita da seguinte forma:

$$q_p = c' \times N_c + \sigma'_{vp} \times N_q \quad (2.5)$$

No caso de solos puramente atríticos, $c'=0$, a expressão (2.5) simplifica-se, assumindo a seguinte forma:

$$q_p = \sigma'_{vp} \times N_q \quad (2.6)$$

No caso de solos coesivos saturados, a situação não drenada é condicionante, pelo que a expressão (2.5) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$q_p = c_u \times N_c + \sigma_{vp} \quad (2.7)$$

sendo:

c_u - resistência não drenada do solo;

σ_{vp} - tensão efectiva vertical do solo ao nível da base da estaca;

N_c - coeficiente adimensional de capacidade de carga.

Para a determinação da resistência última de ponta, as teorias propostas pelos diferentes autores diferem na configuração assumida para a superfície de rotura e na forma como é considerada a contribuição do solo acima do plano da base da estaca. Na Figura 2.2 estão representadas as superfícies de rotura assumidas pelos diferentes autores.

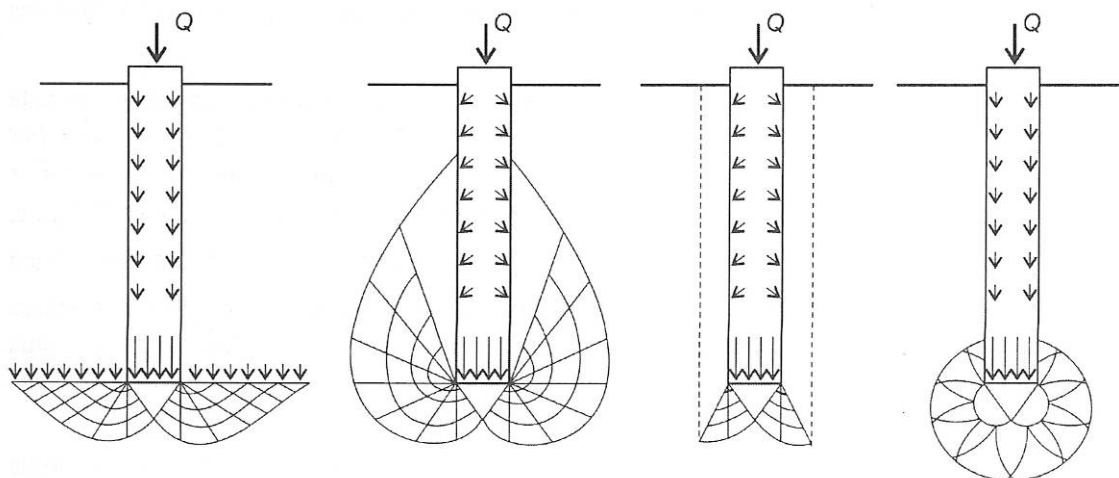


Figura 2.2 - Superfície de rotura das diversas soluções teóricas (Vesic, 1965).

A forma da superfície de rotura assumida toma especial relevância na determinação do valor de N_q , parâmetro que é função do ângulo de atrito e do método de execução da estaca, mas fortemente dominado pela forma da superfície de rotura assumida.

Neste ponto serão apresentadas as soluções mais utilizadas propostas pelos diferentes autores, fazendo referência à superfície de rotura e à forma como é considerada a contribuição do solo acima do plano da base da estaca.

2.1.1.1.1. Proposta de Terzaghi (1943)

Segundo Terzaghi (1943), a superfície de rotura assumida para uma estaca deriva da teoria geral para fundações superficiais proposta pelo mesmo autor. Nesta exposição seguir-se-á Terzaghi e Peck (1948, 1967).

Como referem Velloso e Lopes (2002), Terzaghi e Peck (1948, 1967) consideram que a rotura do solo abaixo da base da estaca não pode ocorrer sem deslocamento de solo para os lados e para cima, conforme se indica na Figura 2.3. Se o solo ao longo do comprimento L da estaca é bem mais compressível do que abaixo da base, os deslocamentos produzem tensões de corte desprezáveis ao longo do comprimento da estaca. Nesse caso, a influência do solo que envolve a estaca é idêntica à de uma sobrecarga de valor γL (sendo γ o peso volúmico do solo e L o comprimento da estaca) e a resistência de ponta será calculada por uma das seguintes fórmulas:

$$q_p = 1,2 \times c' \times N_c + \gamma \times L \times N_q + 0,6 \times \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma \quad (2.8)$$

para estacas de base circular, com diâmetro B , ou

$$q_p = 1,2 \times c' \times N_c + \gamma \times L \times N_q + 0,8 \times \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma \quad (2.9)$$

para estacas de base quadrada B X B.

Sendo:

c' - coesão efectiva;

γ - peso volúmico do solo;

L - comprimento da estaca;

B - diâmetro ou largura da estaca;

N_c , N_q e N_γ - coeficientes adimensionais de capacidade de carga.

Por outro lado, se o solo é homogéneo, as tensões de corte nele despertadas acima da base da fundação e consequentes deslocamentos que aí ocorrem têm dois efeitos significativos: podem alterar o mecanismo de rotura de tal modo que os factores da capacidade de carga deixam de ser válidos e também podem alterar a intensidade da tensão vertical no solo junto à base da fundação.

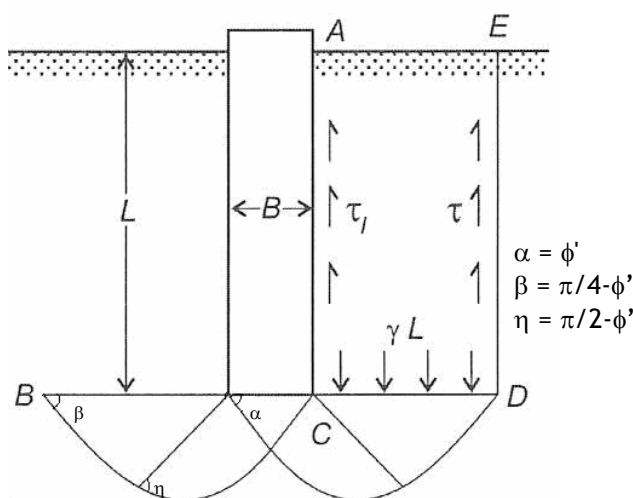


Figura 2.3 - Superfície de rotura assumida por Terzaghi (1943).

No seu modelo de rotura, Terzaghi e Peck (1948, 1967) consideram que α assume valor igual a ϕ' em vez de $\pi/4 + \phi'/2$, como consideram a maioria dos autores. Esta consideração feita pelos autores traduz-se fortemente no valor de N_q , devido ao efeito que α produz na determinação do arco espiral logarítmico CD.

A proposta de Terzaghi e Peck (1948, 1967) pode ser interpretada como o limite inferior de resistência sendo o factor N_q para uma fundação de base rugosa dado pela expressão (2.10) e para uma fundação de base lisa dado pela expressão (2.11).

$$N_q = \frac{a_\theta^2}{2 \times \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)}, \text{ em que } a_\theta = e^{\pi \times \left(0,75 - \frac{\phi'}{360} \right) \times \tan \phi'} \quad (2.10)$$

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \times e^{\pi \times \tan \phi'} \quad (2.11)$$

Para o cálculo de N_c em condições não drenadas, Terzaghi (1943) assume que este parâmetro depende apenas do ângulo de atrito interno do solo, tomando um valor próximo de 6.

No caso de condições drenadas, o autor propõe que N_c seja obtido a partir da expressão (2.12), sendo o valor de N_q obtido a partir das expressões (2.10) e (2.11) consoante se trate de uma fundação com base rugosa ou lisa, respectivamente.

$$N_c = 1,3 \times (N_q - 1) \times \cot g \phi' \quad (2.12)$$

No Quadro 2.1 são fornecidos os factores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ (rotura geral para solos de elevada resistência) e N'_c , N'_q e N'_γ (rotura local para solos de baixa resistência) apresentado por Bowles (1968) e na Figura 2.4 encontram-se representados os referidos valores.

Quadro 2.1 - Factores da capacidade de carga (Bowles, 1968)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0,0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5,0	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10,0	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15,0	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20,0	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25,0	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30,0	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35,0	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40,0	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45,0	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

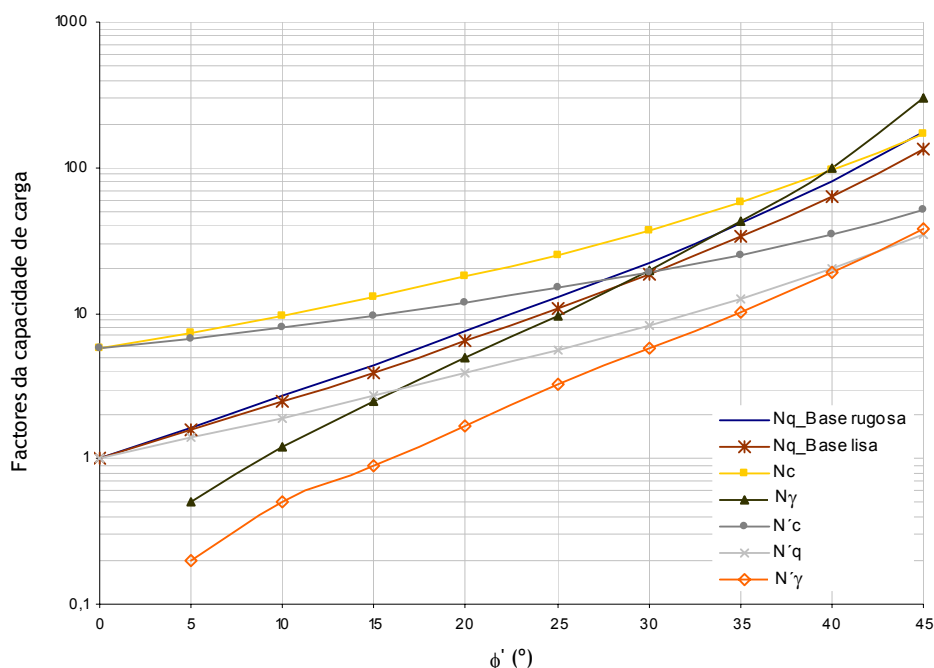


Figura 2.4 - Factores da capacidade de carga Terzaghi e Peck (1948).

2.1.1.1.2. Proposta de Meyerhof (1951)

Meyerhof (1951, 1953, 1976) foi um dos investigadores que mais contribuíram para o estudo da capacidade de carga de fundações.

A teoria geral das fundações proposta por Meyerhof (1951) baseia-se na Teoria da Plasticidade e admite que a superfície de rotura se propaga acima da ponta da estaca numa distância, d , que pode chegar a oito vezes o diâmetro da mesma (Figura 2.5). Desta forma, a escolha do ângulo de atrito deve ser feita considerando um valor médio entre $2B$ abaixo e até $8B$ acima da ponta da estaca (considerando B o diâmetro ou largura da estaca). Por outro lado, se a ponta da estaca estiver encastrada numa camada mais resistente, mas não com a resistência suficiente para desenvolver a totalidade da superfície de rotura nessa camada, haverá que adoptar um valor mais baixo para a resistência, que se sugere ser uma ponderação dos valores que se obteriam se se tivesse encastramento só desses materiais.

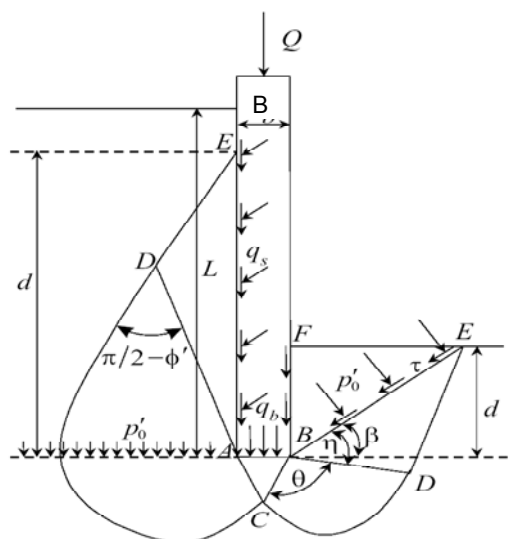


Figura 2.5 - Superfície de ruptura assumida por Meyerhof (1951), para estacas longas (à esquerda) e curtas (à direita).

Meyerhof (1953) expôs um procedimento bastante simples para o cálculo da capacidade de carga de estacas em que a resistência de ponta é dada por:

$$q_p = c' \times N_c + \gamma \times L \times N_q + \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma \quad (2.13)$$

sendo:

N_c , N_q e N_γ - factores da capacidade de carga, que dependem de ϕ e da relação L/B (em que L é o comprimento útil da estaca e B é o diâmetro da estaca).

Como já referido, quando a relação L/B é elevada, é comum desprezar a última parcela e a expressão (2.13) reescreve-se da seguinte forma:

$$q_p = c' \times N_c + \gamma \times L \times N_q \quad (2.14)$$

Este autor inclui nos factores da capacidade de carga, N_q , N_c e N_γ , os factores de forma, de profundidade e de inclinação da superfície do terreno. O autor assume também que o solo que se encontra acima da base da estaca tem propriedades semelhantes ao solo que se encontra abaixo da mesma. Os factores de profundidade são obtidos em função da profundidade de cravação (L_b) no estrato onde a ponta está colocada (Figura 2.6). Este autor refere ainda que a partir de um certo comprimento crítico L_c a resistência de ponta atinge um valor limite, q_{pl} , dado pela expressão (2.15).

$$q_{pl} (kPa) = 50 \times N_q \times \tan \phi' \quad (2.15)$$

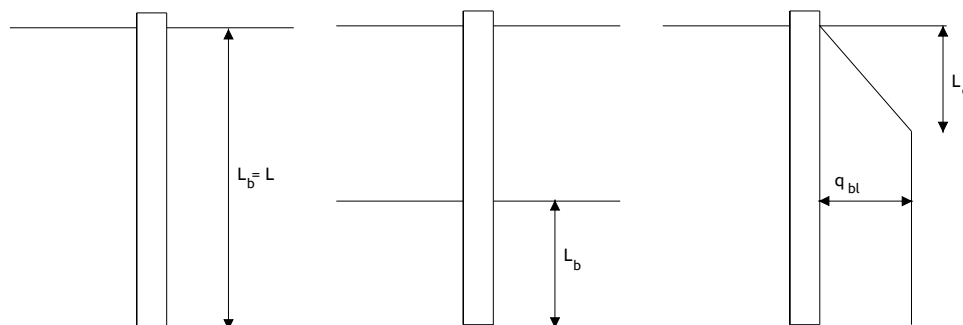


Figura 2.6 - Definições para o método de Meyerhof.

O conceito de profundidade crítica é contestado por vários autores (Kulhawy, 1984) que adoptam para cálculo a teoria de Vesic (1977). Segundo esta teoria, a redução da resistência encontrada em ensaios de carga é explicada pelo módulo de deformabilidade e da resistência do solo de fundação em profundidade, que pode provocar a diminuição do índice de rigidez, deixando de se observar uma rotura generalizada para passar a dar-se uma rotura por punçoamento.

Meyerhof (1951), citado por Gouveia Pereira (2003), considera que sob a ponta da estaca existe uma zona central, triângulo ABC, que permanece num estado de equilíbrio elástico e que actua como se pertencesse à estaca. Este triângulo é rodeado por duas zonas que se encontram num estado de deformação plástica, uma de corte radial, ACD, e outra de corte planar, ADE (Figura 2.5). Este autor considera que o mecanismo de rotura depende da altura normalizada d/B (d e B representados na Figura 2.5) associada à superfície de rotura e da sua intersecção, ou não, com a superfície do terreno.

Na Figura 2.5 estão representados os dois casos possíveis de ocorrer, uma estaca curta, representada no lado direito da figura, em que a superfície de rotura atinge a superfície do solo, $L/B < d/B$, e do lado esquerdo está representada uma estaca longa, em que a superfície de rotura não atinge a superfície do solo, $L/B > d/B$ (sendo L o comprimento da estaca e d a altura da superfície de rotura).

No caso de estarmos perante uma estaca curta, a cunha de solo BEF é constituída pelas componentes normal (p'_0) e tangencial (τ) da tensão, que estão uniformemente distribuídas na superfície livre equivalente BE. Neste caso, o factor da capacidade de carga N_q é obtido em função dos parâmetros β , p'_0 e τ .

Se analisarmos o caso de uma estaca longa, $\beta = \pi/2$, a superfície AE é vertical e está sujeita às tensões da superfície livre equivalente p'_0 e τ , normais e tangenciais, respectivamente. Na zona de corte planar ADE, com ângulo η , o equilíbrio plástico requer que

ao longo das superfícies AD e DE esteja mobilizada a resistência ao corte do solo, isto é, $\tau_1 = c' + p'_1 \times \operatorname{tg} \phi'$.

A partir do diagrama de Mohr, obtém-se:

$$\cos(2\eta + \phi') = \frac{\tau \times \cos \phi'}{c' + p'_1 \times \operatorname{tg} \phi'} \quad (2.16)$$

Substituindo τ pela expressão de Mohr-Coulomb (2.3) e considerando um coeficiente de mobilização da tensão de corte na superfície livre equivalente, m (que pode assumir valores entre 0 e 1), a expressão (2.16) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\cos(2\eta + \phi') = \frac{(c' + p'_0 \times \operatorname{tg} \phi') \times m \times \cos \phi'}{c' + p'_1 \times \operatorname{tg} \phi'} \quad (2.17)$$

com:

$$p'_1 = \frac{c' + p'_0 \times \operatorname{tg} \phi'}{\cos \phi'} [\operatorname{sen}(2\eta + \phi') - \operatorname{sen} \phi'] + p'_0 \quad (2.18)$$

Na zona de corte radial BCD, com ângulo de $\theta = \pi/4 - \eta - \phi'/2$ em B, é possível demonstrar que a superfície CD é uma espiral logarítmica (Prandtl, 1921) e que ao longo desta superfície se mobiliza a resistência ao corte do solo. Ao longo da superfície BC actuam as pressões passivas do terreno:

$$p'_p = (\tau_p - c') \times \cot g \phi' \quad (2.19)$$

$$\tau'_p = (c' + p'_1 \times \operatorname{tg} \phi') \times e^{2\theta \times \operatorname{tg} \phi'} \quad (2.20)$$

pelo que a resistência de ponta unitária é:

$$q_p = p'_p + \tau_p \times \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.21)$$

Substituindo as equações (2.18), (2.19) e (2.20) na equação (2.21), obtém-se:

$$q_p = c' \times \underbrace{\left[\cot g \phi' \times \left\{ \frac{(1 + \operatorname{sen} \phi') \times e^{2\theta \times \operatorname{tg} \phi'}}{1 - \operatorname{sen} \phi' \times \operatorname{sen}(2\eta + \phi')} - 1 \right\} \right]}_{N_c} + p'_0 \times \underbrace{\left[\frac{(1 - \operatorname{sen} \phi') \times e^{2\theta \times \operatorname{tg} \phi'}}{1 - \operatorname{sen} \phi' \times \operatorname{sen}(2\eta + \phi')} \right]}_{N_q} \quad (2.22)$$

Com base na expressão (2.17) e considerando o caso de solos puramente atríticos ($c'=0$) obtém-se:

$$\cos(2\eta + \phi') = \frac{p_0'}{p_1'} \times m \times \cos \phi' \quad (2.23)$$

Considerando o caso extremo em que não existe mobilização de tensões de corte na superfície, $m = 0$, obtém-se $\eta = \pi/4 - \phi'/2$, pelo que substituindo na expressão (2.22), pode escrever-se N_q como:

$$N_q = \frac{(1 + \sen \phi') \times e^{2 \times \pi \times \tg \phi'}}{1 - \sen \phi'} \quad (2.24)$$

Neste caso a estaca será longa ou curta consoante L/B for maior ou menor que a relação d/B , dada pela expressão (2.25) e apresentada na Figura 2.7:

$$\frac{d}{B} = \frac{\sen \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \times e^{\pi \times \tg \phi'}}{\sen \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)} \quad (2.25)$$

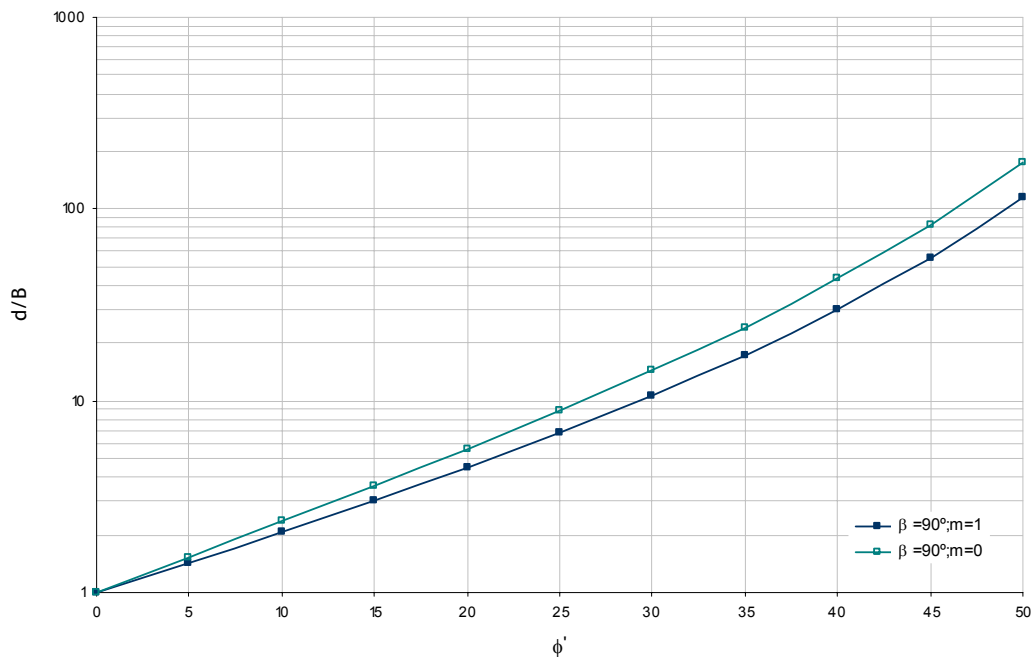


Figura 2.7 - Valores de d/B em função do ângulo de atrito.

Analisando a outra solução extrema, em que a mobilização da resistência ao corte é total, $m = 1$, a partir das equações (2.18) e (2.22) obtém-se $\eta = 0$, pelo que se conclui que, nesta situação, a zona ADE da Figura 2.5 deixa de existir. Considerando $m = 1$, a expressão de N_q passa a ser:

$$N_q = \frac{(1 + \operatorname{sen}\phi') \times e^{2 \times \left(\frac{5}{4} \times \pi - \frac{\phi'}{2}\right) \times \operatorname{tg}\phi'}}{1 - \operatorname{sen}^2\phi'} \quad (2.26)$$

Para esta situação, $m = 1$, a relação d/B é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{d}{B} = \frac{\operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \times e^{\left(\frac{5}{4} \times \pi - \frac{\phi'}{2}\right) \times \operatorname{tg}\phi'}}{\operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (2.27)$$

As expressões anteriores foram obtidas considerando o caso de estacas longas, isto é, $\beta = \pi/2$.

Analisando o caso em que $\beta = 0$, conclui-se que $p'_0 = \sigma'_0$ e as expressões (2.24) e (2.26) podem ser reescritas, respectivamente, por:

$$N_q = \frac{(1 + \operatorname{sen}\phi') \times e^{2 \times \left(\frac{\pi}{2}\right) \times \operatorname{tg}\phi'}}{1 - \operatorname{sen}\phi'} \quad (2.28)$$

$$N_q = \frac{(1 + \operatorname{sen}\phi') \times e^{2 \times \left(\frac{3 \times \pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \times \operatorname{tg}\phi'}}{1 - \operatorname{sen}^2\phi'} \quad (2.29)$$

Para situações em que a superfície de rotura intercepta a superfície livre, o valor de β estará compreendido entre 0 e $\pi/2$. Neste caso, o problema em questão terá que ser analisado caso a caso através da expressão (2.22).

Na Figura 2.8 estão representados os valores de N_q em função de ϕ' para estacas isoladas, considerando as várias situações abordadas.

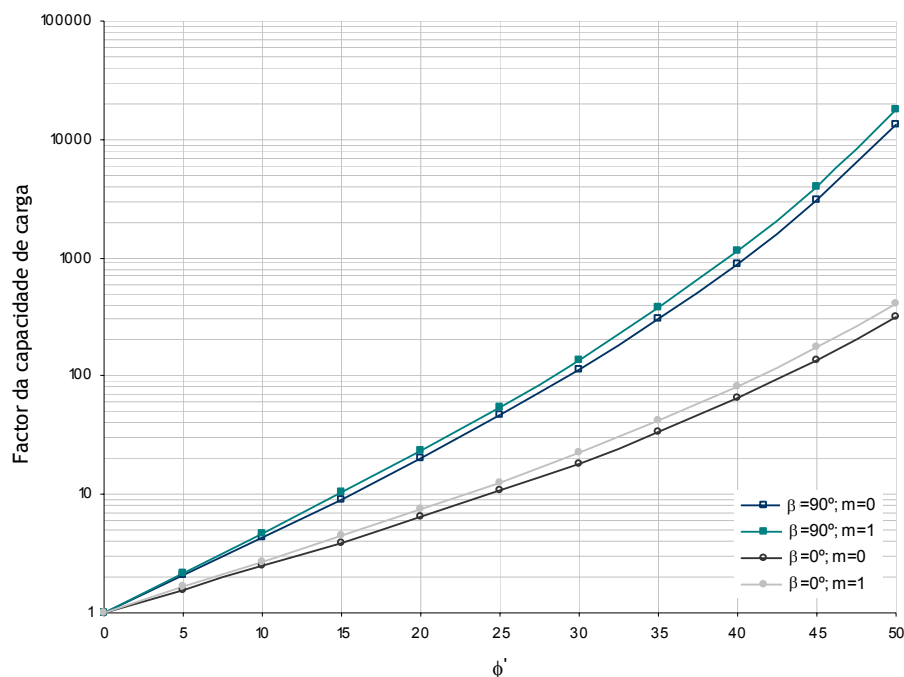


Figura 2.8 - Valores de N_q obtidos por Meyerhof (1951).

No caso de argilas saturadas, Meyerhof (1951) propõe que seja atribuído o valor de 9 para o factor de capacidade de carga N_c , sendo a resistência de ponta unitária de uma estaca determinada a partir da expressão (2.30):

$$q_p = 9 \times c_u \quad (2.30)$$

A expressão (2.30) pode ser utilizada em substituição da expressão (2.7), uma vez que se pode considerar que o peso do solo removido para a colocação da estaca é aproximadamente igual ao peso do material que constitui a estaca.

No caso de solos coesivos em condições não drenadas, Meyerhof (1953), com base em resultados de ensaios de laboratório e ensaios de placa em furos a várias profundidades, determinou o valor de N_c e comparou-o com o obtido nos estudos por ele efectuados em 1951. Com base nestes ensaios, Meyerhof verificou que o valor de N_c variava entre 9 e 10, com uma valor médio de 9,5. Nesse mesmo ano, Meyerhof e Murdock (1953), quando estudaram as argilas de Londres, verificaram que N_c varia entre 8 e 12, com uma média ponderada de 9,4. Em 1976, Meyerhof verificou que abaixo da profundidade crítica em argilas homogêneas saturadas em condições não drenadas o valor de N_c varia entre 5 e 10, respectivamente para argilas frágeis normalmente consolidadas, muito sensíveis e para argilas duras sobreconsolidadas, insensíveis. No entanto, Meyerhof propõe que se considere para N_c o valor 9, uma vez que os resultados obtidos em 1976, foram adquiridos em ensaios triaxiais em laboratório, logo em condições genéricas, não representativas, onde o processo de execução das estacas não é contemplado.

No caso de solos coesivos em condições drenadas, Meyerhof (1951) propõe analiticamente que N_c seja determinado a partir da expressão (2.31).

$$N_c = \cot g\phi' \times \left[\frac{(1 + \sin\phi') \times e^{2 \times \theta \times \tan\phi'}}{1 - \sin\phi' \times \sin(2 \times \eta + \phi')} - 1 \right] \quad (2.31)$$

Na Figura 2.9 estão apresentados os valores de N_c propostos por Meyerhof (1951).

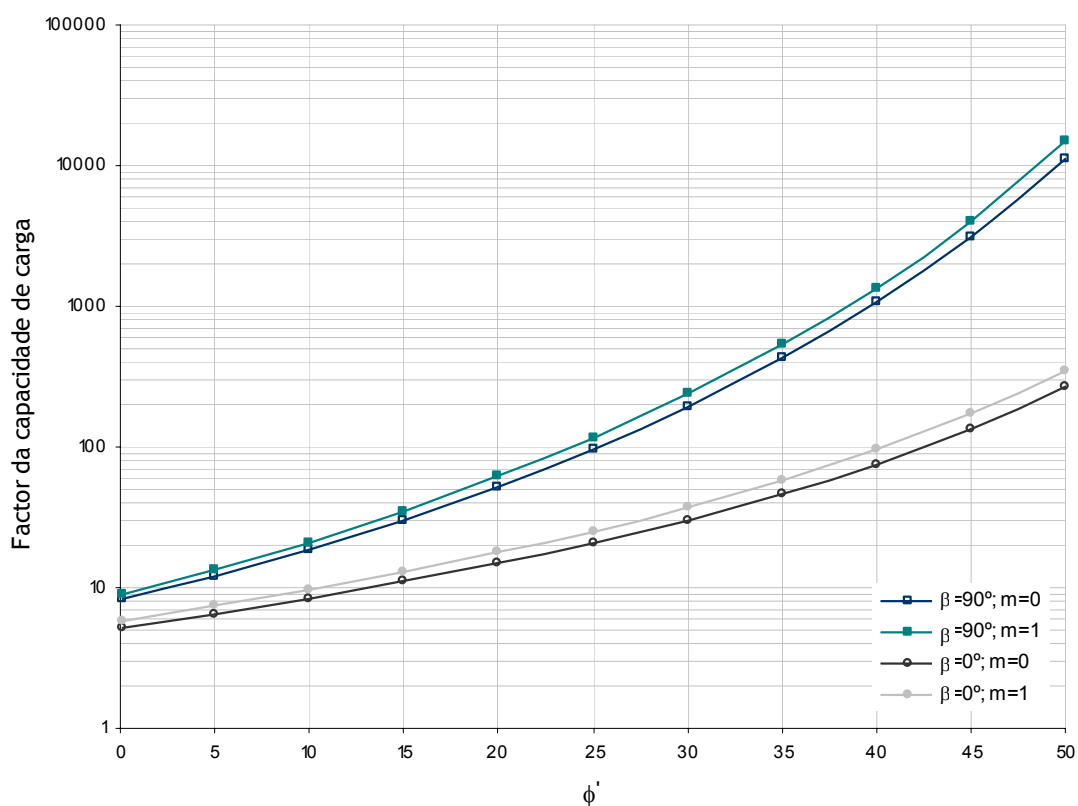


Figura 2.9 - Valores de N_c propostos por Meyerhof (1951).

Da análise da Figura 2.9, conclui-se que os valores de N_c para fundações profundas ($\beta=90^\circ$) são consideravelmente superiores aos valores de N_c para fundações superficiais ($\beta=0^\circ$).

2.1.1.1.3. Proposta de Skempton et al. (1953)

Skempton, Yassin e Gibson (1953) consideraram que se existir rotura esta ocorrerá pela superfície apresentada na Figura 2.10. Esta mesma assumção foi tida por Vésic (1975).

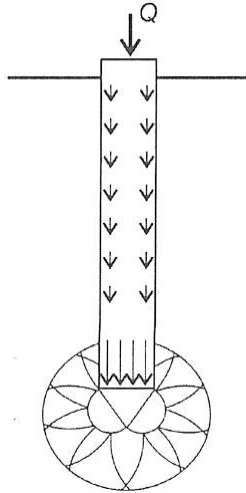


Figura 2.10 - Superfície de rotura assumida por Skempton, Yassin e Gibson (1953) e Vesic (1975).

Os autores, baseando-se na teoria da expansão da cavidade esférica, pois consideram que a resistência de ponta de uma estaca é equivalente à pressão necessária para expandir de forma plástica uma cavidade esférica no interior do solo, pelo que em torno da estaca vai existir uma zona de solo que irá plastificar, e na suposição de que o ângulo de atrito solo-estaca assume o valor do ângulo de atrito do solo, $\delta' = \phi'$, obtiveram para o valor de N_q a expressão (2.32).

$$N_q = \frac{\sigma_p}{\gamma \times L} \times (1 + \cot g \psi \times \tan \phi) \quad (2.32)$$

sendo:

$$\frac{\sigma_p}{\gamma \times L} = \frac{3}{1 + 2 \times K_a} \left[\frac{E}{3 \times p_0 \times (1 + \nu_s)} \times \frac{1 + 2 \times K_a}{1 - K_a} \right]^{\frac{2}{3 \times (1 - K_a)}};$$

σ_p - pressão crítica;

$p_0 = \gamma \times L$ - tensão ao nível da base da estaca;

E - módulo de deformabilidade do solo;

ν_s - coeficiente de Poisson do solo;

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'};$$

$\psi \cong 30^\circ$.

Apresentam-se na Figura 2.11 os valores de N_q para $E/p_0 = 200, 400, 600$ e 800 .

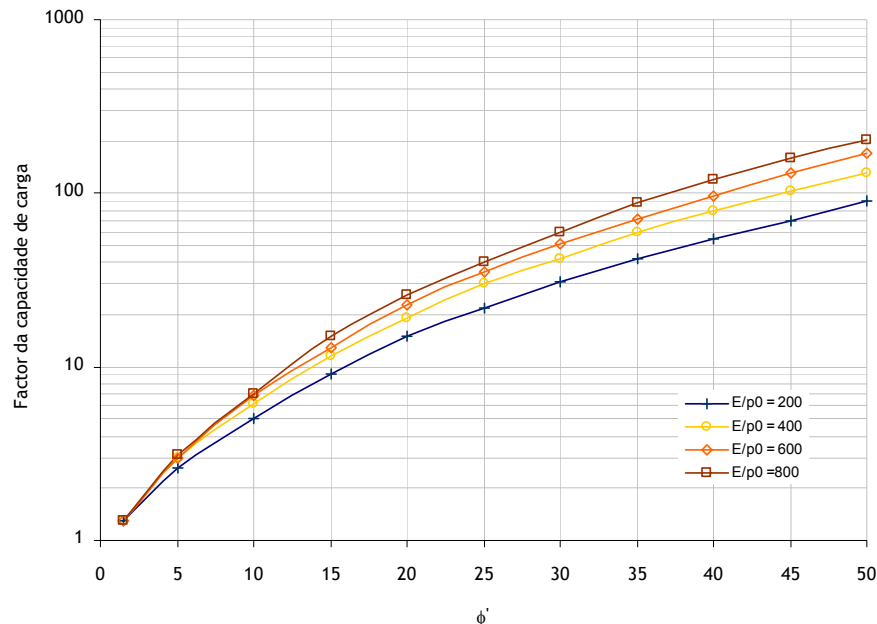


Figura 2.11 - Valores de N_q obtidos por Skempton, Yassin e Gibson (1953).

No caso de solos coesivos em condições não drenadas, Skempton (1951), após realização de vários estudos analíticos e experimentais, concluiu que para a maior parte dos problemas o valor de 9 para N_c era bastante adequado, confirmando desta forma o valor já proposto por outros autores.

2.1.1.1.4. Proposta de Berezantzev et al. (1961)

Citando Velloso e Lopes (2002), os pesquisadores russos Berezantzev, Khristoforov e Grolobkov (Berezantzev et al., 1961; Berezantzev, 1965) analisaram o problema da capacidade de carga de estacas isoladas e em grupos, em solos arenosos, confrontando os resultados de ensaios de carga com os fornecidos com a proposta teórica.

Berezantzev et al. (1961) concluíram que se uma fundação tem uma relação L/B maior que $3/4$ (sendo L o comprimento efectivo da estaca e B o diâmetro da estaca), a rotura do solo em estudo, areia, pode ocorrer após apreciável compactação acompanhada por deslocamentos de um pequeno volume de solo. Nesse caso, a capacidade de carga da estaca é determinada através do assentamento. Esse comportamento é peculiar às fundações em que, durante o processo de execução, não há compactação adicional da areia dentro de uma profundidade igual ou superior à dimensão transversal (diâmetro) da fundação. É o que acontece com as estacas moldadas.

Condições muito diferentes existem quando uma estaca é cravada no solo por percussão ou vibração. Quando a estaca penetra no solo, este desloca-se e forma em torno da estaca uma massa de solo compactado. O equilíbrio limite sob a ponta da estaca corresponde ao deslocamento de zonas de rotura que se desenvolvem, em grande parte, na areia compactada. Desta forma, a resistência de ponta de uma estaca pode ser determinada aproximadamente utilizando o esquema representado na Figura 2.12. A sobrecarga da zona de rotura ao nível da ponta da estaca é igual ao peso de cilindro BCDA-B₁C₁D₁A₁ reduzido do valor da força de atrito interno, F , na superfície lateral desse cilindro, que surgirá durante o deslocamento do volume BCDA-B₁C₁D₁A₁ no processo de compactação do solo abaixo da ponta da estaca.

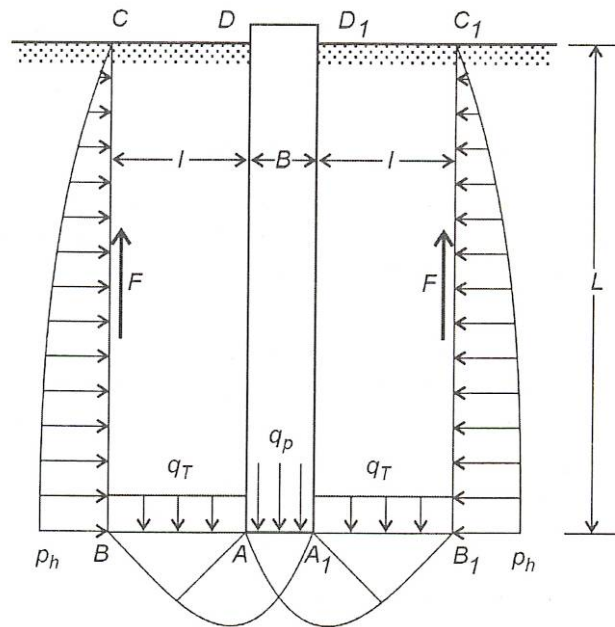


Figura 2.12 - Solução de Berezantzev *et al.* (1961).

O valor do atrito lateral unitário a uma profundidade z pode ser calculada, aproximadamente, multiplicando $\text{tg}\phi'$ (ϕ' - ângulo de atrito interno do solo naquela profundidade) por p_h , pressão lateral na superfície BCB₁C₁ de raio $l_0 = l + B/2$.

Analisando a distribuição de pressões laterais nas superfícies cilíndricas em problemas axissimétricos da Teoria de Equilíbrio Limite, Berezantzev chegou à seguinte expressão para a determinação da pressão lateral na superfície BCB₁C₁ de raio $l_0 = l + B/2$:

$$p_h = \frac{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)}{\lambda - 1} \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \frac{z}{l_0} \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)} \right]^{\lambda - 1} \right\} \times \gamma \times l_0 \quad (2.33)$$

sendo:

γ - peso específico na profundidade z ;

ϕ' - ângulo de atrito do solo abaixo da ponta da estaca;

$$\text{e, } \lambda = 2 \times \text{tg} \phi' \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right).$$

A forma da superfície de rotura abaixo da ponta da estaca é definida pela teoria de Prandtl-Cauchy, em que l_0 é dado pela seguinte expressão:

$$l_0 = \frac{B}{2} + l = \frac{B}{2} \times \left[1 + \frac{\sqrt{2} \times e^{\left(\frac{\pi - \phi'}{2} \right) \times \text{tg} \left(\frac{\phi'}{2} \right)}}{\text{sen} \left(\frac{\pi - \phi'}{4} \right)} \right] \quad (2.34)$$

Para resolver a expressão (2.33), chega-se à seguinte fórmula para a sobrecarga média ao nível da base da estaca:

$$q_T = \alpha_T \times \gamma \times L \quad (2.35)$$

Sendo α_T uma função da relação L/B e do ângulo ϕ' , conforme Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Coeficiente α_T						
	ϕ'	26°	30°	34°	37°	40°
L/B						
5,0		0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10,0		0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15,0		0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20,0		0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25,0		0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

A solução do problema axissimétrico da teoria do Equilíbrio Limite fornece a expressão da resistência de ponta:

$$q_p = A_k \times \gamma \times B + B_k \times q_T \quad (2.36)$$

onde A_k e B_k são função de ϕ' obtidos através das curvas ilustradas na Figura 2.13.

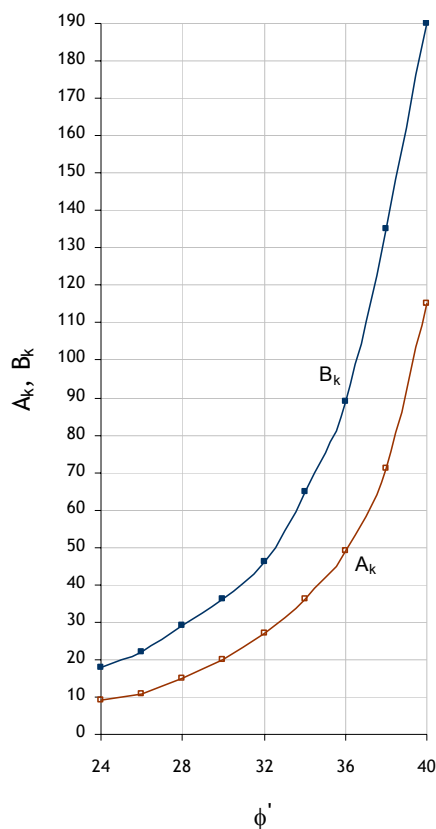


Figura 2.13 - Factores da capacidade de carga de Berezantzev *et al.* (1961).

2.1.1.1.5. Proposta de Vesic (1975)

As teorias “clássicas” utilizadas para a determinação da capacidade de carga de estacas com base na Teoria da Plasticidade mostraram-se inadequadas ao longo dos anos, considerando-se na actualidade mais adequadas as teorias elastoplásticas, entre as quais se destaca a de Vesic (1975). De acordo com as soluções clássicas, a capacidade ou resistência de ponta é função apenas da resistência do solo. Observa-se no entanto, que a rigidez do material desempenha um papel importante, pois o mecanismo de ruptura é função dessa rigidez (Velloso e Lopes, 2002). Atendendo ao exposto, para a determinação da expressão da resistência de ponta de uma estaca, Vesic (1975), à semelhança de Skempton *et al.* (1953), baseou-se na teoria da expansão da cavidade esférica. A superfície de rotura assumida por Vesic (1975) encontra-se representada na Figura 2.10, sendo esta a mesma superfície de rotura adoptada por de Skempton e co-autores.

O autor propõe que N_q seja obtido através da expressão:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin\phi'} \times e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi'\right) \times \tan\phi'} \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \times I_{rr}^{\frac{4 \times \sin\phi'}{3 \times (1 + \sin\phi')}} \quad (2.37)$$

sendo:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \times \bar{\varepsilon}_v} - \text{índice de rigidez reduzido do solo};$$

$\bar{\varepsilon}_v$ - deformação volumétrica média na zona plastificada do solo localizado em redor da ponta da estaca;

$$I_r = \frac{G_s}{c + \bar{\sigma} \times \tan \phi} - \text{índice de rigidez do solo};$$

G_s - módulo de distorção;

$\bar{\sigma}$ - tensão média.

$$\text{No caso das areias, em que } c = c' = 0 \text{ e } \phi = \phi': I_r = \frac{G_s}{\bar{\sigma}' \times \tan \phi'}$$

sendo:

$$\bar{\sigma}' = \frac{\gamma \times L}{3} \times (3 - 2 \times \sin \phi') - \text{tensão efectiva média.}$$

Na Figura 2.14 encontram-se representados graficamente os valores de N_q para valores de I_{rr} a variar entre 10 e 500.

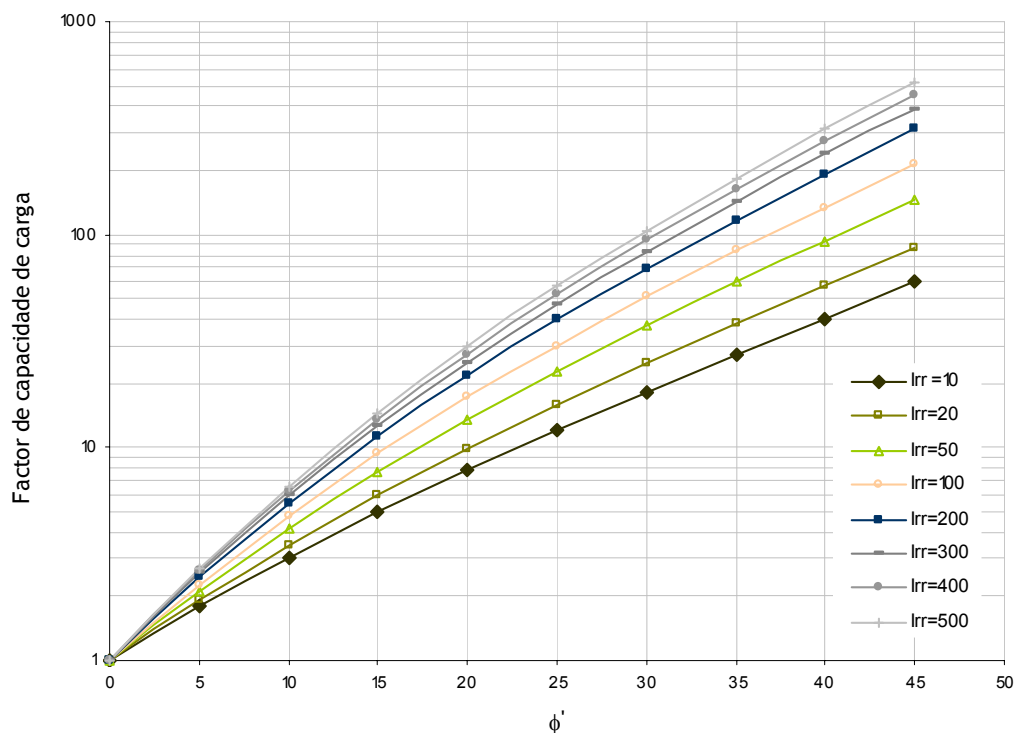


Figura 2.14 - Factor de capacidade de carga, N_q , proposto por Vesic (1975).

No caso de solos coesivos em condições não drenadas, Vesic (1977) propõe que o valor do factor da capacidade de carga, N_c , seja obtido através da expressão:

$$N_c = \frac{4}{3} \times (\ln(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (2.38)$$

Para argilas, I_{rr} varia entre 100 e 200, obtendo-se valores para N_c entre 9 e 10, respectivamente. Um outro valor comum para I_{rr} em solos residuais do granito é próximo de 500 que substituído na expressão (2.38) nos dá um valor de 10,85 para o factor da capacidade de carga, N_c .

Para solos coesivos em condições drenadas, a relação entre N_c e N_q prevista nas teorias clássica continua a ser válida, sendo:

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot g\phi' \quad (2.39)$$

Na Figura 2.15 encontram-se representados os valores de N_c propostos por Vesic (1975) em função de ϕ' e de I_{rr} .

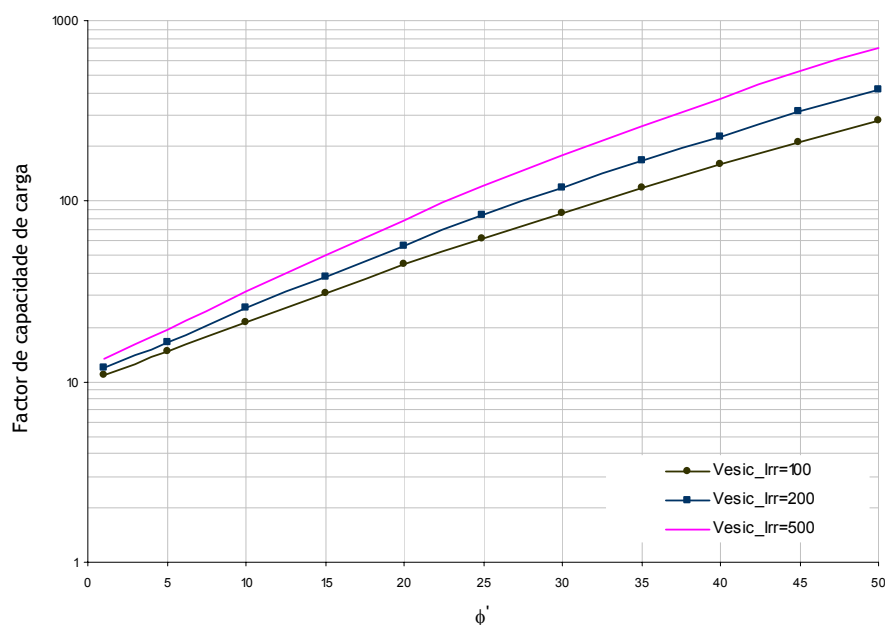


Figura 2.15 - Factor de capacidade de carga, N_c , em função de ϕ' e I_{rr} proposto por Vesic (1975).

2.1.1.1.6. Comparação dos valores de N_q

Na Figura 2.16 estão representados os valores de N_q obtidos pelos diferentes autores. Note-se que os valores de N_q não são directamente comparáveis, uma vez que as hipóteses que serviram de base para a sua dedução são distintas de autor para autor.

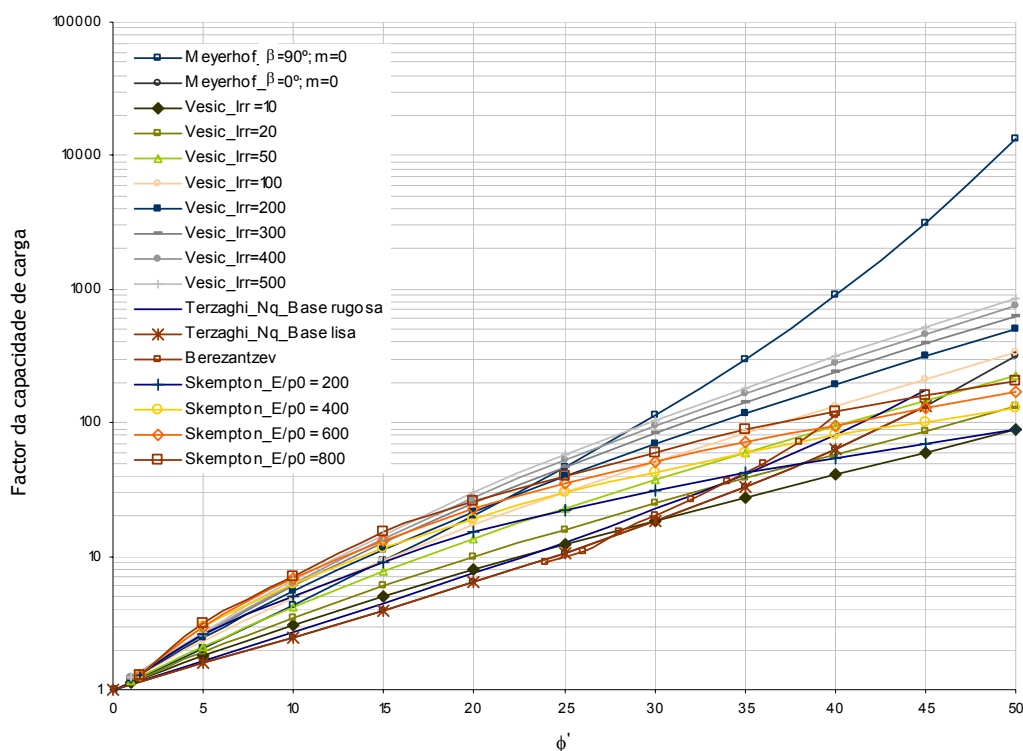


Figura 2.16 - Valores de N_q obtidos pelos diferentes autores.

No entanto, é interessante notar que da análise da figura verifica-se que, para ângulos de atrito inferiores a sensivelmente 28° , a proposta de Vesic ($I_{rr}=500$) fornece o limite superior do valor de N_q e a proposta de Meyerhof ($\beta=0^\circ$; $m=0$) e Terzaghi (base lisa) o limite inferior.

Para ângulos de atrito superiores a 28° , a proposta de Meyerhof ($\beta=90^\circ$; $m=0$) fornece o limite superior do valor de N_q e a proposta de Vesic ($I_{rr}=10$) o limite inferior.

Note-se que a escolha do valor de N_q tem uma importância elevada, pois, para o mesmo ângulo de atrito podemos ter variações muito elevadas desse valor. Por exemplo, para um valor do ângulo de atrito de 35° , podemos ter um valor de N_q de 27 ou 300 conforme se aplique a proposta de Vesic ($I_{rr}=10$) ou Meyerhof ($\beta=90^\circ$; $m=0$).

2.1.1.1.7. Comparação dos valores de N_c

Condições não drenadas

Os valores de N_c propostos pelos diversos autores encontram-se sumariamente apresentados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Valores de N_c propostos para estacas em condições não-drenadas

Proposta	N_c
Terzaghi (1943)	6
Meyerhof (1951)	9
Meyerhof (1953)	9 - 10 (9,5*)
Meyerhof e Murdock (1953)	8 - 12 (9,4*)
Meyerhof (1976)	9
Skempton (1951)	9
Vesic (1977)	$I_{rr} = 100$
	$I_{rr} = 200$
	10

* - média ponderada de N_c

Da análise do Quadro 2.3 pode concluir-se que o valor proposto para N_c pelos diversos autores é sensivelmente o mesmo. Desta forma, o valor recomendado para este factor da capacidade de carga é 9.

Condições drenadas

Na Figura 2.17 estão representados os valores de N_c obtidos pelos diferentes autores.

Da análise da figura verifica-se que para ângulos de atrito inferiores a sensivelmente 18° a proposta de Vesic ($I_{rr}=200$) fornece o limite superior do valor de N_c . Para ângulos de atrito superiores a 18° o limite superior de N_c é o proposto por Meyerhof ($\beta=90^\circ$; $m=1$).

A proposta de Meyerhof ($\beta=0^\circ$; $m=0$) fornece o limite inferior do valor de N_c para qualquer ângulo de atrito.

Note-se que a escolha do valor de N_c tem também uma importância elevada, pois, para o mesmo ângulo de atrito podemos ter variações muito grandes desse valor. Por exemplo, para um valor do ângulo de atrito de 35° , podemos ter um valor de N_c de 550 ou 50 conforme se aplique a proposta de Vesic ($I_{rr}=200$) ou Meyerhof ($\beta=0^\circ$; $m=0$), respectivamente.

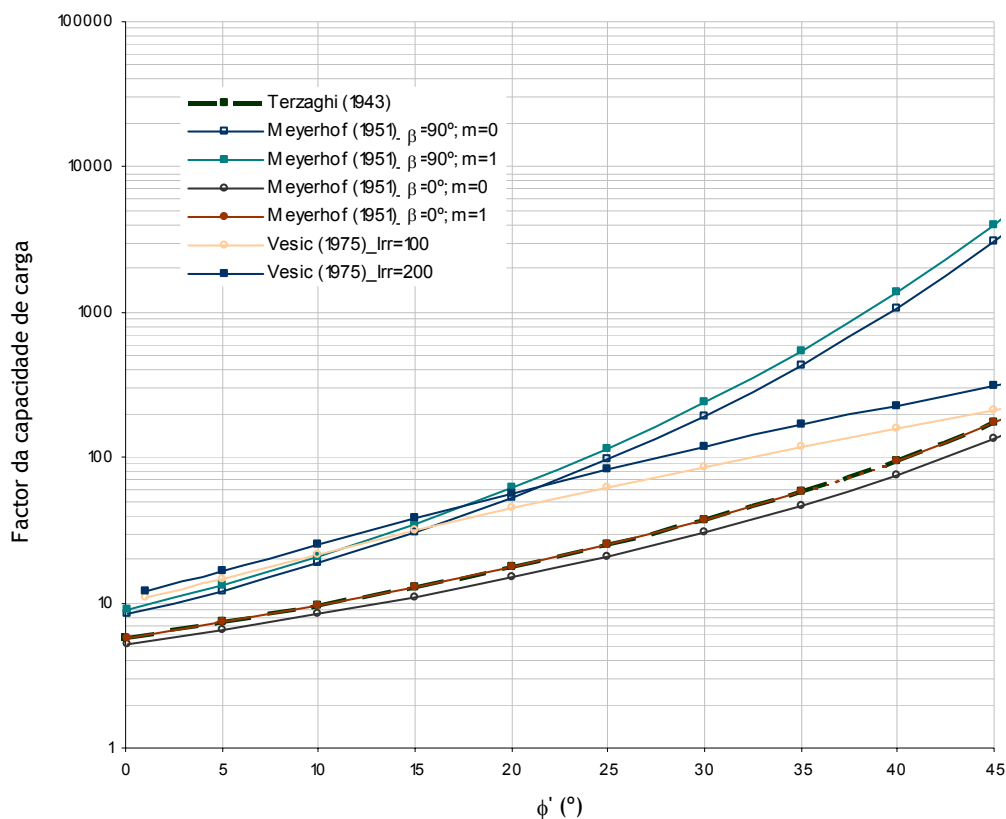


Figura 2.17 - Valores de N_c obtidos pelos diferentes autores.

2.1.1.2. Determinação da resistência lateral

Citando Velloso e Lopes (2002), a segunda componente da capacidade de carga é a resistência por atrito lateral, conforme equação (2.1). O tratamento teórico para a determinação da resistência última lateral unitária, q_s , é análogo ao utilizado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contacto com o solo. Desta forma, o seu valor é, usualmente, considerado como a soma de duas parcelas:

$$q_s = c_a + \sigma_h \times \tan \delta \quad (2.40)$$

sendo:

c_a - aderência entre estaca e solo;

σ_h - tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura;

δ - ângulo de atrito entre estaca e solo.

Os valores de c_a e δ podem, em alguns casos, ser determinados a partir de ensaios de laboratório, fazendo-se ensaios de resistência ao corte da interface entre o material da estaca e o solo. No entanto, estes dois parâmetros dependem do processo de execução, assim como a tensão horizontal na superfície de contacto. Desta forma, q_s é, preferencialmente, estimado com base em dados empíricos decorrentes de observação de campo.

2.1.1.2.1. Proposta de Terzaghi (1943)

Em Terzaghi (1943) encontra-se a parcela correspondente ao efeito de profundidade escrita como $\gamma_1 \times L \times N_q$, em que γ_1 seria um peso específico majorado (Velloso e Lopes, 2002), em que L representa o comprimento da estaca e N_q o factor da capacidade de carga. O autor assume que na rotura, a área a anular, BD (Figura 2.3), tende a subir, surgindo uma força resistente dada por:

$$Q_l = L \times \left[(n^2 - 1) \times \frac{\pi \times B^2}{4} \times \gamma + \pi \times B \times \tau_l + n \times \pi \times B \times \tau \right] \quad (2.41)$$

sendo:

$n \times B$ - diâmetro externo da área a anular;

τ_l - resistência lateral da estaca;

τ - resistência ao corte do solo;

γ - peso específico do solo.

Por unidade de área ter-se-á:

$$q_l = \frac{L \times \left[(n^2 - 1) \times \frac{\pi \times B^2}{4} \times \gamma + \pi \times B \times \tau_l + n \times \pi \times B \times \tau \right]}{(n^2 - 1) \times \frac{\pi \times B^2}{4}} = \gamma_1 \times L \quad (2.42)$$

sendo γ_1 o peso específico majorado dado por:

$$\gamma_1 = \gamma + 4 \times \frac{\tau_l + n \times \tau}{B \times (n^2 - 1)} \quad (2.43)$$

adoptando-se para n o valor que torna mínima a capacidade de carga.

Tendo em conta que as tensões de corte ao longo de DE (Figura 2.3) dependem muito da compressibilidade do solo, o valor de τ a ser introduzido na expressão (2.41) é muito incerto. Por exemplo, se se estiver perante um solo praticamente incompressível, como uma areia compacta, as tensões de corte na região inferior DE são muito importantes. Por outro lado, se o solo em estudo for uma areia solta, muito compressível, essas tensões serão insignificantes porque o movimento necessário a uma penetração da fundação no sentido descendente pode ser produzido por uma compressão lateral de areia localizada abaixo de BD e a tendência para levantar a areia acima da base da estaca é, provavelmente, insignificante.

Do acima exposto, conclui-se que na escolha do valor de τ a utilizar na equação (2.41) deve-se supor uma mobilização incompleta da resistência ao corte do solo ao longo da superfície cilíndrica DE. Em qualquer caso, a compressibilidade do solo deve ser levada em conta, pois tem uma influência decisiva na capacidade de carga da fundação.

2.1.1.2.2. Proposta de Meyerhof (1951, 1953)

Baseando-se na expressão (2.40), Meyerhof adota diferentes expressões para o cálculo do atrito lateral unitário em função do tipo de solo.

Solos granulares

Para solos granulares, em que a aderência entre a estaca e o solo é nula ($c_a=0$), Meyerhof supõe que a tensão horizontal do solo contra o fuste, na ponta da estaca, assume a seguinte expressão:

$$\sigma_h = \frac{k_s \times \gamma \times L}{2 \times \cos \delta} \quad (2.44)$$

sendo:

k_s - coeficiente de impulso médio ao longo do fuste;

δ - ângulo de atrito entre estaca e solo;

γ - peso específico do solo;

L - comprimento da estaca.

Desta forma, aplicando a expressão (2.40), o atrito lateral unitário da estaca será dado pela expressão:

$$q_s = \frac{k_s \times \gamma \times L}{2 \times \cos \delta} \times \tan \delta \quad (2.45)$$

Citando Velloso e Lopes (2002), o parâmetro k_s pode ser determinado a partir de ensaios de penetração estática, analisando-se os valores da resistência lateral. Para efeitos de estimativa podem ser adotados os valores numéricos propostos por Broms (1966). Estes valores variam entre 0,5 e 3,0 conforme o tipo de solo em estudo e o material em que a estaca é executada, como se pode observar no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Valores de referência de k_s propostos por Broms (1966)

Tipo de estaca	Solo solto	Solo compacto
Aço	0,5	1,0
Betão	1,0	2,0
Madeira	1,5	3,0

Para o valor de δ podem ser adoptados os valores sugeridos por Aas (1966), valores estes função do ângulo de atrito do solo, ϕ , como se pode observar no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Valores de referência de δ propostos por Aas (1966)

Tipo de estaca	δ
Aço	20°
Betão	3/4 ϕ
Madeira	2/3 ϕ

Solos argilosos saturados

No caso de solos argilosos saturados, em que o ângulo de atrito do solo, ϕ , assume valor nulo, Meyerhof propõe:

$$q_s = c_a \quad (2.46)$$

O valor da aderência entre a estaca e o solo, c_a , depende do modo de execução da estaca e das propriedades do solo.

2.1.1.2.3. Método β

Citando Bowles (1997), este método, apresentado por Burland (1973), parte dos seguintes pressupostos:

- a perturbação provocada no solo adjacente à estaca durante a sua cravação, reduz para zero a coesão na representação em círculo de Mohr das tensões efectivas;
- a tensão efectiva actuante no fuste da estaca após dissipação do excesso de pressão neutra gerado pela deslocação do volume de solo é, pelo menos, igual à tensão efectiva horizontal antes da cravação da estaca;
- a principal distorção durante o carregamento da estaca está confinada a uma pequena zona em torno do fuste da estaca, e a drenagem desta zona ou ocorre de forma rápida durante o carregamento ou já terá ocorrido no período que decorre entre a cravação e o carregamento.

Com base nestes três princípios, Burland (1973) desenvolveu uma equação simples para determinar a resistência lateral unitária dada pela seguinte expressão:

$$q_s = k \times \bar{q} \times \tan \delta \quad (2.47)$$

Admitindo $\beta = k \times \tan \delta$, a equação que determina a resistência lateral da estaca pode ser escrita da seguinte forma:

$$q_s = \beta \times \bar{q} \quad (2.48)$$

Sendo $\bar{q}$ a tensão efectiva vertical à profundidade z_i , a equação anterior passa a escrever-se da forma seguinte caso exista uma sobrecarga $\ddot{q}_s$:

$$q_s = \beta \times (\bar{q} + \ddot{q}_s) \quad (2.49)$$

Como já referido anteriormente, $\bar{q}$ é a tensão efectiva vertical a meia espessura de uma fatia de solo à profundidade ΔL . O ângulo de atrito δ deverá ser obtido a partir do Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Ângulo de atrito δ entre vários materiais de fundação e entre diferentes tipos de solos e rochas ^(*).

Materiais de Interface	Ângulo de atrito, δ ^(**)
Estaca de Betão ou alvenaria com:	
Rocha sã	35°
Cascalho limpo, cascalho misturado com areia, areia grosseira	ϕ
Areia média a fina limpa, silte médio a areia grosseira, silte ou cascalho com argila	ϕ
Areia fina limpa, areia média a fina com argila ou silte	ϕ
Areia siltosa fina, silte não plástico	ϕ
Solo residual duro, argila preconsolidada	ϕ
Solo residual muito rijo ou argila sobreconsolidada	ϕ
Argila siltosa e argila moderadamente dura	
Estaca-prancha metálica com:	
Cascalho limpo, cascalho misturado com areia, aterro de rocha bem graduado	22°
Areia limpa, areia-cascalho misturada com silte, aterro de rocha dura mono graduado	17°
Silte arenoso, cascalho, areia misturada com silte ou argila	14°
Areia siltosa fina, silte não plástico	11°
Estaca de betão com:	
Cascalho limpa, cascalho misturado com areia, aterro de rocha bem graduado	22-26°
Areia limpa, areia-cascalho misturada com silte, aterro de rocha dura mono graduado	17-22°
Silte arenoso, cascalho, areia misturada com silte ou argila	17°
Areia siltosa fina, silte não plástico	14°

(*) pode ser dependente da tensão da areia

(**) pode ser maior na areia densa ou se a areia penetrar na madeira

O autor recomenda que este método seja utilizado apenas para solos não coesivos.

O coeficiente de impulso lateral, K , poderá ser definido pelo projectista, embora seja usualmente aceite o coeficiente de impulso em repouso, K_0 .

Uma particularidade do método β reside no seguinte facto: utilizando $K_0=1-\text{sen}\phi$ e $\delta=\phi$, o intervalo de β varia entre 0,27 e 0,30, admitindo que ϕ varia entre 25° e 45° , tal significa que, qualquer estimativa “razoável” de ϕ fornece o mesmo valor para a resistência lateral, q_s . Tal deverá, no entanto, ser confirmado através de ensaios de carga.

Na Figura 2.18 apresenta-se o gráfico obtido por meio de retro análise de ensaios de carga (Flaate e Selnes, 1977).

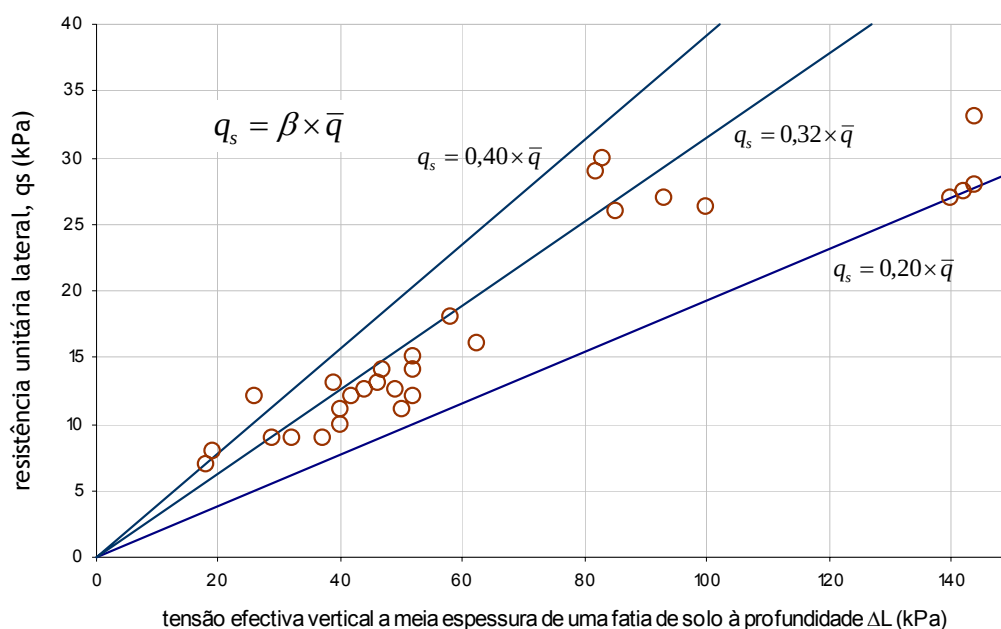


Figura 2.18 - Tensão efectiva vertical a meia espessura de uma fatia de solo à profundidade ΔL vs resistência unitária lateral (Flaate e Selnes, 1977).

De acordo com Esrig e Kirby (1979), embora exista alguma dispersão na Figura 2.18, esta não é tão grande como a de outros métodos, incluindo os métodos α e λ .

Muitos autores defendem que o valor de q_s não cresce indefinidamente com a profundidade, mas antes, a partir de um valor crítico L/B , cresce a uma taxa sempre decrescente. Bhushan (1982) sugere que para estacas de grandes deslocamentos, k e β sejam estimados da seguinte forma:

$$\beta = k \times \text{tg} \delta = 0,18 + 0,0065 \times D_r \quad (2.50)$$

$$k = 0,50 + 0,008 \times D_r \quad (2.51)$$

sendo D_r a compactidade relativa (em %), que pode ser estimada com base em correlações com ensaios SPT, para diferentes profundidades.

Citando Jamiolkowski (2003), para a determinação da resistência lateral em solos granulares, os trabalhos de Reese, O'Neil, Chen, Kulhway, indicam para:

- areias com $N_{SPT} \geq 15$: $\beta = 1,5 - 0,245 (z)^{0,5}$;
- areias com $N_{SPT} \leq 15$: $\beta = \frac{N_{SPT}}{15} \times [1,5 - 0,245(z)^{0,5}]$,

sendo que: $0,25 \leq \beta \leq 1,20$.

- cascalhos ou Areias cascalhentas ($N_{SPT} \geq 15$): $\beta = 2,0 - 0,15 (z)^{0,75}$, sendo válido para $0,25 \leq \beta \leq 1,8$.

Note-se que os valores de N_{SPT} não são corrigidos, embora se admita que estão referenciados para $E_r = 60\%$; os valores de z estão em metros.

O'Neil e Reese (1999) limitam superiormente o valor da resistência lateral a 200 kPa.

As equações anteriores são elucidativas sobre as tendências reconhecidas de que:

- β decresce muito com a profundidade (conceito da “profundidade crítica”);
- os valores médios de β decrescem, muito com a esbelteza da estaca (atingindo valores mínimos de 0,25 - 0,30) e parecem ser equivalentes em compressão e tracção (Figura 2.19), e não há evidência de grande dependência com a “ D_r ” inicial.

Estas tendências parecem ser fruto da diminuição da dilatância para grandes profundidades uma vez que nestas condições ϕ' tende para o valor de ϕ'_{cv} , e da perturbação do solo na escavação, ou moldagem, que é naturalmente mais evidente em grandes profundidades.

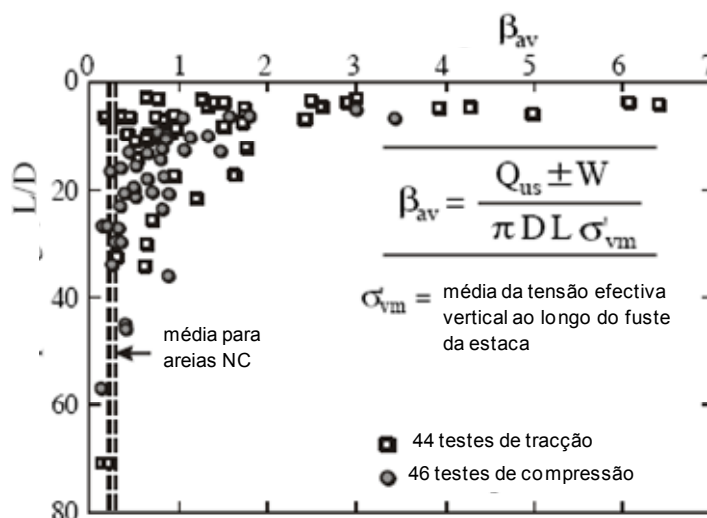


Figura 2.19 - Valores médios de β em areias (Chen e Kulhawy, 1994).

Zeitlen e Paikowsky (1982) sugerem que a diminuição de q_s decorre automaticamente da diminuição de ϕ' com a tensão efectiva normal de confinamento. Para se obter ϕ' a certa profundidade quando se dispõe de um valor de referência, ϕ_0 , por exemplo de um ensaio triaxial utilizando uma tensão efectiva de compressão $\bar{q}_s$, é sugerida a seguinte expressão:

$$\phi' = \phi_0 - 5,5 \times \log \left(\frac{\eta \times \bar{q}}{q_0} \right) \quad (2.52)$$

sendo:

ϕ' - ângulo de atrito interno para dimensionamento, determinado a partir da tensão efectiva normal $\eta \bar{q}$, à profundidade interessada (ao longo do fuste da estaca ou num ponto);

ϕ_0 - ângulo de atrito interno medido para uma tensão efectiva normal q_0 , através de ensaio laboratorial.

Refira-se ainda que relativamente ao valor de δ , alguns autores sugerem que se utilize um valor máximo que deverá variar entre 0,5 e 0,75 ϕ' . Outros autores, sugerem a utilização de $\delta = \phi'$. Convém, no entanto lembrar, que tal como referido anteriormente, δ depende da tensão normal actuante na interface solo/estaca.

Finalmente, coloca-se a questão de qual o valor de k a utilizar para se obter um valor consistente para a capacidade da estaca com uma margem de erro de aproximadamente 20%. São sugeridos diversos valores de k por outros tantos autores que, embora forneçam valores razoáveis para os próprios, conduzem a resultados pouco razoáveis para outros.

Tudo indica que o valor de k depende tanto do terreno como do tipo de estaca. No Quadro 2.7, apresenta-se um conjunto de valores para k obtidos em diferentes ensaios de estacas. Pode ver-se que não existe grande consenso sobre o valor de k a utilizar.

Quadro 2.7 - Resumo do número de estacas ensaiadas para estimativa do coeficiente de impulso lateral - Coeficiente k .

Fonte	Tipo de estaca					
	H	Tubo	Betão pré-fabricado	madeira	Secção variável	Testes de tensão
Mansur e Hunter (1970)	1,4 - 1,9	1,2 - 1,3	1,45 - 1,6	1,25		0,4 - 0,9 todos os tipos
Tavenas (1971)	0,5		0,7		1,25 ^a	
Ireland (1957)						1,11 - 3,64
API (1984)		1,0 ou 0,8				

Aparentemente o peso da estaca não foi incluído em alguns dos ensaios de arranque e pouca ou nenhuma consideração foi dada à estratificação, às alterações dos parâmetros do solo em profundidade, ou à tensão efectiva normal de confinamento. Note-se, igualmente, que uma variação significativa no valor de k ocorre dependendo do valor da carga que carrega a ponta.

O maior erro na determinação de k através de retro-análise residiu, em obter um único valor para o comprimento total da estaca, em vez de dividir o fuste da estaca pelos comprimentos ΔL .

Um importante factor poderá ser a existência de tensões residuais inerentes à cravação, contudo a sua mecânica não está totalmente compreendida nem existem meios racionais para quantificar este factor a não ser através de instrumentação pré e pós processo de cravação. Embora existam referências que apontam para elevados valores medidos em certos casos, não parece razoável que, com os modernos equipamentos de cravação, tal venha a verificar-se. Em solos não coesivos os rápidos impulsos dados à estaca durante o processo de cravação e as resultantes vibrações criam uma zona fluida viscosa a alguns milímetros da estaca. Situação similar ocorre em solos coesivos. Aparentemente, a cravação da estaca até ao firme, no topo poderá mais provavelmente criar tensões residuais, já que a elevada resistência de ponta poderá conduzir a uma compressão axial significativa no impacto do martelo. Parte desta compressão pode ficar retida no solo lateral devido ao seu esmagamento e gerar tensões de compressão, que serão adicionadas às aplicadas pela pancada do martelo. No entanto, atendendo a que estas tensões são contínuas, é provável que exista solo suficiente (e estaca) para se deformar e causar a sua dissipação passado pouco tempo.

Nas areias, por outro lado, outros factores podem causar uma aparente resistência lateral negativa (ou aparente aumento da compressão). Nestes incluem-se a cravação de outras estacas na vizinhança, pesado equipamento de construção na área causando assentamentos por vibração induzidos, fenómenos de liquefacção, entre outros.

O maior erro na determinação da capacidade de carga estática tem sido o uso de apenas uma correlação ou parâmetro para a totalidade da profundidade. A tendência é dividir a estaca em pequenos segmentos, analisa-los, e calcular a soma através da expressão:

$$q_s = \sum A_s \times q_s \quad (2.53)$$

Considerar a variação das propriedades do solo ao longo da profundidade L pode trazer uma diferença substancial, particularmente em estacas longas em argilas onde uma estaca com $L/B = 30$ pode ficar inserida numa região sobreconsolidada, enquanto com $L/B=50$ pode, 1/3 de estaca pode ficar num estrato de argila normalmente consolidada ou mesmo subconsolidada.

No caso de areias, de igual forma, a parte superior pode ser constituída por um estrato recente, enquanto que o 1/3 ou 1/2 inferior da estaca podem estar num estrato sobreconsolidado ou em material cimentado.

Isto explica o facto de a previsão da capacidade de carga em estacas mais curtas se aproximar mais do real do que no caso das estacas mais longas.

Citando Jamiolkowski (2003), em siltes, mas também em argilas, deve-se verificar as resistências últimas em tensões efectivas (Chandler, 1968 e Burland, 1973), pelo que:

$$q_{us} = \sigma'_{rf} \times tg \delta'_f \quad (2.54)$$

sendo:

σ'_{rf} - tensão radial efectiva.

Desta forma:

$$q_u = K_s \times \sigma'_{v0} \times tg \delta'_f = \beta \times \sigma'_{v0} \quad (2.55)$$

Este método exige, por isso, o conhecimento de K_s e δ'_f .

Estes valores de K_s dependem de σ'_{v0} , OCR, método de instalação e alterações da tensão radial efectiva durante o carregamento ($\Delta \sigma'_r$), e δ'_f depende de ϕ' e da rugosidade R_t .

Neste último parâmetro, é aceite que o limite máximo de δ'_f será, mesmo em estacas rugosas e indentadas, o ângulo de atrito o volume constante, ϕ'_{cv} .

Assim, na prática, considera-se que $\delta'_f = \phi'_{cv}$ e que K_s poderá aproximar-se de K_0 para solos NC ou ligeiramente SC ($K_s = K_0 = 0,4 - 0,6$) e que em solos com $OCR \gg 1$ deve-se assumir reduções de K_0 que podem variar entre 20 e 40%.

Fleming sugeriu valores de K_s de $0,5 \times (1 + K_0)$ enquanto Chen e Kulhawy de 0,7 a 0,9 para estacas moldadas com bentonite e com tubo recuperado, respectivamente.

Estacas de trado com deslocamento do terreno (tipo Ómega) podem ser igualmente tratadas pelo método β .

Note-se que se pode aplicar o método β com a assumption de:

$(K_0)_{OC} = (K_0)_{NC} \times OCR^m$, $(K_0)_{NC} = 1 - \sin \phi'_{cv}$ e m igual a 0,85 a 0,75 com OCR crescendo entre 1 e 10.

Jardine e Chen (1996) reformularam as propostas do método β , tendo chegado à seguinte expressão:

$$q_s = \sigma'_{rf} \times tg \delta'_f = K_s \times \sigma'_{vo} \times tg \delta'_b = \beta \times \sigma'_{vo} \quad (2.56)$$

em que:

$$K_s = (2,0 - 0,625 \times I_{vr}) \times OCR^{0,42} \times \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,20} \quad (2.57)$$

ou

$$K_s = (2,2 - 0,016 \times OCR - 0,87 \times \Delta I_{vy}) \times OCR^{0,42} \times \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,20} \quad (2.58)$$

em que:

I_{vr} - índice de vazios intrínseco (definido na Figura 2.20);

ΔI_{vy} - medida da sensibilidade do solo, sendo definido por simplificação igual a $\log_{10} S_t$, com S_t = sensibilidade = $(S_{u \text{ nat}} / S_{u \text{ res}})_{FVT}$;

h - distância da ponta de estaca ao ponto intermédio do fuste (estaca de raio R).

Esta dependência paramétrica explicita bem as propriedades constitutivas dos siltes e argilas e traduz a evidência experimental do decréscimo de β com L/B , tomando-se K_s como função de B/R , em que B é o diâmetro da estaca e R o raio da mesma.

Note-se que δ'_f é apontado como tendo um limite superior igual ϕ'_{cv} .

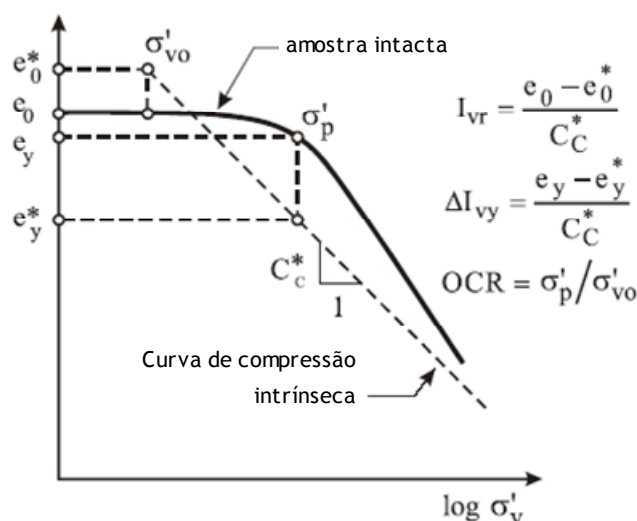


Figura 2.20 - Definição de I_{vr} e ΔI_{vy} , segundo Burland (1990) e Jardine e Chen (1996).

2.1.1.2.4. Método α

O método α surge da necessidade de avaliar a resistência unitária lateral em solos argilosos usando uma análise em tensões totais. Embora a análise de solos argilosos em tensões efectivas seja fácil de implementar e cientificamente mais correcta, alguns projectistas utilizam muitas vezes análises em tensões totais para avaliar este tipo de solos.

O método geral para o cálculo da resistência unitária dado pela seguinte expressão:

$$q_s = \alpha \times s_u \quad (2.59)$$

sendo:

α - factor de adesão;

s_u - resistência não drenada do solo adjacente à fundação (kPa).

O factor de adesão, α , é determinado empiricamente através de resultados de ensaios de carga. Na ausência destes pode recorrer-se à Figura 2.21 para obter o coeficiente α em função da resistência não drenada, s_u .

Como se pode observar da análise da Figura 2.21 existem várias funções para a determinação do factor de adesão, α . Das várias funções, a de API (1974) é a mais utilizada para estimar a resistência lateral unitária em estacas.

API (1974) sugere que para valores de s_u inferiores a 25 kPa, o valor de α seja tomado igual a 1 e para valores superiores a 75 kPa esse mesmo valor seja tomado igual a 0,5.

Para valores intermédios, isto é, $25 \text{ kPa} < s_u < 75 \text{ kPa}$, α pode ser calculado através da expressão (2.60).

$$\alpha = 1 - 0,5 \times \left(\frac{s_u - 25}{50} \right) \quad (2.60)$$

Chen e Kulhawy (1994), apresentaram a expressão para o valor de α , obtendo valores que foram confirmados por O'Neil e Reese (1999):

$$\alpha = 0,21 + 0,26 \times \frac{P_a}{s_u} \leq 1 \quad (\text{com } P_a = 100 \text{ kPa}) \quad (2.61)$$

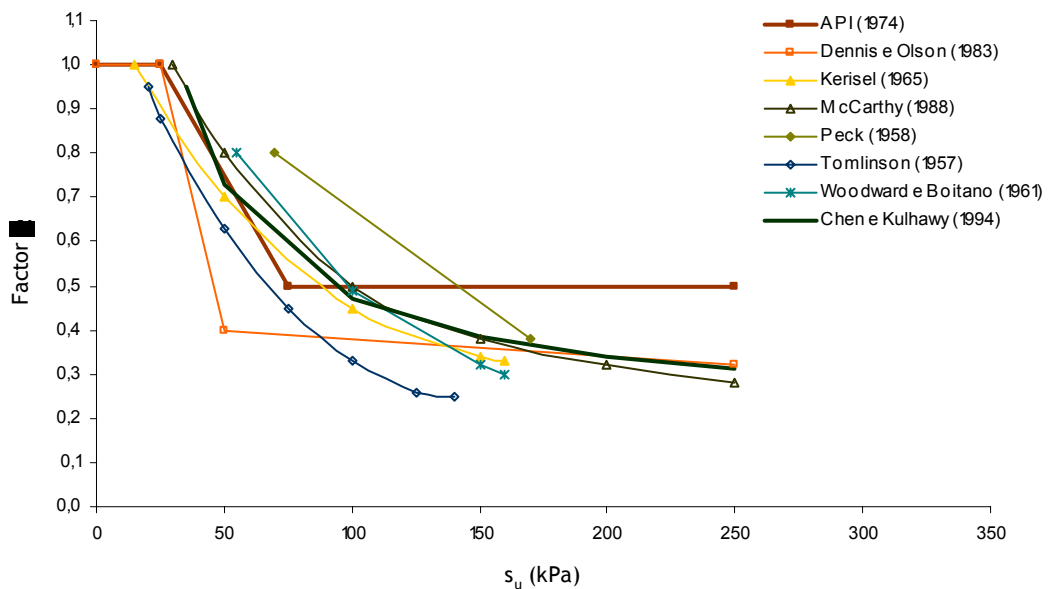


Figura 2.21 - Relação entre o factor α e s_u (adaptado de Coduto, 2001).

A Figura 2.22 apresenta dois casos típicos de argilas NC e OC ($OCR = 8$).

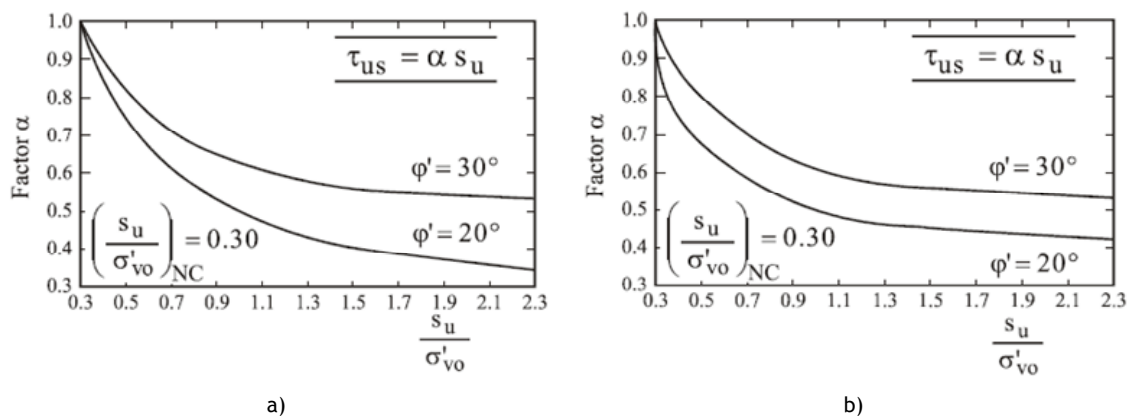


Figura 2.22 - Factor α para estacas moldadas e trado contínuo com deslocamento (trado fechado): a) argilas NC; b) argilas OC (Randolph e Murphy, 1985).

Citando Jamiolkowski (2003), em solos finos, saturados, não drenados, a determinação da resistência não drenada, s_u , pode ser feita através de:

- ensaios triaxiais UU, desde que as amostras sejam de muito boa qualidade e saturadas, em solos finos, argilas de média a muito rija consistência, já que a reconsolidação em laboratório pode para σ'_{ij0} desestruturar amostras de duvidosa qualidade e subestimar o valor de s_u ;

- ensaios CK_0U , tendo o cuidado de reconhecer o OCR proveniente (para evitar danos por consolidação excessiva em solos estruturados) e - o que está também associado - o valor de K_0 , também aqui, amostras de má qualidade subestimar s_u .

A alternativa (como complemento) aos ensaios triaxiais, se estes não forem viáveis, é o recurso à correlação empírica (De Cock *et al.*, 1999):

$$s_u [T_x - CK_0U] \cong (0,28 - 0,30) \times \sigma'_p \quad (2.62)$$

sendo $\sigma'_p = OCR \times \sigma'_{v0}$ e podendo ser determinável num ensaio edométrico de boa qualidade. Se não houver disponibilidade de ensaios de laboratório, s_u pode ser estimado a partir de correlações e parâmetros de ensaios *in situ*:

- i) CPT ou CPTu (Yu e Mitchell, 1998; Yu, 2000; Su e Liao, 2002);
- ii) DMT (Marchetti, 1997);
- iii) PMT e SBPT (Clarke, 1995).

e, naturalmente, a partir de ensaios FVT (Vane tests) em solos finos, moles e médios ($s_u < 100$ kPa), desde que corrigido o valor de $s_{u\text{ FVT}}$ da velocidade de rotação.

- i) as relações entre q_c e s_u têm basicamente a forma:

$$q_c = N_K^* \times s_u + \sigma \quad (2.63)$$

com σ a depender da opção das outras (σ_{v0} , σ_{h0} ou mesmo, σ_{n0}), podendo ser na prática:

$$N_K^* = N_s \times \left(1,25 + \frac{I_r}{2000} \right) \times 2,4 \times \alpha_+ - 0,2 \times \alpha_s - 1,8 \times \Delta \quad (2.64)$$

sendo:

I_r - índice de rigidez (G_u/s_u), $G_u = G_{u\ 50\%}$;

α_+ - factor de adesão para o cone - ponta ($\alpha = 1$ para rugosos $\alpha = 0$ para lisos);

α_s - factor de adesão para o cone - fuste ($\alpha = 1$ para rugosos, $\alpha = 0$ para lisos);

Δ - factor de história de tensões = $\frac{\sigma'_{v0} - \sigma'_{h0}}{2 \times s_u} = \frac{\sigma'_{v0} \times (1 - K_0)}{2 \times s_u}$;

$$N_s = \frac{4}{3} \times (1 + \ln I_r).$$

Após determinação de s_u , as formulações clássicas para a resistência lateral são (Flemming, 1992):

$$\zeta_{us} \times \alpha \times s_u \quad (2.65)$$

sendo o factor α para estacas moldadas, e de trado contínuo (CFA) dependentes por ordem decrescente de importância do método de instalação, da resistência atrítica (ϕ') e de sensibilidade (S_t) do depósito (se sobreconsolidado, $OCR > 1$), da rugosidade do fuste (R_t) e da esbelteza da estaca (L/D). Uma síntese destes valores pode ser visto em Jardine (1999) e O'Neil e Reese (1999).

Alguns valores poderão ser apontados:

- em solos NC ou ligeiramente SC o valor de α aproxima-se de 1;
- em solos com OCR e s_u crescentes, α decresce até valores de 0,3 a 0,5 em solos argilosos duros a rijos;
- muitas correlações impõe valores limites (para $\alpha \times s_u$) a 100 - 150 kPa, atendendo aos problemas de remoldagem no processo de execução.

Todas as relações com s_u , pressupõe razões entre s_u e $\sigma'_p \cong 0,28 - 0,30$, desta forma, não são aplicados a casos singulares.

2.1.2. Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test)

2.1.2.1. Introdução

O ensaio SPT, sendo um ensaio simples em técnica de execução bem como nos equipamentos utilizados, constitui uma rotineira e económica ferramenta de investigação em praticamente todas as obras de médio e grande porte. Este ensaio permite uma identificação da compacidade dos solos granulares e pode ser aplicado à identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas. A grande vantagem deste ensaio é a simplicidade que caracteriza o equipamento permitindo obter um resultado numérico que pode ser relacionado com regras empíricas de projecto a baixo custo.

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração pode ser realizada por trado e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são recolhidas a cada metro ou metro e meio de profundidade (por hábito) por meio de um amostrador padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65kgf, caindo de uma altura de 750mm. O valor N_{SPT} é o número de golpes para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm (adaptado de Schnaid, 2000).

Tendo em conta que existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaios nos diferentes países, as abordagens modernas recomendam a correcção do valor medido de N_{SPT} , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões. Actualmente, a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão europeu.

Esta normalização surge do facto da energia nominal transferida ao amostrador no processo de cravação não ser a energia de queda livre teórica transmitida pelo martelo (Schmertmann e Palácios, 1979; Seed *et al.*, 1985; Skempton, 1986). De facto, a energia aplicada é de aproximadamente 60% da energia teórica, uma vez que existem perdas por atrito e perdas devido à própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. Desta forma surge o valor N_{60} que corresponde à normalização do número de golpes com base no padrão europeu.

A correcção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão europeu de N_{60} , é realizada simplesmente através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência. Desta forma:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \frac{\%Enteórica}{60\%} \quad (2.66)$$

2.1.2.2. Método Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi apresentado no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

Este método foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de ensaios de carga em estacas e de resultados de ensaios de SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do ensaio SPT como do ensaio CPT.

Neste método de previsão da capacidade de carga de uma estaca isolada considera-se que tanto a resistência última unitária de ponta ou base (q_p) como a de atrito lateral (q_s) são avaliadas em função da tensão de ponta q_c do ensaio de penetração do cone (CPT). Para atender às diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo) foram definidos os coeficientes F_1 e F_2 . Desta forma, a expressão da capacidade de carga última pode ser escrita da seguinte forma:

$$Q_u = A_p \times q_p + A_s \times \sum q_s \times \Delta l = A_p \times \frac{q_{p,cone}}{F_1} + A_s \times \sum \frac{q_{s,cone}}{F_2} \Delta l \quad (2.67)$$

sendo:

A_p - área da secção transversal da ponta da estaca;

q_p - resistência última de ponta ou base da estaca (unitária);

A_s - área lateral da estaca;

q_s - resistência última lateral (unitária);

Δl - comprimento entre leituras;

$q_{p,cone}$ - tensão normal ao nível da base da estaca (unitária) obtida no ensaio CPT;

$q_{s,cone}$ - resistência unitária por atrito lateral obtida no ensaio CPT;

F_1 e F_2 - factores de escala e execução.

Introduzindo correlações entre o SPT e o ensaio de cone holandês (CPT mecânico) do tipo:

$$q_c = k \times N \quad (2.68)$$

$$\tau_c = \alpha \times q_c = \alpha \times k \times N \quad (2.69)$$

sendo:

q_c - tensão exercida na ponta do penetrômetro;

N - valores N do ensaio SPT;

k, α - valores obtidos no Quadro 2.8.

Obtém-se a expressão para uso com resultados do SPT:

$$Q_u = A_p \times q_p + A_s \times \sum \tau_l \times \Delta l = A_p \times \frac{k \times N}{F_1} + A_s \times \sum \frac{\alpha \times k \times N}{F_2} \Delta l \quad (2.70)$$

No Quadro 2.8 apresentam-se os valores de k e α adoptados por Aoki e Velloso (1975), valores esses função do tipo de solo em estudo. No Quadro 2.9 encontram-se os valores de F_1 e F_2 propostos pelo autor, obtidos a partir da retro-análise de cerca de 100 resultados de ensaios de carga em estacas.

Quadro 2.8 -Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Quadro 2.9 -Valores de F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al. , 1978)

Tipo de estaca	F_1	F_2
metálica	1,75	3,5
pré-fabricada de betão com deslocamento do terreno	1,75	3,5
sem deslocamento do terreno	3,0	6,0

2.1.2.3. Método de Meyerhof (1956, 1976)

Meyerhof foi um dos primeiros investigadores a estabelecer um método de previsão da capacidade de carga de uma estaca sujeita a esforços verticais de compressão com base em ensaios SPT. Publicou o seu primeiro trabalho em 1956 (Meyerhof, 1956) e apresentou o tema na sua “Terzaghi Lecture” em 1976 (Meyerhof, 1976).

Citando Velloso e Lopes (2002), os principais resultados da sua pesquisa foram os seguintes:

- (1) Para estacas cravadas até uma profundidade D em solo arenoso, a resistência unitária de ponta (em kgf/cm^2) é dada por:

$$q_p = \frac{0,4 \times N \times D}{B} \leq 4 \times N \quad (2.71)$$

sendo:

N - valores N do ensaio SPT;

D - profundidade de cravação da estaca;

B - diâmetro da ponta ou base da estaca.

A resistência unitária por atrito lateral (em kgf/cm^2) é dada por:

$$q_s = \frac{\bar{N}}{50} \quad (2.72)$$

sendo $\bar{N}$ é a média do SPT ao longo do fuste.

- (2) Para siltes não-plásticos pode adoptar-se como limite superior da resistência de ponta (em kgf/cm^2):

$$q_p = 3 \times N \quad (2.73)$$

- (3) Para estacas executadas sem deslocamento do terreno em solos não-coesivos a resistência de ponta é da ordem de 1/3 da obtida pela aplicação das expressões (2.71) e (2.73) e a resistência lateral é da ordem de 1/2 da obtida na expressão (2.72).

- (4) Se as propriedades da camada suporte arenosa variam nas proximidades da ponta da estaca, deve-se adoptar para N um valor médio calculado ao longo de 4 diâmetros para cima e um diâmetro abaixo da ponta da estaca.

- (5) Quando a camada de suporte arenosa for sobrejacente a uma camada fraca e a espessura H entre a ponta da estaca e topo desta camada fraca for menor que a espessura crítica da ordem de $10 \times B$, a resistência da ponta da estaca será dada por:

$$q_p = q_0 + \frac{(q_1 - q_0) \times H}{10 \times B} \leq q_1 \quad (2.74)$$

sendo:

q_0 - resistência limite na camada fraca inferior;

q_1 - resistência limite na camada resistente;

H - distância entre a ponta da estaca e o topo da camada fraca.

As definições de q_0 e q_1 encontram-se ilustradas na Figura 2.23.

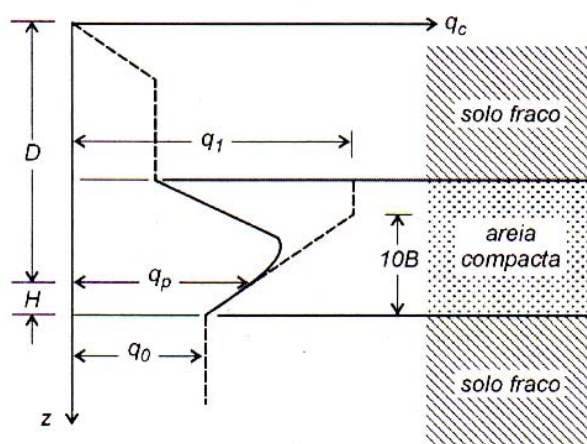


Figura 2.23 - Estaca assente em camada resistente sobrejacente a uma camada fraca.

- (6) Para estacas em argila, não é apresentada nenhuma relação directa entre capacidade de carga e o valor N obtido no ensaio SPT.

2.1.2.4. Método de Décourt e Quaresma (1978, 1982)

Em 1978 Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram no 6º Congresso Brasileiro um método para determinação da capacidade de carga de estacas a partir dos resultados do ensaio SPT (Décourt e Quaresma, 1978).

Este método dividiu-se em duas partes, um para determinação da resistência de ponta e outro para determinação da resistência lateral.

Para a determinação da resistência de ponta, os autores apresentam a seguinte expressão:

$$q_p = C \times N \quad (2.75)$$

sendo:

C - constante em função do tipo de solo (Quadro 2.10);

N - média entre o valor correspondente à ponta da estaca (o imediatamente anterior e o imediatamente posterior).

Quadro 2.10 -Valores de C (Décourt-Quaresma, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12,0
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20,0
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25,0
Areias	40,0

Para o cálculo do atrito lateral, os autores consideram os valores de SPT ao longo do fuste, sem levar em conta os utilizados para a determinação da resistência de ponta, fazendo então uma média desses valores e através do Quadro 2.11 obtém-se o atrito médio ao longo do fuste.

Quadro 2.11 -Valores de atrito médio (Décourt-Quaresma, 1978)

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m ²)
≤ 3	2,0
6	3,0
9	4,0
12	5,0
> 15	6,0

Em 1982, Décourt e Quaresma apresentaram alterações ao método acima exposto no que concerne à determinação da resistência lateral (Décourt e Quaresma, 1982). Desta forma, a resistência lateral passa a ser calculada pela seguinte expressão:

$$q_s = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (2.76)$$

sendo:

$\bar{N}$ - valor médio de N ao longo do fuste (na sua determinação, os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e os valores superiores a 50 devem ser considerados iguais a 50).

Em 1986, o autor (Décourt, 1986) recomenda valores para o cálculo da resistência de ponta em estacas sem deslocamento do terreno com lama bentonítica (Quadro 2.12).

Quadro 2.12 -Valores de C para estacas sem deslocamento do terreno (Décourt, 1986)

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	10,0
Siltos argilosos (alteração de rocha)	12,0
Siltos arenosos (alteração de rocha)	14,0
Areias	20,0

2.1.2.5. Métodos semi-empíricos para solos residuais do granito

Chang e Wong (1995)

Chang e Wong (1995), após estudos feitos em estacas moldadas executadas em solos graníticos saturados em Singapura, chegaram a uma expressão para relacionar a resistência última unitária lateral, q_s , com o valor N do ensaio SPT.

$$q_s = 2,7 \times N \text{ (kPa)} \quad (2.77)$$

sendo:

N - número de pancadas do ensaio SPT (média dos valores obtidos durante o ensaio).

Tan *et al.* (1998)

Tan *et al.* (1998), após estudos feitos na Malásia, sugerem que a resistência última unitária lateral, q_s , seja calculada através da expressão (2.78) que a relaciona com o valor N retirado do ensaio SPT. Esta expressão também se aplica a estacas moldadas executadas em solos residuais do granito e para valores de N inferiores a 75.

$$q_s = 2,0 \times N \text{ (kPa)} \quad (2.78)$$

sendo:

N - número de pancadas do ensaio SPT (média dos valores obtidos durante o ensaio).

Balakrishnan *et al.* (1999)

Balakrishnan *et al.* (1999), apresentaram os resultados obtidos em vários ensaios de carga axial em estacas moldadas. Estes ensaios foram realizados em solos residuais de Kuala Lumpur na Malásia.

Como resultado da investigação, os autores concluíram que os ensaios SPT podem ser directamente correlacionados com os parâmetros de transferência de carga ou com as curvas de transferência de carga, obtidas directamente dos ensaios de carga axial de estacas moldadas instrumentadas.

Com base nos resultados obtidos os autores apresentam uma expressão que permite relacionar a resistência última unitária lateral, q_s , com o valor N do ensaio SPT. Esta expressão é válida para valores de $N < 150$, ou seja, para solos residuais (VI) ou rochas fortemente alteradas (V) - este último associado a solos residuais jovens, vulgo saprolíticos, e vale:

$$q_s = q_{sc} = 2,3 \times N \text{ (kPa)} \quad (2.79)$$

sendo:

N - números de pancadas do ensaio SPT (não especificam se são valores corrigidos);

q_{sc} - resistência crítica (na realidade, a resistência última).

Os resultados que levaram à obtenção desta expressão estão representados na Figura 2.24.

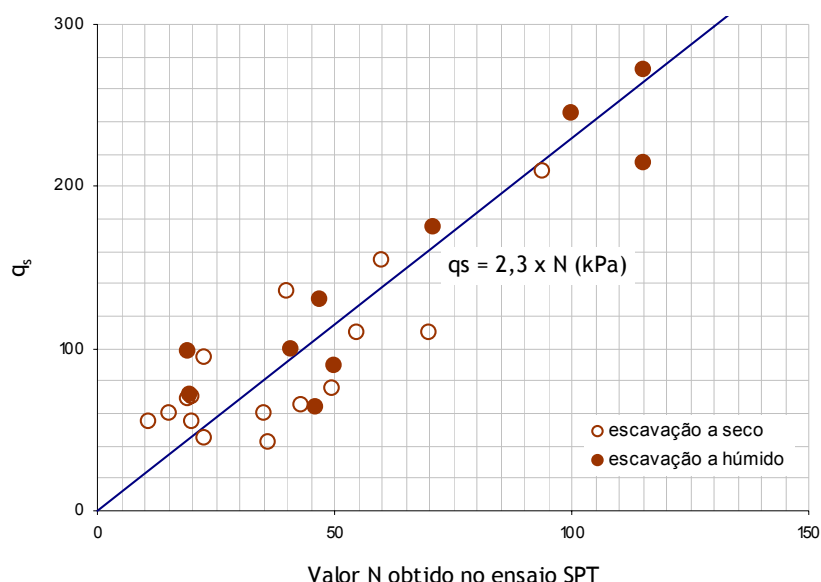


Figura 2.24 - Relação entre o valor N do ensaio SPT e a resistência última lateral unitária.

A relação obtida pelos autores neste estudo está próxima das obtidas por Toh *et al.* (1989) e Chang e Broms (1991) em formações de solos residuais.

Para valores de N elevados, ou seja, para rochas brandas (grau de alteração III) - moderadamente alteradas - os valores da relação entre N_{SPT} e q_s na condição última são regidos por:

$$q_s = 49 \times N^{\frac{1}{2}} \text{ (kPa)} \quad (2.80)$$

Admitindo para estas fundações um factor de correcção de 0,7, sugerido por Rowe e Armitage (1987), resultando em:

$$q_s = 35 \times N^{\frac{1}{2}} \text{ (kPa)} \quad (2.81)$$

Ng et al. (2001a, 2001b)

Ng et al. (2001a, 2001b), após estudos feitos em estacas moldadas com bentonite executadas em solos graníticos em Hong Kong, chegaram a uma expressão para relacionar a resistência última unitária lateral, q_s , com o valor N do ensaio SPT.

$$q_s = 0,6 \times N \text{ (kPa)} \quad (2.82)$$

sendo:

N - números de pancadas do ensaio SPT (média dos valores obtidos durante o ensaio).

Os autores concluem que o uso de bentonite na execução da estaca reduz a resistência lateral unitária nos casos estudados, conclusão contrária à obtida pelo GEO (1996) e em outros ensaios comparativos realizados noutros locais, que não relatam variações significativas na resistência lateral unitária com o uso de bentonite (Touma e Reese, 1974; Flemming e Sliwinski, 1977). No entanto, o GEO (1996) também sugere que sejam controladas as propriedades da bentonite para evitar que o valor da resistência lateral seja afectado. Littlechild e Plumbridge (1998) verificaram que em estacas construídas em Bangkok em escavações profundas em que o furo fica aberto a viscosidade da bentonite aumenta e por sua vez diminui a capacidade resistente lateral da estaca. Day et al. (1981) concluem que se forma uma pasta de bentonite na interface solo-estaca que diminui a sua capacidade resistente lateral.

2.1.3. Métodos empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test)**2.1.3.1. Introdução**

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test) respectivamente, são uma das mais importantes ferramentas da prospecção geotécnica, uma vez que os seus resultados podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados e previsão da capacidade de carga de fundações.

2.1.3.2. Método empírico de Bustamante e Gianeselly (1998)

Em 1998, Bustamante e Gianeselly apresentaram um método do tipo “estático” para determinação da capacidade de carga de estacas a partir dos resultados do ensaio CPT.

Citando Frank (1999), a resistência última de uma estaca sujeita a um esforço uniaxial de compressão, é dada pela expressão geral (2.2).

As resistências q_p e q_s são função dos valores determinados no ensaio CPT e obtidos através das seguintes expressões:

$$q_p = k_c \times q_{ce} \quad (2.83)$$

$$q_s = \min[q_c / \beta; q_{smáx.}] \quad (2.84)$$

sendo:

k_c - função do solo e do tipo de estaca (Quadro 2.13);

q_{ce} - valor ponderado de q_c em torno da base da estaca (Quadro 2.14).

Quadro 2.13 - Factores de capacidade de carga k_c

Tipo de solo	Gama de valores medidos		Factores para CPT	
		q_c (MPa)	K_c (ND)	K_c (D)
Argilas e siltes	A	Moles	< 3	
	B	Duras	3 - 6	0,40
	C	Rijas (nas argilas)	> 6	0,55
Areias e cascalhos	A	Soltos	< 5	
	B	Médios	8 - 15	0,15
	C	Compactos	> 20	0,50
Talco/Crês	A	Moles	< 5	0,20
	B	Alterados	> 5	0,30
	C	Consistentes	-	-
Margas e calcários margosos	A	Moles	-	-
	B	Consistentes	-	-
Rochas	A	Alterados (1)	-	-
	B	Fracturadas	-	-

(1) Usar o valor de solos mais parecidos podendo congrega materiais alterados de rochas, calcários, xistos ou graníticos, considerando-se neste grupo só os materiais que apresentam valores do módulo pressiométrico superior a 50 - 80 MPa;

(ND) Estacas sem deslocamento do terreno;

(D) Estacas com deslocamento do terreno.

Quadro 2.14 - Limites da resistência lateral unitária.

Solos		Argilas e siltes			Areias e cascalhos			talco	
Tipo de estaca		A	B	C	A	B	C	A	B
Moldadas sem tubo	β	-	-	75 ⁽¹⁾	200	200	200	125	80
	$q_{sm\acute{a}x.}$	15	40	80			120	40	120
Moldadas com tubo recuperado	β	-	100	100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	$q_{sm\acute{a}x.}$	15	40	60	-	40	120	40	80
Cravadas com tubo metálico fechado	β	-	120	150	300	300	300	(3)	
	$q_{sm\acute{a}x.}$	15	40	80			120		
Cravadas de betão pré-fabricado	β	-	75	-	150	150	150	(3)	
	$q_{sm\acute{a}x.}$	15	80	80	-	-	120		

(1) remoldadas com indentamento nas paredes;

(2) moldadas a seco, sem rotação dos tubos;

(3) em talco abaixo do NF, em que q_s pode ser significativamente afectado; é necessário fazer ensaios.**2.1.3.3. Método de Philipponat (1980)**

O método de Philipponat (1980), que se baseia em correlações com o ensaio CPT, apresenta a seguinte expressão para o cálculo da resistência última de ponta unitária:

$$q_p = \alpha_p \times q_c \quad (2.85)$$

sendo:

 α_p - coeficiente função do tipo de solo; q_c - média dos valores numa região três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca dos valores de q_c obtidos no ensaio CPT.

Para o cálculo do atrito lateral unitário, o autor apresenta a seguinte expressão:

$$q_s = \alpha_F \times \frac{q_c}{\alpha_s} \quad (2.86)$$

sendo:

 α_F - coeficiente função do tipo de estaca; α_s - coeficiente função do tipo de solo; q_c - média dos valores numa região três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca dos valores de q_c obtidos no ensaio CPT.

Os valores de α_p , α_s e α_F são apresentados nos Quadro 2.15, Quadro 2.16 e Quadro 2.17, respectivamente.

Quadro 2.15 - Valores do coeficiente α_p em função do tipo de solo

Tipo de solo	α_p
Areia	0,40
Silte	0,45
Argila	0,50

Quadro 2.16 - Valores do coeficiente α_s em função do tipo de solo

Tipo de solo	α_s
Areia : $q_c < 8$ MPa	100
Areia : $8 < q_c < 12$ MPa	150
Areia : $q_c > 12$ MPa	200
Silte	60
Argila	50

Quadro 2.17 - Valores do coeficiente α_F em função do tipo de estaca

Interface solo-estaca	Tipo de estaca	α_F	q_s máximo (kPa)
Betão	com deslocamento do terreno, injectada	1,25	120
Betão	sem deslocamento do terreno, diâmetro $< 1,5$ m	0,85	100
Betão	sem deslocamento do terreno, diâmetro $> 1,5$ m	0,75	80
Metálica	Perfil H ou I (considerar perímetro externo)	1,10	120

2.1.3.4. Método de Eslami e Fellenius (1996, 1997)

Citando Fellenius (2002), no método de Eslami e Fellenius (Eslami, 1996; Eslami e Fellenius, 1997), a resistência última de ponta (unitária), q_p , é obtida a partir da média geométrica da resistência de ponta efectiva, q_E , numa zona de influência que depende da estratificação do solo.

Quando se realiza uma estaca num solo pouco denso e a ponta da estaca fica inserida num solo denso, a média é determinada numa zona de influência 4B abaixo e 8B acima da ponta da estaca. Se, pelo contrário, a estaca for executada num solo denso e a sua ponta num solo pouco denso, a média é determinada numa zona de influência 4B abaixo e 2B acima da ponta da estaca (sendo B o diâmetro ou largura da estaca).

$$q_p = C_t \times q_{EG} \quad (2.87)$$

sendo:

q_p - resistência última de ponta (unitária);

C_t - coeficiente de correlação de ponta (na maior parte dos casos assume valor igual à unidade);

q_{EG} - média geométrica da resistência de ponta na zona de influência antes de fazer correlações com a pressão dos poros efectiva.

O coeficiente de correlação de ponta, C_t , é função do diâmetro da ponta da estaca, B . Quanto maior for esse diâmetro, maior é o movimento requerido para mobilizar a resistência de ponta. Desta forma, a resistência de ponta diminui com o aumento do diâmetro da ponta da estaca. Esta dependência é, aliás, uma forma muito interessante e de grande acuidade para ter em conta o que realmente determina o conceito de carga última em estacas: a limitação de assentamentos excessivos.

Para estacas com um diâmetro superior a 0,40m, o factor C_t (m) deve ser determinado através da seguinte expressão:

$$C_t = \frac{1}{3 \times B} \quad (2.88)$$

No método de Eslami e Fellenius (Eslami, 1996; Eslami e Fellenius, 1997), a resistência última lateral (unitária), q_s , também é obtida a partir da resistência de ponta efectiva, q_E , com alterações dependendo da estratificação do solo. O coeficiente de correlação lateral, C_s , é determinado a partir da estratificação do solo que utiliza quer a tensão no cone quer a de atrito lateral, o valor do atrito lateral não é aplicado directamente. O valor da resistência última lateral (unitária) é dado pela seguinte expressão:

$$q_s = C_s \times q_E \quad (2.89)$$

sendo:

q_s - resistência última lateral (unitária);

C_s - coeficiente de correlação lateral;

q_E - resistência de ponta “efectiva”, obtida através da subtracção da pressão neutra gerada, u_2 , da tensão total medida no cone.

O valor de C_s a utilizar na expressão (2.89) é função do tipo de solo e expresso no Quadro 2.18.

Quadro 2.18 - Valor do coeficiente de correlação lateral, C_s

Tipo de solo	C_s
Solos sensíveis	8,0 %
argila	5,0 %
Argila dura, mistura de argila e silte	2,5 %
Mistura de argila e areia	1,0 %
areia	0,4 %

2.1.3.5. Holeyman *et al.* (1997)

Holeyman *et al.* (1997) desenvolveram uma nova metodologia para o cálculo da capacidade de carga em estacas com base nos resultados do ensaio CPT.

Os autores apresentam a seguinte fórmula para o cálculo da resistência última de ponta de estacas sujeitas a esforços de compressão uniaxial de compressão:

$$Q_p = \beta \times q_p \times A_p = \beta \times \alpha_b \times \varepsilon_b \times q_p^{(m)} \times A_p \quad (2.90)$$

sendo:

β - factor de forma introduzido quando a base da estaca não é quadrada ou circular, função da largura B e do comprimento L dado pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{1 + 0,3 \times \frac{B}{L}}{1,3} \quad (2.91)$$

q_p - resistência última de ponta ou base (unitária);

α_b - factor empírico que leva em consideração o processo de execução da estaca e a natureza do solo (Quadro 2.19);

ε_b - factor de escala que depende das características de resistência ao corte do solo dado pela expressão $0,476 \leq \varepsilon_b \approx 1 - 0,001 \times (D_b / d - 1)$, sendo D_b o diâmetro da base da estaca e d o diâmetro da haste do cone;

A_p - área da secção transversal da estaca;

$q_p^{(m)}$ - resistência de ponta homogeneizada calculada pelo método de De Beer (1963).

Quadro 2.19 - Valor do coeficiente α_b (adaptado de Holeyman *et al.*, 1997)

Tipo de estaca	Factor α_b para	
	areias	Argilas OC duras
Grupo I - Elevado deslocamento do solo		
Estacas cravadas com grande impacto	0,8 - 1,15 ⁽¹⁾	0,8 - 1,0 ⁽¹⁾
Estacas de trado contínuo	0,8 - 1,0 ⁽²⁾	1,0
Estacas moldadas com tubo liso	1,0	1,0
Grupo II - Baixo deslocamento do solo		
Estacas perfuradas em condições especiais	0,6 - 0,8	0,8
Grupo III - Escavação do solo		
Estacas moldadas "in situ" (grandes diâmetro e CFA)	0,33 - 0,67	0,8

(1) utilizar o valor mais elevado quando a estaca tem base alargada com betão fresco;

(2) dependente de permitir ou não deslocamentos verticais do solo perto da base da estaca.

Para o cálculo da resistência última lateral, os autores apresentam três métodos de cálculo, explicados sucintamente nos parágrafos seguintes:

Num primeiro método, o cálculo da resistência última lateral é dada pela expressão:

$$Q_s = \frac{A_s}{u} \times \xi_f \times \Delta Q_l^c = \frac{A_s}{u} \times \sum \xi_{fi} (\Delta Q_l^c)_i \quad (2.92)$$

sendo:

A_s - perímetro da secção transversal da estaca;

u - perímetro da secção transversal da haste do cone;

ξ_f - factor empírico global ($\xi_f = \alpha_s \times \beta_s \times \varepsilon_s$) que leva em conta os efeitos do processo de execução da estaca (α_s), o material e rugosidade do fuste (β_s) e efeitos de escala da estrutura do solo, ε_s (Quadro 2.21);

$(\Delta Q_l^c)_i$ - acréscimo da resistência lateral do cone na camada i .

No segundo método, em função da resistência de ponta do CPT pode escrever-se:

$$Q_s = A_s \times \sum h_i \times \eta_{pi} \times q_{ci} = A_s \times \sum h_i \times \xi_{fi} \times \eta_{pi}^* \times q_{ci} \quad (2.93)$$

sendo:

h_i - espessura da camada i ;

q_{ci} - resistência de ponta do cone na camada i ;

η_{pi} - factor empírico que leva em conta o processo de execução e a natureza do solo.

O parâmetro η_{pi} pode ser desdobrado em dois: η_p^* que depende apenas do solo em estudo e ξ_f , parâmetro definido no primeiro método.

O terceiro método estima a taxa de atrito unitário para a estaca multiplicando a resistência lateral local, f_s , medida no cone por um factor α_{fs} que depende do tipo de estaca e da natureza do solo. Esse factor deve ser definido por meio de calibração com provas de carga estáticas.

$$q_s = \alpha_{fs} \times f_s \quad (2.94)$$

Para os solos arenosos, pode ser adoptado o valor de η_p^* :

$$\eta_p^* = \frac{1}{200} \text{ para } q_c \geq 20 \text{ MPa} \quad (2.95)$$

$$\eta^*_{p} = \frac{1}{150} \text{ para } q_c \leq 20 \text{ MPa} \quad (2.96)$$

Para solos argilosos, utilizam-se os valores do Quadro 2.20.

Quadro 2.20 - Valores de η^*_p e q_c para argilas

q_c (MPa)	0,075	0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	>3
$\eta^*_p q_c$ (kPa)	5	10	18	31	44	58	70	82	$\frac{q_c}{36,6}$

Quadro 2.21 - Valor do coeficiente ξ_f (adaptado de Holeyman *et al.*, 1997)

Tipo de estaca	Factor ξ_f para	
	areias	Argilas OC duras
Grupo I - Elevado deslocamento do solo		
área lateral em betão semi-húmido	1,6	1,15
área lateral em betão pré-fabricado	0,8 - 1,0	0,65 - 1,0
Trado contínuo	0,8 - 1,25	0,8 - 1,25
Área lateral em aço	0,6	0,45 - 0,65
Grupo II - Baixo deslocamento do solo		
Estacas perfuradas em condições especiais (betão húmido)	0,6 - 0,8	0,65 - 0,85
Grupo III - Escavação do solo		
Estacas moldadas “in situ” (grandes diâmetro e CFA)	0,4 - 0,6	0,5

2.1.3.6. Método de Takesue *et al.* (1998)

Takesue *et al.* (1998) propuseram um método semi-empírico para solos residuais do granito que relaciona a resistência lateral unitária, q_s , com a resistência lateral obtida no ensaio CPT, f_s , e com o excesso de pressão de água nos poros (Δu), também medido durante a execução do ensaio CPT.

As correlações propostas pelos autores são:

$$\frac{q_s}{f_s} = \frac{\Delta u + 950}{1250} \quad (2.97)$$

$$\frac{q_s}{f_s} = \frac{\Delta u - 100}{200} \quad (2.98)$$

A expressão (2.97) aplica-se nos casos em que Δu é inferior a 300 kPa, aplicando-se a expressão (2.98) para valores de Δu compreendidos entre 300 e 1250 kPa.

Como se verá no Capítulo 3, os valores da variação da pressão de água nos poros são pouco fiáveis na situação em estudo, uma vez que o nível freático se encontrava abaixo da profundidade dos furos efectuados para a realização dos ensaios CPT, o que acarreta indefinições sobre o significado das subpressões medidas, ainda que de cariz reduzido. Desta forma, admitiu-se uma simplificação, que poderá ser discutível, ao considerar $\Delta_u=0$. Assim, a expressão (2.97) reduz-se a um valor constante da relação entre q_s e f_s :

$$\frac{q_s}{f_s} = 0,76 \quad (2.99)$$

2.1.4. Métodos empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométricos de Ménard)

2.1.4.1. Introdução

Citando Viana da Fonseca (1996), Ménard (1957) introduziu este método optando por um equipamento com 3 células (tricelular) com elevada relação comprimento-diâmetro (Maranha das Neves, 1982). A metodologia de ensaio pode ser acompanhada na norma ASTM-D4719 (1989) ou na norma soviética (Sousa Coutinho, 1990).

O potencial deste ensaio é grande uma vez que conjuga aspectos favoráveis de um ensaio “directo” e de uma metodologia relativamente simples e expedita.

O pressiómetro é um aparelho que tenta, em ensaio *in situ*, estabelecer a relação entre tensão e deformação. O processo é o de aplicação esquematicamente simples, pois consiste em introduzir no furo uma sonda de medida, cilíndrica, tri-celular, dilatável radialmente. O pré-furo é feito de forma a assegurar a máxima integridade do estado natural do maciço.

No caso dos solos residuais, a melhor técnica de furacão é a que recorre a trados manuais e mecânicos, com baixa velocidade de rotação, sendo o diâmetro do furo ideal cerca de 10% maior que o da sonda.

A sonda é constituída por um cilindro metálico único revestido na sua parte central, a célula de medição é constituída por uma membrana de borracha, sendo o conjunto protegido em todo o seu comprimento por uma bainha dilatável que recobre também a membrana da célula de medição. Nos dois elementos da extremidade da sonda, as células de protecção, faz-se actuar o gás (CO_2 , ar, azoto) directamente em contacto com a bainha de protecção. Na célula central, a de medição, faz-se actuar a água. A água e o gás, são fornecidos, à superfície, pelo controlador volume-pressão, que permite regular e registar as

pressões destes fluidos, e também registrar as variações volumétricas da água injectada na sonda.

O ensaio faz-se com pressão controlada com incrementos de carga (geralmente 10, mas podendo variar entre 8 e 14) que são mantidos durante um certo tempo (1 minuto, segundo a especificação). No último escalão deve ser atingida a pressão limite (p_L) que corresponde ao estado limite de rotura no terreno quando sujeito a uma pressão uniforme crescente sobre o paramento de uma cavidade cilíndrica. Até esse valor deve-se garantir dez incrementos de carga e registrar (na prática corrente) os valores de variação de volume a 30 segundos e a um minuto.

No final do ensaio, os valores registados (p_i - pressões, v_i - deformações volumétricas estabilizadas a 30 segundos e 1 minuto) servem para construir a curva pressiométrica (p_i versus v_i , a 1 minuto) e a curva de fluência (diferença entre volumes a 30 segundos e 1 minuto versus pressões).

Os parâmetros deduzidos do ensaio são:

- a) o módulo pressiométrico (E_{pm}) - segundo a teoria de Lamé, o módulo de deformabilidade relativo à expansão radial de uma cavidade cilíndrica num meio elástico indefinido é dado por:

$$E_{pm} = 2 \times (1 + \nu) \times V_M \times \frac{\Delta_p}{\Delta_v} \quad (2.100)$$

sendo V_M - volume da cavidade no início do troço considerado para sua determinação (por hipótese do ramo linear pseudo-elástico), onde se calculam variações de pressão e correspondentes variações de volume, respectivamente Δ_p e Δ_v ;

- b) a pressão limite (p_L) - pressão necessária para uma expansão cilíndrica infinita, é definida na prática como a pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade; a dependência deste valor das dimensões do furo e da sonda, bem como do tempo, leva a que se opte em geral pela pressão limite diferencial ($p_L^* = p_L - p_0$), com a vantagem, em relação à pressão limite, de ser relativamente insensível à perturbação das paredes durante a furacão;
- c) a pressão de fluência (p_f) - corresponderá ao fim da zona linear na curva pressiométrica e ao ponto em que se denota um claro acréscimo do diferencial volumétrico entre a leitura dos 30 segundos e de 1 minuto (associado à plastificação do material).

2.1.4.2. Método empírico de Bustamante e Gianeselly (1982, revisto em 1998)

Bustamante e Gianeselly apresentaram um método do tipo “estático” para determinação da capacidade de carga de estacas a partir dos resultados do ensaio PMT.

Citando Frank (1999), a resistência última de uma estaca sujeita a um esforço uniaxial de compressão, é dada pela expressão geral (2.2).

As resistências q_p e q_s são função dos valores determinados no ensaio PMT e obtidos através das seguintes expressões:

$$q_p = k_p \times p_{Le}^* \quad (2.101)$$

sendo:

k_p - função do solo e do tipo de estaca (Quadro 2.22 e Quadro 2.23);

p_{Le}^* - valor ponderado de p_{Le} ($p_{Le}^* = p_{Le} - p_0$);

$q_s = [f(p_L)]$ definido em quadros e figuras como os que se seguem (Figura 2.25, Quadro 2.24).

Quadro 2.22 - Factores de capacidade de carga k_p

			Gama de valores medidos	Factores para PMT	
Tipo de solo			p_L (MPa)	k_p (ND)	k_p (D)
Argilas e siltes	A	Moles	< 0,7	1,1	1,4
	B	Duras	1,2 - 2	1,2	1,5
	C	Rijas (nas argilas)	> 2,5	1,3	1,6
Areias e cascalhos	A	Soltos	< 0,5	1	4,2
	B	Médios	1 - 2	1,1	3,7
	C	Compactos	> 2,5	1,1	3,2
Talco/Crês	A	Moles	> 0,7	1,1	1,6
	B	Alterados	1 - 2,5	1,4	2,2
	C	Consistentes	> 3	1,8	2,6
Margas e calcários margosos	A	Moles	1,5 - 4	1,8	2,6
	B	Consistentes	> 4,5		
Rochas	A	Alterados (1)	2,5 - 4	1,1 a 1,8	1,8 a 3,2
	B	Fracturadas	> 4,5	--	--

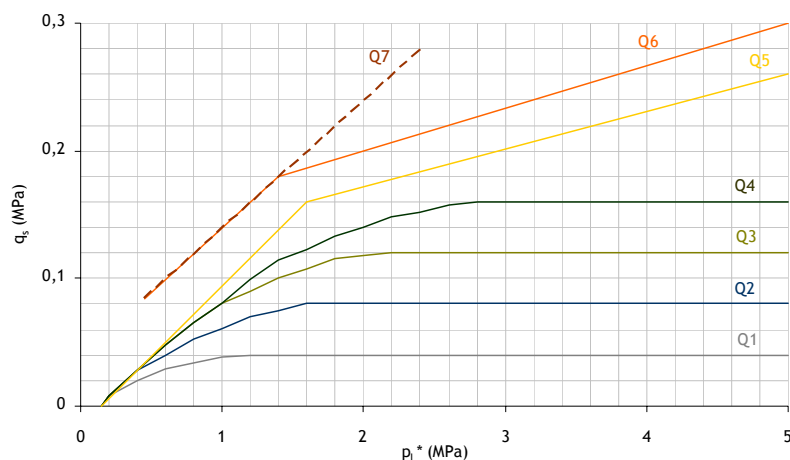
(1) Usar o valor de solos mais parecidos podendo congrega materiais alterados de rochas, calcários, xistos ou graníticos, considerando-se neste grupo só os materiais que apresentam valores do módulo pressiométrico superior a 50 - 80 MPa;

(ND) Estacas sem deslocamento do terreno;

(D) Estacas com deslocamento do terreno.

Quadro 2.23 - Relação E_{pm}/p_{Le}

Tipo de solo	E_{pm}/p_{Le}
Argilas	SC > 16
	NC 9 - 16
	remoldadas > 2,5
Siltes	SC > 14
	NC 8 - 14
Areias	> 12
	7 - 12
Areias e cascalhos	> 10
	6 - 10

Figura 2.25 - Curvas limite do q_s .Quadro 2.24 - Escolha da curva limite do q_s

Solos	Argilas e Siltes			Areias e Cascalhos			Talco / Crês			Marga		Rocha
Tipo de estaca	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Moldadas em tubo	Q1	Q1 Q2 ⁽¹⁾	Q2 Q3 ⁽¹⁾				Q1	Q3	Q4 Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4 Q5 ⁽¹⁾	
Moldadas com lamas	Q1	Q1 Q2 ⁽¹⁾		Q1	Q2 Q1 ⁽²⁾	Q3 Q2 ⁽²⁾	Q1	Q3	Q4 Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4 Q5 ⁽¹⁾	
Moldadas com tubos recuperados	Q1	Q1 Q2 ⁽³⁾		Q1	Q2 Q1 ⁽²⁾	Q3 Q2 ⁽²⁾	Q1	Q3	Q4 Q5 ⁽³⁾	Q3	Q4	
Moldadas com tubos perdidos		Q1		Q1	Q2			(4)		Q2	Q3	
Pier	Q1	Q2	Q3				Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Cravadas com tubos metálicos fechados	Q1	Q2		Q2	Q3			(4)		Q3	Q4	Q4
Cravadas com betão pré-fabricado	Q1	Q2			Q3			(4)		Q3	Q4	Q4
Cravadas com apiloamento local	Q1	Q2		Q2	Q3		Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	
De betão e aço cravadas	Q1	Q2		Q3	Q4			(4)		Q3		
Moldadas com injeção de baixa pressão	Q1	Q2			Q3		Q2	Q3	Q4		Q5	
Moldadas com injeção de alta pressão		Q4	Q5	Q5		Q6		Q5	Q6	Q6		Q7 ⁽⁸⁾

(1) Moldadas com indetamento nas paredes;

(2) Para estacas longas (> 30 m);

(3) Moldagem a seco, sem rotação dos tubos;

(4) Em talco, abaixo do nível freático, devem ser realizados ensaios específicos;

(5) Moldadas em solos, acima do nível freático, sem suporte das paredes do furo;

(6) Em tubo pré-moldado metálico (I ou circular), com uma base alargada, é cravado com uma bombagem simultânea de betão (ou calda) no espaço anelar;

(7) Injeção de baixa velocidade e multifaseada em várias profundidades;

(8) Injeção preliminar da envolvente fissurada ou fracturada previamente, para enchimento dos vazios.

2.1.4.3. Método de Chang e Zhu (2004)

Chang e Zhu (2004), apresentaram no 2º Congresso Internacional de Caracterização *in situ* (ISC'2) os resultados obtidos em vários ensaios de carga axial em estacas moldadas. Estes ensaios foram realizados em solos residuais de Singapura.

Como resultado da investigação, os autores concluíram que os ensaios PMT podem ser directamente correlacionados com os parâmetros de transferência de carga ou com as curvas de transferência de carga obtidas no campo directamente a partir dos ensaios de carga axiais de estacas moldadas instrumentadas.

Com base nos resultados obtidos por Chang e Gho (1988) e com outros resultados de ensaios de carga axial no mesmo tipo de solo e com estacas moldadas, os autores apresentam uma expressão que permite relacionar a resistência última unitária lateral, q_s , com a pressão limite diferencial, p_L^* (já definida em 2.1.4.1):

$$q_s = \frac{p_L^*}{23} - 13 \quad (2.102)$$

Os resultados que levaram à obtenção desta expressão estão representados na Figura 2.26.

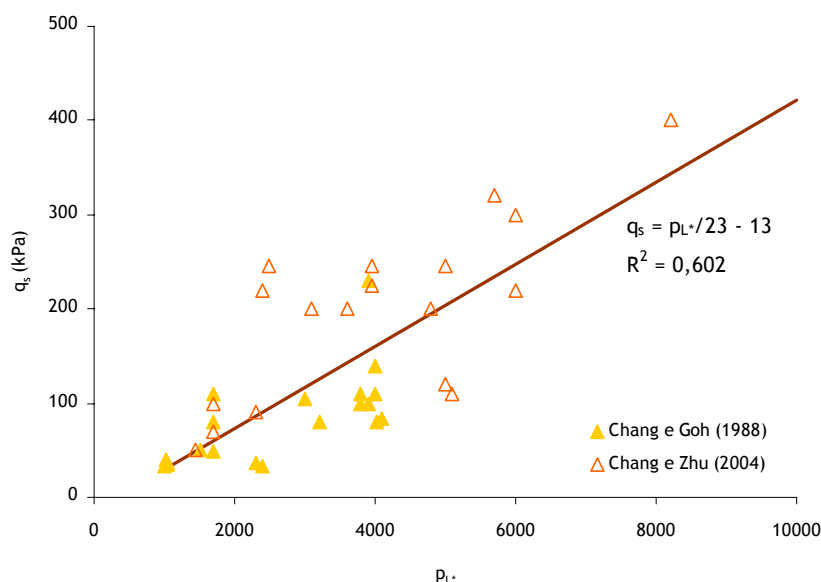


Figura 2.26 - Relação entre q_s e p_L^* para estacas moldadas em solos residuais de Singapura (adaptado de Chang e Zhu, 2004).

2.2. MÉTODOS DE PREVISÃO DE ASSENTAMENTOS DE ESTACAS ISOLADAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL

No ponto 2.1.1 foram descritos vários métodos “estáticos” de previsão da capacidade resistente de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão axial. Na descrição destes métodos supôs-se que a estaca penetraria no solo uma profundidade suficiente que mobilizaria toda a resistência do solo, quer ao longo do fuste quer na sua ponta ou base. Fez-se pois uma síntese dos métodos que fazem estimativa da resistência última da estaca.

Na maior parte dos casos, antes da estaca atingir este estado limite último de resistência, a mobilização da resistência é parcial e uma grande porção do solo que envolve a estaca não se encontra em ruptura (estado limite de utilização).

No presente ponto será estudado o comportamento da estaca, enfatizando o seu assentamento, neste patamar de carregamento intermédio.

Citando Poulos (2001), os métodos de análise para previsão de assentamentos de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão axial podem ser divididos em quatro grupos, sendo:

- 1 - Curvas da transferência de carga (t - z), que relacionam tensões de corte ao longo do fuste com deslocamentos ao longo da estaca (molas não lineares independentes);
- 2 - Teoria de elasticidade, que idealiza o solo como um meio elástico contínuo, permitindo interacção entre os diversos troços da estaca, através do solo;
- 3 - Métodos simplificados de análise, que consideram corte localizado em torno da estaca e conduzem a soluções fechadas;
- 4 - Métodos numéricos, que utilizam modelos constitutivos dos solos (e de interface).

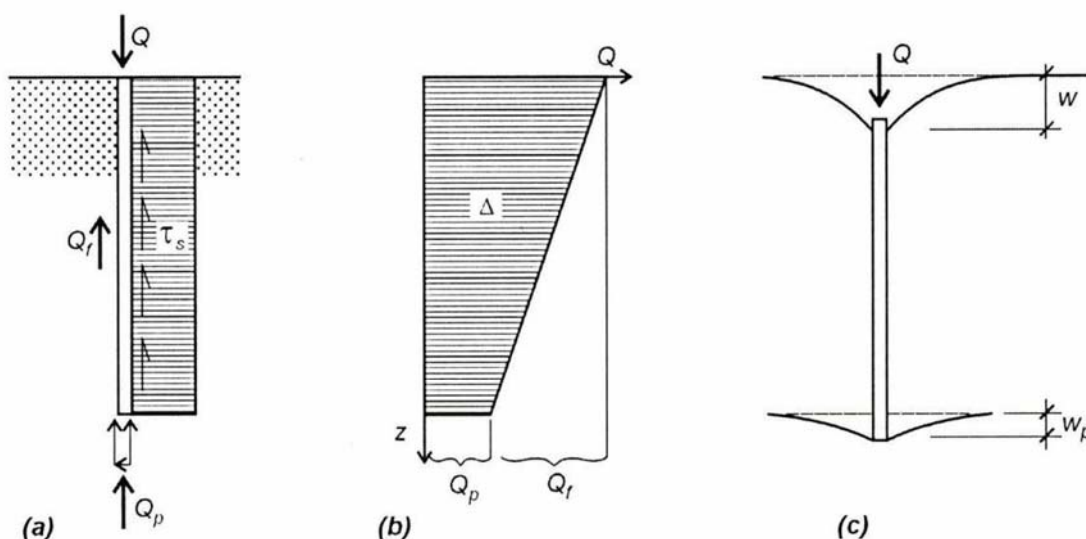
Apesar da larga difusão dos métodos de transferência de carga, alguma atenção deverá ser feita aos métodos 2 e 3, já que conduzem eles mesmos a soluções paramétricas e ábacos de dimensionamento.

2.2.1. Mecanismo de transferência de carga e assentamento

Como refere Velloso e Lopes (2002), para se entender o comportamento da estaca desde o início do seu carregamento até à ruptura, é preciso estudar o mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo. Este estudo do mecanismo de interação estaca-solo, pode ser melhor entendido com auxílio da Figura 2.27 e Figura 2.28.

Na Figura 2.27 está representada a carga aplicada à estaca e a acção do solo sobre a estaca, que consiste em tensões de corte no fuste (atrito lateral) e tensões normais na base. A resultante das tensões de corte é a carga do fuste, Q_f , e a das tensões normais é a carga na base ou ponta, Q_p , que equilibram a carga aplicada, Q . A Figura 2.27b mostra um diagrama de carga axial ao longo do fuste, onde se observam as componentes da reacção do terreno. A Figura 2.27c apresenta o deslocamento da estaca sobre a carga Q , observando-se o assentamento da estaca w e o da base ou ponta w_p .

O diagrama de atrito lateral da Figura 2.27a e o de distribuição de carga ao longo do fuste (Figura 2.27b) correspondem a um atrito uniforme. Outros casos de distribuição de atrito lateral e correspondentes diagramas de distribuição de carga estão representados na Figura 2.27d (Vesic, 1977).



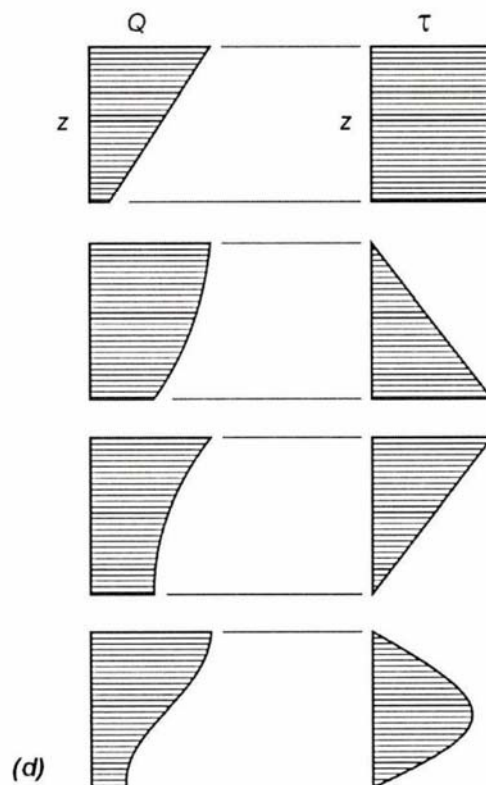


Figura 2.27 - Elementos do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo: a) cargas e tensões na estaca; b) diagrama carga-profundidade; c) assentamentos; d) diagramas de atrito lateral e de carga axial correspondentes (Vésic, 1977).

Da análise da Figura 2.27 podem ser estabelecidas algumas relações básicas:

$$w = w_p + \rho \quad (2.103)$$

sendo:

ρ - encurtamento (essencialmente elástico) da estaca, dado pela expressão:

$$\rho = \int_0^L \frac{Q(z)}{A \times E_p} dz = \frac{1}{A \times E_p} \times \int_0^L Q(z) dz = \frac{\Delta}{A \times E_p} \quad (2.104)$$

A primeira simplificação da expressão acima é válida quando a área da secção transversal da estaca, A , e o módulo de elasticidade do material da estaca, E_p , são constantes. A segunda simplificação utiliza a área Δ do diagrama carga-profundidade (ver Figura 2.27b).

Na Figura 2.28 está representado o comportamento completo de uma estaca relativamente esbelta carregada até à rotura. Embora esta figura não seja de um ensaio de carga específico, reúne os principais aspectos observados em ensaios de carga verticais estáticos instrumentados. Neste modelo didáctico, foram representados quatro patamares de carga, correspondendo o último à carga de rotura do solo. Inicialmente a estaca encurta

elasticamente uma vez que no início do carregamento apenas a parte superior da estaca se desloca (Figura 2.28a). Desta forma, a mobilização do atrito lateral dá-se de cima para baixo, uma vez que para se mobilizar o atrito lateral a estaca tem que se deslocar.

Outro factor importante do mecanismo de transferência estaca-solo é o facto da mobilização do atrito lateral exigir deslocamentos muito menores que os necessários para a mobilização da resistência de ponta os base. Assim, só quando uma parte considerável de atrito lateral está mobilizada é que a resistência de ponta começa a ser também mobilizada. Na Figura 2.28b e c estão representados os dois primeiros patamares de carga e pode observar-se que estão a ser praticamente absorvidos por atrito lateral. Já no terceiro patamar de carga, quando a resistência lateral está quase esgotada é que a resistência de ponta começa a ser mobilizada (Figura 2.28d).

Na Figura 2.28d está representada a relação carga do fuste *versus* assentamento médio do fuste e a Figura 2.28e representa a relação carga *versus* assentamento da base. Da análise das figuras verifica-se que a resposta do solo ao carregamento do fuste é mais rígida que ao carregamento da base da estaca. Na Figura 2.28f está representada a relação carga-assentamento (na cabeça da estaca), que resulta da composição dos dois comportamentos.

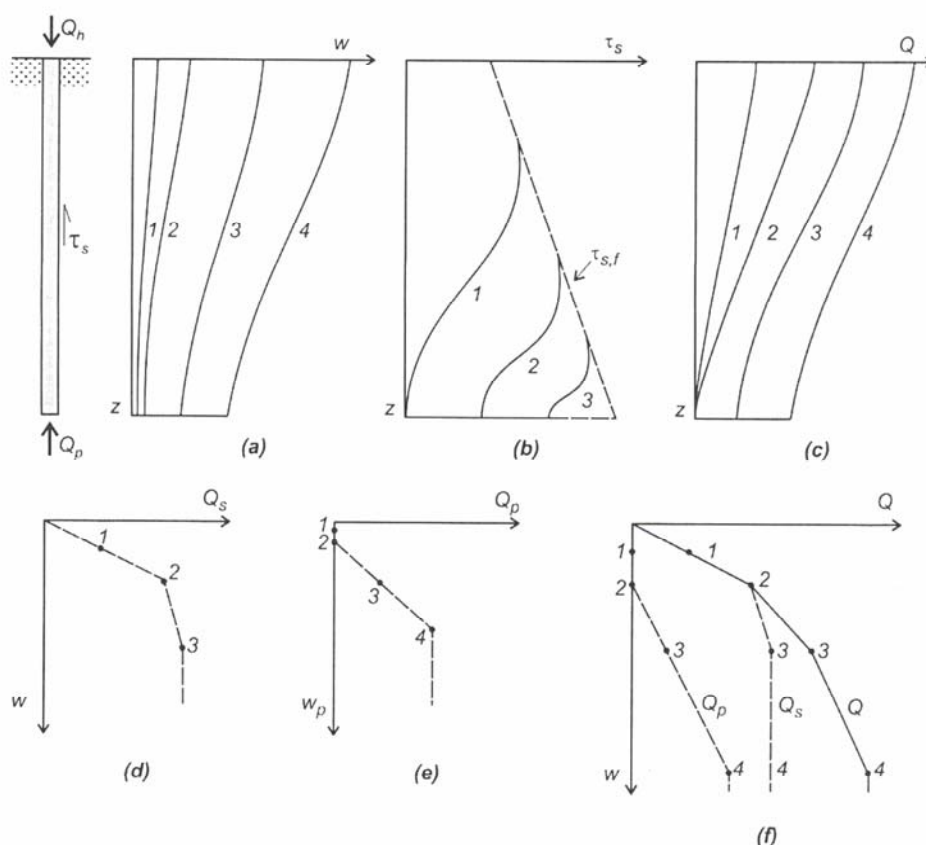


Figura 2.28 - Diagramas do comportamento idealizado de uma estaca esbelta: a) assentamento; b) atrito lateral; c) carga vs Profundidade; d) fuste; e) base; f) cabeça da estaca (Lopes, 1979).

Uma vez que as cargas de serviço assumem valores distantes da ruptura, é usual utilizar-se soluções baseadas na Teoria da Elasticidade quando se pretende calcular os assentamentos de uma fundação. No entanto, quando se utilizam métodos baseados na Teoria da Plasticidade é necessário analisar o problema em termos do modo da transferência de carga estaca-solo, uma vez que o atrito lateral pode estar esgotado para a carga de serviço.

2.2.2. Métodos baseados na Teoria da Elasticidade

Citando Poulos e Davis (1980), os métodos baseados na Teoria da Elasticidade têm sido desenvolvidos por diversos investigadores, como por exemplo D'Appolonia e Romualdi (1963), Thurman e D'Appolonia (1965), Salas e Belzunce (1965), Nair (1967), Poulos e Davis (1968), Mattes e Poulos (1969), Paulos e Mattes (1969a), Butterfield e Benerjee (1971a, 1971b), Benerjee e Davies (1977), Randolph (1977), Randolph e Wroth (1978), Poulos e Davis (1980). Na maior parte dos casos estudados, a estaca é dividida num número uniforme de elementos e a solução é obtido impondo condições de compatibilidade entre os assentamentos da estaca e o solo adjacente em cada elemento considerado da estaca.

O assentamento da estaca é obtido considerando a compressibilidade da estaca quando submetida a cargas axiais de compressão. Na maioria dos casos, o deslocamento do solo é determinado utilizando a equação de Mindlin (1936) considerando-o induzido por um carregamento dentro da própria massa.

A diferença principal entre os vários métodos existentes reside na forma como é assumida a tensão de corte ao longo da estaca. D'Appolonia e Romualdi, Thurman e D'Appolonia e Salas e Belzunce assumem que a tensão de corte em cada elemento é representada por uma única carga concentrada actuante no eixo e no centro de cada elemento. Nair assume uma área de carregamento uniforme circular a actuar no centro de cada elemento. Poulos e Davis, Mattes e Poulos e Paulos e Mattes consideram que a tensão de corte se distribui uniformemente em redor do diâmetro da estaca.

Nos pontos seguintes serão expostos alguns métodos baseados na Teoria da Elasticidade, nomeadamente o Método de Randolph (1977) e o Método de Poulos e Davis (1980), uma vez que são os mais utilizados na actualidade.

2.2.2.2. Método de Randolph (1977)

Randolph (1977; Randolph e Worth, 1978) estudou o assentamento de uma estaca isolada carregada axialmente. No seu estudo considerou as cargas transferidas pela base e pelo fuste separadamente, em seguida considerou os dois efeitos em conjunto para produzir uma solução aproximada.

Para tal, utilizou o modelo apresentado na Figura 2.29. No seu modelo, Randolph considera que o solo afectado pela estaca é dividido em duas camadas por um plano horizontal existente ao nível da ponta da estaca.

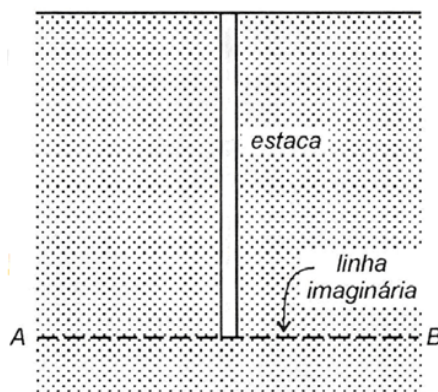


Figura 2.29 - Modelo utilizado na análise de Randolph (1977).

No seu modelo, o autor admite que a camada superior do solo se deforma exclusivamente devido à carga transferida pelo fuste e a camada inferior se deforma exclusivamente pela carga transmitida pela base da estaca (Figura 2.30).

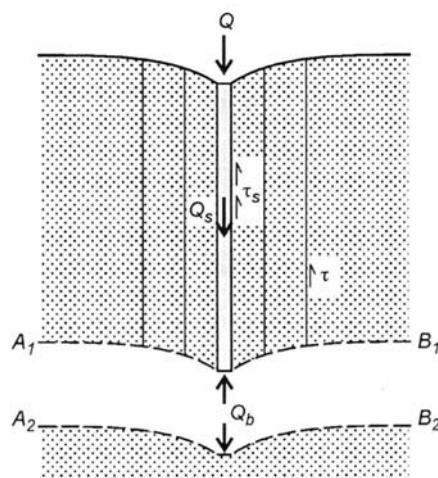


Figura 2.30 - Deformação das camadas de solo superior e inferior no modelo de Randolph (1977).

Como já referido, o autor considerou as cargas transferidas pela base e pelo fuste separadamente conjugando posteriormente os dois efeitos em conjunto para produzir uma solução aproximada.

Em muitas condições práticas de estacas isoladas, as soluções desenvolvidas em solos em que o módulo cresce linearmente em profundidade, são muito adequadas e realistas.

Desta forma, segundo o autor, o assentamento à cabeça é expresso por:

$$w = \frac{Q}{E \times B} \times I\rho \quad (2.105)$$

sendo:

Q - carga aplicada;

B - diâmetro;

E - o módulo de Young do solo ao nível da ponta da estaca;

$I\rho$ - factor de influência do assentamento.

Este factor (Poulos e Davis, 1980) é dependente de um elevado número de parâmetros adimensionais, incluindo:

- L/B , $K_b = E_p \times R_A / E$ (rigidez da estaca);

- E_{s0} / E ;

- E_b / E ,

em que:

E_p - módulo de Young da estaca;

R_A - variação da área (depende de variação da secção, $R=1$ para estacas circulares);

E_{s0} - módulo de Young do solo à superfície;

E_b - módulo de Young do horizonte em que a ponta repousa (ou encastra).

Randolph (citado por Fleming *et al.*, 1992) apresenta a seguinte expressão:

$$I\rho = 4 \times (1 + \nu_s) \times \frac{\left[1 + \frac{1}{\pi\lambda} \cdot \frac{8}{(1 - \nu_s)} \cdot \frac{\eta_1}{\xi} \cdot \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{B} \right]}{\left[\frac{4\eta}{(1 - \nu_s)\xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \rho \cdot \tanh(\mu L) \cdot L}{\zeta \cdot \mu \cdot L \cdot B} \right]} \quad (2.106)$$

sendo:

$\eta = B_b / B$ (B_b - diâmetro da ponta de estaca;

$\xi = E / E_b$;

$\rho = \overline{E_s} / E$ (sendo $\overline{E_s}$ a média do módulo de Young ao longo do fuste);

$\lambda = 2 \times (1 + \nu_s) \times E_p / E$;

$$\zeta = \ln\left\{0,25 + \left[2,5 \times \rho \times (1 - \nu_s) - 0,25\right] \times \xi\right\} 2 \times L / B;$$

$$\mu_L = 2 \times \left(\frac{2}{\zeta \times \lambda}\right)^{0,5} \times \frac{L}{B}.$$

Sendo o assentamento ao longo da estaca em qualquer profundidade, z , dada por:

$$w_z = w_p \cdot \cosh[\mu \times (L - z)] \quad (2.107)$$

sendo w_p o assentamento na base.

2.2.2.2. Método de Poulos e Davis (1980)

Como já descrito em 2.2.2, este método, baseado na teoria da elasticidade, considera a estaca dividida num número de elementos uniformemente carregados e a solução é obtida impondo condições de compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e do solo adjacente para cada elemento da estaca (Figura 2.31). O autor obtém os deslocamentos da estaca considerando a compressibilidade da mesma sob a carga axial e os deslocamentos do solo são obtidos através da solução de Mindlin (1936). No livro de Poulos e Davis (1980) encontra-se descrito detalhadamente o seu trabalho, bem como de outros investigadores que estudaram o mesmo problema.

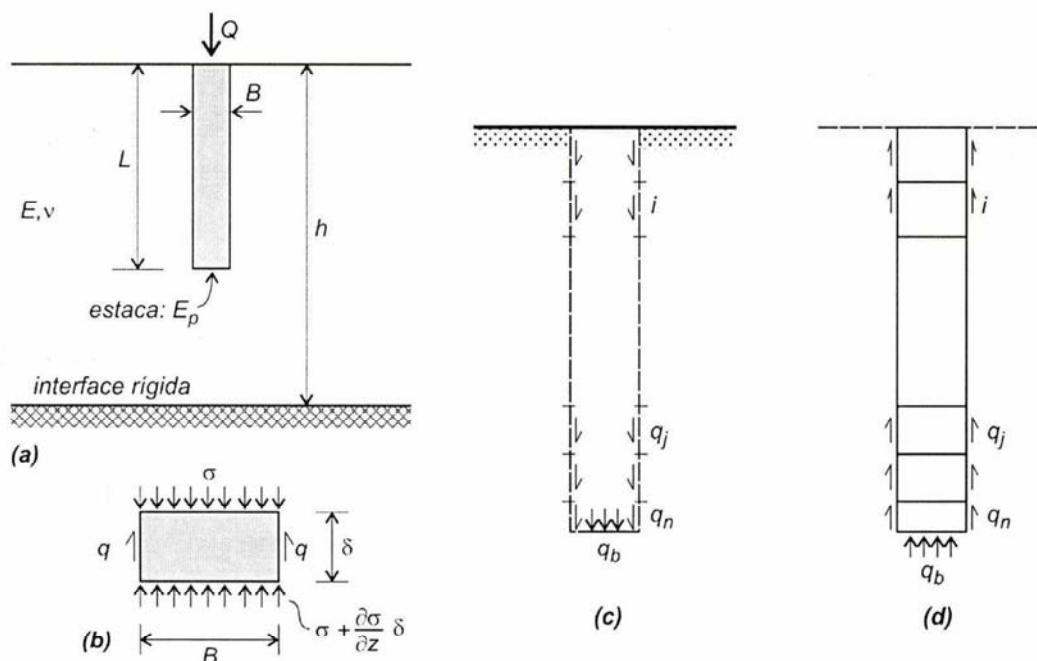


Figura 2.31 - Modelo de Poulos e Davis (1974): a) problema para resolução, b) elemento de estaca, c) acção da estaca sobre o solo, d) acção do solo sobre a estaca.

Inicialmente os autores desenvolveram uma solução aplicada a uma estaca incompressível inserida num meio elástico semi-indefinido com um coeficiente de Poisson igual a 0,5:

$$w = \frac{Q}{E_{SL} \times B} \times I_0 \quad (2.108)$$

sendo:

Q - carga aplicada;

E_{SL} - o módulo de Young do solo ao nível da ponta da estaca;

I_0 - factor de influência do assentamento(Figura 2.32a), função da razão entre o diâmetro da base da estaca, B_b , e o diâmetro da estaca..

B - diâmetro da estaca;

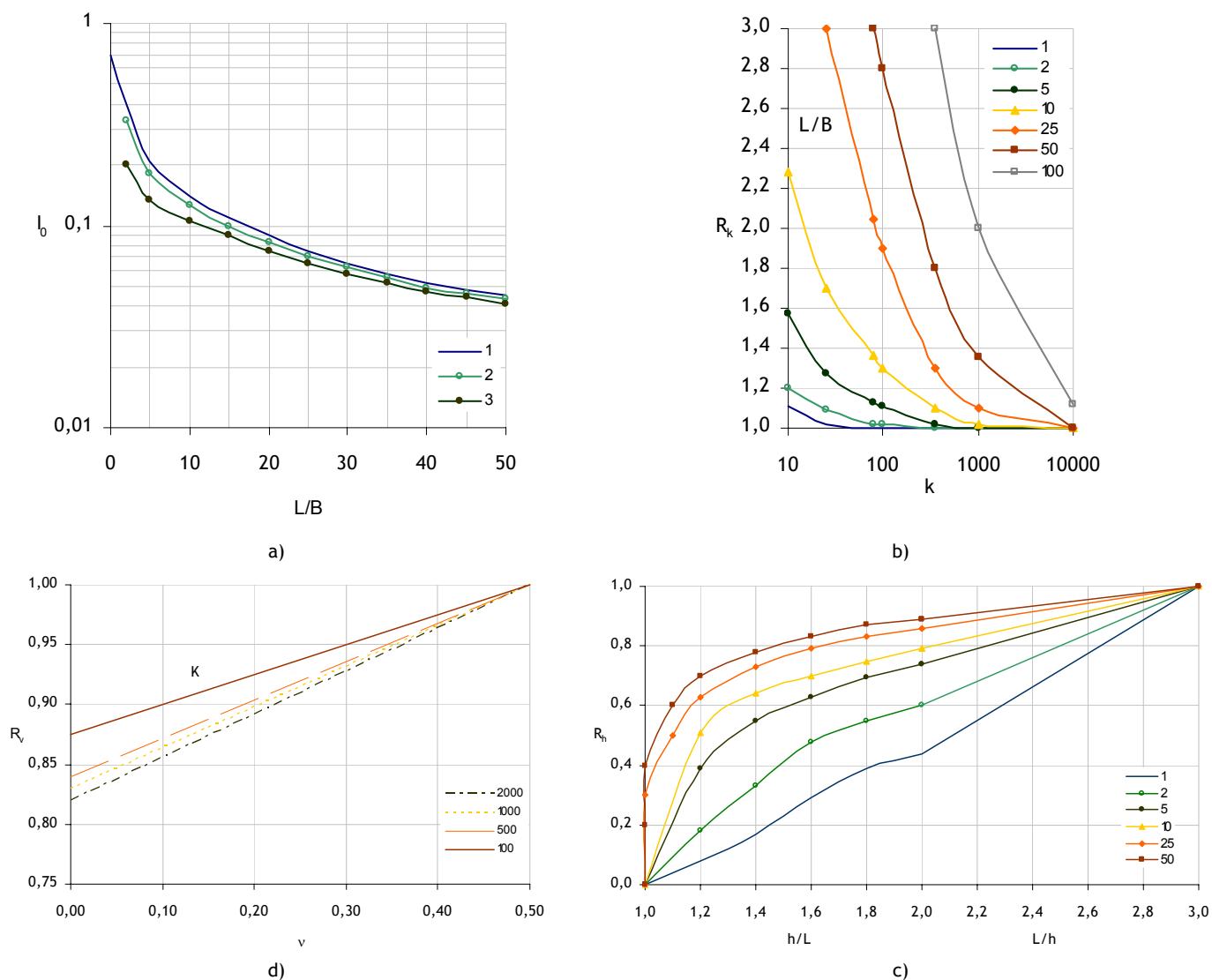


Figura 2.32 - Parâmetros para o cálculo do assentamento de estacas: a) factor I_0 , b) influência da compressibilidade da estaca, c) da espessura finita do solo compressível, d) do coeficiente de Poisson do solo (Poulos e Davis, 1974).

Tendo em conta a grande especificidade do meio em que a expressão (2.108) inicialmente pré-desenvolvida, os estudos prosseguiram e foi obtida uma solução para estacas compressíveis, em solos de espessura fina e com a ponta da estaca em material resistente. Esta solução também foi desenvolvida considerando vários valores para o coeficiente de Poisson. Desta forma, a fórmula geral para o cálculo do assentamento de uma fundação é dada pela expressão (2.109).

$$w = \frac{Q}{E_{SL} \times B} \times I_{\rho} \quad (2.109)$$

sendo:

$$I_{\rho} = I_0 \times R_k \times R_h \times R_v \times R_b \quad (2.110)$$

onde:

R_k - factor de correcção para a compressibilidade da estaca (Figura 2.32b);

R_h - factor de correcção para a espessura h (finita) de solo compressível (Figura 2.32c);

R_v - factor de correcção para o coeficiente de Poisson do solo (Figura 2.32d);

R_b - factor de correcção para a base ou ponta em solo mais rígido (Figura 2.33), sendo E_b o módulo de Young do solo sob a base;

E_{SL} - o módulo de Young do solo ao nível da ponta da estaca.

Poulos e Davis (1980) abordam também a questão do deslizamento na interface estaca-solo, a questão do meio heterogéneo e ainda a influência do maciço de encabeçamento. A partir da análise dos resultados obtidos em alguns ensaios de compressão axial em estacas, os autores sugerem os valores das propriedades de deformação representados no Quadro 2.25.

Quadro 2.25 - Escolha da curva limite do q_s

Solos	Consistência/compacidade	E' (MPa)	ν'
Argila	Mole	$200 < \frac{E'}{s_u} < 400$	0,4
	Média		0,3
	Rija		0,15
Areia	Solta	27 - 55	0,3
	Medianamente compacta	55 - 70	
	Compacta	70 - 110	

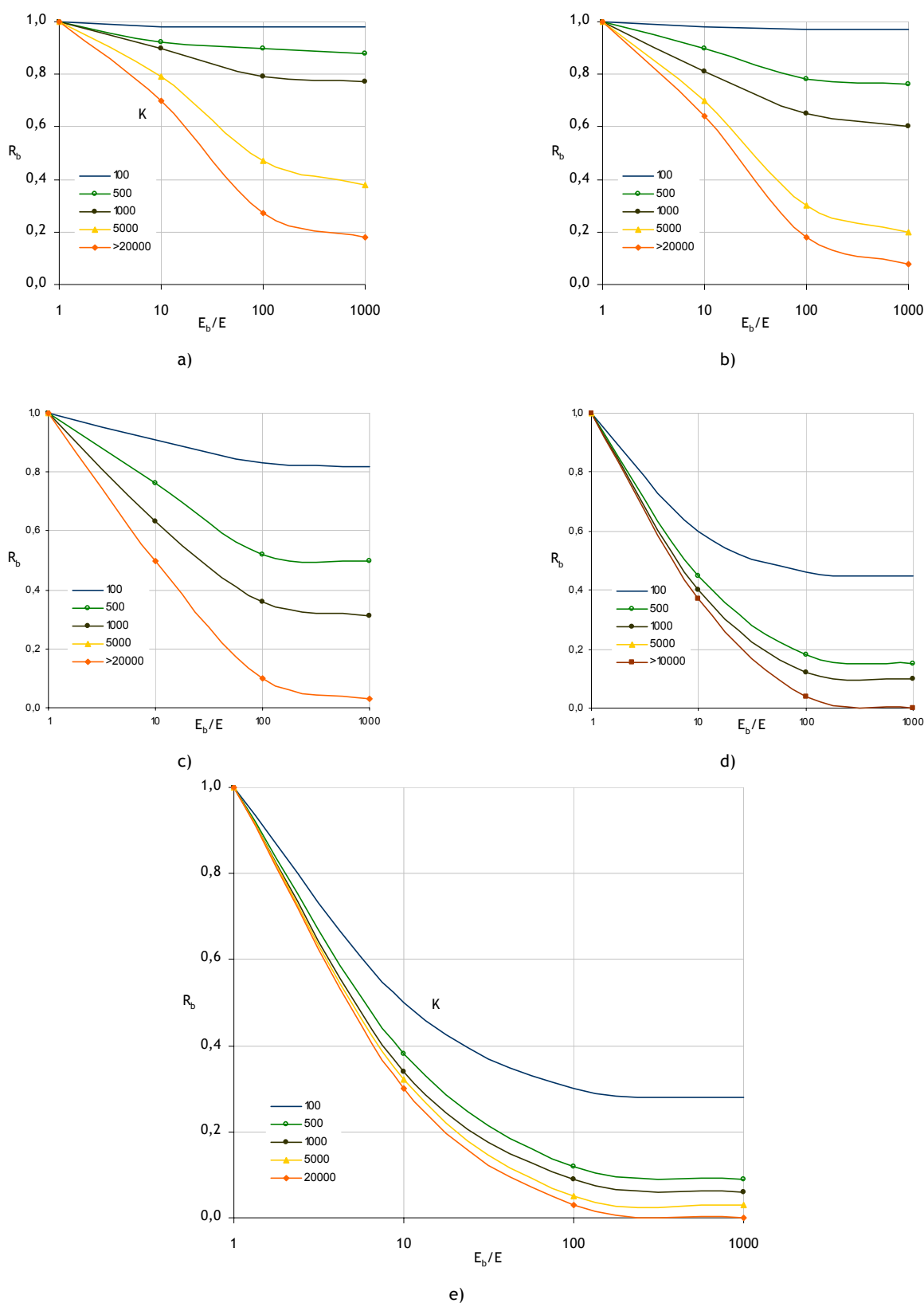


Figura 2.33 - Factores de correcção para a base da estaca em solo mais rígido: a) para $L/B = 75$, b) para $L/B = 50$, c) para $L/B = 25$, d) para $L/B = 10$, e) para $L/B = 5$ (Poulos e Davis, 1974).

2.2.2.3. Método Mayne e Zavala (2004)

O método de Mayne e Zavala (2004) combina um modelo hiperbólico modificado com uma solução elástica para previsão dos assentamentos em estacas submetidas a esforços de compressão axial, obtendo uma solução elástica não-linear para contemplar a não linearidade da rigidez dos solos.

Desta forma, para uma dada carga aplicada na cabeça da estaca, Q , o assentamento vertical, w , é dado pela seguinte expressão:

$$w = \frac{Q \times I_\rho}{B \times E_{máx.} \times f \times \left(1 - \frac{Q}{Qu}\right)^g} \quad (2.111)$$

sendo:

I_ρ - factor de influência;

B - diâmetro da estaca;

$E_{máx.}$ - módulo de elasticidade máximo equivalente do estrato onde a estaca está inserida;

Q_u - carga última;

f - parâmetro de ajuste da hipérbole modificada tomado igual a 1 para solos residuais de Piedmont (Mayne, 1995);

g - parâmetro de ajuste da hipérbole modificada tomado igual a 0,3 para solos residuais de Piedmont (Mayne, 1995).

No caso de uma estaca rígida de comprimento L , inserida num solo homogéneo, com um coeficiente de Poisson, ν , o factor de influência é dado pela seguinte expressão:

$$I_\rho = \left(\frac{1}{1-\nu^2} \times \frac{\pi}{1+\nu} \times \frac{\frac{L}{B}}{\ln \left[5 \times \left(\frac{L}{B} \right) \times (1-\nu) \right]} \right)^{-1} \quad (2.112)$$

Num solo elástico homogéneo, $E_{máx.}$ pode ser expresso como função da densidade de massa total do solo, ρ_t , da média da velocidade das ondas S , V_s , e o coeficiente de Poisson, ν , como se segue:

$$E_{máx.} = 2 \times (\rho_t \times V_s^2) \times (1 + \nu) \quad (2.113)$$

2.2.2.4. Método de Randolph e Wroth (1982) adaptado por MacVay (1988)

Randolph e Wroth (1982) integraram as deformações verticais no solo provocadas pelo carregamento e obtiveram a seguinte expressão para o assentamento associado a uma determinada tensão de corte ao longo do fuste:

$$w = \frac{\tau_0 \times r_0}{G} \times \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (2.114)$$

sendo:

r_0 - raio da estaca;

r_m - raio até onde é estendida a integração das deformações verticais do solo;

τ_0 - tensão de corte mobilizada ao longo do fuste ($=q_s$);

G - módulo distorcional do solo envolvente.

O limite de integração, r_m , corresponde à zona onde as deformações verticais são negligenciáveis, tendo sido proposta a seguinte expressão:

$$r_m = 2,5 \times \rho \times L \times (1 - \nu) \quad (2.115)$$

sendo L o comprimento da estaca e $\rho = \frac{G\left(em\frac{L}{2}\right)}{G(emL)}$.

MacVay (1988) expandiu estas expressões para uma variação hiperbólica do módulo distorcional G , tendo obtido a expressão (2.117) para o atrito lateral:

$$w = \frac{\tau_0 \times r_0}{G_i} \times \left[\ln\left(\frac{r_m - \beta}{r_0 - \beta}\right) + \frac{\beta \times (r_m - r_0)}{(r_m - \beta) \times (r_0 - \beta)} \right] \quad (2.116)$$

$$\text{em que } \beta = \frac{r_0 \times \tau_0 \times R_f}{\tau_f}.$$

O valor do módulo distorcional tangente G_t , em função da tensão de corte mobilizada é obtido pela expressão proposta por Duncan e Chang:

$$G_t = G_i \times \left(1 - \frac{\tau \times Q_f}{\tau_f} \right)^2 \quad (2.117)$$

sendo:

G_i - módulo distorcional para pequenas deformações (Figura 2.34);

τ_f - tensão de corte solo/fuste na rotura (Figura 2.34);

Q_t - razão entre a tensão de corte na rotura e o seu valor último (Figura 2.34).

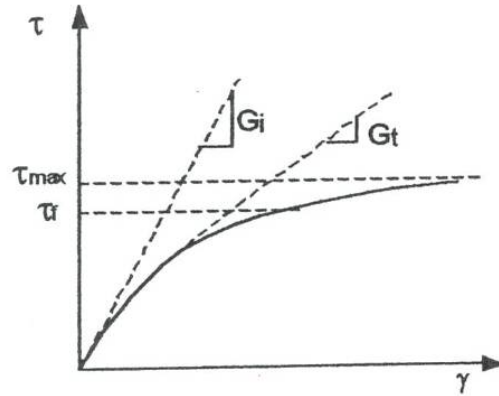


Figura 2.34 - Modelo hiperbólico.

A evolução da resistência de ponta pode Q_p , pode ser determinada a partir da seguinte expressão baseada na teoria da elasticidade:

$$w = \frac{Q_p \times (1 - \nu)}{4 \times r_0 \times G} \quad (2.118)$$

adaptada agora para a variação hiperbólica do modelo distorcional:

$$w = \frac{Q_p \times (1 - \nu)}{4 \times r_0 \times G_i \times \left(1 - \frac{Q_p \times Q_t}{Q_{pf}}\right)} \quad (2.119)$$

sendo:

Q_p - resistência de ponta mobilizada;

Q_{pf} - resistência de ponta última;

G_i - módulo distorcional para pequenas deformações (Figura 2.34);

Q_t - razão entre a resistência de ponta na rotura e o seu valor último (assíntota).

Em areias, Vesic (1970) propões a seguinte expressão empírica, em função da força que chega á ponta da estaca P :

$$w_i = \frac{\beta \times P}{(1 + I_D)^2 \times q_p} \quad (2.120)$$

sendo:

I_D - índice de compacidade;

q_p - resistência de ponta unitária na rotura;

β - coeficiente que depende do método de instalação ($\beta=0,04$ para estacas cravadas, $\beta=0,05$ para estacas instaladas com recurso a macacos hidráulicos e $\beta=0,18$ para estacas moldadas no terreno).

2.2.3. Métodos numéricos

2.2.3.1. Método de Aoki e Lopes (1985)

O método de Aoki e Lopes (1985) fornece a expressão (2.114) para o cálculo do assentamento causado por uma estaca ou um conjunto de estacas em qualquer ponto no interior de um meio elástico.

Neste método é feita a substituição das tensões transmitidas pela estaca ao terreno, quer através do fuste quer através da base, por um conjunto de cargas concentradas, cujos efeitos são sobrepostos no ponto onde se pretende estudar o assentamento (Figura 2.35). Para aplicação deste método as estacas podem ser cilíndricas ou prismáticas.

Desta forma, supondo a base dividida em $N_1 \times N_2$ cargas concentradas e o fuste em $N_1 \times N_3$ cargas tem-se:

$$w = \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{j=1}^{N_2} w_{i,j} + \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{k=1}^{N_3} w_{i,k} \quad (2.121)$$

sendo:

$w_{i,j}$ - assentamento induzido pelas forças concentradas devidas à carga base;

$w_{i,k}$ - assentamento induzido pelas forças equivalentes ao atrito lateral (carga de fuste);

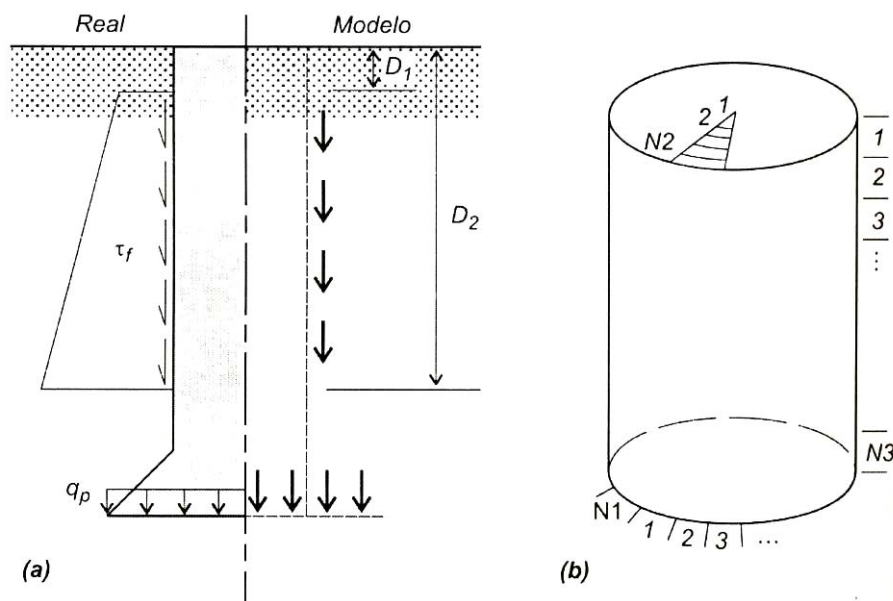


Figura 2.35 - Método Aoki e Lopes (1975): a) estaca real e sua modelação; b) modo de divisão da superfície do fuste e da base.

Para aplicação deste método, tem que admitir um modo de transferência de carga. Tendo em conta que a capacidade de carga do fuste é utilizada primeiro, pode fazer-se a simplificação no modo de transferência de carga supondo que, sob a carga de serviço, toda a capacidade de carga do fuste é utilizada e que apenas a parcela que falta para a carga de utilização vai para a ponta.

Desta forma, a capacidade de carga lateral de uma estaca pode ser calculada por um método qualquer dos atrás expostos (por exemplo, Aoki e Velloso, 1975) e admitir que a capacidade de carga lateral é uma carga transmitida pelo fuste. Sendo assim, pressupõe-se que a carga restante é transmitida pela ponta da estaca.

Para a estimativa do assentamento do topo de uma estaca, deve utilizar-se o método para prever o assentamento da ponta da estaca e a ele somar o encurtamento elástico do fuste, utilizando as expressões (2.103) e (2.104).

Para a previsão do encurtamento elástico do fuste, podem adoptar-se os valores do Módulo de Young dos materiais das estacas (Quadro 2.26). Os módulos das estacas pré-moldadas em betão foram estimados considerando f_{ck} entre 15 e 25 MPa e as taxas usuais de armadura, o que conduz a E_p entre 2,5 e $3,5 \times 10^7$ kPa.

Quadro 2.26 - Factores de capacidade de carga k_p

Tipo de estaca	E_p (MPa)
Metálica	210000
Pré-moldada vibrada	25000
Pré-moldada centrífuga	30000
Tipo Franki	22000
Escavada	20000

2.2.3.2. Método dos elementos finitos

Adaptado de Pinto (1998), a modelação numérica de fundações profundas é um processo rotineiro em projectos de grande dimensão e em que as fundações têm cargas muito elevadas. Na maioria dos casos, estes estudos visam a obtenção da capacidade de carga estática da fundação. Em projectos mais importantes, quer pela sua dimensão, custo ou particularidades especiais, a avaliação dos assentamentos verticais, deslocamentos horizontais e rotações também é um dos objectivos da respectiva modelação numérica.

Com a introdução do método dos elementos finitos, é possível obter uma representação mais detalhada do problema. A capacidade de modelar a interacção solo-fundação, com um modelo contínuo permite uma melhor representação dos fenómenos e um melhor entendimento do processo de transferência de carga. O mais importante é que a representação do solo é baseada em parâmetros do material e modelos constitutivos utilizando amostras representativas no laboratório. Com os avanços dos meios informáticos, o Método dos Elementos Finitos é utilizado como uma mera pesquisa até à fase de projeto.

O Método dos Elementos Finitos para previsão da capacidade de carga de uma estaca é normalmente utilizado fazendo uso de programas comerciais. Os programas mais utilizados permitem realizar análises lineares bi-dimensionais e tri-dimensionais de estruturas, com elementos unidimensionais (elementos de viga), bidimensionais (planos), tridimensionais (sólidos) e, ainda elementos de junta, que no caso em estudo são muito úteis na representação da interface estaca-solo.

Neste ponto apenas se fará uma abordagem sucinta sobre os modelos 1-D (curvas “t-z”) e os modelos 2-D e 3-D.

a) Modelos 1D: curvas “t-z”

Estacas isoladas sobre cargas axiais (verticais) podem ser tratadas como elementos unidimensionais tipo viga, com molas verticais nos nós, que traduzem a rigidez axial da estaca bem como a interacção entre o solo, o fuste e a base desta. A Figura 2.36 apresenta este tipo de modelo.

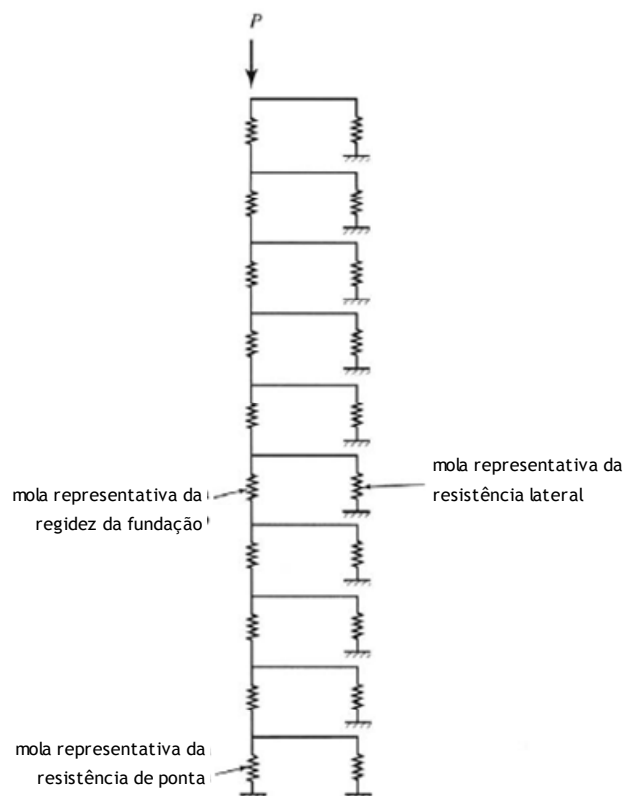


Figura 2.36 - Modelo discreto de uma estaca carregada axialmente.

Citando Coduto, 2001, este modelo divide a fundação numa série de elementos, cada um com um determinado módulo de elasticidade. A resistência lateral actuante em cada elemento é modulada usando um modelo de molas não linear, como se a resistência de ponta estivesse a actuar no topo do elemento. As características das molas para a definição da curva carga-assentamento são definidas utilizando curvas “t-z” (Kraft, Ray e Kagawa, 1981), onde t representa a carga e z o assentamento do segmento em estudo da estaca.

Uma carga é aplicada no topo do modelo descrito, e a fundação sofre um movimento descendente até atingir um equilíbrio estático. O assentamento correspondente é então registado.

Como representado na Figura 2.36, as molas laterais traduzem a mobilização do atrito lateral com a deformação vertical. Estas leis de comportamento são conhecidas como “curvas de transferência” ou ainda “curvas q_s -z”, sendo q_s a tensão de corte ao longo do fuste e z o deslocamento. Do mesmo modo, a curva que traduz a mobilização da resistência de ponta é designada como “curvas q_p -z”.

As curvas de transferência dependem do tipo de solo em que a estaca se encontra, do método de execução e do tipo de carregamento. Na Figura 2.37 encontram-se alguns modelos utilizados para as curvas de transferência, sendo estes a curva linear-elástica,

elástica perfeitamente plástica e não linear. Na Figura 2.38 encontra-se representado o estado de tensão no solo em redor de uma estaca carregada axialmente.

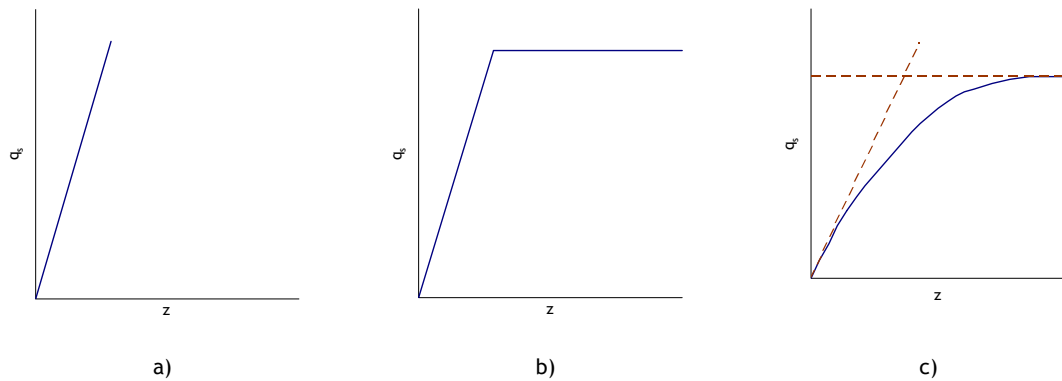


Figura 2.37 - Curvas de transferência: a) linear-elástica ; b) elástica perfeitamente plástica; c) não linear.

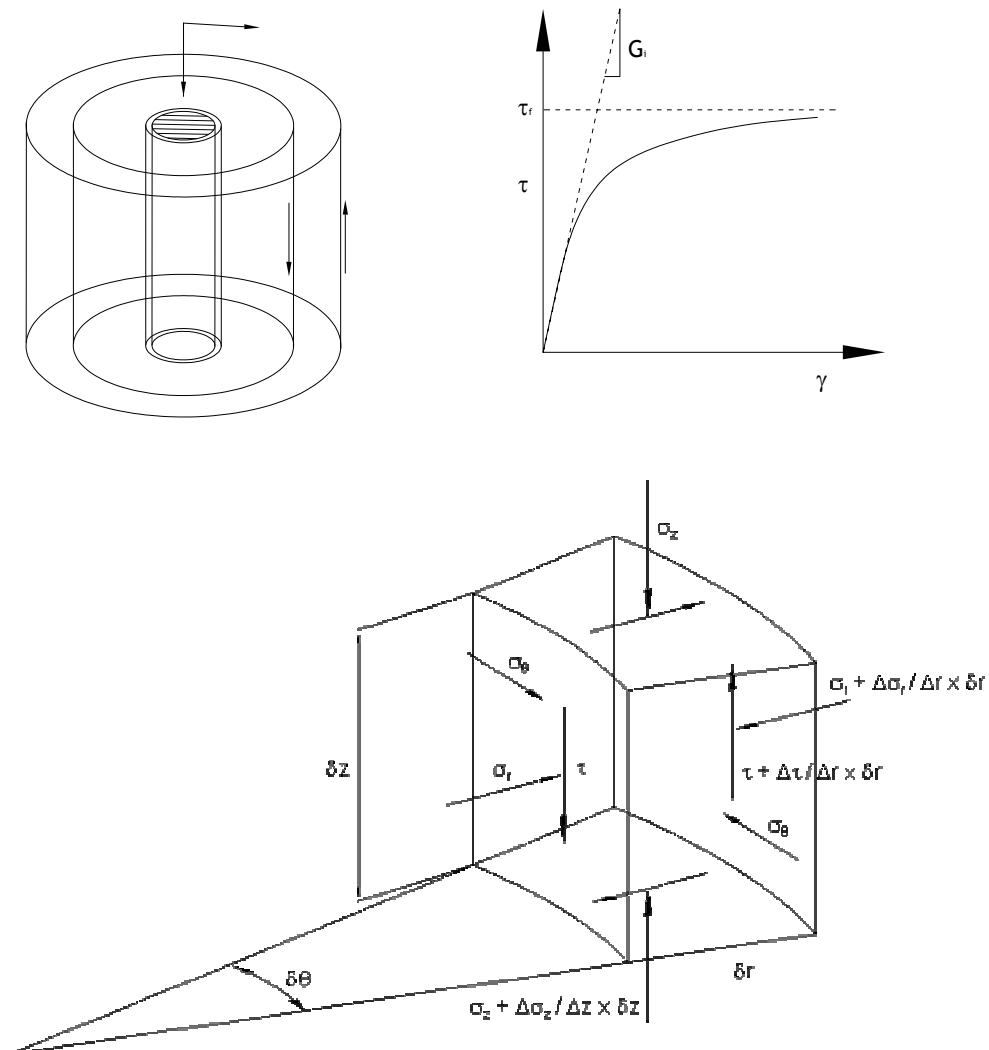


Figura 2.38 - Estado de tensão em redor de uma estaca carregada axialmente.

b) Modelos 2D e 3D

Estacas de secção circular sob cargas axiais constituem um problema axissimétrico, que pode ser desenvolvido em duas dimensões. Os primeiros trabalhos sobre o assunto foram realizados nos anos 70 (por ex., Holloway *et al.*, 1975; Lopes, 1979). Seguiram-se muitos outros, como o de Brugger *et al.* (1994), que compara resultados de análise de uma estaca em argila por modelos elásticos não linear (hiperbólico) e elasto-plástico (Cam-Clay).

2.3. A PERSPECTIVA DO EC7 SOBRE A PREVISÃO DO COMPOSTAMENTO DE ESTACAS SUJEITAS A ESFORÇOS AXIAIS DE COMPRESSÃO ESTÁTICOS

Os diversos tipos de estacas e os correspondentes métodos de execução provocam diferentes efeitos de perturbação no solo envolvente. A influência desta perturbação no comportamento deformacional e na capacidade resistente das estacas é algo difícil de quantificar e os métodos analíticos de cálculo são meramente aproximados e devem ser utilizados com bastante prudência.

Aí se afirma que utilizando os métodos “estáticos” para previsão da capacidade de carga, para a mesma estaca e para as mesmas condições envolventes, podemos obter valores muito distintos para a capacidade de carga última na estaca.

Analisando a expressão (2.4) conclui-se que o valor da capacidade de carga última de uma estaca submetida a um esforço axial de compressão é directamente proporcional aos factores de capacidade de carga N_q e N_γ . Como amplamente discutido em 2.1.1.1, em função da configuração assumida para a superfície de rotura e na forma como é considerada a contribuição do solo acima do plano da base da estaca pelos diversos autores relatados, podem ser obtidos valores muito diferentes quer de N_q quer de N_γ (assunto discutido em 2.1.1.1.6 e 2.1.1.1.7, respectivamente para os valores de N_q e para os valores de N_γ).

O Eurocódigo 7 (1994) refere que no projecto geotécnico deve verificar-se que não é excedido nenhum estado limite relevante, sendo os estados limites a considerar no dimensionamento de estacas os que se indicam a seguir:

- perda de estabilidade global;
- rotura por insuficiente capacidade resistente do terreno (rotura por compressão);
- rotura por arranque devido a insuficiente resistência do terreno (rotura por tracção);

- rotura devido a insuficiente resistência do terreno para carregamento transversal da fundação em estacas;
- rotura estrutural da estaca por compressão, tracção, flexão, encurvadura ou corte;
- rotura conjunta no terreno e na estrutura;
- assentamentos excessivos;
- empolamentos excessivos;
- vibrações excessivas.

Segundo o Eurocódigo 7, o dimensionamento das estacas sob acções verticais deve basear-se num dos seguintes procedimentos:

- utilização de resultados de ensaios de carga estáticos;
- aplicação de métodos de cálculo analíticos ou empíricos cuja validade tenha sido demonstrada através de ensaios de carga estáticos em situações comparáveis;
- aplicação de métodos de análise de resultados de ensaios de carga dinâmicos cuja validade tenha sido demonstrada através de ensaios de carga estáticos em situações comparáveis.

Desta forma, a utilização de ensaios de carga no dimensionamento de estacas começa a ter cada vez maior implicação no projecto geotécnico, uma vez que no Eurocódigo 7 está expressamente discriminado que o dimensionamento de estacas tem que ser sempre acompanhado de uma verificação através de ensaios de carga estáticos em situações comparáveis.

Verificando que o Eurocódigo 7 considera que os ensaios de carga estática são uma peça fundamental no projecto de estacas, conclui-se que, independentemente de terem de ser utilizados outros meios de dimensionamento, o projecto só está completo após a execução dos ensaios, sendo estes dispensados apenas quando o projecto envolver uma estrutura extremamente simples, para a qual seja possível assegurar, com base na experiência, que as exigências fundamentais serão satisfeitas (Sêco e Pinto, 1997).

2.4. ENSAIOS DE CARGA VERTICAIS ESTÁTICOS

2.4.1. Métodos racionais ou teóricos

Os ensaios de carga verticais estáticos são executados por várias razões, sendo estas:

- 1) verificar o comportamento previsto em projecto, isto é, verificar se a capacidade de carga e o assentamento previsto em projecto não é inferior ao realmente observado na execução do ensaio;
- 2) definir a carga de serviço em casos em que não se consegue fazer uma previsão do comportamento da estaca;
- 3) obrigatoriedade como elemento de projecto, à luz de determinados condicionalismos, nos termos do Eurocódigo 7 (ver 2.3);
- 4) investigação, para compreender melhor o comportamento das estacas em ambientes geológicos-geotécnicos particulares;
- 5) investigação de campo, para responder a certas questões relacionadas com o tipo de estaca a utilizar, o afastamento entre estas, etc.

Nos termos do EC7 considera-se, assim, que os ensaios verticais estáticos são uma peça fundamental e o projecto só estará completo após a execução destes ensaios. Estes só devem ser dispensados quando o projecto interessar uma estrutura extremamente simples, para a qual seja possível assegurar, com base na experiência, que as exigências fundamentais são satisfeitas e cuja ruína acarrete um risco desprezável para as pessoas e bens (Categoria Geotécnica 1). É, contudo, necessário garantir que as condições do terreno caem dentro da área de experiência (ainda que qualitativamente) e que a instalação das estacas é feita de acordo com os princípios pressupostos.

2.4.2. Códigos e normas de ensaios de estacas à compressão uniaxial

Os ensaios mais comuns são os ensaios de carga verticais estáticos, desta forma, desenvolveram-se procedimentos de ensaios para a correcta execução e interpretação dos mesmos. Neste ponto será feita uma breve revisão dos códigos e normas vigentes em vários países. Nesta exposição seguir-se-á o documento de Sêco e Pinto (1979).

Em seguida serão discutidas as recomendações de alguns comités de normalização: a norma Americana ASTM: D 1143 (1994), o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), e a norma Brasileira NBR-12131 (2003), recomendações e normas seguidas na presente dissertação.

2.4.2.1. Síntese de Códigos e Normas de vários países

Normas DIN 1054, 1976 (Alemanha)

A Norma DIN 1054 preconiza que os escalões de carga actuates nas estacas devem ser escolhidos de forma a ser possível desenhar com clareza a curva carga-assentamento. Sempre que possível, a norma recomenda que os ensaios sejam levados até à carga de rotura, definindo-se esta como o início do punçoamento do solo na base da estaca. A norma define carga admissível como sendo metade da carga de rotura se a estrutura em questão for susceptível de sofrer assentamentos sem apresentar danos. No final do ensaio, e uma vez retirada a carga deve-se medir o assentamento residual, uma vez que este índice é de extrema importância.

Civil Engineering Code of Practice, CECP, 1927 (Inglaterra)

O CECP estabelece que o processo de carregamento das estacas deve ser feito em incrementos iguais, não devendo contudo exceder o dobro da carga de serviço, se as mesmas não são construídas especificamente para o efeito. Em cada um dos escalões de carga devem ser registados os valores das cargas, dos assentamentos e dos tempos.

O CECP estabelece que as cargas devem ser retiradas em escalões iguais, esperando-se que a recuperação devida a cada redução esteja completa antes, de se efectuar nova redução. Tal como na norma Alemã, o código Inglês também refere que se deve registar o assentamento residual.

Este código define carga de rotura como aquela que provoca um assentamento progressivo no diagrama carga-assentamento, salvo se esse assentamento for tão lento que possa ser explicado pela consolidação do solo. Quando o ensaio não puder ser levado à rotura, o CECP estabelece que a carga de rotura deve ser definido como uma extrapolação da curva carga-assentamento.

Règles DTU, 1966 - Travaux de Fondation Profondes pour le Bâtiment (França)

As normas DTU estabelecem que a capacidade de carga nominal, N , de uma estaca deve ser atingida por escalões de $N/4$ com paragem de pelo menos 10 minutos em cada escalão.

Após estabilização da carga N , faz-se a descarga por escalões deixando-se recuperar quando se atinge a carga nula.

Quando se procede ao segundo ciclo de carregamento, procura-se alcançar a carga nominal por escalões de $N/2$, mantendo-se carga por um período não inferior a 10 minutos. Em seguida o carregamento deverá ser levado a um determinado valor (que pode ser $E = 1,5$ a $2,0 \times N$) em incrementos iguais $[(E-N)/2]$, sendo E mantido até à sua completa estabilização.

A descarga deverá ser realizada por escalões, devendo anotar-se no final o assentamento residual para a carga nula.

BCH - Ministério de Transporte (U.R.S.S.)

O BCH preconiza que o carregamento da estaca sujeita a ensaio deve ser processado de uma forma progressiva ou diferenciada, sendo, numa primeira alternativa, os incrementos de $1/10$ a $1/15$ da carga limite e, na outra, de $1/2,5$ a $1/5$ no início do ensaio e de $1/10$ a $1/15$ nas etapas finais.

A rotura é atingida quando após a aplicação das cargas por incrementos de $1/10$ a $1/15$ da suposta carga limite e após se ter verificado um assentamento de, pelo menos, 40mm, o assentamento devido a um incremento de carga for superior em pelo menos 5 vezes o assentamento induzido pelo escalão de carga anterior e não houver estabilização dos assentamentos após 24 horas.

Pode-se admitir para tensões de serviço da estaca o valor da carga de rotura multiplicada por um coeficiente de 0,5 ou 0,6.

Código da Cidade de Nova York (N.Y., E.U.A.)

O Código da Cidade de Nova York estabelece que o ensaio de carga seja conduzido em sete incrementos iguais a $\frac{1}{2}$; $\frac{3}{4}$; 1; 1,25; 1,5; 1,75 e 2 vezes a carga de serviço. Para escalões de carga superiores à carga de serviço cada escalão deve ser mantido até que haja invariância de assentamentos num período de 2 horas. A carga limite deve ser conservada até que o assentamento observado em 48 horas seja inferior a 0,3mm. A descarga deverá ser efectuada por decréscimos que não excedam $\frac{1}{4}$ da carga total sendo cada escalão mantido

por um período não inferior a 1 hora. Em cada decréscimo deverá ser anotada a recuperação, bem como o assentamento residual após 24 horas de retirada total da carga.

Este código define como carga de serviço a menor das seguintes:

- metade da carga que provoca um assentamento não superior a 0,25mm por cada 10kN de carga máxima do ensaio (duas vezes a carga de serviço);
- metade da carga que provoca um assentamento total de 2,54cm.

Código de Bóston (Massachussets, E.U.A.)

O Código de Bóston preconiza que o carregamento da estaca deve ser segundo incrementos que não excedam os 50 kN até ser atingido o dobro da carga de serviço, devendo decorrer em intervalos de pelo menos 4 horas entre dois incrementos de carga consecutivos.

A carga admissível não deve exceder $\frac{1}{2}$ da carga que seja susceptível de provocar um assentamento permanente de 12,7mm, após 48 horas.

Código da África do Sul, 1964 (África do Sul)

O Código da África do Sul estabelece que a carga inicial aplicada à estaca seja igual à carga de projecto, sendo posteriormente removida quando os assentamentos não variarem. O procedimento deverá ser repetido, sendo a carga aumentada em cada escalão com incrementos iguais a 25% da carga inicial.

Para proceder à determinação da capacidade de carga da estaca o ensaio deverá ser efectuado até ser atingida uma carga igual a, pelo menos, 2 vezes a carga de serviço.

Royal Swedish Academy of Engineering, 1970 (Suécia)

O Comité Sueco que investiga o comportamento das estacas preconiza uma modalidade de ensaio cíclico em que a estaca é inicialmente carregada a $\frac{1}{3}$ da carga de serviço e em seguida descarregada para $\frac{1}{6}$ daquele valor. O processo deverá ser repetido 20 vezes com a duração de cerca de 20 minutos para cada ciclo, sendo em seguida as cargas elevadas de cerca de 50% do valor inicial. A estaca é levada à rotura com a utilização de 20 ciclos para cada combinação de carga. Com o incremento das cargas, a taxa de deformação cresce até se atingir um patamar que permite definir o valor de cedência.

Para que o ensaio não tenha interpretações subjectivas, o Comité Sueco recomenda o traçado de gráficos deslocamento *versus* o logaritmo do número de ciclos. Este Comité

sugere o critério dos 90% apresentado por Brinch Hansen (1963) segundo o qual a rotura é representada pela carga em que o deslocamento é o dobro do deslocamento correspondente a 90% da carga anterior. Admite-se que o diagrama carga-assentamento exhibe na zona de rotura uma forma hiperbólica.

2.4.2.2. Análise comparativa das normas e recomendações directoras dos procedimentos seguidos

Estrutura de reacção

De acordo com o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), a estrutura de reacção pode ser:

- a) peso morto;
- b) ancoragens ou estacas à tracção;
- c) estrutura realizada sobre a estaca a ensaiar, nomeadamente, eifizada.

A norma especifica que o sistema de reacção deve estar afastado da estaca alvo de ensaio de um mínimo de três vezes o maior diâmetro (caso de estacas com secção variável) e nunca menos de 2,5m.

A norma Americana ASTM: D 1143 (1994) recomenda que se construa um número suficiente de estacas de reacção dimensionadas para assegurar uma reacção com capacidade adequada para as cargas que vão actuar durante o ensaio. A norma especifica que as estacas com função de reacção devem estar afastadas da estaca alvo de ensaio de um mínimo de cinco vezes o maior diâmetro (caso de estacas com secção variável) e nunca menos de 2m. A estrutura de reacção propriamente dita, deve ser fixada às estacas de reacção. A referida norma especifica que a estrutura de reacção deve ter resistência suficiente para não sofrer deformações excessivas durante a aplicação das cargas preconizadas para o ensaio.

De acordo com a norma Brasileira NBR-12131 (2003) o sistema de reacção utilizado para ensaios de carga à compressão pode ser:

- a) plataforma carregada, desde que:
 - a plataforma seja sustentada por cavaletes projectados de forma a garantir condições adequadas de segurança;

- a plataforma seja carregada com material cuja massa total permita superar a carga máxima prevista para o ensaio em, pelo menos, 20%;

- a segurança do sistema seja verificada durante toda a realização do ensaio de carga à compressão;

b) estruturas fixadas ao terreno por meio de elementos traccionados, projectados e executados em número suficiente para que o conjunto permaneça estável sob as cargas máximas do ensaio; segundo a respectiva norma, os elementos traccionados podem ser:

- conjunto de estacas em número adequado e projectadas com uma capacidade de carga à tracção de, pelo menos, 50% superior à máxima carga prevista para o ensaio;

- conjunto de tirantes ancorados no terreno, projectados para 1,5 vezes a carga máxima da carga prevista para cada tirante.

De acordo com a mesma norma, entre o sistema de reacção e a estaca ensaiada, quando esta tiver secção transversal circular, estas devem estar afastadas de um mínimo de três vezes o maior diâmetro (caso de estacas com secção variável) e nunca menos de 1,5m, estas distâncias devem ser medidas entre o eixo da estaca ao ponto mais próximo do eixo do bolbo dos tirantes ou das estacas traccionadas. No caso das estacas de secção transversal não circular, a distância livre mínima deve ser 2,5 vezes a menor dimensão da maior secção transversal, medida de qualquer ponto do menor polígono que circunscreve essa secção até o ponto mais próximo da eixo do bolbo dos tirantes ou das estacas de reacção.

Da análise comparativa entre a norma Americana ASTM: D 1143 (1994) e a norma Brasileira NBR-12131 (2003), pode concluir-se que a primeira só permite que o sistema de reacção seja efectuado por estacas de reacção, enquanto a segunda possibilita mais formas de construção do sistema de reacção, dando mesmo coeficientes de segurança para o correcto dimensionamento dos elementos da estrutura de reacção, sendo a primeira omissa nesse ponto. Relativamente à distância entre a estrutura de reacção e a estaca alvo do ensaio, a norma Americana ASTM: D 1143 (1994) é mais conservativa, obrigando a que se cumpra uma distância superior; no entanto, a norma Brasileira NBR-12131 (2003), faz distinção entre estacas de secção circular e não circular, dando valores diferentes para cada um dos dois casos, enquanto que a primeira generaliza essa distância para todos os casos de estacas.

O subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), apresenta uma abordagem semelhante à norma Americana ASTM: D 1143 (1994); no entanto, apresenta outras soluções para a estrutura de reacção diferentes de estacas à tracção.

Sistema de aplicação da carga

O subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 recomenda que a carga seja aplicada preferencialmente por um macaco hidráulico centrado na cabeça da estaca com uma dimensão mínima de 150mm e 15% o diâmetro maior da estaca a ser ensaiada. O controlo de aplicação da carga deve ser realizado por um sistema hidráulico ou eléctrico contínuo. O subcomité recomenda que a precisão do sistema de aplicação da carga seja de pelo menos $\pm 0,5\%$ da carga aplicada durante o ensaio.

No que concerne ao sistema de aplicação da carga, a norma Americana ASTM: D 1143 (1994), estabelecem que o ensaio pode ser realizado aplicando a carga através de:

- a) sistema hidráulico actuando na estrutura de reacção já descrita;
- b) sistema hidráulico actuando directamente na estaca, contra uma caixa construída no topo da estaca com peso suficiente para servir de reacção;
- c) pesos aplicados numa plataforma apoiada nas estacas de reacção e numa plataforma construída no topo da estaca a ser ensaiada.

De acordo com a norma Brasileira NBR-12131 (2003), o dispositivo de aplicação da carga deverá ser constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas eléctricas ou manuais, actuando contra um sistema de reacção estável. A respectiva norma refere que o conjunto deve ser projectado, montado e utilizado de tal forma que a carga actue na direcção desejada, isto é, a carga não deve produzir choques ou vibrações, pois poderia desta forma comprometer o sucesso do ensaio. Ao contrário da norma Americana ASTM: D 1143 (1994) que não estabelece a capacidade mínima que o macaco deve possuir, esta norma estabelece essa capacidade que deverá ser esta 20% superior que o máximo carregamento previsto para o ensaio.

Instrumentação

Nos ensaios de carga verticais estáticos são, obrigatoriamente, realizadas medidas das cargas aplicadas dos deslocamentos axiais do topo da estaca e do tempo de realização de cada medida. Para se conhecer a evolução da transferência de carga, devem ser medidos os deslocamentos e deformações ao longo da estaca ensaiada.

No Quadro 2.27 encontram-se as recomendações do subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), da norma Americana ASTM: D 1143 (1994) e da norma

Brasileira NBR-12131 (2003), relativas à instrumentação a ser utilizada nos ensaios de carga verticais.

Quadro 2.27 - Instrumentação recomendada pela norma Americana ASTM: D 1143 (1994), pelo subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003) e pela norma Brasileira NBR-12131 (2003).

Movimentos	Norma Americana ASTM: D 1143 (1994)	Subcomité Europeu ISSMGE- ERTC3 (De Cock et al., 2003))	Norma Brasileira NBR-12131 (2003)
Cargas aplicadas no topo da estaca	-----	Célula de carga com uma precisão de $\pm 1\%$.	Manómetros instalados no sistema de alimentação do macaco hidráulico ou por uma célula de carga.
Deslocamentos verticais do topo da estaca (ou do maciço de encabeçamento)	Possuir um sistema de leitura primário e outro secundário. O sistema primário consiste na colocação de dois transdutores localizados em lados opostos da estaca e equidistantes da mesma. O sistema secundário consiste na colocação de dois transdutores nas faces opostas aos colocados no sistema primário.	Mínimo de quatro transdutores que permitam leituras de $\pm 0,02\text{mm}$ e $\pm 0,1\text{mm}$ para leituras ópticas.	Quatro extensómetros mecânicos medindo em simultâneo e instalados em eixos ortogonais (os extensómetros devem permitir leituras directas de $0,01\text{mm}$)
Movimentos laterais	Mínimo de dois transdutores instalados em eixos ortogonais com alcance de pelo menos $2,5\text{mm}$.	Mínimo de dois transdutores instalados em eixos ortogonais.	Os movimentos devem ser continuamente acompanhados para a identificação de esforços adicionais.
Distribuição de carga	Extensómetros, deflectómetros a diferentes profundidades das estacas.	Extensómetros, deflectómetros a diferentes profundidades das estacas.	-----

(*) nível elevado do grau de precisão do ensaio.

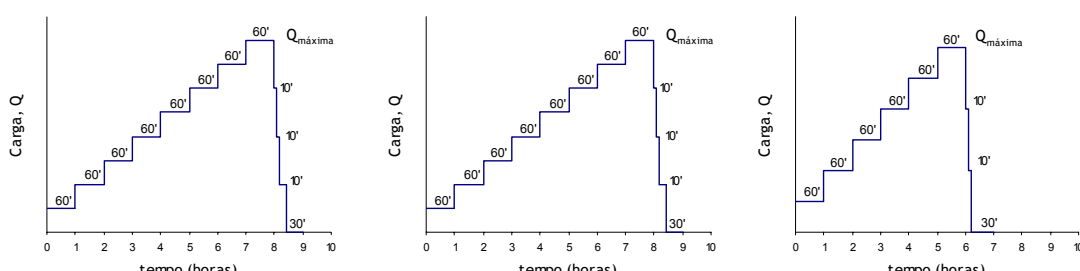
Procedimentos de carregamento e critérios de estabilização

De acordo com subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), em termos de modo de aplicação de carga há três categorias de acordo com o grau de precisão do ensaio e dos parâmetros dele obtido, diferindo os procedimentos de aplicação da carga com estas categorias. De acordo com o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), as três categorias são:

- a) nível elevado;
- b) nível médio;
- c) nível básico.

No Quadro 2.28 encontram-se esquematizados os procedimentos de carregamento aconselhados pelo subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3.

Quadro 2.28 - Procedimentos de carregamento (adaptado de De Cock *et al.*, 2003)

Nível requerido para o ensaio			
	Nível elevado	Nível médio	Nível básico
Esquema de carregamento			
Sequência de carregamento	- um carregamento até ser atingida a carga de máxima definida para o ensaio, $Q_{máx.}$, aplicada, no mínimo em 8 patamares; - a descarga deve ser realizada num mínimo de 4 patamares; - o incremento de carga no último patamar pode ser inferior aos restantes se a carga de rotura estiver prestes a ser alcançada.	- um carregamento até ser atingida a carga de máxima definida para o ensaio, $Q_{máx.}$, aplicada, no mínimo em 8 patamares; - a descarga deve ser realizada num mínimo de 4 patamares; - o incremento de carga no último patamar pode ser inferior aos restantes se a carga de rotura estiver prestes a ser alcançada.	- um carregamento até ser atingida a carga de máxima definida para o ensaio, $Q_{máx.}$, aplicada, no mínimo em 6 patamares; - a descarga deve ser realizada num mínimo de 3 patamares.
Período de carregamento	- mínimo de 60 segundos para patamares de aplicação da carga ou taxas de assentamento inferiores a 0,05mm/10min.; - mínimo de 10 minutos nos patamares de descarga; - mínimo de 30 minutos para descarga total (carga 0kN).	- mínimo de 60 segundos para patamares de aplicação da carga ou taxas de assentamento inferiores a 0,05mm/10min.; - mínimo de 10 minutos nos patamares de descarga; - mínimo de 30 minutos para descarga total (carga 0kN).	- mínimo de 60 segundos para patamares de aplicação da carga; - mínimo de 10 minutos nos patamares de descarga; - mínimo de 30 minutos para descarga total (carga 0kN).
Carga máxima	no mínimo até ser atingido $R_{conv.}(1)$	no mínimo até ser atingido $R_{conv.}(1)$	$Q_{máx.} \geq 1,5XFD, SLS(2)$ ou $Q_{máx.} \geq R_y(3)$ ou $Q_{máx.} \geq FD, ULS(2)$
Intervalos de medida	- aquisição automática com um intervalo máximo entre leituras de 10 segundos.	Deslocamentos da cabeça da estaca e carga aplicada: - patamares de aplicação de carga crescente 0, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50 e 60 minutos, e depois com intervalos de 10 minutos; - patamares de aplicação de carga decrescente 0, 5, 10 minutos, e depois aos 30 minutos no descarregamento total. Dispositivos de medição internos: - patamares de aplicação de carga crescente 5, 60 minutos e no final do carregamento; - patamares de aplicação de carga decrescente 5, 10 minutos e depois aos 30 minutos no descarregamento total.	Deslocamentos da cabeça da estaca e carga aplicada: - patamares de aplicação de carga crescente 0, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50 e 60 minutos, e depois com intervalos de 10 minutos; - patamares de aplicação de carga decrescente 0, 5, 10 minutos, e depois aos 30 minutos no descarregamento total.

(1) $R_{conv.}$ - Resistência última convencional da estaca: resistência da estaca correspondente a um assentamento da base de 10% do diâmetro da base ou a resistência última estrutural da estaca;

(2) $F_{D,SLS}$; $F_{D,ULS}$ - valor de cálculo dos esforços actuantes na estaca em estado limite de serviço e estado limite último, respectivamente;

(3) R_y - resistência na cedência.

No presente trabalho utilizou-se o ensaio inserido na categoria de nível elevado.

A norma Americana ASTM: D 1143 (1994) preconiza que a menos que ocorra a rotura do solo, a estaca deve ser submetida a um carregamento de 200% da carga prevista de projecto aplicada em incrementos de 25% e mantendo o carregamento até uma completa estabilização dos deslocamentos, considerando essa estabilização verificada para taxas de assentamento inferiores a 0,25mm/h, com um período máximo de 2 horas na aplicação da carga, não estipulando um tempo limite mínimo.

Como opcional, esta norma também define os critérios a seguir quando se pretende fazer carregamentos cíclicos. Para a primeira aplicação de incrementos de carga, devem ser seguidos os mesmos critérios definidos para carregamentos simples (sumariamente resumidos no parágrafo anterior). Quando a carga aplicada tomar valores de 50%, 100% e 150% da carga prevista de projecto, deve manter-se, em cada caso, essa carga num período de 1 hora, retirando-se posteriormente a carga em decrementos iguais aos incrementos de carga, permitindo 20 minutos entre decrementos. Depois de ser retirada cada carga aplicada, deve recarregar-se até se alcançar o próximo nível de carga em incrementos iguais a 50% da carga de projecto, permitindo 20 minutos entre incrementos.

Depois de se atingir a carga máxima prevista para o ensaio e não ocorrendo rotura, após esperar 12 horas ou 24 horas (caso da estabilização não se verificar), a descarga deve ser efectuada em decrementos de 25% da carga máxima atingida e esperando 1 hora entre decrementos.

De acordo com a norma Brasileira NBR-12131 (2003), na execução do ensaio de carga estático, a estaca é carregada até a carga definida pelo projectista, atendendo aos requisitos de segurança da NBR 6122. Em termos de modo de aplicação de carga temos quatro categorias. Desta forma, de acordo com o critério do projectista, o ensaio pode ser realizado:

- a) com carregamento lento;
- b) com carregamento rápido;
- c) com carregamento misto (lento seguido de rápido);
- d) com carregamento cíclico, lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

Neste ponto serão descritos os procedimentos de aplicação da carga com carregamento lento e com carregamento cíclico lento, uma vez estes correspondem aos

ensaios realizados na presente dissertação. Para mais informações sobre os outros tipos de carregamento, sugere-se a consulta da norma Brasileira NBR-12131 (2003).

Citando a norma Brasileira NBR-12131 (2003), o ensaio com carregamento lento é realizado atendendo às seguintes prescrições:

- a) o carregamento é feito em patamares iguais e sucessivos, observando-se que:
 - a carga aplicada em cada patamar não deve ser superior a 20% da carga de serviço prevista para a estaca ensaiada;
 - em cada patamar, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo por 30 minutos;
- b) em cada patamar os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 horas, etc., contados a partir do início do carregamento, até se atingir a estabilização;
- c) a estabilização dos deslocamentos estará atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo patamar (entre o deslocamento da estabilização do patamar anterior e o actual);
- d) não sendo atingida a rotura da estaca (definida pela NBR 6122), a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um intervalo mínimo de 12 horas entre a estabilização dos assentamentos e o início do descarregamento;
- e) o descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro patamares; cada patamar deverá ser mantido até a estabilização dos deslocamentos com registo segundo os critérios estabelecidos nas alíneas b) e c); o tempo mínimo de cada patamar deverá ser de 15 minutos;
- f) após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

De acordo com a mesma norma, NBR-12131 (2003), o ensaio cíclico lento deverá ser realizado seguindo as seguintes prescrições:

- a) o carregamento deverá ser feito em ciclos de carga-descarga, com carregamentos iguais e sucessivos, observando-se que:
 - o incremento de carga aplicada, entre ciclos sucessivos de carga-descarga, não deve ser superior a 20% da carga de serviço prevista para a estaca ensaiada; e,

- em cada ciclo de carga-descarga, a carga máxima aplicada de uma vez só (um patamar), deve ser mantida até à estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 minutos.

Este aspecto já tinha sido mencionado no ensaio com carregamento lento discutido anteriormente, não havendo mudanças relativamente aos conceitos base de carga a aplicar no ensaio e tempo máximo de aplicação dessa mesma carga.

b) em cada ciclo os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga máxima correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 horas, etc., contados a partir do início do patamar, até se atingir a estabilização (note-se que no que concerne aos tempos de leitura, o ensaio com carregamento cíclico lento também não difere do ensaio lento);

c) a estabilização dos deslocamentos estará atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo patamar (entre o deslocamento da estabilização do patamar anterior e o actual); este ponto também não difere das prescrições do ensaio com carregamento lento;

d) não sendo atingida a rotura da estaca (definida pela NBR 6122), a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um intervalo mínimo de 12 horas entre a estabilização dos assentamentos e o início do descarregamento do último ciclo;

e) os descarregamentos, em cada ciclo, devem ser feitos também de uma só vez, em um único patamar por ciclo; a carga nula no topo, em cada ciclo, deverá ser mantida até estabilização dos deslocamentos com registo com registo segundo os critérios estabelecidos nas alíneas b) e c).

2.4.3. CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO E DE PREVISÃO DE RESULTADOS

2.4.3.1. Introdução

Os critérios de interpretação dos ensaios de estacas baseiam-se na curva carga-assentamento. Os assentamentos normalmente medidos são os assentamentos do topo da estaca.

No que concerne aos critérios de interpretação de ensaios de carga verticais estáticos, eles podem ser divididos em dois grandes grupos, sendo estes:

a) critério de “aceitação” (assentamento limite em condições de serviço);

- b) critério de rotura (carga limite).

Como já referido, na actualidade o critério que condiciona a interpretação dos ensaios de carga verticais estáticos, é o critério de aceitação, ou seja, o de assentamento limite, uma vez que se impõe um determinado assentamento para a determinação da carga limite última e não tanto o critério de rotura do solo.

No entanto, em qualquer um dos critérios que se utilize, o objectivo principal é decidir sobre a aceitação ou não da estaca para a fundação da estrutura em questão e, sempre que possível, estimar a carga de segurança e definir a carga de rotura.

A aceitação de uma estaca deve basear-se simultaneamente em três critérios:

- a) verificação do assentamento atingido para a carga de serviço;
- b) verificação da carga última (limite máximo de assentamento ou rotura do solo);
- c) apreciação e julgamento da forma como a curva carga/assentamento se desenvolve.

No ponto 2.4.3.3 serão discutidos os critérios de interpretação dos ensaios estáticos de carga, seguindo-se a exposição elaborada por Novais Ferreira (1995).

2.4.3.2. Critérios de interpretação das curvas dos ensaios estáticos de carga vertical

2.4.3.2.1. Consideração preliminares

Como já referido, os critérios de apreciação dos resultados dos ensaios de carga estáticos baseiam-se na curva carga-assentamento obtida durante os ensaios. Estes podem ser divididos em:

- a) critério de aceitação (assentamento limite);
- b) critério de carga limite (rotura do solo).

Em qualquer dos casos, o critério terá uma das seguintes finalidades:

- a) decidir da aceitação da estaca;
- b) avaliar a carga admissível;
- c) definir a carga última.

Quando se pretende definir a curva carga-assentamento, utilizam-se de uma forma geral os assentamentos medidos na cabeça da estaca (s ou s_t). Esses assentamentos incluem:

- a) deformação por encurtamento do material da estaca sob a acção da carga que suporta (Δ);
- b) assentamento da base da estaca (s_b).

Desta forma, o assentamento total ou da cabeça da estaca é dado por:

$$s_t = \Delta + s_b \quad (2.122)$$

Em que Δ é dado por:

$$\Delta = \xi \times \frac{Q \times L}{E \times A} = \xi \times \varepsilon \times L \quad (2.123)$$

sendo:

A - área da secção da estaca;

E - módulo de Young do material que constitui a estaca;

L - comprimento da estaca;

Q - carga aplicada na estaca (à cabeça);

ε - deformação unitária do material que constitui a estaca;

ξ - coeficiente (menor do que 1) dependente da distribuição de tensões ao longo do fuste da estaca.

Critérios de aceitação (assentamento limite)

Os critérios de assentamento limite designam-se quase sempre por critérios de aceitação uma vez que estes critérios têm como finalidade limitar o assentamento da fundação para o tornar compatível com a estrutura que vai suportar. Na actualidade este é um dos principais critérios a considerar no dimensionamento de uma estaca sujeita a compressões axiais.

Desta forma, o critério de aceitação mais utilizado é aquele em que se especifica um assentamento total medido durante um ensaio de carga. A estaca será aceite se a carga que corresponde a esse assentamento total (s_t) pré-definido for superior ou igual à carga de serviço. Embora este critério seja correcto no que concerne aos assentamentos compatíveis com a estrutura, sobrestima as estacas curtas e subestima as estacas compridas quando se pretende definir a carga de rotura, dada a influência da deformação da estaca.

Outro critério de aceitação que também pode ser utilizado é o de fixar o assentamento residual após a descarga (s_r) uma vez que o valor desse assentamento se aproxima do assentamento da base da estaca verificado durante a carga e apresenta importância diferente consoante se esteja a tratar uma estaca de ponta ou uma estaca por atrito lateral. No primeiro caso, o atrito lateral é desprezável, mas no segundo caso (estaca a trabalhar por atrito lateral) este actua igualmente após a descarga. Sendo assim, o valor da constante ξ será diferente num e noutro caso. É de salientar, que para se aplicar este critério, a carga de ensaio deve ser suficiente para que se atinja a deformação limite especificada, uma carga específica (usualmente dupla da carga de serviço) se a deformação limite não se verificar antes e a carga de rotura caso esta se verificar antes de atingir a carga limite especificada para o ensaio.

Critério de rotura (carga limite)

Neste critério, a avaliação da “carga limite” pode ser efectuada directamente da curva carga-assentamento, com base em condições a que a curva deve obedecer

Existem vários critérios para definir a carga de rotura e a partir deste valor avaliar a carga limite para uso de um coeficiente de segurança apropriado.

Outros ainda utilizam um ou mais destes princípios em conjunto.

2.4.3.2.2. *Influência da dimensão da base da estaca*

A BS 8004 (1986) refere que para estacas de ponta a capacidade de carga última deve ser aquela que corresponder a um assentamento de 10% o diâmetro da estaca. No entanto, adverte que nas estacas longas o assentamento da cabeça da estaca pode ser quase exclusivamente devido à deformação do material da estaca sem que a base se tenha deslocado, sendo por vezes muito difícil atingir esse deslocamento num ensaio de carga.

O mesmo documento refere que para estacas trabalhando por atrito lateral, a curva carga-assentamento apresenta um assentamento máximo que define a carga de rotura.

Tendo em conta que a maior parte das estacas tem um comportamento misto, isto é, combina a resistência de ponta com a resistência lateral, estes critérios são de difícil implementação e de utilidade duvidosa.

Mohan (1988), baseado no Indian Standard Code of Practice, IS:2911, refere como carga última, Q_u , a correspondente aos seguintes assentamentos em função do tipo de estaca:

- estacas uniformes: $s = 0,10xD$;

- estacas de base alargada: $s = 0,075xD$,

em que D é o diâmetro da estaca e deverá ser inferior a 2m para o método ser aplicável.

O autor refere ainda que para a carga “admissível” Q_a , esta deve ser tomada igual a $0,5 \times Q_u$ ou $2/3 \times Q_{12}$, em que Q_{12} é a carga que corresponde ao assentamento de 12mm, em que 12 mm.

Como já tinha sido verificado no critério definido pela norma BS 8004 (1986), este critério também é duvidoso uma vez que sobrestima as estacas de grandes diâmetros.

No Quadro 2.29 apresentam-se os valores dos assentamentos permitidos pelas normas BS 8004 (1986) e IS:2911, Indian Standard Code of Practice (citado por Mohan, 1988).

Quadro 2.29 - Critérios de aceitação para estacas, baseado no diâmetro da estaca, D, com cargas de ensaio iguais a 200% da carga de serviço (adaptado de Novais Ferreira, 1995)

D (mm)	$S_{\text{máximo}}$ (mm)			
	$0,075 \times D$	$0,1 \times D$	$s = b + m \times D$	
	(a)	(b)	(c)	(d)
300	23	30	8	10
400	30	40	9	12
500	38	50	10	14
600	45	60	11	16
700	53	70	12	18
800	60	80	13	20
900	68	90	14	22
1000	75	100	15	24
1100	83	110	16	26
1200	90	120	17	28
1300	98	130	18	30
1400	105	140	19	32
1500	113	150	20	34
1600	120	160	21	36
1700	128	170	22	38
1800	135	180	23	40
1900	143	190	24	42
2000	150	200	25	44

(a) para estacas de base alargada (BS: 8004 e IS: 2911);

(b) para estacas uniformes (BS: 8004 e IS: 2911);

(c) limite aconselhável para estacas em solos arenosos ($m=0,01$; $b=5$);

(d) limite aconselhável para estacas em solos argilosos ($m=0,02$; $b=4$).

2.4.3.2.3. *Influência do comprimento da estaca*

Existem alguns critérios de interpretação dos ensaios estáticos de carga baseados quase exclusivamente no comprimento da estaca.

Um dos mais utilizados consiste em aceitar as estacas quando, no ensaio estático a 200% da carga de serviço, os assentamentos da cabeça da estaca (s_t) forem inferiores a:

- assentamento total
$$s_t(mm) = \frac{Q \times L}{E \times A} + 8$$

- assentamento residual (após descarga) $s_r(mm) = 8$

No caso de estacas de betão que estejam a trabalhar mobilizando as resistências lateral e de ponta e considerando que as tensões se distribuem decrescendo em profundidade, pode ser utilizada a expressão aproximada:

$$s_t = \frac{L}{1000} + 8 \text{ (mm)} \quad (2.124)$$

Este critério depende exclusivamente do comprimento da estaca, não fazendo depender do seu diâmetro, e consiste em aceitar um assentamento da ponta da estaca de 8mm e que o assentamento residual após a descarga iguale o assentamento da ponta, ou seja, parte do pressuposto que após a descarga a estaca tem um comportamento elástico linear, recuperando o seu comprimento inicial, apesar do atrito lateral no fuste possa ainda subsistir.

2.4.3.2.4. *Influência simultânea do diâmetro e do comprimento da estaca*

Nos pontos 2.4.3.2.2 e 2.4.3.2.3 foram expostos os critérios de aceitação de uma estaca baseados no seu diâmetro e no seu comprimento, respectivamente. Estes critérios podem não ser inteiramente correctos, uma vez que estes dois factores interagem em simultâneo. Neste ponto serão descritos alguns métodos de aceitação da estaca interagindo o comprimento com o diâmetro da mesma.

Davisson (1973) propôs o conceito de carga limite equivalente (Q_L) e definiu-a como sendo a carga que produz o assentamento total da cabeça da estaca (s_L), dado pela seguinte expressão:

$$s_L = \Delta + (4 + 8 \times D) \times 1000 \quad (2.125)$$

sendo:

Δ - deformação total (encurtamento) do material da estaca;

D - diâmetro da base da estaca.

Este critério faz depender o assentamento total da cabeça da estaca, s_L , do comprimento da estaca, L , e do seu diâmetro, D , uma vez que a deformação total é função desses parâmetros, como já referido.

O critério desenvolvido pelo autor só pode ser aplicado a estacas cravadas, uma vez que os resultados são muito conservativos, sendo impraticavelmente conservativos quando se aplica a expressão a estacas moldadas.

Uma das grandes desvantagens deste critério é a grande dificuldade na avaliação da deformação real do material da estaca pela insegurança na definição do módulo de deformação equivalente ou composto da estaca (E) e pelo desconhecimento da distribuição de tensões ao longo da estaca (ξ).

No Quadro 2.30 indicam-se os valores dos assentamentos permitidos considerando a deformação total da estaca igual a $L/1000$, hipótese correspondendo a um valor de ξ inferior à unidade.

Quadro 2.30 - Critérios de aceitação para estacas, baseado no diâmetro da estaca, D , e no seu comprimento, L . $s=(L/1000)+(4+8 \times D)/1000$ (Davisson, 1973).

D (mm)	s (mm)					
	L (mm)					
	20	25	30	40	50	70
300	22	27	32	42	52	72
400	23	28	33	43	53	73
500	24	29	34	44	54	74
600	25	30	35	45	55	75
700	26	31	36	46	56	76
800	26	31	36	46	56	76
900	27	32	37	47	57	77
1000	28	33	38	48	58	78
1100	29	34	39	49	59	79
1200	30	35	40	50	60	80
1300	30	35	40	50	60	80
1400	31	36	41	51	61	81
1500	32	37	42	52	62	82
1600	33	38	43	53	63	83
1700	34	39	44	54	64	84
1800	34	39	44	54	64	84
1900	35	40	45	55	65	85
2000	36	41	46	56	66	86

O critério de Davisson (1973) pode ser utilizado se for especificado que o valor de s_L deve ser o assentamento limite para uma carga, por exemplo, igual a 180% da carga de serviço, uma vez que este método fornece valores muito conservativos.

A Hong- Kong Housing Authority (1989) define carga limite (última) como sendo a que corresponde a um assentamento total dado pela expressão:

$$s_{tf} = \Delta + \frac{D}{30} \quad (2.126)$$

sendo:

s_{tf} - assentamento na rotura;

Δ - deformação elástica do material da estaca (sem o factor ξ).

Uma vez que a deformação elástica do material da estaca é inserida na equação sem ser afectada do factor ξ , torna este critério mais favorável para as estacas compridas. Para colmatar este factor, surge uma segunda condição em que o assentamento residual após descarga (s_r) deve ter um valor inferior ao menor dos dois valores: $s_r \leq D/50$ e $s_r \leq 10\text{mm}$.

No Quadro 2.31 são apresentados os valores obtidos considerando $D=L/1000$, hipótese correspondendo a um valor de ξ inferior à unidade.

Quadro 2.31 - Critérios de aceitação para estacas, baseado no diâmetro da estaca, D, e no seu comprimento, L. $s_t = (L/1000) + (D/30)$ (Hong- Kong Housing Authority, 1989).

Comprimidos, 250 g (25.000) (25.00) (25.00) (25.00) (25.00) (25.00) (25.00) (25.00)								
D (mm)	s _t (mm)							s _r (mm)
	qualquer	20	25	20	40	50	70	
qualquer	a\b	20	25	20	40	50	70	
300	10	30	35	40	50	60	80	6
400	13	33	38	43	53	63	83	8
500	17	37	42	47	57	67	87	10
600	20	40	45	50	60	70	90	10
700	23	43	48	53	63	73	93	10
800	27	47	52	57	67	77	97	10
900	30	50	55	60	70	80	100	10
1000	33	53	58	63	73	83	103	10
1100	37	57	62	67	77	87	107	10
1200	40	60	65	70	80	90	110	10
1300	43	63	68	73	83	93	113	10
1400	47	67	72	77	87	97	117	10
1500	50	70	75	80	90	100	120	10
1600	53	73	78	83	93	103	123	10
1700	57	77	82	87	97	107	127	10
1800	60	80	85	90	100	110	130	10
1900	63	83	88	93	103	113	133	10
2000	67	87	92	97	107	117	137	10

a=D/30;

b=L/100.

Os critérios mistos que consideram a dimensão da base da estaca, o seu comprimento, o tipo de solo e as características da estrutura parecem ser os mais adequados. Um critério desse tipo é apresentado no Quadro 2.32 e no Quadro 2.33, respectivamente aplicados a solos arenosos e solos argilosos, e dado pela seguinte expressão:

$$s_t = (b + m \times D) + \frac{L}{1000} \quad (2.127)$$

Os assentamentos limite apresentados no Quadro 2.32 e no Quadro 2.33 não têm em consideração as limitações da estrutura que assentará com a fundação de estaca, podendo esta impor valores inferiores, valores esses definidos pelo cálculo da superestrutura. Desta forma, o critério apresentado pode ser completado com uma prescrição em que s_t deve ser inferior ao limite superior apresentado no quadro e simultaneamente ao limite de assentamento imposto no cálculo da superestrutura.

Quadro 2.32 - Critérios de aceitação para estacas em betão, baseado no diâmetro da estaca, D , e no seu comprimento, L , aplicado a solos arenosos. $s_t = (b + m \times D) + (L/1000)$.

D (mm)	s_t (mm)						
	L (m)						
	qualquer	20	25	30	40	50	70
qualquer	$s_d \setminus s_L$	20	25	30	40	50	70
300	8	28	33	38	48	58	78
400	9	29	34	39	49	59	79
500	10	30	35	40	50	60	80
600	11	31	36	41	51	61	81
700	12	32	37	42	52	62	82
800	13	33	38	43	53	63	83
900	14	34	39	44	54	64	84
1000	15	35	40	45	55	65	85
1100	16	36	41	46	56	66	86
1200	17	37	42	47	57	67	87
1300	18	38	43	48	58	68	88
1400	19	39	44	49	59	69	89
1500	20	40	45	50	60	70	90
1600	21	41	46	51	61	71	91
1700	22	42	47	52	62	72	92
1800	23	43	48	53	63	73	93
1900	24	44	49	54	64	74	94
2000	25	45	50	55	65	75	95
Coeficientes para cálculo do assentamento baseado no critério do diâmetro		$m = 0,01$ $b = 5$		Verificar se a rotura ocorreu para menores valores do assentamento.			

Quadro 2.33 - Critérios de aceitação para estacas em betão, baseado no diâmetro da estaca, D, e no seu comprimento, L, aplicado a solos argilosos. $s_t = (b + m \times D) + (L/1000)$.

D (mm)		s _t (mm)					
		L (m)					
qualquer	qualquer	20	25	30	40	50	70
qualquer	s _d /s _L	20	25	30	40	50	70
300	10	30	35	40	50	60	80
400	12	32	37	42	52	62	82
500	14	34	39	44	54	64	84
600	16	36	41	46	56	66	86
700	18	38	43	48	58	68	88
800	20	40	45	50	60	70	90
900	22	42	47	52	62	72	92
1000	24	44	49	54	64	74	94
1100	26	46	51	56	66	76	96
1200	28	48	53	58	68	78	98
1300	30	50	55	60	70	80	100
1400	32	52	57	62	72	82	102
1500	34	54	59	64	74	84	104
1600	36	56	61	66	76	86	106
1700	38	58	63	68	78	88	108
1800	40	60	65	70	80	90	110
1900	42	62	67	72	82	92	112
2000	44	64	69	74	84	94	114
Coeficientes para cálculo do assentamento baseado no critério do diâmetro		m = 0,02 b = 4		Verificar se a rotura ocorreu para menores valores do assentamento.			

2.4.3.2.5. Critérios múltiplos

A norma chinesa, *Construction Technical Code for Highway Bridge and Culvert*, JTJ41-89, utiliza simultaneamente três critérios de verificação para a aceitação da estaca, sendo eles:

- assentamento limite de 40mm;
- incremento da curva carga-assentamento;
- incremento da curva assentamento-tempo.

Para a verificação do incremento da curva carga-assentamento a carga deve ser aplicada com incrementos bem definidos e com o mesmo valor. A norma define que se atinge a carga limite para a carga correspondente à carga Q_n quando o assentamento incremental ΔS_{n+1} para o patamar (n+1) for 5 vezes maior que o incremento ΔS_n para o patamar n, o que pode ser traduzido pela expressão:

$$(\Delta S_n + 1) > 5 \times \Delta S_n \quad (2.128)$$

Para a verificação do incremento da curva assentamento-tempo a carga deve ser mantida durante 24 horas e atinge-se a carga limite se os assentamentos não estabilizarem.

Para solos granulares, areias densas e argilas rígidas, a referida norma admite que o ensaio de carga termine para assentamentos inferiores a 40mm desde que a carga de ensaio (Q_e) seja igual ou superior à carga de serviço (Q_a) multiplicada pelo coeficiente de segurança de projecto (CS), desta forma:

$$Q_e > CS \times Q_a \quad (2.129)$$

Geralmente a carga de ensaio é 50% superior à carga de serviço, o que significa que se imponha um coeficiente de segurança mínimo de 1,5.

Quando se estiver perante uma situação em que é difícil avaliar a carga limite, a norma aconselha que se usem simultaneamente as curvas carga-assentamento, assentamento-logaritmo do tempo e que se comparem os resultados obtidos dessas análises.

A norma chinesa *Code of Harbour Engineering* (1987), indica dois tipos de ensaios, sendo eles:

- a) ensaio lento;
- b) ensaio rápido.

Independentemente do tipo de ensaio a realizar, a norma especifica que o equipamento de aplicação da carga deve estar preparado para aplicar entre 1,2 e 1,5 vezes da carga prevista para o ensaio. Esta norma especifica ainda que a carga deve ser aplicada por incrementos iguais.

A condição estabelecida para dar por concluído um ensaio de carga lento é o de cumprimento do critério de rotura. Desta forma, a norma estabelece que o ensaio deve terminar quando:

- a) na curva carga-assentamento aparecer um patamar ou decréscimo e simultaneamente $s_t > 400\text{mm}$;
- b) após 24 horas de carga constante, o incremento dos assentamentos exceder 0,1 mm/min;

c) não se verificando a condição de rotura, o ensaio deverá prosseguir até se obter um assentamento superior a 40mm.

No caso do ensaio lento, os critérios de rotura são os seguintes:

a) a carga de rotura, Q_n , deve ser tal que no diagrama carga-assentamento:

$$\frac{\Delta S_n}{\Delta Q_n} \leq 0,1 \text{ mm/kN} \quad \text{e} \quad \frac{\Delta S_{n+1}}{\Delta Q_{n+1}} > 0,1 \text{ mm/kN} \quad (2.130)$$

ou:

$$\frac{\Delta S_{n+1}}{\Delta Q_{n+1}} > 5 \times \frac{\Delta S_n}{\Delta Q_n} \quad (2.131)$$

ou:

$$\Delta S_{n+1} > 40 \text{ mm} \quad (2.132)$$

b) quando após 24 horas de carregamento constante, o incremento dos assentamentos exceder o valor de 0,1mm/min, isto é:

$$\frac{\Delta S_n}{\Delta Q_n} \leq 0,1 \text{ mm/kN} \quad \text{e} \quad \frac{\Delta S_{n+1}}{\Delta Q_{n+1}} > 0,1 \text{ mm/kN} \quad (2.133)$$

c) carga a que corresponde um assentamento igual a 40mm.

No caso do ensaio rápido, em que as cargas são aplicadas de 60 em 60 minutos, os intervalos de leitura de assentamentos aquando do carregamento são feitos aos 0, 5, 10, 15, 30 e 60 minutos. Na fase da descarga as leituras são feitas aos 30 e 60 minutos. Considera-se que este ensaio terminou quando se obtiverem resultados que permitam avaliar a carga de rotura, sendo as condições de rotura para este ensaio:

$$\text{a) } \frac{\Delta S_n}{\Delta Q_n} \leq 0,08 \text{ mm/kN} \quad \text{e} \quad \frac{\Delta S_{n+1}}{\Delta Q_{n+1}} > 0,81 \text{ mm/kN} \quad (2.134)$$

ou

$$\text{b) } \frac{\Delta S_{n+1}}{\Delta Q_{n+1}} > 5 \times \frac{\Delta S_n}{\Delta Q_n} \quad (2.135)$$

ou

c) uma bem comprovada experiência local.

2.4.3.3. Critérios de previsão de resultados

A previsão da curva carga-assentamento pode ser feita de várias formas, sendo a mais simplificada realizada através de um ajuste à curva que passa pelo ponto carga de serviço-assentamento e que tem a capacidade de carga última como assíntota e a mais sofisticada consiste em estabelecer a curva carga-assentamento tanto para o fuste como para a base e em seguida somar as duas contribuições.

Análises feitas que tomaram em consideração a interação estaca-solo ao longo do seu fuste, revelaram que para estacas com uma relação comprimento-diâmetro (L/B), superior a 20, a curva carga-assentamento é aproximadamente linear até que uma carga de aproximadamente 50 a 70% da carga de rotura seja alcançada. Para a previsão do assentamento quando uma estaca está submetida a uma carga de serviço, uma análise elástica linear é portanto adequada. No entanto, para estacas com grandes diâmetros, com base alargada, ou grupos de estacas, ao fazer essa análise elástica linear, pode conduzir a erros para cargas relativamente baixas (menores que a carga de serviço). Para evitar esses erros, devem ser feitas algumas considerações quando se pretende estimar a curva carga-assentamento nessas condições.

Um método simplificado de construir a curva carga-assentamento para estes casos foi descrito por Poulos (1972d) e é semelhante nos princípios aos métodos sugeridos por Whitaker e Cooke (1966) e Burland *et al.* (1966). A curva carga-assentamento é construída como uma combinação das relações entre a resistência lateral-assentamento e a resistência de ponta (ou base)-assentamento, que são lineares até à rotura. No entanto, em contraste com os métodos de Burland *et al.* e Whitaker e Cooke em que utilizam quase na totalidade dados empíricos para construir a curva carga-assentamento, o método proposto utiliza as soluções elásticas descritas anteriormente, fazendo primeiro considerações para a construção da curva resistência lateral *versus* assentamento, resistência de ponta (ou base) *versus* assentamento, combinando os dois efeitos posteriormente.

Neste ponto será inicialmente descrito o caso mais comum, e aplicado ao presente trabalho de investigação, que é a obtenção da curva carga-assentamento através de um ajuste à curva que passa pelo ponto carga de serviço-assentamento e que tem a capacidade de carga última como assíntota. Em seguida apresentar-se-á o segundo método que consiste separar o comportamento do fuste com o comportamento da ponta. Na exposição seguir-se-á Velloso e Lopes (2002).

2.4.3.3.1. Ajuste da curva carga-assentamento

Com o conhecimento da capacidade de carga última da estaca, Q_u , e da previsão do assentamento para a carga de utilização, $s_{serviço}$ (em geral para metade da capacidade de carga), pode ser feito a previsão do comportamento carga-assentamento completo. Para tal, constrói-se uma curva que passa pelo ponto carga de serviço e que tem a capacidade de carga última como assíntota. Uma curva que pode ser escolhida é a de Van der Veen (1953), desenvolvida com base na interpretação de resultado de ensaios de carga cíclicos em estacas, usada normalmente na extrapolação da curva carga-assentamento quando o ensaio de carga estático de compressão é interrompido antes de se obter uma carga de rotura. A equação da curva carga-assentamento de Van der Veen (1953) é dada pela seguinte expressão (e ilustrada na Figura 2.39):

$$Q = Q_u \times (1 - e^{-\alpha \times s}) \quad (2.136)$$

sendo:

s - assentamento para qualquer nível de carga Q ;

α - obtido a partir do assentamento para a carga de serviço dado por:

$$\alpha = \frac{-\ln\left(1 - \frac{Q_{serviço}}{Q_u}\right)}{s_{serviço}} \quad (2.137)$$

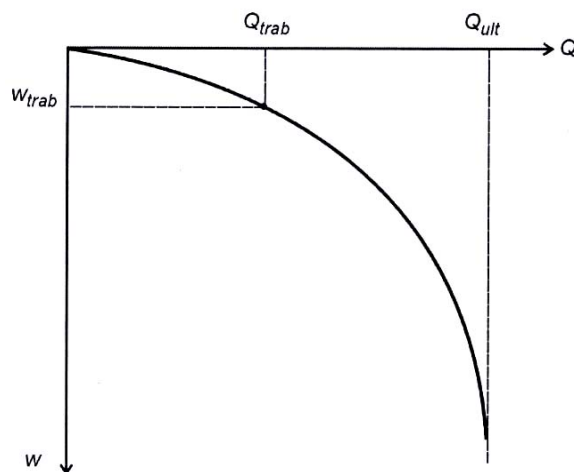


Figura 2.39 - Curva carga de serviço-assentamento de uma estaca a partir da previsão do assentamento para a carga de utilização e admitindo uma assíntota na capacidade de carga.

Citando Massad (2002), Leonards e Lovell (1979), aproveitando os estudos de Van der Veen (1953), propuseram uma equação para a estimativa do encurtamento de estacas em compressão axial, sob uma carga Q , actuante no topo, não necessariamente de rotura, que pode ser escrita da seguinte forma:

$$\Delta_s = \frac{Q_p}{K_r} + c \times \frac{Q_s}{K_r} \quad (2.138)$$

onde:

Q_p e Q_s são as parcelas de ponta e atrito lateral, tais que:

$$Q = Q_p + Q_s \quad (2.139)$$

K_r - rigidez da estaca de comprimento L , área da secção transversal A_s e módulo de Young E , tomada como peça estrutural, isto é:

$$K_r = \frac{E \times A_s}{L} \quad (2.140)$$

c - relação entre o valor médio da carga transferida por atrito lateral total, isto é:

$$c = \frac{Q_s - \bar{Q}_s}{Q_s} \quad (2.141)$$

Se Q for tal que o atrito lateral se esgota, então Q_s atinge o seu valor máximo Q_{sf} (rotura) e c torna-se constante e igual a $1/2$ no caso do atrito lateral unitário máximo ser constante, ou $c=2/3$, no caso do atrito unitário máximo ser linearmente crescente com a profundidade. Valores de c para outras formas de distribuição do atrito unitário máximo podem ser obtidos rapidamente, através de nomogramas preparados por Leonards e Lovell (1979) ou das fórmulas apresentadas por Fellenius (1980). Para casos mais comuns, de camadas heterogêneas, c varia entre 0,5-0,8.

2.4.3.3.2. Combinação do comportamento do fuste com o da ponta

Este processo de previsão da curva carga-assentamento consiste em estabelecer uma curva tanto para o fuste como para a ponta da estaca e somá-las, como mostra a Figura 2.40

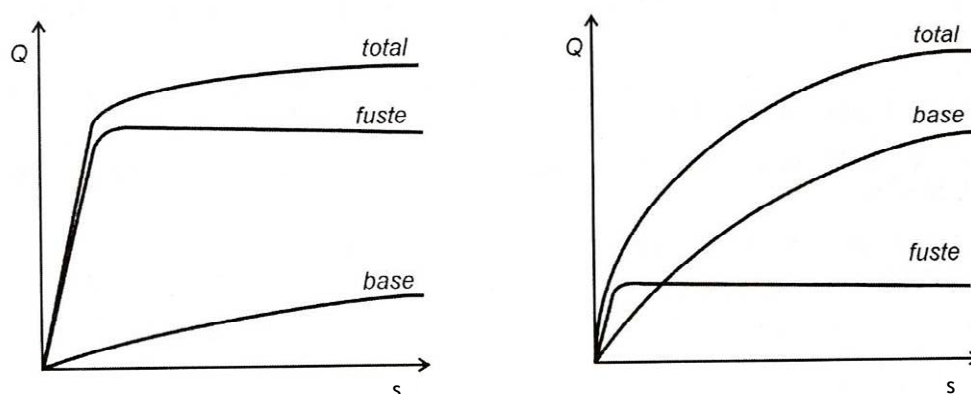


Figura 2.40 - Curva carga de serviço-assentamento de uma estaca a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta, exemplo de: a) estaca esbelta; b) estaca com base alargada (Burland e Cooke, 1974).

2.4.3.3.3. Influência das tensões residuais de cravação no comportamento da curva carga-assentamento

Quando se analisa o comportamento de uma estaca considera-se que após a sua instalação no terreno a mesma se encontra sob tensões nulas até que se comece a fazer o carregamento. No entanto, na generalidade dos casos práticos, no caso de estacas cravadas em particular, esse pressuposto não é correcto, uma vez que após a cravação da estaca esta se encontre ligeiramente encurtada e sob a acção de tensões compressivas, ou seja, as chamadas tensões residuais instaladas na cravação, em particular.

No processo de cravação, perante a acção exterior do martelo, a estaca sofre uma deformação elástica e quando essa acção exterior cessa ela tende a voltar ao seu comprimento inicial. Por sua vez, o solo contraria esse movimento, causando tensões de corte verticais e com sentido ascendente descendente, semelhantes ao atrito negativo. O atrito negativo desenvolve-se na parte superior do fuste da estaca, enquanto na sua ponta permanecem as tensões compressivas.

Este fenómeno é mais marcante no caso de estacas cravadas em solo arenosos, visto estes oferecerem um atrito lateral importante e também uma resistência de ponta considerável.

A previsão do comportamento carga-assentamento é afectada pelos factores acima descritos, uma vez que o mecanismo de transferência de carga ao solo é afectado pela presença de tais tensões, não se procedendo da forma descrita em 2.2.3., sem alguma adaptação.

A consideração das tensões residuais leva a uma previsão de comportamento mais rígido da estaca, como discutido por Massad (1992, 1993) e Costa (1994; tb. Costa *et al.*, 1994).

Na presente dissertação não será considerado o efeito da cravação na previsão da curva carga-assentamento da estaca cravada, uma vez que não se dispõem de dados para tal tratamento.

3. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as informações gerais sobre o Campo Experimental desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, destacando-se os aspectos geológicos e geotécnicos dos solos lá decorrentes, bem como a execução das estacas e a realização dos ensaios de carga estáticos e verticais.

Relativamente ao modo de execução das estacas, será abordado o processo de execução das estacas moldadas com recurso a tubo moldador metálico, moldadas com recurso à técnica do trado contínuo (CFA, em linguagem anglo-saxónica, Continuous Flight Auger) e pré-fabricadas cravadas dinamicamente.

No que concerne à descrição da metodologia adoptada para a realização dos ensaios de carga verticais estáticos serão particularizados os aspectos considerados mais importantes, como a estrutura de reacção utilizada, as características do sistema de aplicação da carga, a instrumentação implementada e sua localização e o plano de cargas, bem como os critérios de estabilização utilizados.

3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

O comportamento de qualquer fundação depende directamente das características geológicas e geotécnicas dos terrenos envolvidos, solo ou rocha, sendo imprescindível a sua caracterização. Desta forma, neste ponto, far-se-á uma breve exposição das condições geológico-geotécnicas do solo onde foi desenvolvido o campo experimental.

Na região do Norte de Portugal os solos residuais de granito são dominantes, chegando a atingir possanças de mais de 20 metros, encontrando-se os valores mais comuns entre 5 e 10 metros. Devido à sua génese específica, tais solos apresentam características

complexas, que são uma consequência, por um lado, da variabilidade e heterogeneidade a nível macroscópico (uma vez que a sua alteração raramente é uniforme e o maciço de que provêm também não é monolítico) e, por outro lado, do arranjo espacial e distribuição das partículas. Outra das características complexas deste tipo de solo é o facto deste sugerir uma maior capacidade resistente do que a que na realidade possui. Também o carácter metaestável da sua geomecânica é singular, conduzindo a características de deformabilidade muito variáveis com os níveis de tensão.

Os solos residuais são produto da alteração das rochas que não sofreram erosão, transporte e sedimentação, e são, portanto, solos que sofreram alteração *in situ* (eluviação). Este tipo de solos desenvolve-se preferencialmente em climas tropicais e húmidos, pois as altas temperaturas criam ambientes favoráveis às reacções químicas envolvidas nas alterações das rochas e a abundância de água facilita os processos de lixiviação dos minerais que se vão desenvolvendo criando novas matrizes texturais e estruturais.

Em Portugal, país de clima temperado, os solos residuais encontram-se maioritariamente situados na região Norte litoral. Esta região caracteriza-se por possuir uma elevada pluviosidade com temperaturas moderadas e gradientes baixos. Nos granitos, o quartzo e a mica branca são praticamente inalteráveis, pelo que o processo de alteração da rocha-mãe é efectuado ao nível dos feldspatos que se transformam em argila caulinítica em meio ácido, e a mica preta e os minerais ferromagnesianos que se transformam mais rápida ou lentamente em argilas misturadas com óxido de ferro, constituindo os solos saprolíticos (Viana da Fonseca, 1996; Sousa, 2002). Em especial nesta região do País, as rochas graníticas são ácidas, com uma percentagem de sílica superior a 65% e com cores claras, sendo a sua alteração essencialmente do tipo caulinização dos feldspatos potássicos (mais abundantes nas rochas “mães”).

Neste tipo de solo “parâmetros como os índices de plasticidade e consistência, a compacidade relativa, o teor em argila, etc., largamente informativos acerca de deformabilidade e da resistência dos solos sedimentares, são-no muito menos, ou mesmo nada, para os solos residuais” (sic, Matos Fernandes, 1994).

Desta forma, torna-se extremamente difícil aplicar os critérios usuais da Mecânica dos Solos Clássica a este tipo de solo. Classificar os solos residuais “como solos argilosos, siltosos ou arenosos ou ainda em solos moles, rijos ou rochas brandas, não integra factores indicadores do seu comportamento mecânico espectável, como sejam a macro ou microfábrica e a estrutura interparticular mais ou menos cimentada. Uma classificação mais envolvente terá que incluir a descrição do perfil de alteração e aspectos químicos,

mineralógicos e físicos dos materiais presentes, procurando ainda dar indicações preliminares quanto à sua resistência-consistência” (Viana da Fonseca, 1996).

Uma base fundamental para a boa prossecução dos objectivos do presente trabalho constitui na execução de uma campanha extensa de investigação do local e realização de ensaios *in situ*, bem como de ensaios de caracterização de laboratório, permitindo uma escolha confiante de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo em questão.

O campo experimental desenvolvido, situa-se dentro dos limites do Campus Universitário da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, conforme ilustrado na Figura 3.1. A identificação dos complexos geológicos que afloram no local encontra-se sumariamente descrita na legenda da mesma.

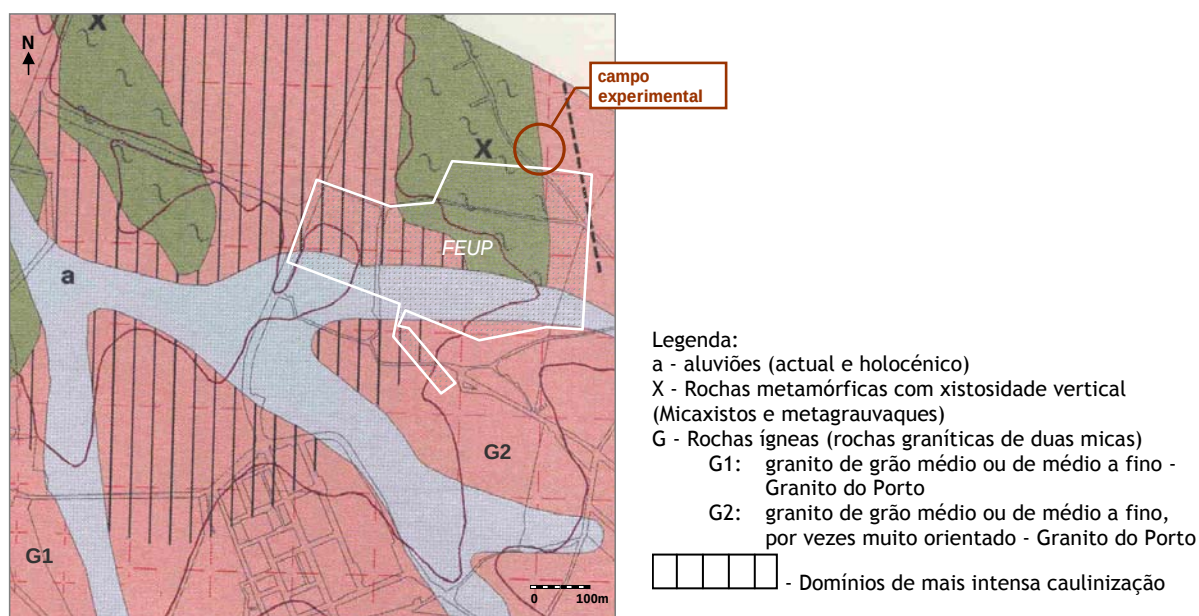


Figura 3.1 - Caracterização geológica do Campo Experimental: Mapa Geológico do Porto (Viana da Fonseca et al., 2004).

Como se pode observar, o Campo Experimental está situado numa zona onde predominam rochas ígneas, particularmente de granito de grão médio ou médio a fino, por vezes com uma elevada orientação (fruto de um tectonismo regional elevado e muito irregular), conhecido por “Granito do Porto”.

O perfil do subsolo do Campo Experimental é constituído por solo saprolítico (solo residual jovem), apresentando uma camada superficial de aproximadamente 1,5 a 2 metros de espessura, constituída por areia média a fina com grau de alteração w_5 - w_6 , seguida de uma camada com aproximadamente 13 metros de solo residual de areia média a fina (solo saprolítico estruturado do granito) com grau de alteração w_5 . Entre as profundidades 15 e 20,5

metros encontra-se um granito de grão médio muito alterado (w_5-w_4), localizando-se o “firme” (rocha alterada) aproximadamente aos 20,5 metros. O nível freático varia sazonalmente entre os 8,5 e os 11,5 metros.

Para um melhor conhecimento das características geotécnicas do local, foi conduzido um grande número de ensaios *in situ* onde foram efectuadas 5 sondagens com amostragem contínua, sendo em quatro delas realizados ensaios SPT alternados de 1,5 metros em 1,5 metros, 9 CPT(U), 9 DMT, 3 PMT e vários ensaios sísmicos (CH, DH, SASW, CSWS, etc.). Também em laboratório, sobre amostras indeformadas de boa qualidade (recolhidas em amostradores duplos com bisel cortante otimizado e *liners* de PVC - ver Ferreira, 2002), foram realizados 6 ensaios triaxiais CK_0D , 4 em compressão com medição de velocidades de ondas sísmicas “S” e “P” com recurso a *bender-extender elements* (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002) e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios em coluna ressonante e um ensaio edométrico. Os resultados dos ensaios realizados encontram-se resumidos em 3.3 e 0.

Na Figura 3.2 é apresentada a planta do Campo Experimental com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados *in situ* e na Figura 3.3 é apresentado um perfil geológico tipo da região em estudo e fotografias de amostras de um dos furos de sondagem realizados.

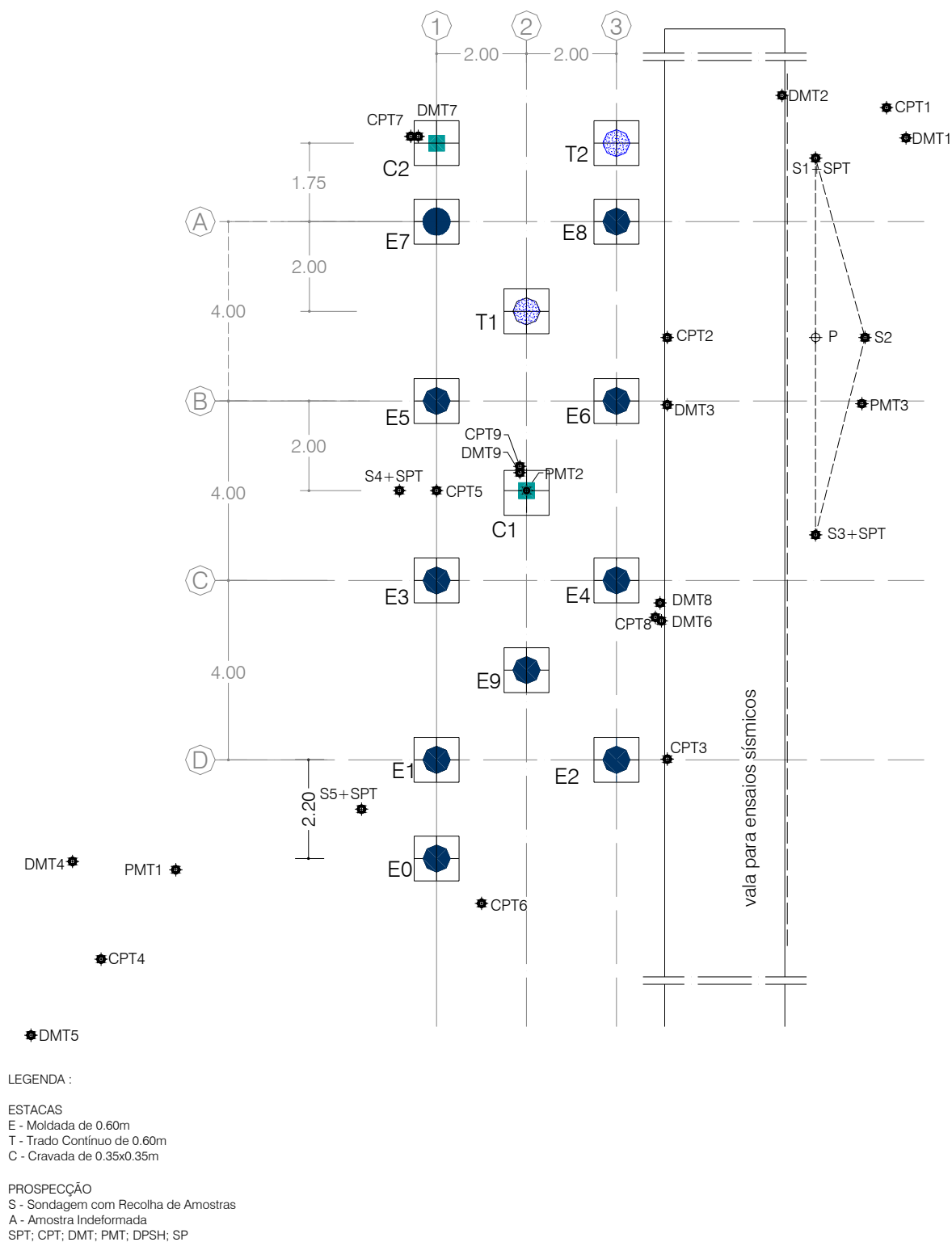


Figura 3.2 - Planta do Campo Experimental com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados *in situ* (Viana da Fonseca et al., 2004).

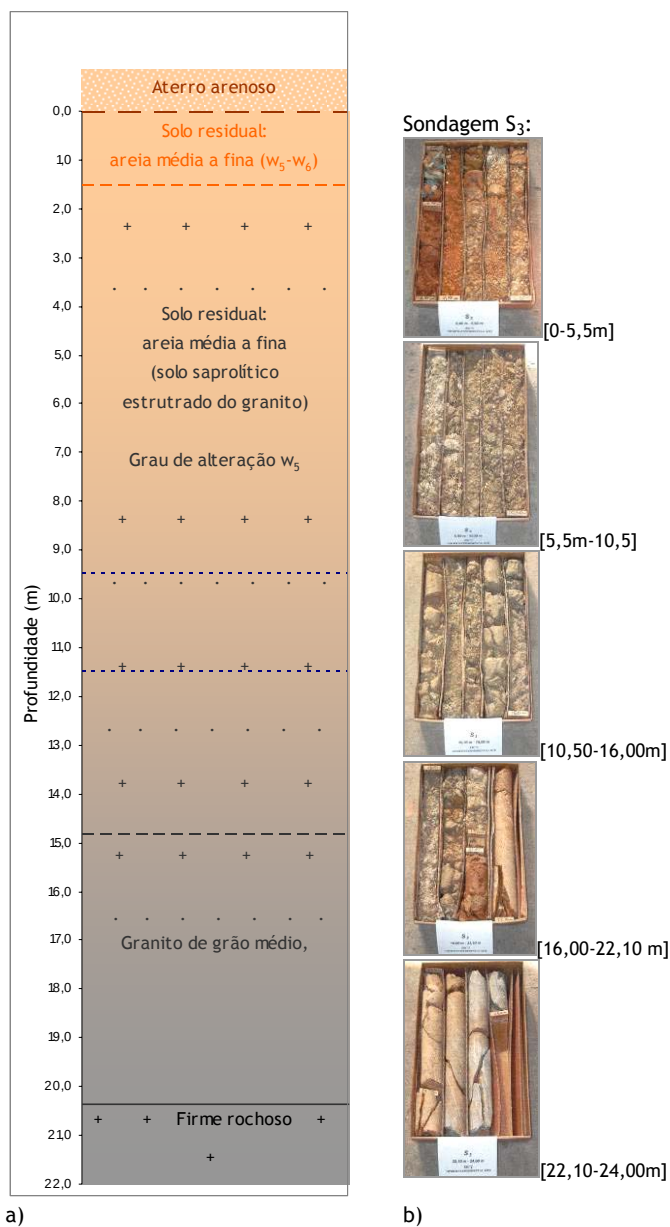


Figura 3.3 - a) Perfil Geotécnico; b) Fotografias tiradas às amostras recolhidas na sondagem S₃ (Viana da Fonseca et al., 2004).

3.3. ENSAIOS *IN SITU*

“Para avaliação de perfis de subsolo e para a determinação dos parâmetros utilizados em análise e dimensionamento geotécnico, o recurso aos ensaios *in situ* constitui muitas vezes o meio mais fiável para esse efeito, como já referido por Viana da Fonseca, 1996.

“Os últimos anos caracterizaram-se por um desenvolvimento significativo da área de ensaios de campo. Com este notável desenvolvimento, foram obtidas novas tecnologias bem como a melhoria e padronização dos ensaios existentes. O aspecto mais importante deste desenvolvimento refere-se a um melhor entendimento das correlações entre medidas *in situ* e propriedades de comportamento do solo, como já referido por Jamiolkowski *et al.*, 1988.

Neste ponto serão sumariamente apresentados os resultados obtidos nos ensaios de campo realizados no Campo Experimental: SPT, CPT(U), DMT, PMT e ensaios sísmicos (CH, DH, SASW, CSWS, etc.), realizados nos locais indicados na Figura 3.2.

3.3.1. Ensaios SPT (Standard Penetration Test)

Na Figura 3.4 são apresentados os resultados obtidos da realização dos ensaios SPT e em que corresponde uma energia efectiva de 60% da teórica. Da análise da mesma figura pode concluir-se que o valor de N_{60} aumenta em profundidade.

z (m)	N ₆₀ (SPT)			
	S1	S3	S4	S5
0,35			8	
0,85	10	14		11
1,35			14	
1,85				20
2,35	10	11		
2,85				
3,35				
3,85	14	18	17	
4,35				14
4,85				
5,35	34	23	26	
5,85				
6,35				
6,85	25	21	28	17
7,35				
7,85				
8,35	25	29	21	29
8,85				
9,35				
9,85	30	26	23	33
10,35				
10,85				
11,35	25	24	21	56
11,85				
12,35				
12,85	38	25		
13,35				
13,85				
14,35	27	26		
14,85				
15,35				
15,85	60 (29cm)	60 (42cm)		
16,35				
16,85				
17,35	60 (28cm)	33		
17,85				
18,35				
18,85	60 (26cm)	42		
19,35				
19,85				
20,35		60 (24cm)		
20,85				
21,35				
21,85				

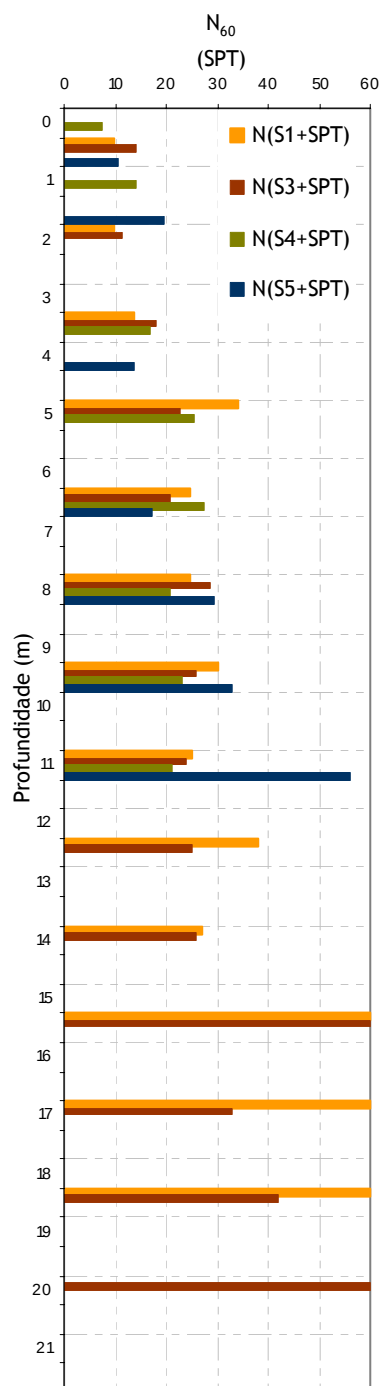
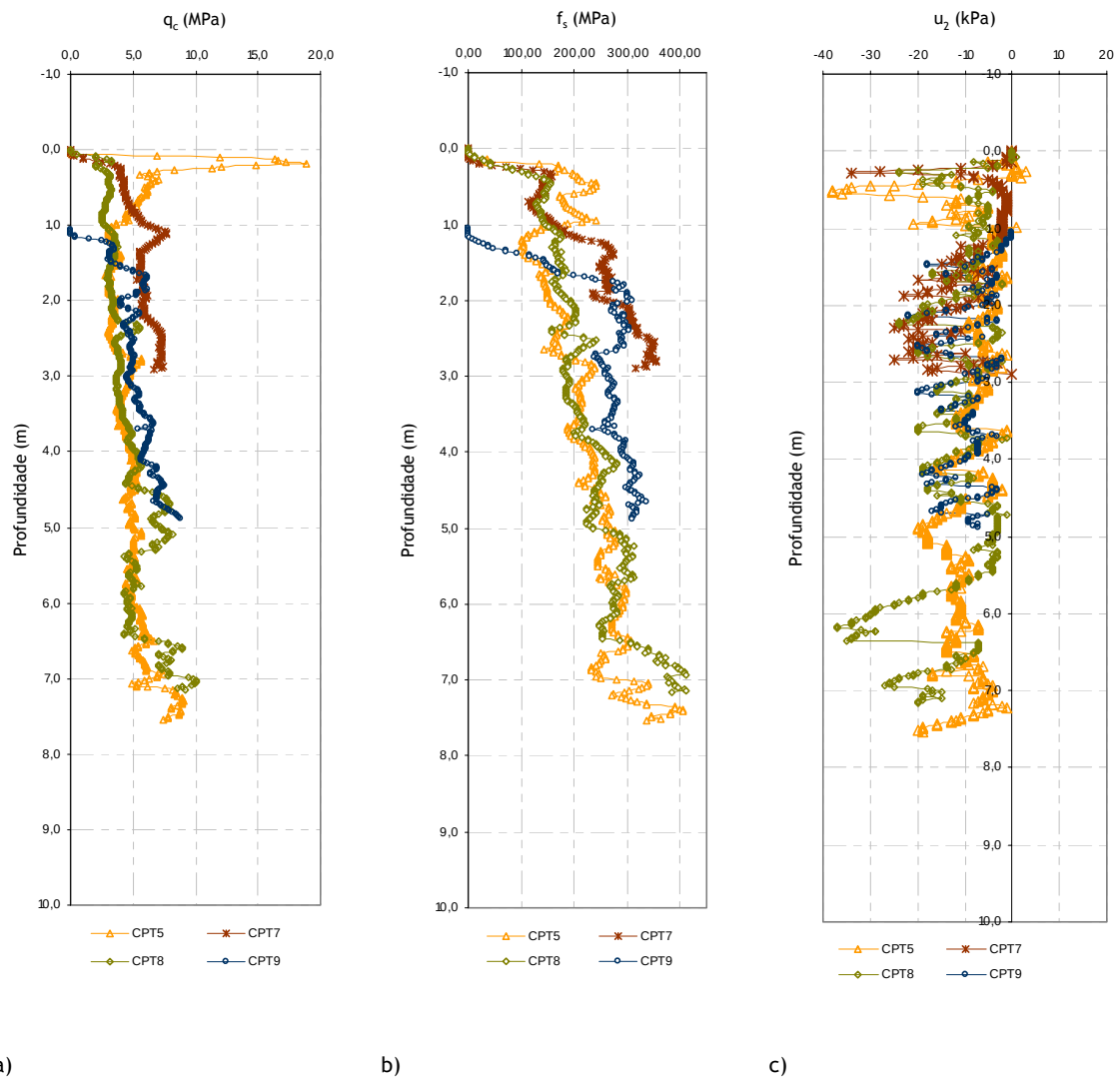


Figura 3.4 - Valores obtidos no ensaio SPT.

3.3.2. Ensaio CPT(U) (Piezocone Penetration Test)

Como já foi referido, foram realizados nove CPT(U), dos quais cinco (CPT1, CPT2, CPT3, CPT4 e CPT6) foram efectuados antes da execução das estacas e quatro (CPT5, CPT7, CPT8 e CPT9) após execução das mesmas. Os ensaios consistiram na cravação no terreno de uma ponteira cónica a uma velocidade constante de 20mm/s. O equipamento utilizado foi o piezocone que além das medidas eléctricas da pressão necessária para cravar a ponteira cónica (q_c) e do atrito lateral (f_s) permite a contínua monitorização das pressões neutras, u_2 , geradas durante o processo de cravação. Neste equipamento, o filtro anelar encontra-se colocado imediatamente atrás da ponteira cónica. O equipamento de cravação consiste numa estrutura de reacção sobre o qual foi montado um sistema de aplicação de cargas. A penetração foi obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguida da retracção do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste.

As curvas obtidas nos ensaios antes da execução das estacas (CPT5, CPT7, CPT8 e CPT9) encontram-se esquematizadas na Figura 3.5. Na Figura 3.6 encontram-se os resultados obtidos nos ensaios depois da execução das estacas (CPT1, CPT2, CPT3, CPT4 e CPT6).



a) b) c)
 Figura 3.5 - Valores obtidos nos ensaios CPT5, CPT7, CPT8 e CPT9 antes da execução das estacas: a) q_c ; b) f_s ; c) u_2 .

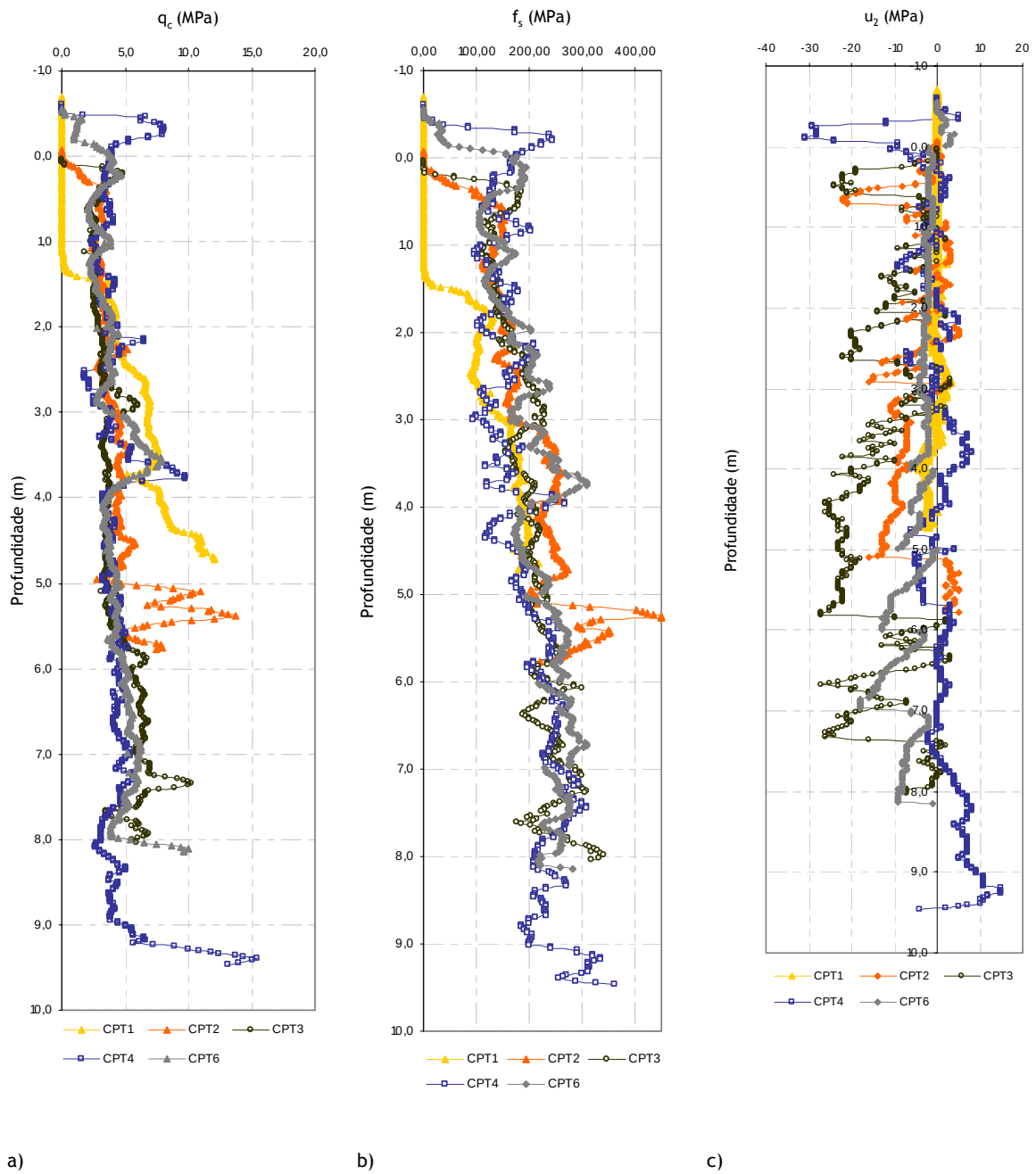


Figura 3.6 - Valores obtidos nos ensaios CPT1, CPT2, CPT3, CPT4 e CPT6 depois da execução das estacas: a) q_c ; b) f_s ; c) u_2 .

As dificuldades inerentes à comparação de resultados obtidos com diferentes equipamentos levaram à padronização dos ensaios pela ASTM (1975), ISSMFE (1977, 1989) e ABNT: MB 3406 (1991). Também, e porque a presença dos anéis de filtro, que ocupam um espaço anelar na base da ponteira cônica, os valores de q_c e f_s devem ser corrigidos para a

resistência mobilizada no ensaio (q_t) para o valor de atrito lateral (f_t) tendo em conta a pressão neutra gerada (u_2) - ver Lunne *et al.* (1997).

Assim, a resistência real mobilizada no ensaio e o valor corrigido do atrito lateral são dados pelas seguintes expressões:

$$q_t = q_c + (1 - a) \times u_2$$

$$f_t = f_c - \frac{u_2 \times A_{sb}}{A_l} + \frac{u_3 \times A_{st}}{A_l}$$

onde:

a - parâmetro determinado através da calibração do equipamento;

A_{sb} , A_{st} - áreas da base e topo da manga de atrito, respectivamente;

A_l - área lateral da luva de atrito;

u_2 - pressões neutras geradas durante o processo de cravação.

No caso em estudo, uma vez que o solo é não saturado, o valor de u_2 foi, simplifcadamente e discutivelmente, tido como nulo para o perfil. Considerou-se contudo que para estas primeiras análises esta simplificação era razoável

3.3.3.1. Classificação do solo com base nos resultados dos ensaios CPT(U)

Para a classificação do solo em profundidade com base nos ensaios CPT(U) optou-se por utilizar os dados dos ensaios CPT2, CPT3, CPT5 e CPT8 uma vez que são os ensaios localizados o mais próximo das estacas ensaiadas verticalmente (T1, C1 e E9).

3.3.3.1.1. Classificação de Robertson (1990)

Robertson (1990) apresentou um gráfico para classificação de solos que relaciona a resistência do cone normalizada, q_{cnrm} , com a razão de atrito normalizada, Rf_{nrm} .

Desta forma, apresentam-se nas Figuras 3.7, 3.8, 3.9 e 3.10 a classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990) para os quatro ensaios em estudo CPT2, CPT3, CPT5 e CPT8, respectivamente.

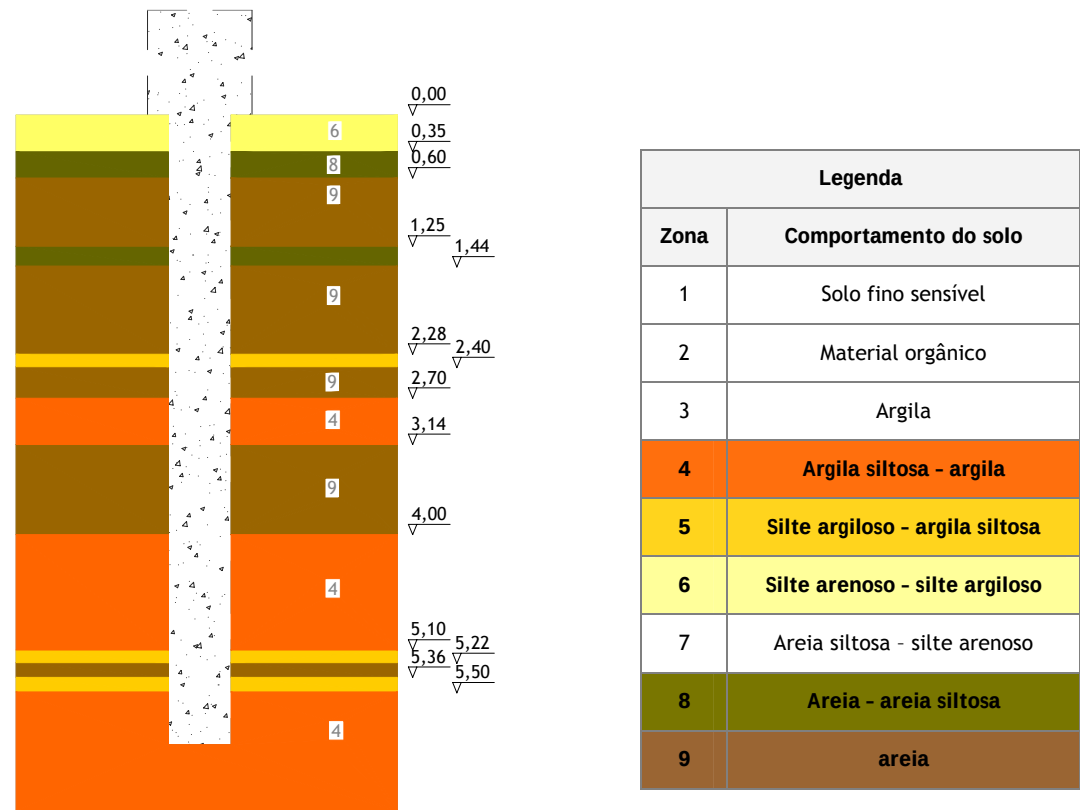
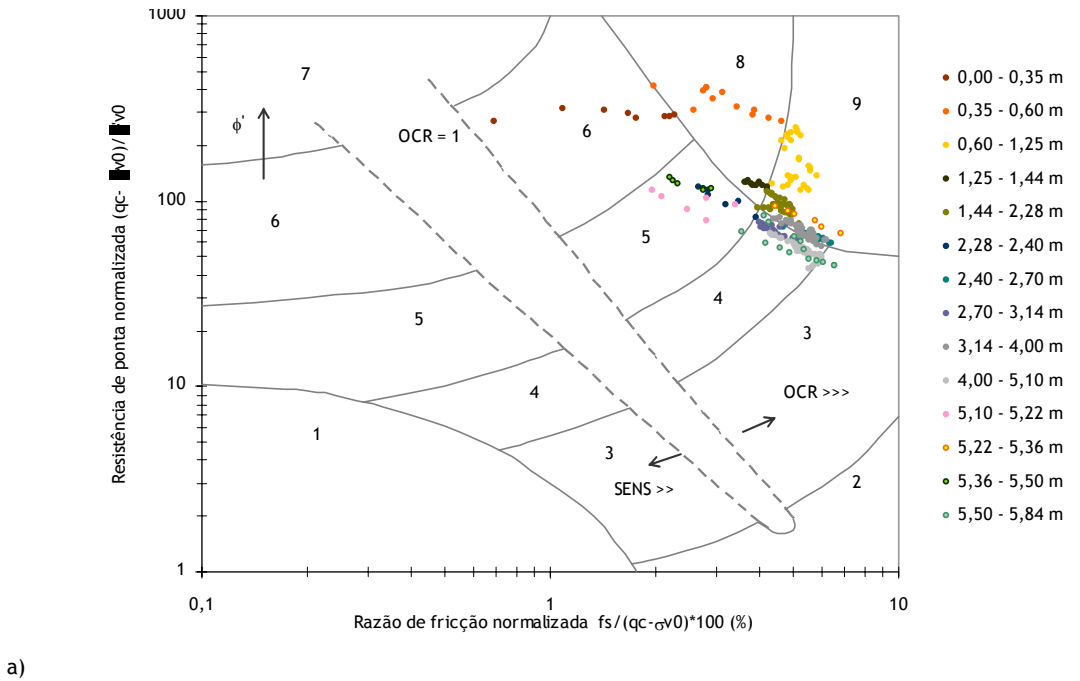
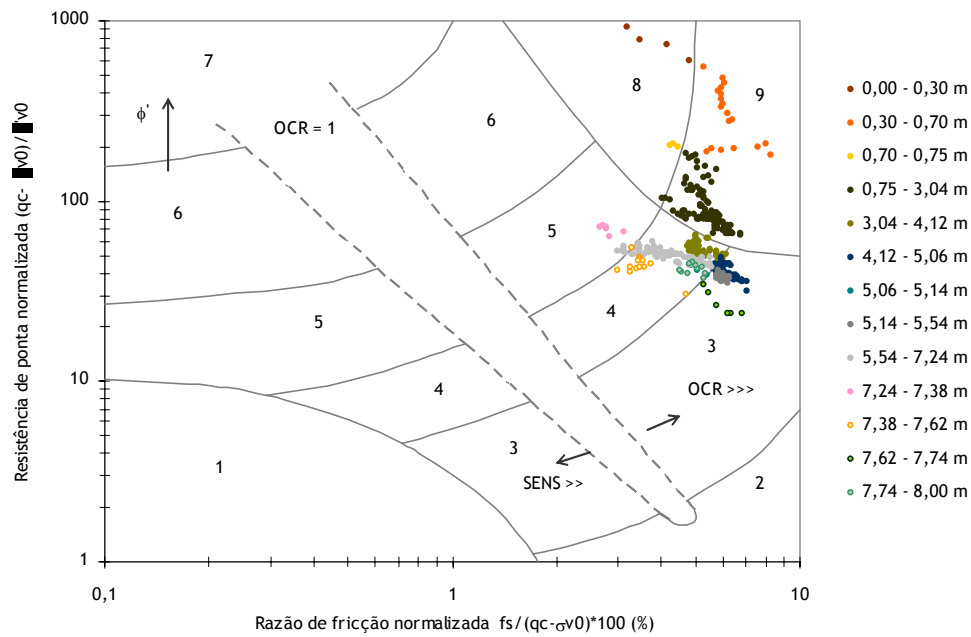
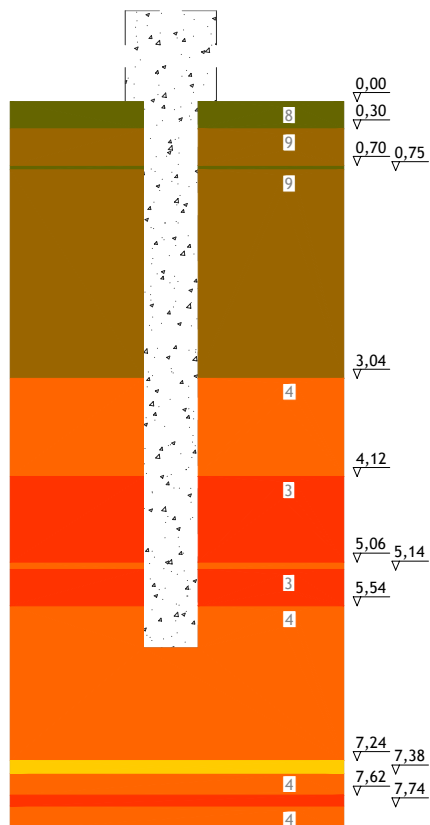


Figura 3.7 - CPT2: a) classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico.



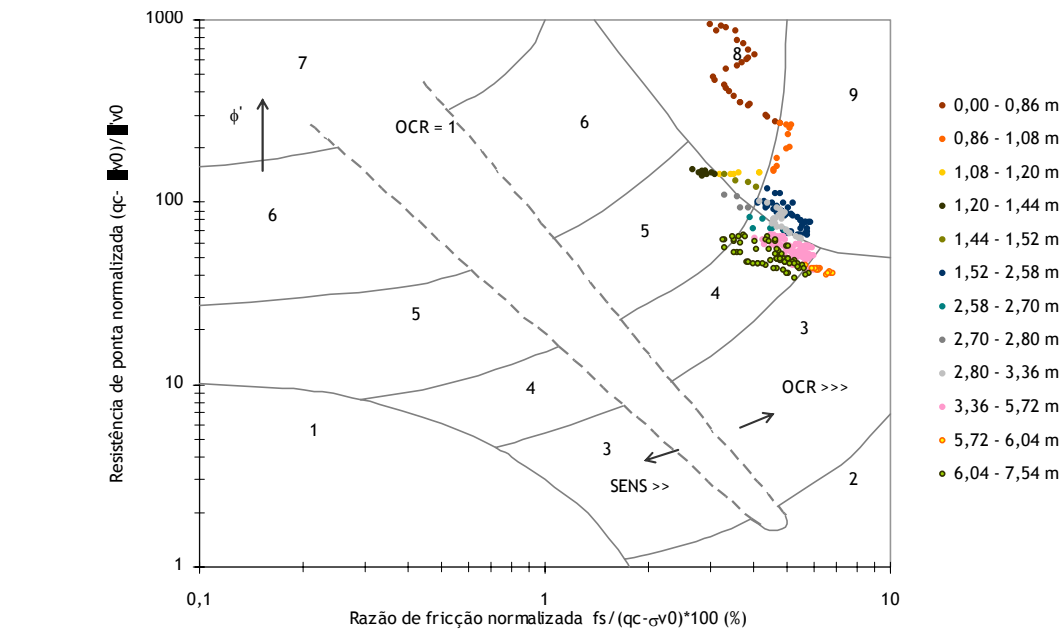
a)



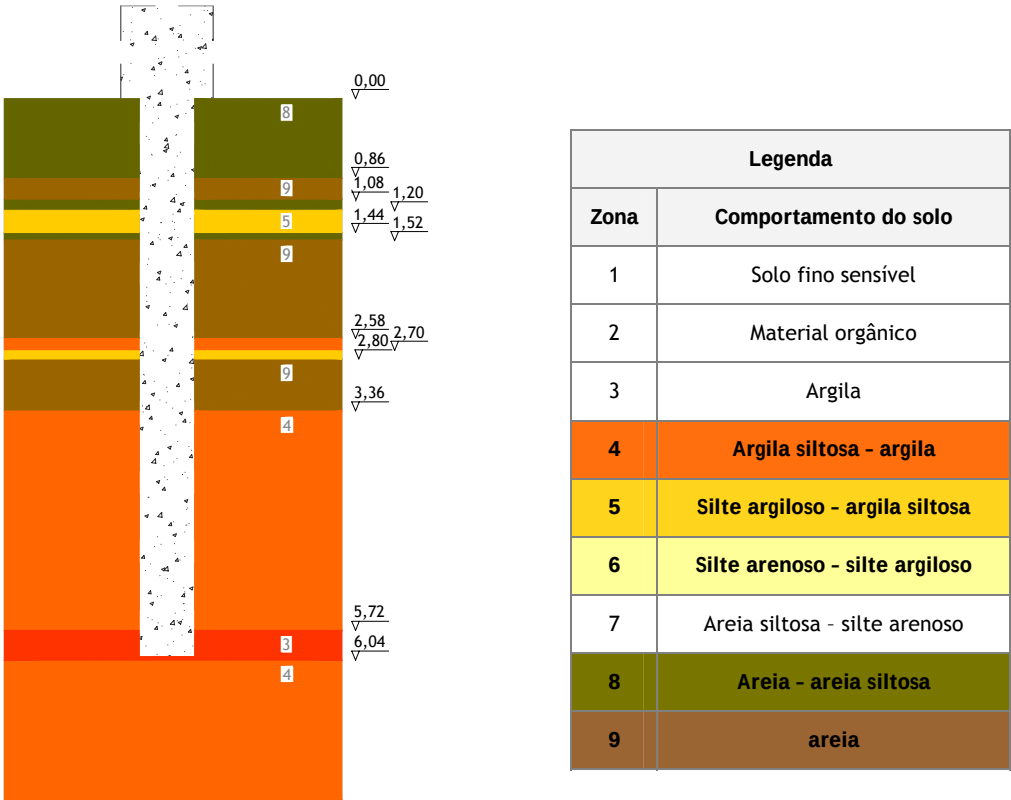
Legenda	
Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa - argila
5	Silte argiloso - argila siltosa
6	Silte arenoso - silte argiloso
7	Areia siltosa - silte arenoso
8	Areia - areia siltosa
9	areia

b)

Figura 3.8 - CPT3: classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico.

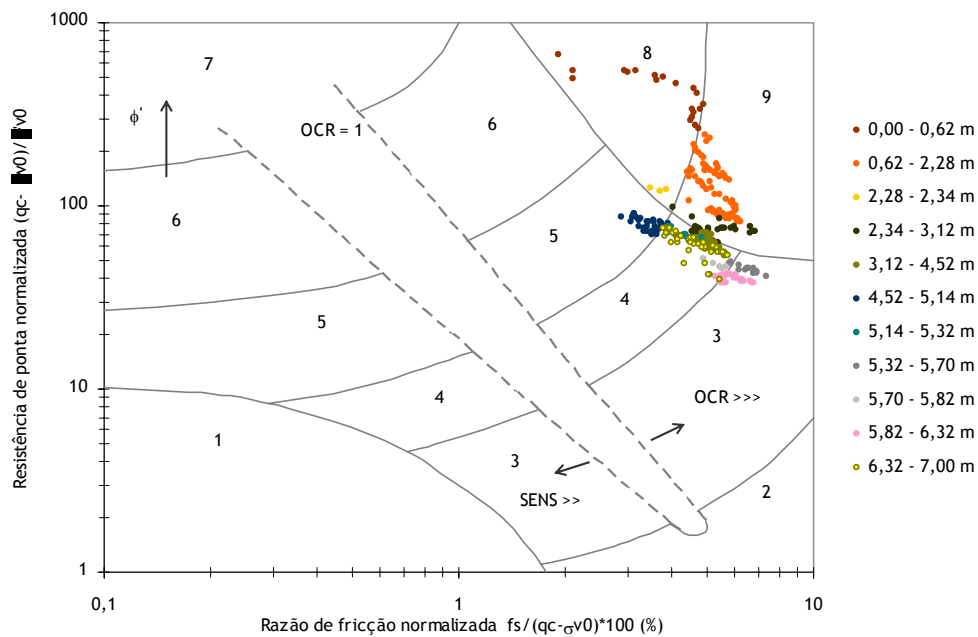


a)

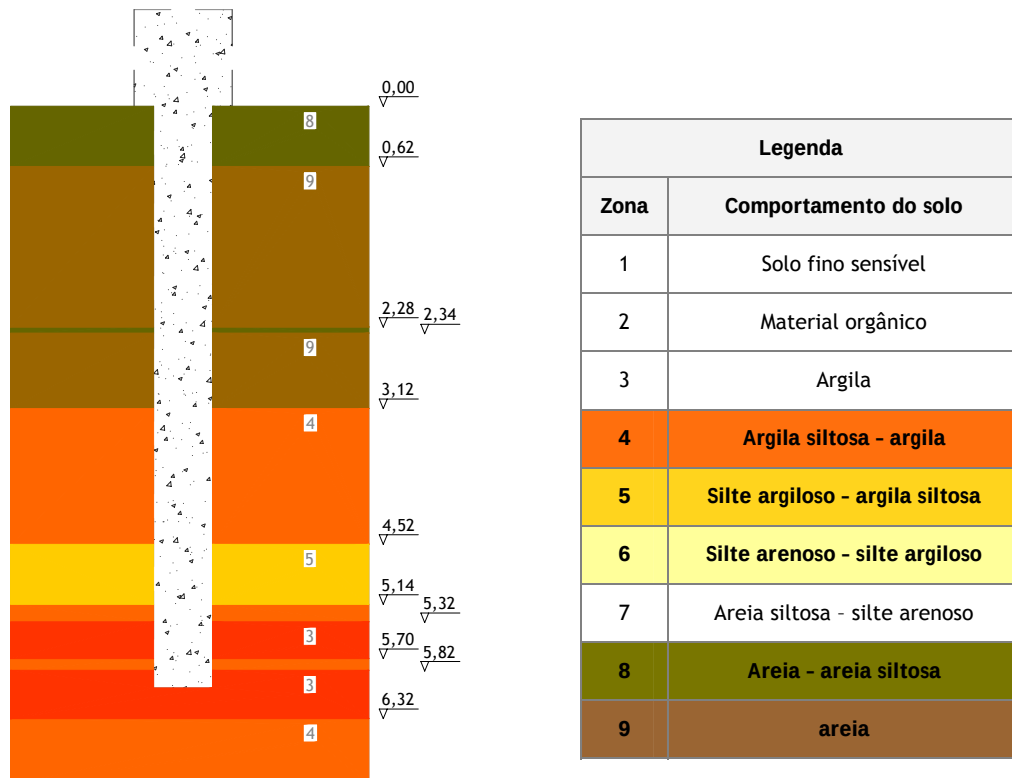


b)

Figura 3.9 - CPT5: a) Classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico



a)



b)

Figura 3.10 - CPT8: a) Classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990); b) perfil geotécnico.

3.3.3.1.2. *Classificação de Eslami e Fellenius (1997)*

Eslami e Fellenius (1997), com o objectivo de investigar o uso dos dados obtidos no ensaio CPT(U) em projectos de estacas, compilaram uma base de dados cruzando resultados obtidos em ensaios CPT(U) com resultados de ensaios de laboratório. Foram estudados 20 locais diferentes em cinco países, sendo que em metade desses casos tinham sido realizados ensaios com piezocone. Os valores da base de dados foram então organizados em cinco categorias principais de classificação:

- 1- argilas muito moles e/ou solos sensíveis e/ou colapsíveis;
- 2 - argila e/ou silte;
- 3 - silte argiloso e/ou argila siltosa;
- 4a - silte arenoso;
- 4b - areia siltosa;
- 5 - areia e cascalho arenoso.

Com os resultados obtidos, Eslami e Fellenius (1997) elaboraram um gráfico que classifica o solo numa das cinco categorias já mencionadas. Note-se que esta classificação não é válida para solos cimentados nem argilas muito duras.

Este gráfico relaciona a resistência de ponta efectiva (q_E) com o atrito lateral. A resistência de ponta efectiva descrita por Eslami e Fellenius (1997) é obtida da seguinte forma:

$$q_E = (q_t - u_2)$$

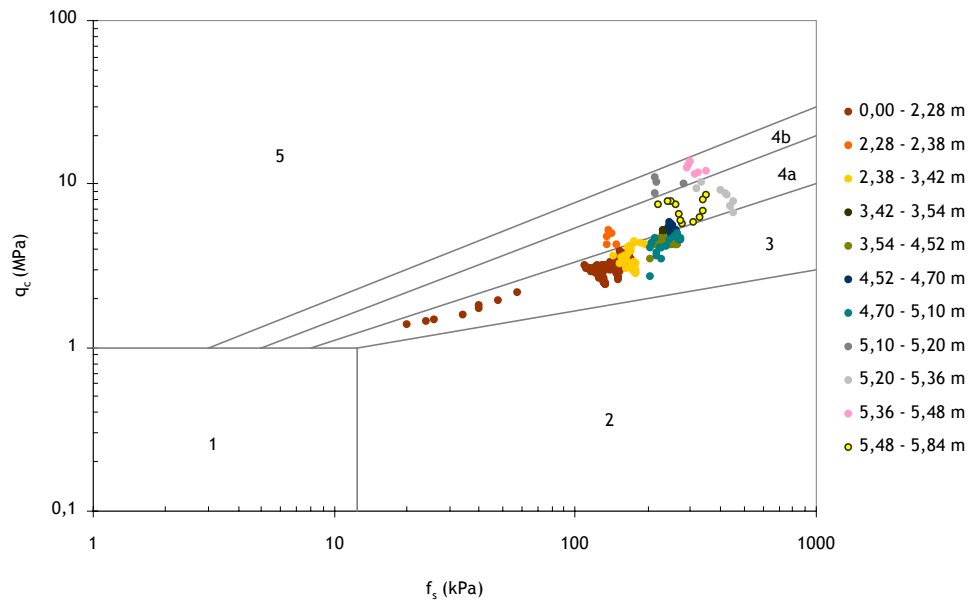
onde:

q_t - resistência real molizada no ensaio;

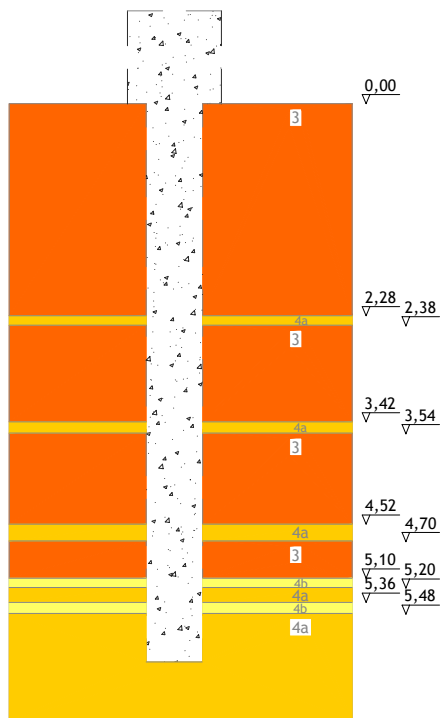
u_2 - pressões neutras geradas durante o processo de cravação.

Uma vez que o solo estudado é não saturado o valor de u_2 é tido como nulo para o perfil e o valor de q_E assume simplifadamente o valor de q_c .

Desta forma, apresentam-se nas Figuras 3.11, 3.12, 3.13 e 3.14 a classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997) para os quatro ensaios em estudo CPT2, CPT3, CPT5 e CPT8, respectivamente.



a)



Legenda	
Zona	Comportamento do solo
1	Argilas muito moles e/ou solos sensíveis e/ou colapsíveis
2	Argila e/ou silte
3	Silte argiloso e/ou argila siltosa
4a	Silte arenoso
4b	Areia siltosa
5	Areia e cascalho arenoso

b)

Figura 3.11 - CPT2: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico

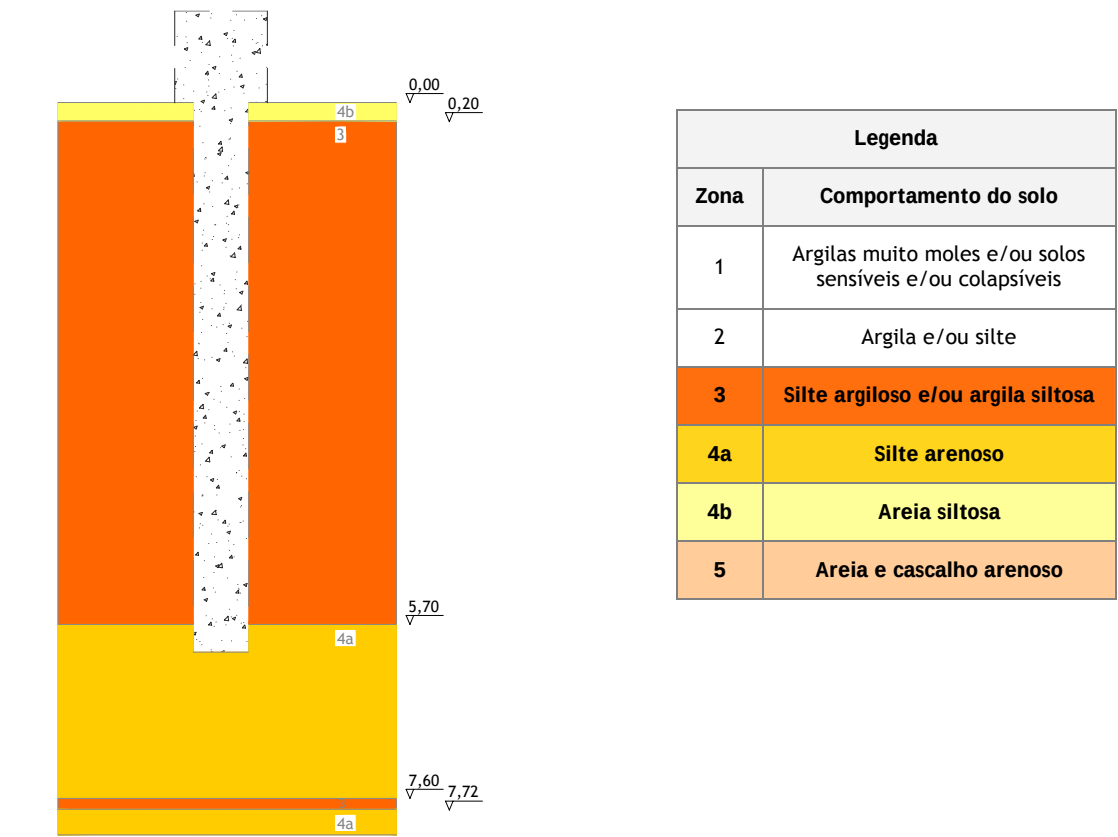
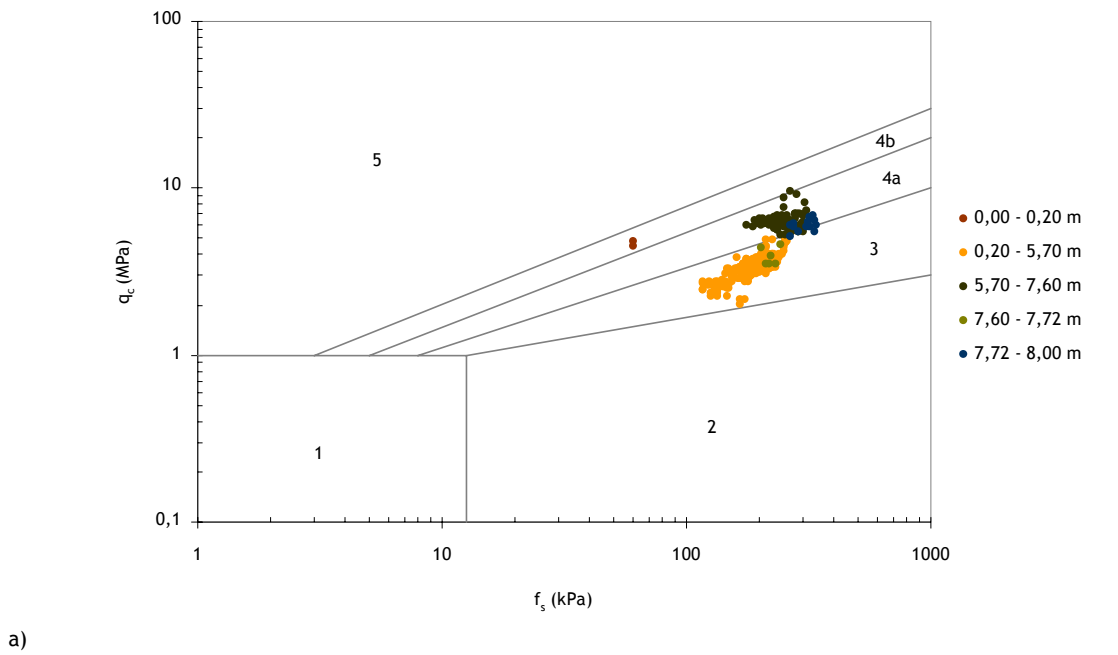
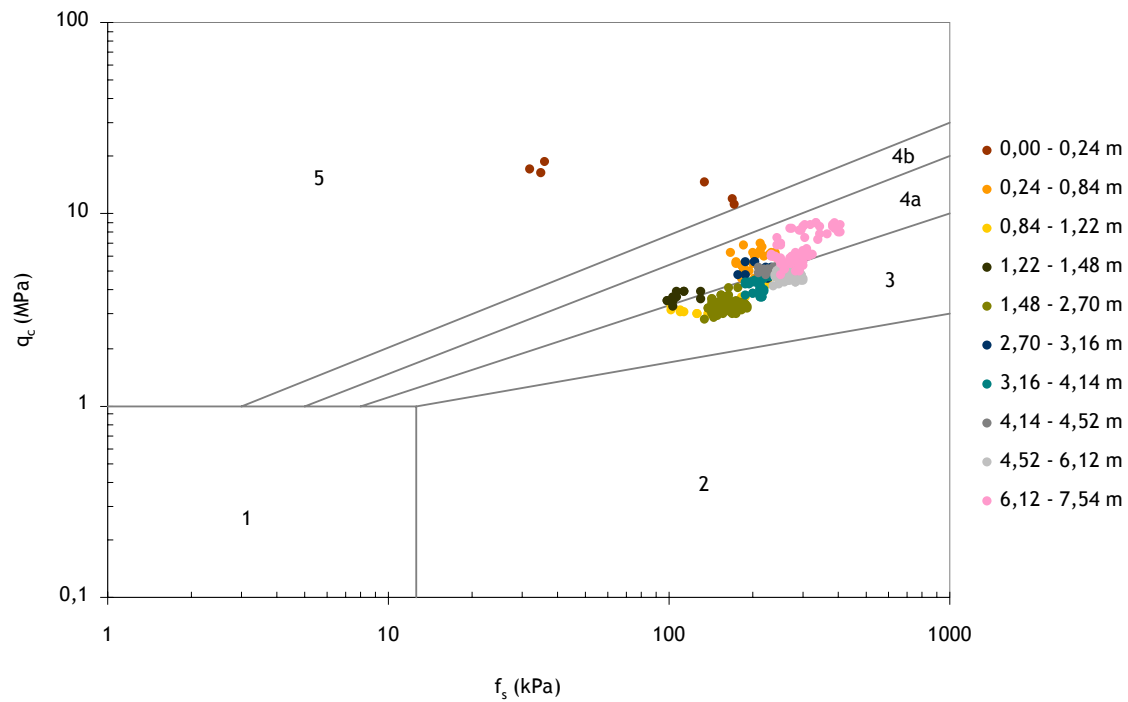
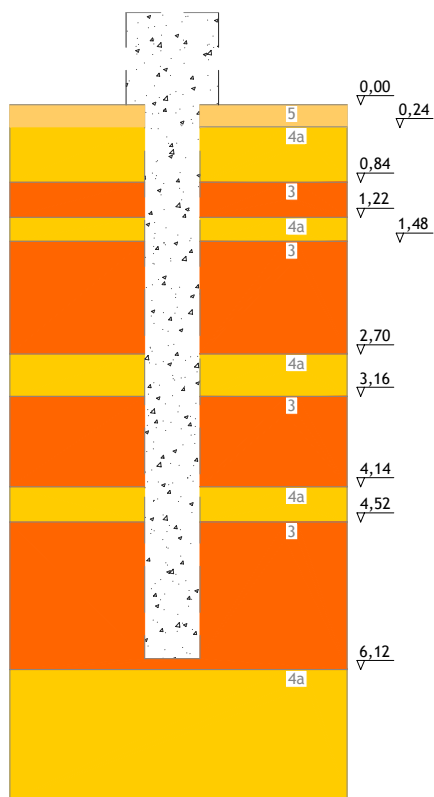


Figura 3.12 - CPT3: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico



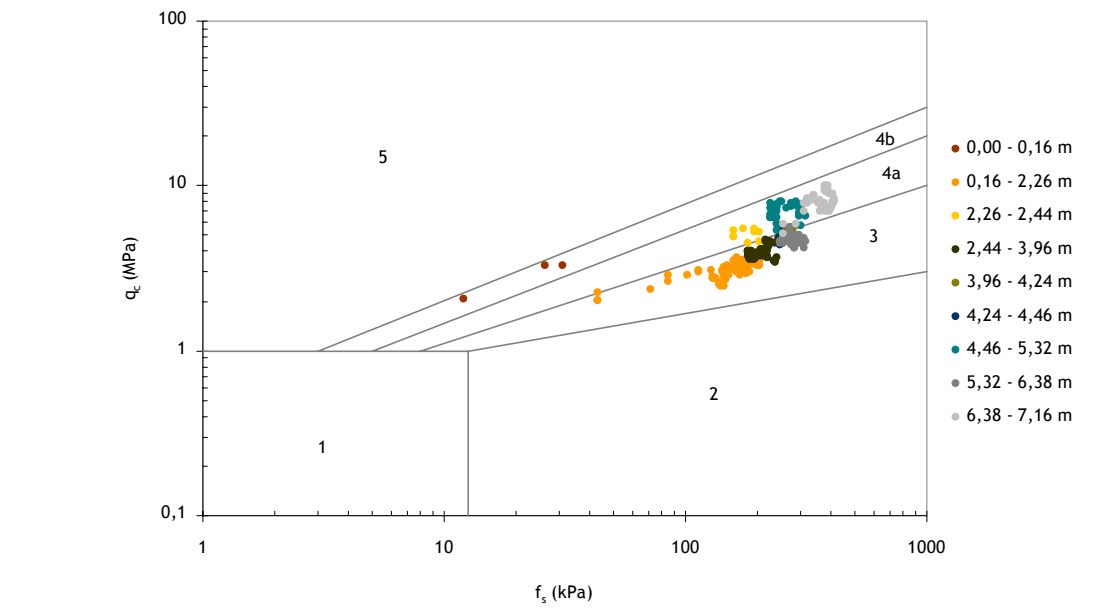
a)



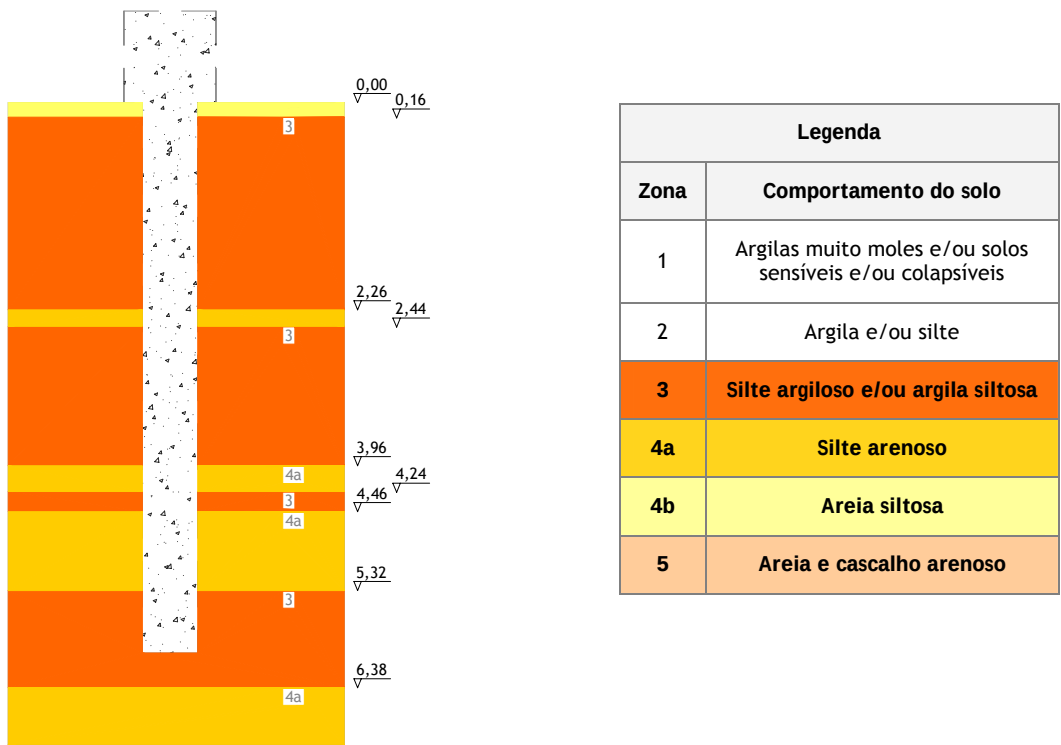
Legenda	
Zona	Comportamento do solo
1	Argilas muito moles e/ou solos sensíveis e/ou colapsíveis
2	Argila e/ou silte
3	Silte argiloso e/ou argila siltosa
4a	Silte arenoso
4b	Areia siltosa
5	Areia e cascalho arenoso

b)

Figura 3.13 - CPT5: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico



a)



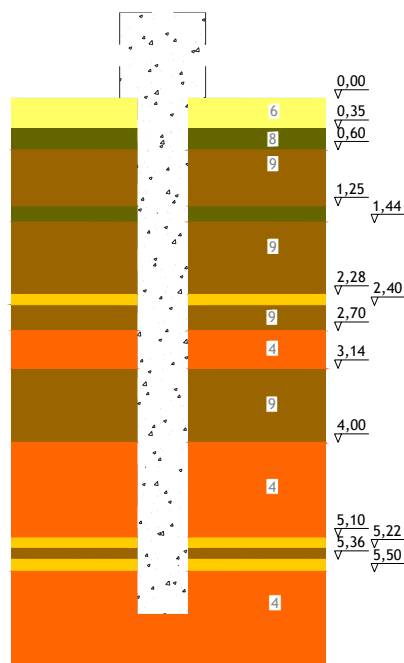
b)

Figura 3.14 - CPT8: a) Classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico

3.3.3.1.3. Comparação dos resultados da classificação do solo segundo os métodos de Robertson (1990) e Eslami e Fellenius (1997) baseados nos resultados dos ensaios CPT

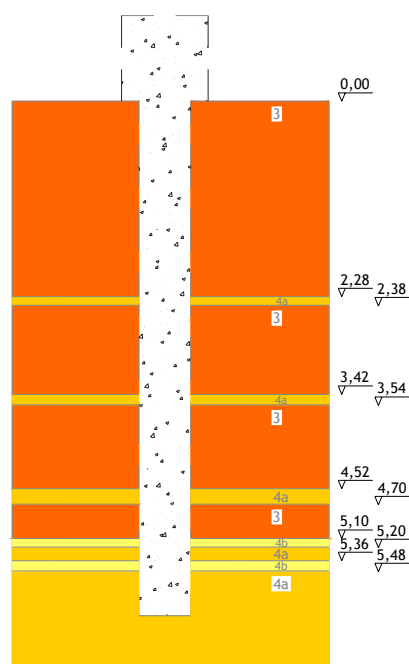
Neste ponto será feita a comparação dos resultados obtidos da classificação do solo segundo os métodos abordados nos pontos 3.3.3.1.1 e 3.3.3.1.2 para os vários ensaios estudados, nomeadamente o CPT2, CPT3, CPT5 e CPT8. Nas Figuras 3.15, 3.16, 3.17 e 3.18 são apresentados os perfis geotécnicos correspondentes. Da análise efectuada conclui-se que a classificação de Eslami e Fellenius (1997) se aproxima mais do solo em estudo para todos os ensaios realizados, embora a classificação de Robertson (1990) apresente um perfil mais estratificado.

a) CPT2



Legenda	
Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa - argila
5	Silte argiloso - argila siltosa
6	Silte arenoso - silte argiloso
7	Areia siltosa - silte arenoso
8	Areia - areia siltosa
9	areia

a)



Legenda	
Zona	Comportamento do solo
1	Argilas muito moles e/ou solos sensíveis e/ou colapsíveis
2	Argila e/ou silte
3	Silte argiloso e/ou argila siltosa
4a	Silte arenoso
4b	Areia siltosa
5	Areia e cascalho arenoso

b)

Figura 3.15 - Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT2 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).

Da comparação dos dois perfis geotécnicos obtidos através do ensaio CPT2 pode concluir-se que os dois métodos apresentam resultados significativamente diferentes. Quando comparados com as curvas granulométricas obtidas (ver Figura 3.23), conclui-se que a classificação mais próxima da realidade é a de Robertson (1990) uma vez que o solo em estudo tem características mais próximas de areia siltosa do que de silte argiloso/ argila siltosa.

b) CPT3

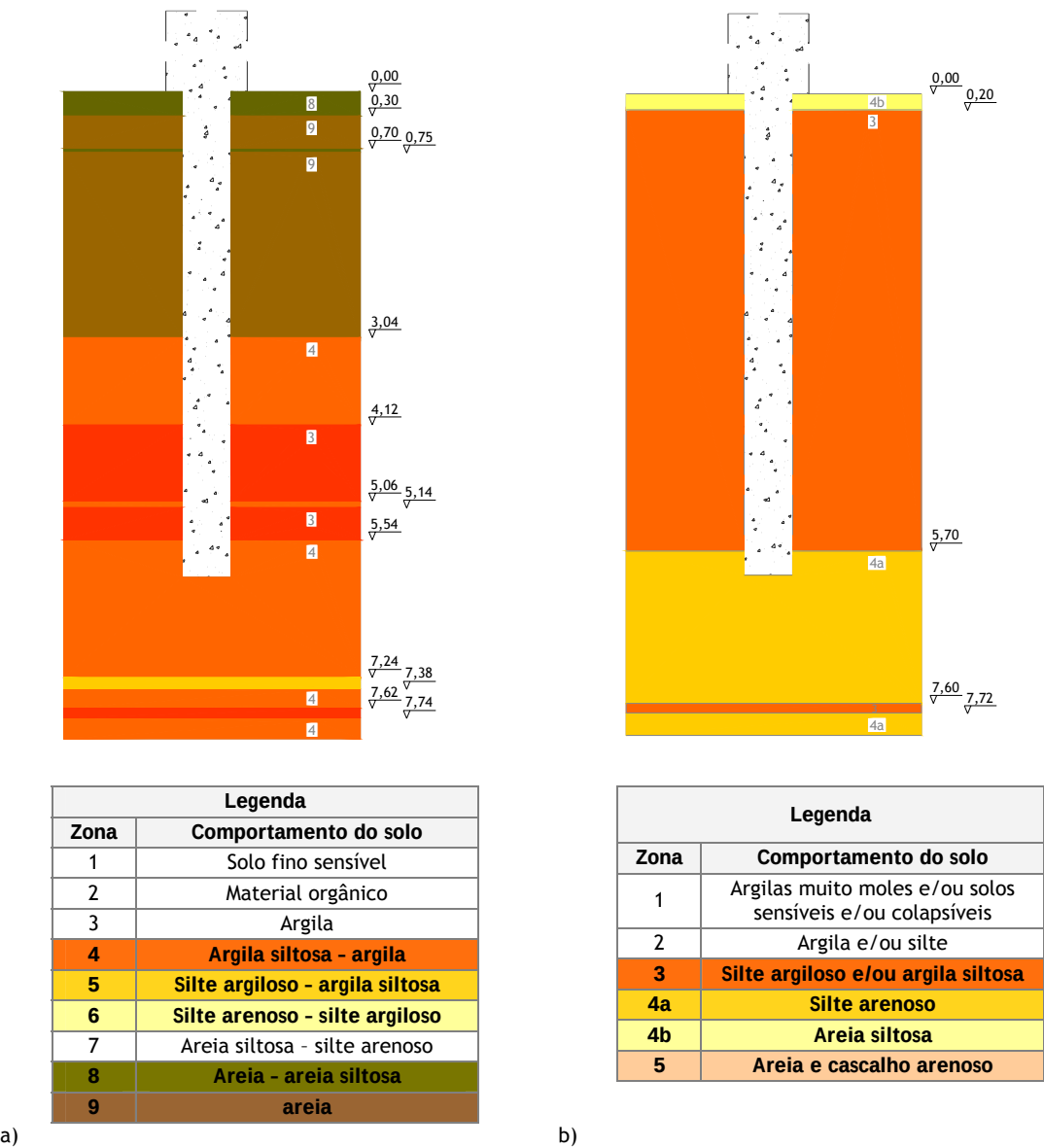
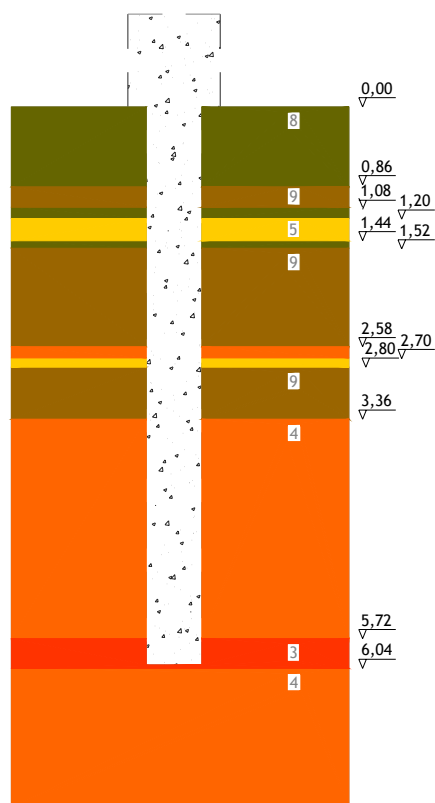


Figura 3.16 - Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT3 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).

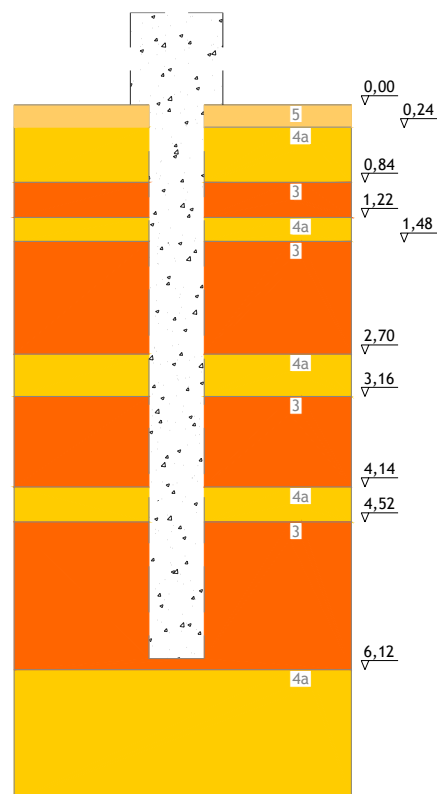
Como no caso anterior, comparando os dois perfis geotécnicos obtidos através do ensaio CPT3 pode concluir-se que os dois métodos apresentam resultados muito diferentes. Quando comparados com as curvas granulométricas obtidas (ver Figura 3.23), conclui-se que a classificação mais próxima da realidade é a de Robertson (1990) uma vez que o solo em estudo tem características mais próximas de areia siltosa do que de silte argiloso/ argila siltosa.

c) CPT5



Legenda	
Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa - argila
5	Silte argiloso - argila siltosa
6	Silte arenoso - silte argiloso
7	Areia siltosa - silte arenoso
8	Areia - areia siltosa
9	areia

a)



Legenda	
Zona	Comportamento do solo
1	Argilas muito moles e/ou solos sensíveis e/ou colapsíveis
2	Argila e/ou silte
3	Silte argiloso e/ou argila siltosa
4a	Silte arenoso
4b	Areia siltosa
5	Areia e cascalho arenoso

b)

Figura 3.17 - Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT5 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).

Atendendo à classificação de Robertson (1990) conclui-se que o solo tem uma componente significativa de areia (3,36m). Quando se analisa o perfil geotécnico obtido através da classificação de Eslami e Fellenius (1997) observa-se que a componente predominante do perfil é silte argiloso/argila siltosa. Mais uma vez se conclui que a classificação mais próxima da realidade é a de Robertson (1990).

d) CPT8

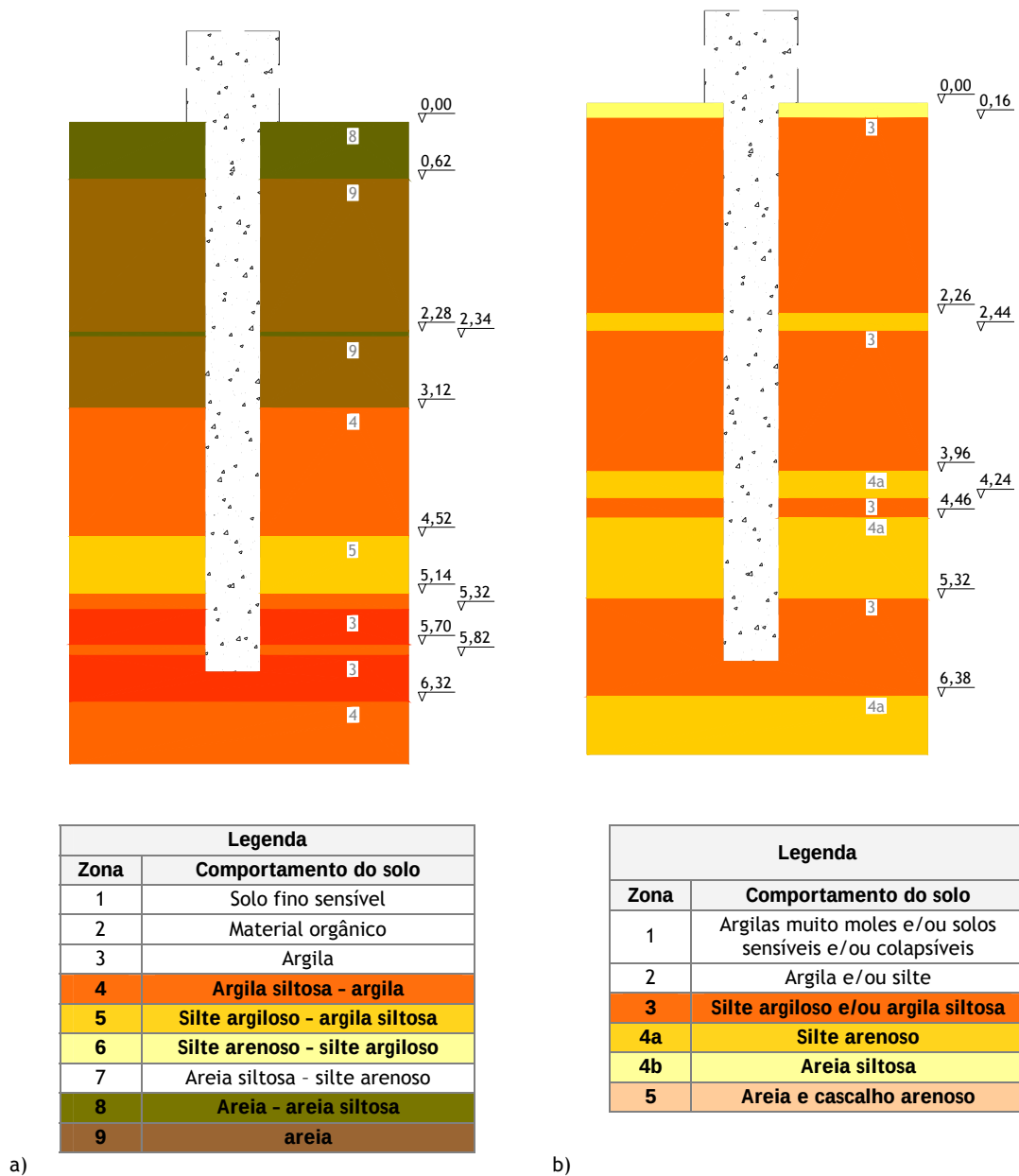


Figura 3.18 - Perfil geotécnico referente ao ensaio CPT8 segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997).

Mais uma vez se conclui que a classificação de Robertson (1990) se aproxima mais da realidade.

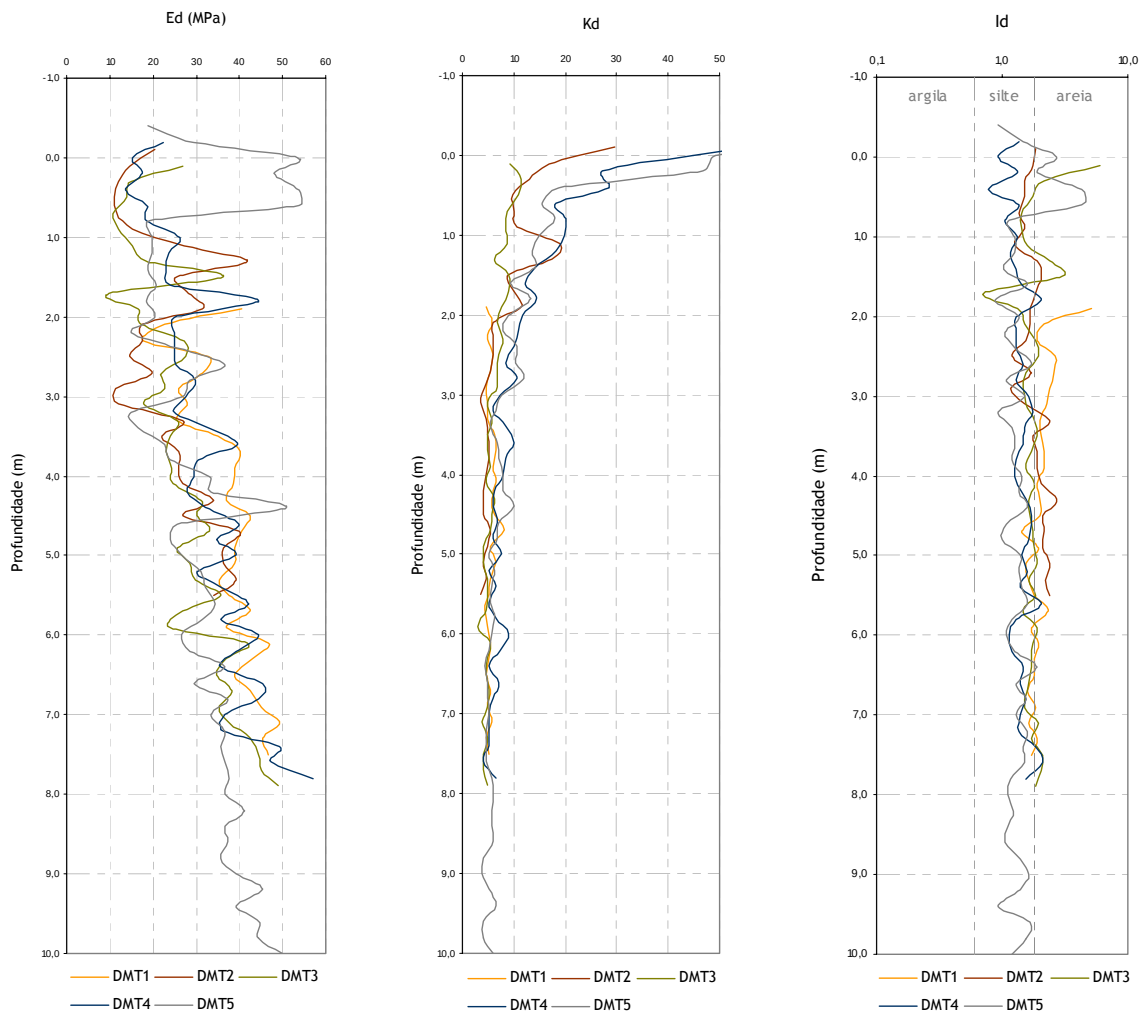
3.3.3. Ensaio Dilatométrico tipo Marchetti (DMT)

O ensaio dilatométrico foi desenvolvido em Itália pelo Professor Silvano Marchetti, investigador responsável pela concepção e construção do equipamento como também pela formulação dos conceitos básicos associados à sua interpretação (Marchetti, 1975, 1980, 1997). Esta técnica desenvolvida na década de 1970 foi normalizada na Europa no EC7-Parte 3.

O ensaio dilatométrico (Dilatometer Test - DMT), conforme recomendação da ASTM Sub-Committee D18.02.10 (1986), consiste na penetração de uma lâmina dilatométrica verticalmente no interior da massa de solo, utilizando preferencialmente um sistema hidráulico de cravação. A penetração é interrompida a cada 20cm, procedendo-se imediatamente à expansão da membrana de aço (diafragma) e registando-se a pressão necessária para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05mm (+/- 0,02mm), p_0 , a pressão de gás no interior do diafragma para um deslocamento radial da membrana de 1,10mm (+/- 0,03mm), p_1 , e a pressão interna no diafragma durante a despressurização do sistema, p_2 .

Foram realizados nove DMT localizados o mais próximo possível dos ensaios CPT(U) como se pode observar na Figura 3.2. O critério adoptado para a realização dos ensaios foi semelhante ao adoptado na realização dos ensaios CPT(U), tendo sido realizados cinco ensaios antes da realização das estacas (DMT1, DMT2, DMT3, DMT4, e DMT5) e quatro após a execução das mesmas (DMT6, DMT7, DMT8 e DMT9).

Marchetti (1980) estabeleceu um conjunto de correlações semi-empíricas entre os índices dilatométricos (E_d , K_d e I_d - todos eles função das pressões acima referenciadas) e as principais propriedades de comportamento do solo. Os resultados obtidos, bem como a classificação do solo segundo Marchetti (1980) são apresentados na Figura 3.19 e Figura 3.20.



a)

b)

c)

Figura 3.19 - Valores obtidos nos ensaios DMT antes da realização das estacas: a) módulo dilatométrico; b) índice de tensão lateral (horizontal); c) índice do material.

Da análise da Figura 3.19 pode concluir-se que o solo se encontra na fronteira entre as areias e os siltes. Esta tendência é semelhante á derivada em 3.3.3.1.3, quando se analisaram os resultados das classificações obtidas com base nos ensaios CPT(U) e os resultados das análises granulométricas.

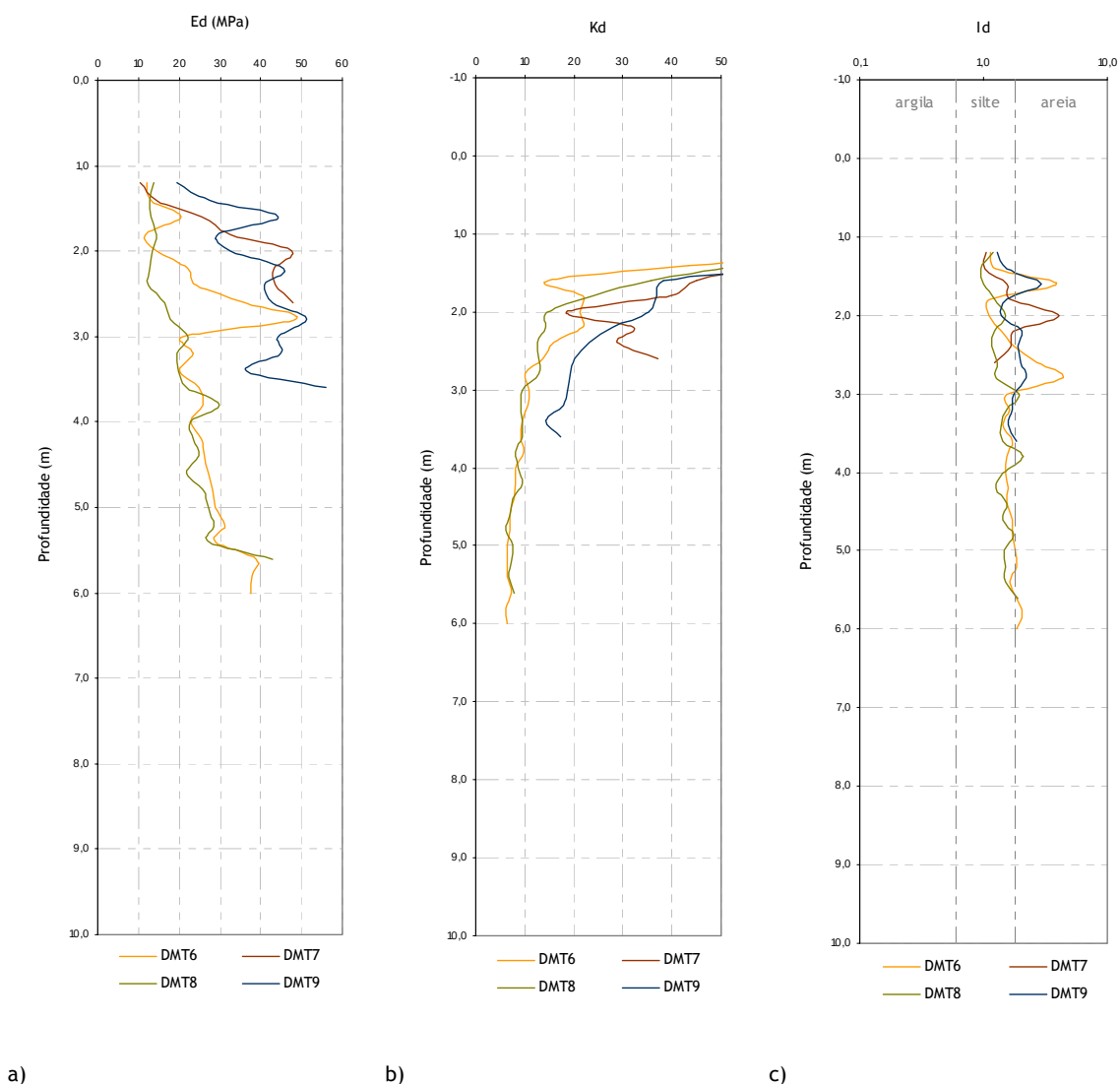


Figura 3.20 - Valores obtidos nos ensaios DMT após realização das estacas: a) módulo dilatométrico; b) índice de tensão lateral (horizontal); c) índice do material.

Analogamente ao observado na Figura 3.19, analisando a Figura 3.20, pode concluir-se que o solo também se insere na interface silte-arenosa ou areia siltosa, uma vez que os resultados obtidos se dispõem na fronteira, comprovando o concluído em 3.3.3.1.3, particularmente no reporte à classificação de Robertson e da análise granulométrica.

3.3.4. Ensaios PMT (Pressiométricos de Ménard)

Foram realizados três ensaios pressiométricos de Ménard, cada um a três profundidades diferentes de três, seis e nove metros de profundidade. As curvas volume

versus pressão, módulo pressiométrico, pressão limite e pressão de fluência em função da profundidade estão representadas na Figura 3.21.

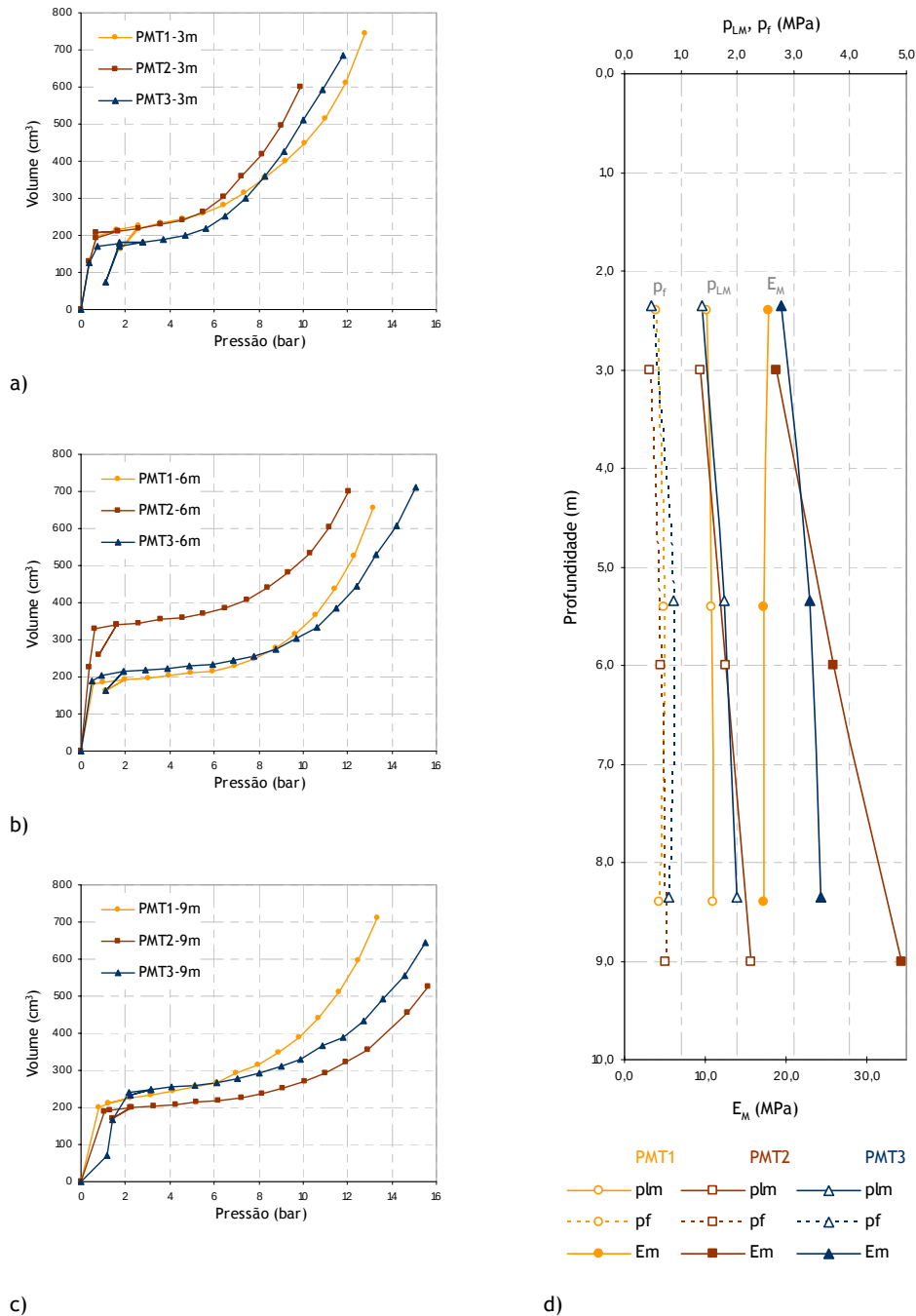


Figura 3.21 - a) Curvas pressão vs volume a 3 metros de profundidade; b) Curvas pressão vs volume a 6 metros de profundidade; c) Curvas pressão vs volume a 9 metros de profundidade; d) Módulo pressiométrico vs profundidade e pressão limite e pressão de fluência vs profundidade.

3.3.5. Ensaios Sísmicos: Cross-Hole

Os valores obtidos nos ensaios Cross-Hole estão representados na Figura 3.22.

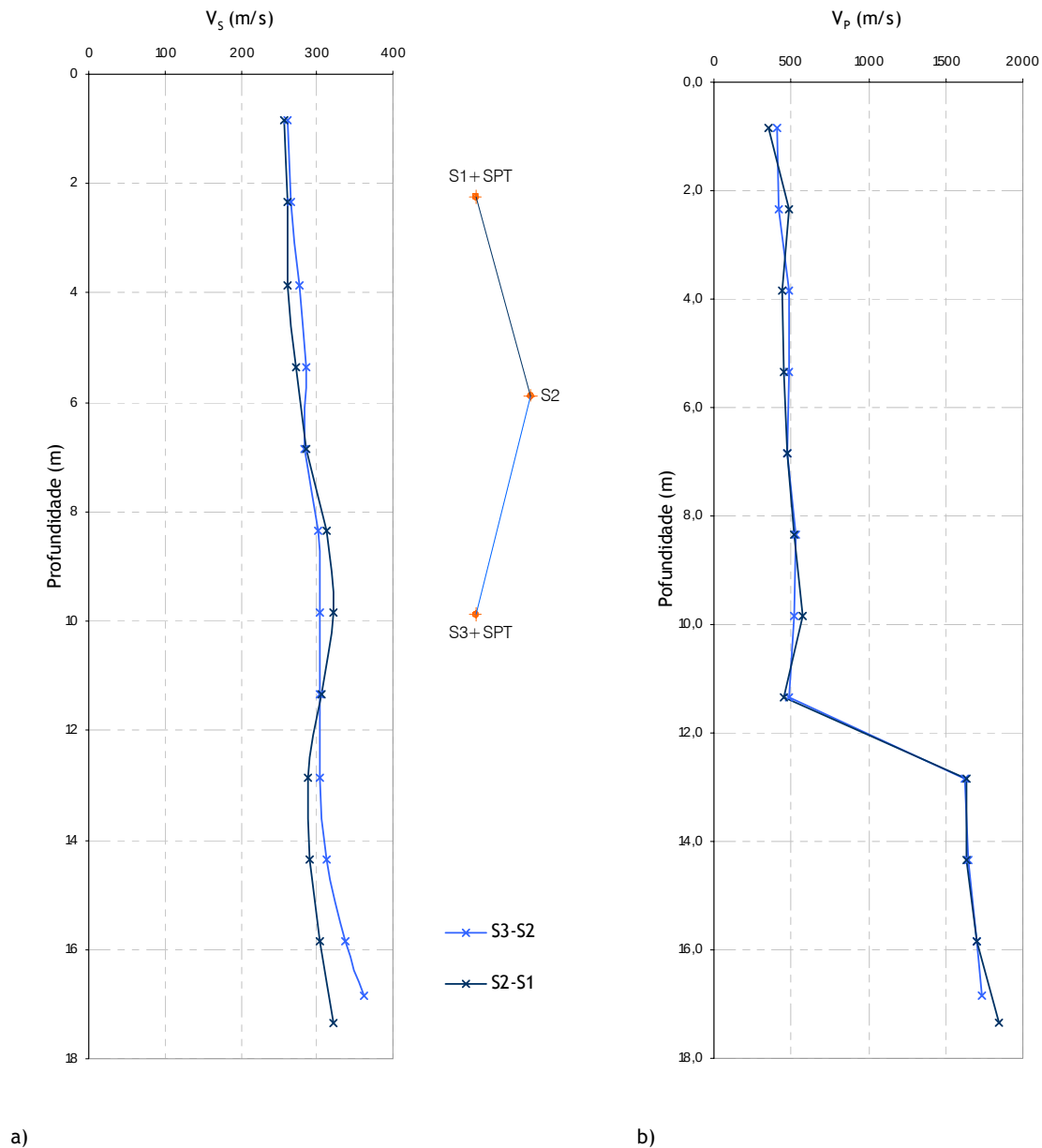


Figura 3.22 - Valores obtidos nos ensaios Cross-Hole: a) velocidade das ondas S; b) velocidade das ondas P

Da análise da Figura 3.22 verifica-se um crescimento abrupto dos valores das velocidades das ondas P (V_p) na zona de transição para o maciço saturado (níveis aquíferos), uma vez que a propagação da velocidade das ondas P é de aproximadamente 1500 m/s em solos saturados, dependendo este valor de condições como a temperatura, etc..

3.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste ponto serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório realizados sobre amostras indeformadas de boa qualidade (recolhidas em amostradores duplos com bisel cortante otimizado e *liners* de PVC - ver Ferreira, 2002). Foram realizados 6 ensaios triaxiais CK₀D, 4 em compressão com medição de velocidades de ondas sísmicas “S” e “P” com recurso a “*bender/extender elements*” e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios em coluna ressonante e um ensaio edométrico.

De uma forma sistemática, procedeu-se à determinação da composição granulométrica, do índice de vazios, do teor em água, dos limites de consistência e do peso volumico das partículas sólidas. No Quadro 3.1 e Quadro 3.2 resumem-se os resultados obtidos. Na Figura 3.23 apresentam-se as curvas granulométricas correspondentes. A variação do teor em água, da percentagem de passados e do peso específico em profundidade pode ser observado na Figura 3.24.

Da análise das figuras pode concluir-se que existe uma boa uniformidade geral dos resultados em profundidade. No Quadro 3.3 estão sintetizadas as fronteiras de oscilação dos valores obtidos. Este conjunto de valores revela um material homogéneo classificado entre os grupos “SM” (areias siltosas) e “SM-SC” (areias siltosas-argilosas) da Classificação Unificada (ASTM D2487-85, 1989).

Quadro 3.1 - Identificação das amostras ensaiadas

Furo de sondagem	Amostra	Prof. (m)	Ensaio	Ensaio sísmico	σ'_{cv} (kPa)	σ'_{ch} (kPa)
S2	S2/1(c)	3,2	triaxial de compressão (1)	BE	60	30
	S2/2(e)	3,5	triaxial de extensão (2)	---	60	30
	S2/3(c)	4,0	triaxial de compressão (1)	BE	90	45
	S2/4(e)	4,4	triaxial de extensão (2)	---	80	40
	S2/5(c)	5,5	triaxial de compressão (1)	BE	100	50
	S2/6(c)	7,0	triaxial de compressão (1)	BE	140	70
S5	S5/1	4,0	coluna ressonante	RC	80	40
	S5/2	6,3	edométrico	---	---	---
	S5/3	8,0	coluna ressonante	RC	160	80

(1) CK₀ = 0.5D sobre tensão controlada: $\sigma'_v < \sigma'_h$, $\sigma'_h = \text{const.}$

(2) CK₀ = 0.5D sobre tensão controlada: $\sigma'_h > \sigma'_v$, $\sigma'_v = \text{const.}$

BE = testebender element; RC = coluna ressoanate.

Quadro 3.2 - Propriedades das amostras ensaiadas

Furo de sondagem	Amostra	γ (kN/m ³)	w (%)	e	S (%)	w _L (%)	w _p (%)	<2 μ m (%)	<#200 [*] (%)	<#10 [*] (%)	G
S2	S2/1(c)	18,2	16,3	0,716	62	32	27	5,3	38,5	85,0	2,74
	S2/2(e)	16,6	18,8	0,925	56						
	S2/3(c)	18,4	16,2	0,748	61	44	27	9,5	47,2	74,4	2,82
	S2/4(e)	18,4	21,7	0,830	74						
	S2/5(c)	19,0	22,5	0,709	86	NP	NP	7,7	41,2	82,5	2,70
	S2/6(c)	19,0	20,2	0,676	81	NP	NP	3,3	40,7	86,9	2,70
S5	S5/1	20,0	13,8	0,505	74	---	---	---	---	---	2,70
	S5/2	17,8	22,1	0,818	73	---	---	---	---	---	
	S5/3	19,0	19,7	0,663	80	---	---	---	---	---	

(*) Série ASTM

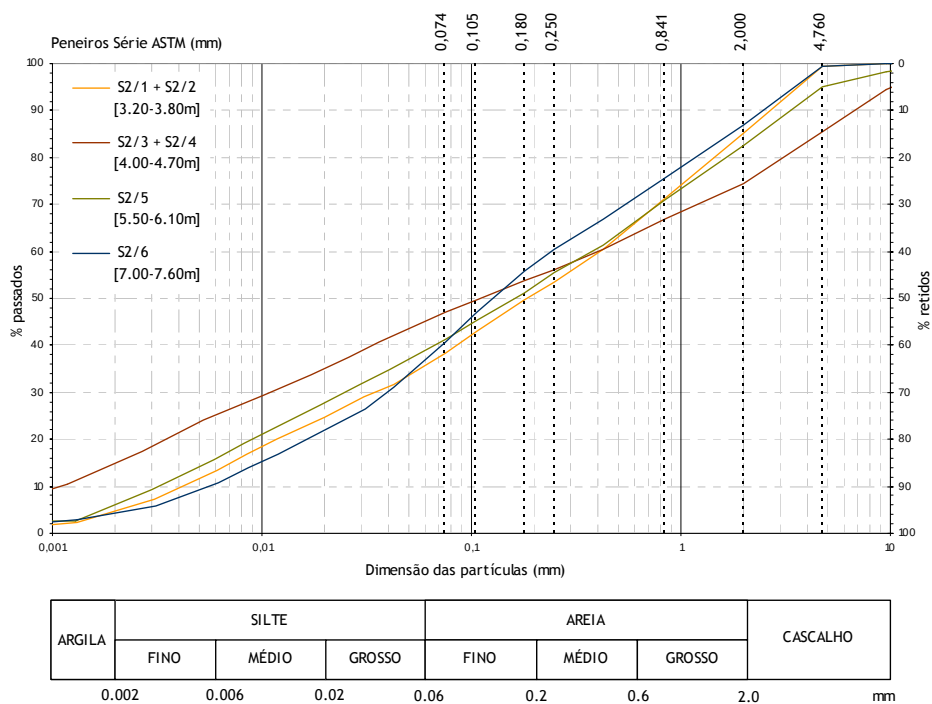


Figura 3.23 - Curvas granulométricas.

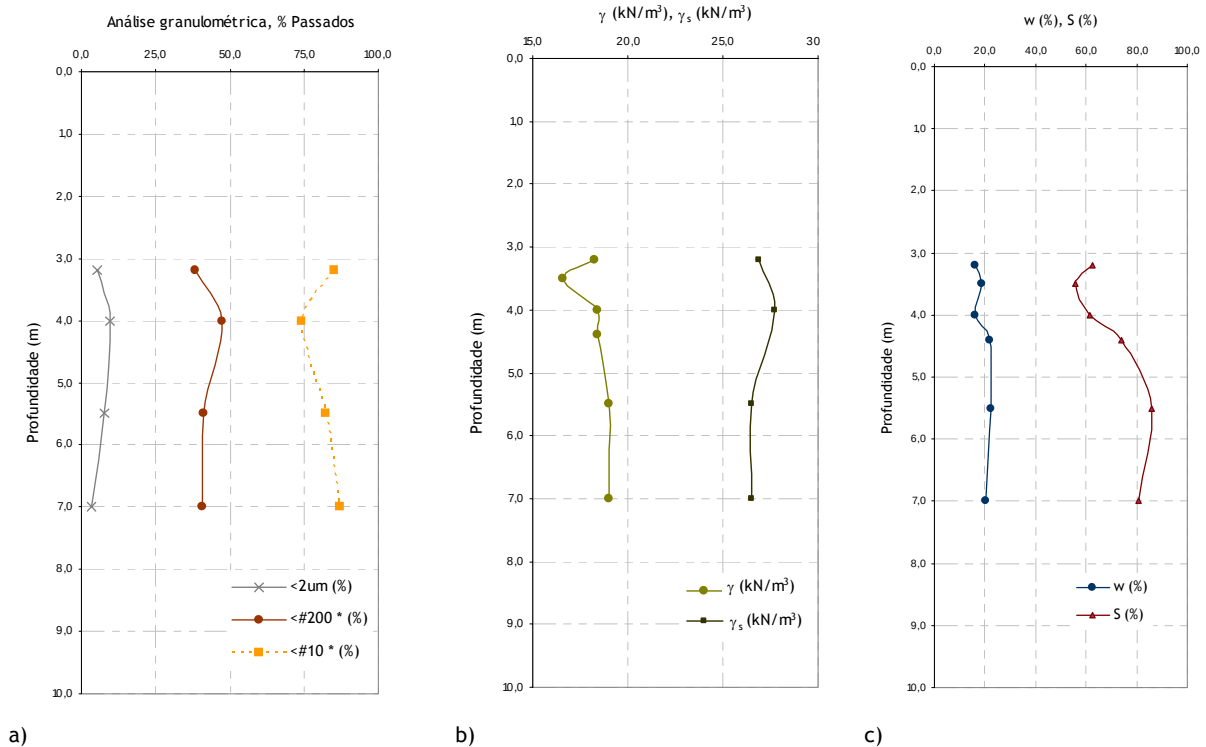


Figura 3.24 - a) % passados vs profundidade; b) Peso volúmico vs profundidade, peso volúmico das partículas sólidas vs profundidade; c) Teor em água vs profundidade, grau de saturação vs profundidade.

Quadro 3.3 - Intervalos de variação de alguns índices físicos

Granulometria			Limites de consistência	Densidade das partículas	Classificação Unificada
% Cascalho	% Finos <#200	% Argila	W _L (%)	G	ASTM
13,1 - 25,6	38,5 - 47,2	3,3 - 9,5	32 -44	2,70 - 2,82	SM-SC

3.5. EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Mais do que para os outros tipos de fundação, o modo de execução das estacas condiciona em grande medida o seu comportamento e, desta forma, a sua capacidade de carga.

Com vista a recolher o maior número de informações sobre os diversos tipos de estacas utilizadas nas obras do nosso país, neste projecto de investigação, foram executadas um total de 14 estacas, sendo dez moldadas de 600mm de diâmetro com recurso a tubo moldador metálico recuperado, sendo duas mais curtas, de 6 metros de comprimento, as E0 e E9, e oito com 22m úteis, que serviram de reacção para a actuação do carregamento (E1 a E8), duas de 600mm de diâmetro com recurso à técnica do trado contínuo (T1 e T2) e duas

pré-fabricadas cravadas com secção de 350mm×350mm (C1 e C2), sendo estas últimas duas tipologias de 6 metros de comprimento. As estacas moldadas foram executadas pela Divisão de Fundações Especiais da MOTA-ENGIL, SA, as de trado contínuo pela TEIXEIRA DUARTE, Engenharia e Construção, SA, e as cravadas pré-fabricadas pela SOPECATE, Sociedade Pesquisas, Captações de Água e Transportes, SA.

As estacas seguiram um alinhamento pré-definido e o espaçamento entre o eixo das estacas foi variável e não inferior às distâncias mínimas regulamentares (mais adiante se definirão estes critérios).

A ancoragem do sistema de reacção dos ensaios de carga verticais, foi materializada pelas já referidas oito estacas moldadas mais longas, designadas na Figura 3.2 por E1 a E8 com 22 metros de profundidade embebida no terreno natural. As restantes estacas foram executadas com 6 metros de comprimento útil no terreno a estudar (o solo saprolítico), sendo as estacas E9, C1 e T1 ensaiadas verticalmente. As características das estacas encontram-se sumariadas no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Características das estacas

Função das Estacas ^(*)	Designação	Tipologia	Secção (mm)	L (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	$f_{ck}^{(****)}$ (MPa)	$f_{cm}^{(****)}$ (MPa)
Reacção (tracção)	E1 a E8	moldada	circular (ϕ 600)	<12	A500 12 ϕ 25	ϕ 12 com passo de 10 cm	27,7	30,9
				12<L<22	A500 6 ϕ 25	ϕ 12 com passo de 20 cm		
Compressão estática	E9	moldada	circular (ϕ 600)	6	A500 12 ϕ 25	ϕ 12 com passo de 10 cm	27,7	30,9
Compressão estática e dinâmica	C1, C2	cravada	quadrada (350x350)	6	A400 8 ϕ 16	A235 ϕ 6 com passo de 16 cm ^(**)	45	48
Compressão estática e dinâmica	T1, T2	trado contínuo	circular (ϕ 600)	6	A500 12 ϕ 25	ϕ 10 com passo de 10 cm	44	52,6

^(*) - só se assinalam as funções relacionadas com o comportamento estudado à compressão (o comportamento das estacas carregadas horizontalmente são objecto de outra tese de mestrado)

^(**) - extremos reforçados com passo de 8 cm

^(****) - f_{ck} e f_{cm} : valor característico e valor médio da resistência à compressão uniaxial sobre provetes cúbicos, nas moldadas (preparados aquando da betonagem), cilíndricos nas de trado (de carotes posteriores à betonagem) e fornecidas pelo fabricante nas pré-fabricadas.

3.5.1. Estacas moldadas com recurso a tubo metálico recuperado

As estacas moldadas com recurso a tubo moldador são estacas que provocam reduzido deslocamento no terreno, desta forma, o estado de tensão é pouco alterado ou aumenta ligeiramente devido à cravação estática do tubo moldador. Este tipo de estacas tem a grande vantagem de provocar pouca compressão ou deslocamento do solo, sendo o seu uso recomendável quando é particularmente útil, ou mesmo imperativo, reduzir ao mínimo os movimentos e a perturbação do terreno. O seu uso é imperativo quando se pretende manter o furo estável na ocorrência de solos sem coesão, submersos, etc.. O tubo metálico sujeito a cravação, com características resistentes elevadas, possui base dentada de modo a facilitar a penetração (Figura 3.25).



Figura 3.25 - a) b) Tubo moldador metálico; c) Pormenor da base do tubo moldador metálico.

O terreno que se vai inserindo no tubo cravado sobre pressão estática acompanhada de pequenas rotações e contra-rotações, vai sendo retirado por trado e limpadeira do seu interior, sempre com o tubo em avanço em relação ao trado e limpadeira (Figura 3.26). Estas estacas são moldadas no local e o tubo moldador pode ser retirado ou perdido no final da execução da estaca. Neste caso foi retirado à medida que era feita a betonagem. A retirada é feita também com pressão estática ascendente e rotação do tubo, mas de forma aleatória o que, como se observará na textura final das paredes das estacas tem nela influência.



Figura 3.26 - Limpeza do tubo: a) b) Trado; c) Limpadeira.

Como já referido, oito destas estacas serviram de reacção aos ensaios verticais de compressão realizados, sendo apenas a estaca E9 ensaiada estaticamente à compressão, tendo sido ainda instrumentada uma das estacas de reacção para se medir a resistência lateral em tracção.

Como se pode ver nas ilustrações da Figura 3.27, após a retirada do terreno do interior do tubo cravado até uma profundidade ligeiramente superior (≈ 20 cm) à base final da coluna de betão (e com cuidadosa limpeza de fundo), a armadura é colocada (devidamente guiada). Só então, é feita a betonagem utilizando um tubo “tremi” desde a base até ao topo de forma contínua e procurando (esta condição é muito importante) manter a continuidade em permanência da massa de betão (Figura 3.28).

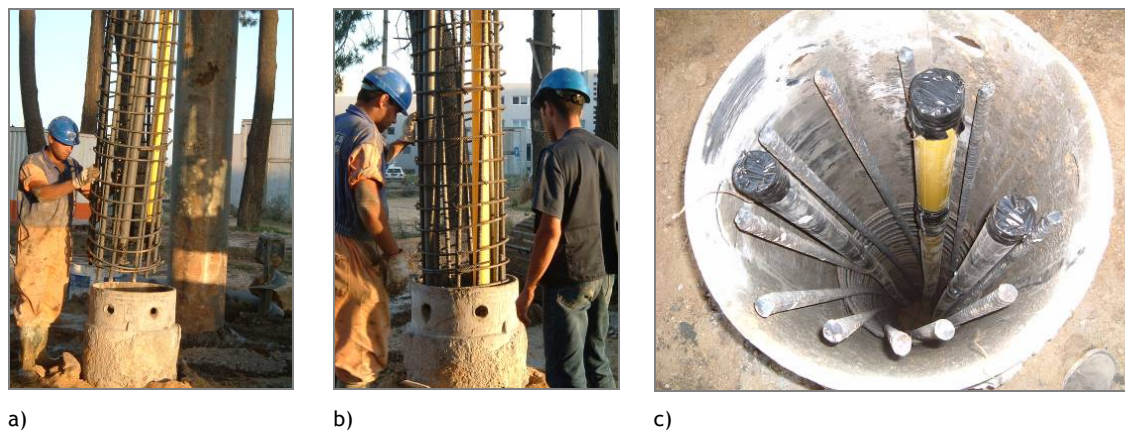


Figura 3.27- a) b) Colocação da armadura; c) Localização final da armadura.



Figura 3.28 - a) b) Betonagem da estaca; c) Betonagem finalizada.

3.5.2. Estacas moldadas com recurso à técnica do trado contínuo

As estacas moldadas com recurso à técnica do trado contínuo foram concebidas para aproveitar as vantagens da perfuração por rotação, como sejam o alto rendimento e a ausência de vibrações, e eliminar os riscos de execução, uma vez que asseguram a estabilidade das paredes da perfuração durante a betonagem e a limpeza da ponta da estaca.

Este tipo de estacas induzem baixos deslocamentos ao terreno, sendo moldadas no local, servindo o próprio trado como revestimento provisório. São as estacas mais utilizadas em solos residuais no Norte de Portugal, uma vez que o método de execução, sistematicamente aperfeiçoado, as torna economicamente mais viáveis que os outros dois tipos de estacas analisadas neste trabalho. São, no entanto, limitadas correntemente a profundidades incidentemente inferiores a 12m (embora esteja a crescer pelas técnicas mais recentes), pela dificuldade em introduzir a armadura acima desses comprimentos, dada a elevada coluna de betão a penetrar.

Como princípio, a metodologia de execução é mais intrusiva e engajadora no terreno do que a anteriormente descrita. De facto, para além do indentamento natural do trado no processo de rotação (a remoção do terreno faz-se sempre com rotação), e após atingir a cota necessária, o betão é injectado com muita elevada pressão (≈ 60 bar na central de injeção) desde a base - pelo interior do tubo oco - até ao topo, ajudando a retirada do trado e preenchendo a coluna de um betão fluído, que fica bem solidário com o terreno (Figura 3.29). Saliente-se, porém, que o trado é retirado sem rotação, pelo que o indentamento previamente conseguido no avanço do trado se perde parcialmente. Isto será

comprovado mais tarde na escavação generalizada que se viria a fazer do maciço e estacas em análise (ver 3.7).

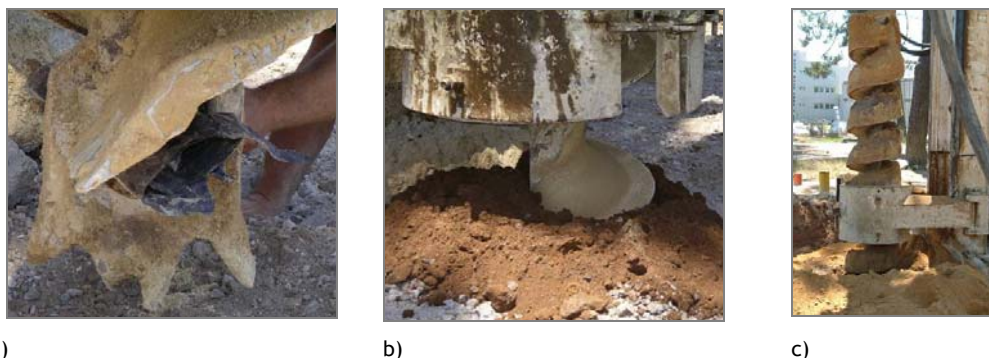


Figura 3.29 - a) pormenor do indentamento da base do trado; b) penetração do trado no terreno; c) remoção do trado com bombagem simultânea de betão.

Terminada a betonagem, e imediatamente após a sua conclusão, procede-se à colocação da armadura. Para tal utilizou-se um tubo acoplado a um vibrador para ajudar a descida da armadura pelo betão mantido fluido (Figura 3.30) o que, como se referiu, é o factor de limitação desta técnica em termos de comprimento de estacas.



Figura 3.30 - Colocação da armadura.

Neste programa de investigação, foram realizadas duas estacas com recurso a esta técnica, sendo a designada por T1 submetida ao ensaio vertical de compressão e a T2 a ensaio de carga transversal, não sendo objecto deste trabalho (Viana da Fonseca et al., 2004 a).

3.5.3. Estacas pré-fabricadas cravadas dinamicamente

As estacas pré-fabricadas cravadas dinamicamente estão indicadas para praticamente todos os tipos de terreno pouco compactos e de baixa a média consistência tais como areias soltas, lodos, argilas, etc. Os únicos terrenos de matriz branda que podem não

ser indicados para a sua execução são aqueles que possuem blocos de grandes dimensões entre ou inseridos numa matriz mais branda.

Este tipo de estacas é claramente identificada como estaca que provoca grandes deslocamentos ao terreno uma vez que o volume ocupado pela peça pré-fabricada é empurrado para o exterior sendo o solo envolvente compactado ou adensado. Em solos granulares, esse adensamento pode conduzir a uma melhoria significativa da sua rigidez e da sua capacidade resistente.

As estacas utilizadas foram pré-fabricadas com um rigoroso controlo de produção ao nível do controlo de inertes (godo ou calhau rolado britado), cimento, betão, aço, fabrico de juntas, etc., resultando um betão armado de grande qualidade com as características já referidas no Quadro 3.4. A cravação em obra realizou-se por percussão com martelo de queda livre. A profundidade de cravação foi controlada pelo comprimento útil imposto de 6 metros (ou seja, no maciço de W_5 em estrutura saprolítica). A verticalidade foi comprovada por meio de um nível. Depois de cravada, procedeu-se ao corte do betão da cabeça da estaca ficando as armaduras de amarração ao maciço de encabeçamento à vista.

Na Figura 3.31 estão representados alguns aspectos relativos à execução deste tipo de estacas.



Figura 3.31 - Execução das estacas pré-fabricadas cravadas: a) implantação da estaca; b) verificação da verticalidade da estaca; c) d) cravação da estaca.

É interessante salientar que este processo de cravação desenvolveu-se com notável facilidade, tendo-se provado ser bastante adequado em solos saprolíticos de alteração elevada (W_5). Estes dados potenciam a necessidade de estudar também o comportamento destas estacas neste ambiente geotécnico.

3.6. ENSAIOS DE CARGA VERTICAIS ESTÁTICOS

Cada uma das três estacas em estudo (E1, T1 e C1), foi submetida a um ensaio de carga vertical à compressão com vista a avaliar o comportamento carga *versus* deslocamento e estimar a sua capacidade de carga última. O ensaio consistiu, essencialmente, na aplicação de cargas estáticas crescentes e incrementais, com registo dos deslocamentos no tempo em cada patamar correspondente a cada escalão pré-definido.

Entre a realização das estacas e o início dos ensaios de carga verticais estáticos decorreu tempo suficiente para permitir que as propriedades mecânicas do solo, que a execução das estacas modificou, estabilizassem, na medida do possível, nas condições de vida das obras para que são executados, como que cicatrizando. Este tempo serviu também para aguardar a necessária mobilização de resistência do betão aos esforços que lhe iriam ser aplicados, isto no caso das estacas moldadas *in situ*.

O procedimento seguido nos ensaios procurou conciliar as recomendações de alguns comités de normalização: o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003) a norma Americana ASTM: D 1143 (1994) e a norma Brasileira NBR-12131 (2003).

3.6.1. Estrutura de reacção

Um dos aspectos principais que limitam a realização de ensaios de carga verticais estáticos advém da necessidade de se obter uma estrutura de reacção compatível com a carga de ensaio.

Segundo a Nota Técnica da empresa Teixeira Duarte S.A. (2003), a estrutura de reacção, dimensionada e executada pelos mesmos, consistiu numa estrutura metálica composta por três vigas dispostas em planta em forma de H. A viga central, que serviu de apoio ao macaco hidráulico (necessário à realização do ensaio), foi executada com dois perfis HEB800 colocados soldados lado a lado nos quais foram soldadas chapas de reforço com 0,50x0,50 m² e espessura de 20 mm na zona central de ambos os banzos. A colocação dessas chapas teve em vista aumentar a rigidez da viga e garantir a união entre os perfis.

A ligação entre o perfil central e os dois laterais foi efectuada através de varões DYWIDAG com adequada resistência à tracção. Para executar essa ligação sem afectar as propriedades dos perfis laterais, foram adicionadas a este umas chapas, com 0,53x0,60 m² e espessura de 20 mm, de modo a aumentar a sua largura na zona de ligação. A adição das

referidas chapas permitiu também que os varões *DYWIDAG* passassem exteriormente ao perfil lateral.

A transição entre as porcas e os perfis metálicos foi assegurada por chapas de ancoragem rectangulares com $0,15 \times 0,12 \text{ m}^2$ fornecidas pela *DYWIDAG* para os varões em causa.

Para além das chapas de reforço já referidas anteriormente, foram também consideradas chapas verticais nas zonas carregadas para permitiram uma transmissão adequada das forças entre o banzo e a alma dos diversos perfis.

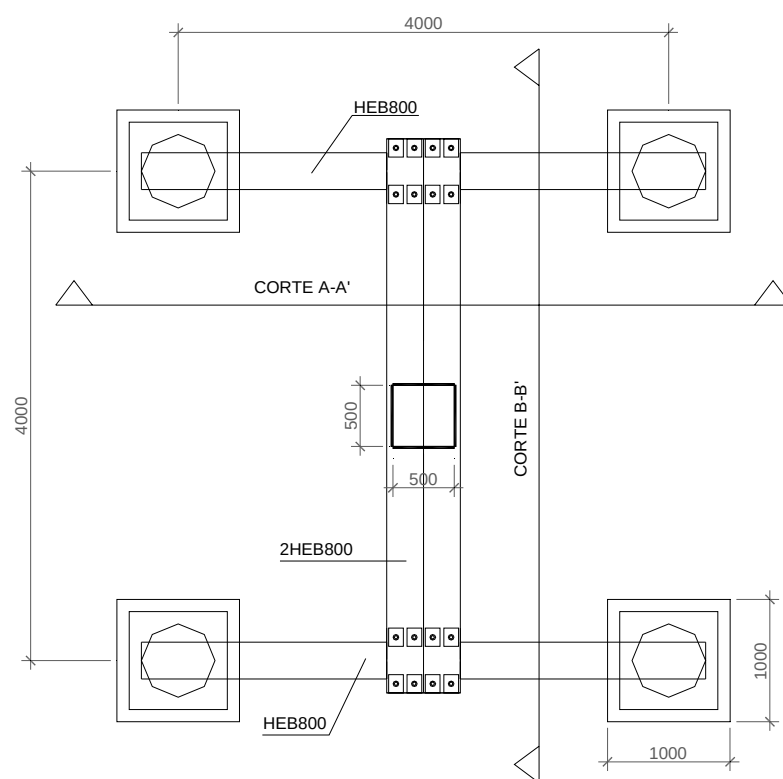
Os materiais utilizados foram o Aço A500NR para os chumbadouros e o Aço Fe430 para os perfis metálicos e chapas de reforço. Para a amarração entre perfis utilizaram-se varões *DYWIDAG* com uma tensão resistente de cálculo $f_{p0,1k} = 835 \text{ MPa}$.

A viga de reacção foi projectada para suportar uma carga de ensaio da ordem dos 4500 kN, aplicada na vertical e com sentido ascendente no centro geométrico da estrutura de reacção. Todo o conjunto foi dimensionado de forma a garantir que a carga aplicada actuava na direcção desejada, sem produzir choques ou vibrações, e em níveis de segurança que garantisse a estrutura em regime elástico.

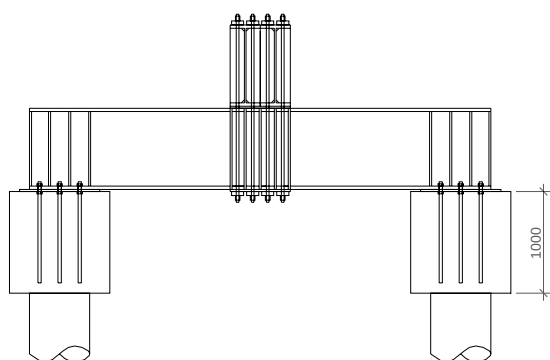
Na Figura 3.32 podem ser observados alguns pormenores da montagem da estrutura de reacção e na Figura 3.33 e Figura 3.34 estão representados os pormenores construtivos da estrutura de reacção (Teixeira Duarte S.A., 2003).



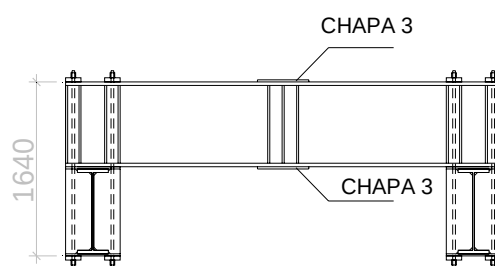
Figura 3.32 - Estrutura de reacção: a) b) colocação da viga central; c) ligação entre o perfil central e o perfil lateral.



a)



b)



c)

Figura 3.33 - Estrutura de reacção: a) planta; b) corte A-A'; corte B-B' (Teixeira Duarte S.A., 2003).

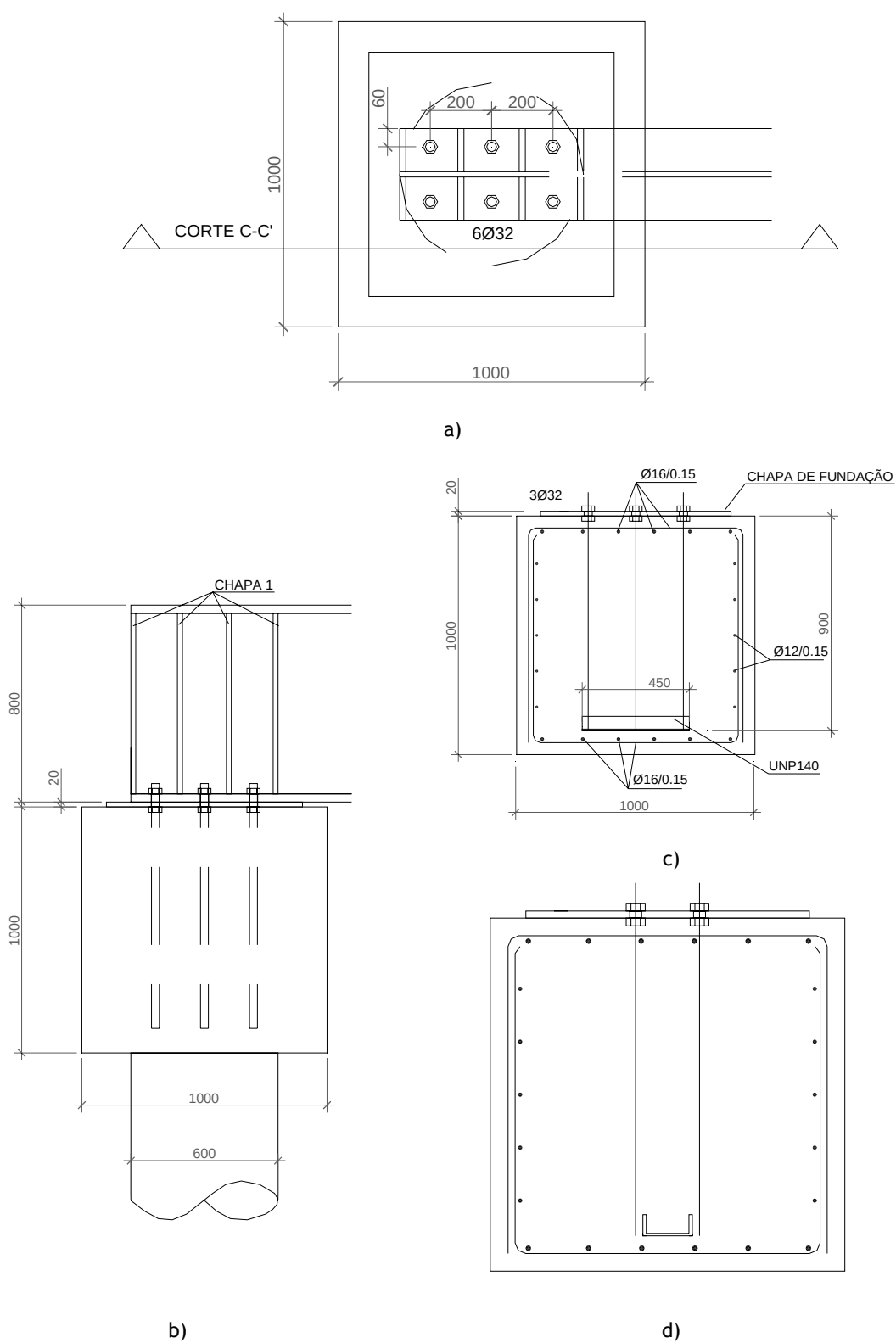


Figura 3.34 - Ligação entre os perfis e os maciços de fundação: a) planta; b) corte C-C'; c) pormenor construtivo do betão; d) pormenor construtivo das ligações (Teixeira Duarte S.A., 2003).

Como já referido, a estrutura de reacção foi fixada ao terreno por meio de um conjunto de estacas de 22m de comprimento, encastradas no firme e projectadas com capacidade de resistência à tracção. A transferência de carga entre os perfis metálicos e as estacas de reacção foi efectuada através de maciços de encabeçamento executados na cabeça das estacas com 1 metro de lado, devidamente cintados e com a face superior cuidadosamente regularizada de forma a esta ficar normal ao eixo do esforço (Figura 3.35). Na estaca C1 tal não foi conseguido, tendo mesmo que se colocar uma chapa metálica entre o macaco e o maciço de encabeçamento para que a carga aplicada não provocasse rotações na estaca.

Com o objectivo de evitar as transferências de carga entre o maciço de encabeçamento e o solo envolvente da estaca, este foi escavado numa espessura de cerca de 20cm abaixo da base do maciço de encabeçamento (Figura 3.35).



Figura 3.35 - Execução dos maciços de encabeçamentos: a) betonagem; b) apoio entre os perfis metálicos e os maciços de encabeçamentos; c) distância entre o maciço e o solo envolvente.

A estrutura de reacção foi completamente coberta com uma lona, como se pode observar na Figura 3.36, para proteger todos os equipamentos utilizados das intempéries (e, tão só, da insolação que acarreta diferenciais térmicas desaconselháveis) que pudessem ocorrer durante a execução dos ensaios.



Figura 3.36 - Lona de cobertura da estrutura de reacção.

3.6.2. Sistema de aplicação de carga

O dispositivo de aplicação de carga utilizado foi um macaco de duplo efeito e de grande capacidade (5000 kN) alimentado por uma bomba hidráulica de controlo automático do Laboratório de Geotecnia da F.E.U.P., actuando contra o sistema de reacção descrito em 3.6.1.

No Quadro 3.5 encontram-se as características técnicas da Unidade Hidráulica utilizada no desenvolvimento dos ensaios.

Quadro 3.5 - Características técnicas de Unidade Hidráulica

Caudal bomba [litros/minuto]	2,6
Dimensões do cilindro hidráulico [mm]	$\phi 380 \times \phi 350 \times 250$
Pressão de serviço do cilindro [bar]	265
Força máxima gerada no cilindro (carga de margem de 2 vezes da indicada) [kN]	3000
Pressão máxima da unidade energética (exclui cilindro) [bar]	350

A Figura 3.37 ilustra o sistema de aplicação da carga utilizado e na Figura 3.38 está representado os sistemas de registo e aquisição das unidades de força e deslocamentos.



a)



b)

Figura 3.37 - Sistema de aplicação e controlo da carga: a) macaco de duplo efeito; b) macaco de duplo efeito e sistema de controlo da carga.



Figura 3.38 - Sistema de registo e aquisição das unidades de força e deslocamento.

3.6.3. Instrumentação

Nos ensaios de carga verticais efectuados, realizaram-se medidas das cargas aplicadas (estas muito importantes, como estipulam as normas, usando os manómetros hidráulicos do sistema de aplicação e uma célula de carga eléctrica), dos deslocamentos axiais e transversais do topo da estaca (em vários pontos e com dois sistemas de aquisição paralelos, garantindo redundante independência, que permitiram o controlo dos deslocamentos e das rotações tanto nas direcções vertical como horizontal) e do tempo de realização de cada medida.

A aquisição foi feita automaticamente com varrimento temporal detalhado. Foram também medidos os deslocamentos e as deformações ao longo das estacas ensaiadas (excepto na estaca cravada), visando o conhecimento da evolução da transferência de carga ao longo do fuste da estaca e na base (ponta).

Para a instrumentação (montagem de equipamentos, registo e pré-tratamento) a F.E.U.P. contou com a colaboração da empresa TECNASOL-FGE, Fundações e Geotecnia, S.A., especializada nestes serviços e parte integrante do “consórcio” das empresas patrocinadoras deste projecto de investigação.

Para além dos elementos de instrumentação à cabeça (ou seja, apoiados no maciço de encabeçamento e referenciados a uma estrutura de vigas tubulares reticulada desenvolvida pela Tecnasol-FGE, S.A., para o efeito), nas estacas E9 e T1 foram instalados 5 sensores (*retrievable extensometer* fornecidos pela *Boart Longyear Interfels GmbH*) a 5 níveis de profundidade e uma ancoragem de fundo a 5,25 metros. Este sistema de medição foi

colocado no interior de um tubo PVC Hidronil com 2" de diâmetro com aproximadamente 6 metros no interior da estaca e prolongando-se até à extremidade superior do maciço de encabeçamento. Os sensores foram ligados a uma unidade de leitura (datalogger também fornecido pela *Boart Longyear Interfels GmbH*) através de uma extensão ou de um cabo eléctrico a partir do topo da estaca.

A Figura 3.39 ilustra os procedimentos de colocação destes sensores e na Figura 3.40 está representado o esquema de localização dos mesmos.

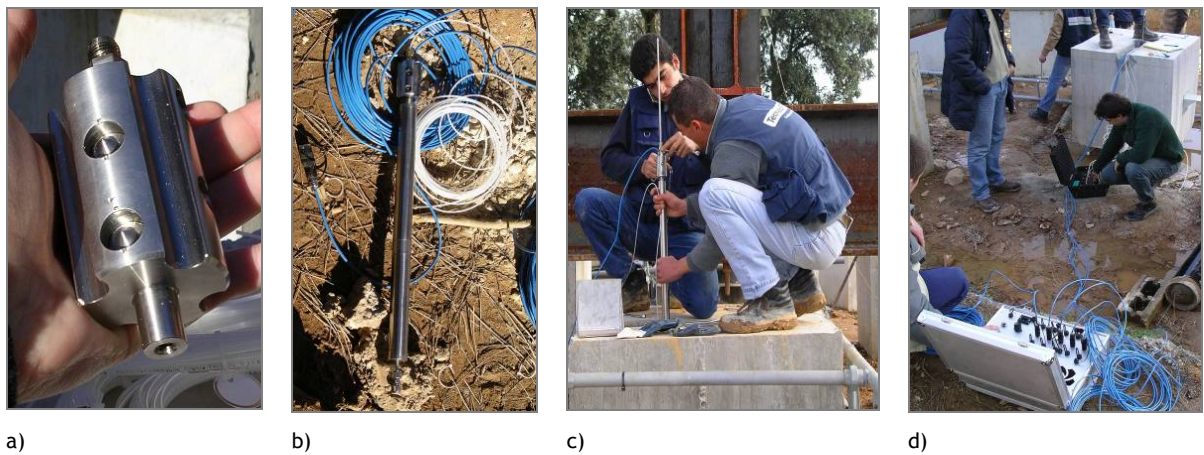


Figura 3.39 - Instrumentação interna: a) sistema de fixação dos sensores; b) sensores c) montagem dos sensores no interior do tubo de PVC; d) ligação dos sensores à unidade de leitura-“datalogger” (trabalho desenvolvido pela Tecnasol-FGE, Fundações e Geotecnia, S.A.).

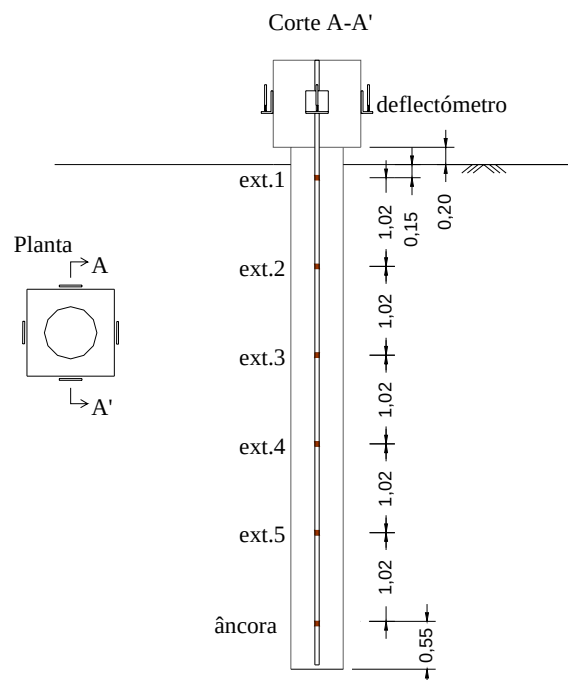


Figura 3.40 - Localização dos sensores (*retrieve extensometer*).

Na base da estaca E9 foi colocada uma célula *Sandwich* de pressão total com cabo eléctrico até ao topo da estaca.

A célula *Sandwich* de pressão total é constituída por dois pratos de aço inoxidável. Entre os pratos existe uma bolsa de membrana de alta resistência, que posteriormente foi preenchida com um fluido (óleo). Na Figura 3.41 verifica-se a colocação de *mastique* para evitar que detritos entrem entre os pratos. Por fim, o transdutor de pressão foi solidarizado com a célula (Figura 3.41).

A célula foi instalada com a face sensível em contacto directo com o solo. A pressão total actuando nessa superfície foi transmitida ao fluido dentro da célula e medida pelo transdutor de pressão.

Na Figura 3.41 estão ilustrados os procedimentos seguidos na colocação da célula de pressão total referida anteriormente.

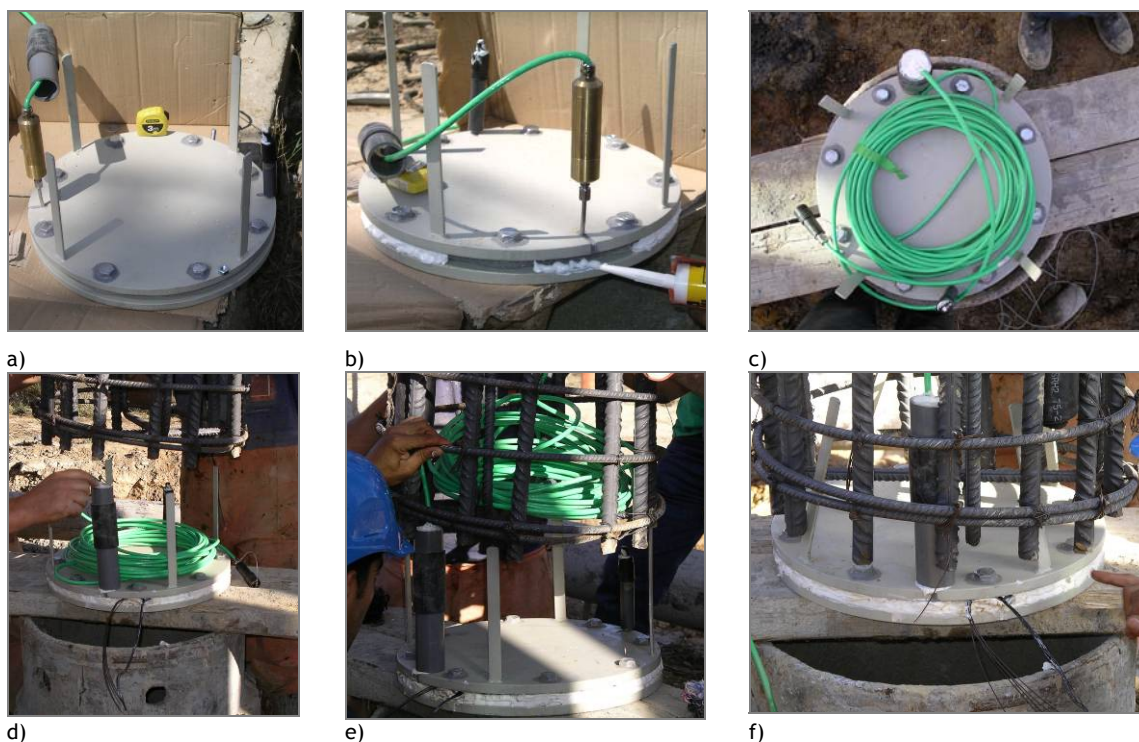


Figura 3.41 - Célula de pressão total.

As características do transdutor de pressão e da célula *Sandwich* de pressão total estão indicadas no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Características do transdutor de pressão e da célula *sandwich* de pressão total.

Transdutor de pressão		Célula <i>Sandwich</i> de pressão total	
Tipo	Pieso-resistividade	Diâmetro da célula <i>Sandwich</i> [m]	0,45
Alcance [bar]	0-250	Diâmetro célula de pressão [m]	0,35
Sensibilidade por mA [bar/mA]	15,625	Área da célula de pressão [m ²]	0,096

Nas três estacas ensaiadas foram instalados 4 transdutores de deslocamento electrónicos (de extensómetros, tipo LSCT e DCDT) com gama de 50mm e precisão de 0,01mm, para medição dos deslocamentos verticais e 2 transdutores com as mesmas características para medição dos deslocamentos horizontais. Simultaneamente, e por motivos de segurança, foram instalados 2 deflectómetros mecânicos, com vista a validar os resultados obtidos pelos transdutores electrónicos (ilustração na Figura 3.42).

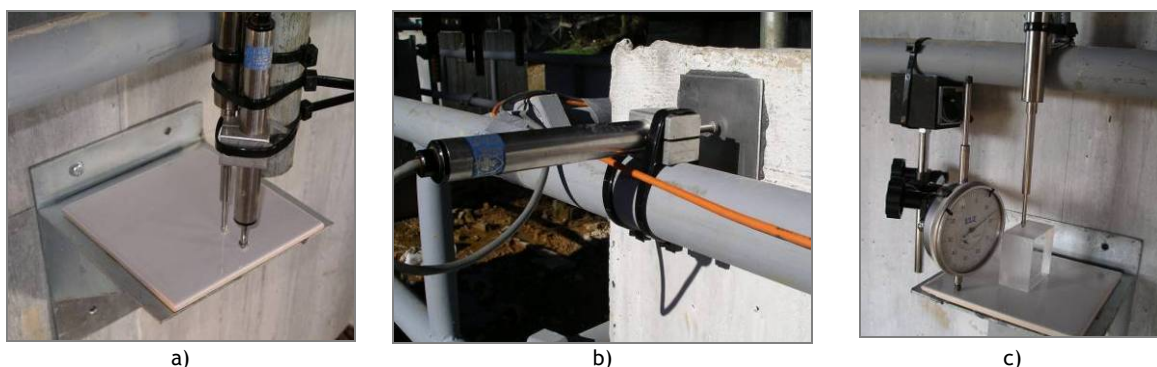


Figura 3.42 - Instrumentação externa: a) b) transdutores de deslocamento DCDT; c) transdutor de deslocamento DCDT e deflectómetro mecânico.

3.6.4. Plano de cargas e critérios de estabilização

Para definição do plano de cargas, fez-se um estudo detalhado das recomendações de alguns comités de normalização: a norma Americana ASTM: D 1143 (1994), a norma Brasileira NBR-12131 (2003) e a proposta de norma do sub comité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003).

Os comités de normalização acima mencionados distinguem diversos modelos de carregamento que podem ser adoptados aquando da execução de um ensaio de carregamento axial de compressão, sendo estes o ensaio com carregamento: rápido, lento, misto (carregamento lento seguido de um carregamento rápido), cíclico rápido e cíclico lento.

Desta forma, foi necessário definir o tipo de carregamento pretendido para este projecto de investigação, optando-se por um carregamento cíclico lento, uma vez que os ciclos de descarga “mostram as componentes elásticas e plásticas dos deslocamentos da cabeça da estaca e também permitem que se detecte anomalias internas que possam existir na estaca” (sub comité Europeu ISSMGE, 1985), obtendo-se assim informações adicionais às da carga de rotura (objectivo primeiro de um ensaio de compressão vertical estático).

A norma Americana ASTM: D 1143 (1994) preconiza que a menos que ocorra a rotura do solo, a estaca deve ser submetida a um carregamento de 200% da carga prevista de projecto aplicada em incrementos de 25% e mantendo o carregamento até uma completa estabilização dos deslocamentos, considerando essa estabilização verificada para taxas de assentamento inferiores a 0,25mm/h, com um período máximo de 2 horas na aplicação da carga, não estipulando um tempo limite mínimo.

Como opcional, esta norma também define os critérios a seguir quando se pretende fazer carregamentos cíclicos. Para a primeira aplicação de incrementos de carga, devem ser seguidos os mesmos critérios definidos para carregamentos simples (sumariamente resumidos no parágrafo anterior). Quando a carga aplicada tomar valores de 50%, 100% e 150% da carga prevista de projecto, deve manter-se em cada caso essa carga num período de 1 hora, retirando-se posteriormente a carga em decrementos iguais aos incrementos de carga, permitindo 20 minutos entre decrementos. Depois de ser retirada cada carga aplicada, deve recarregar-se até se alcançar o próximo nível de carga em incrementos iguais a 50% da carga de projecto, permitindo 20 minutos entre incrementos.

Depois de se atingir a carga máxima prevista para o ensaio e não ocorrendo rotura, após esperar 12 horas ou 24 horas (caso da estabilização não se verificar), a descarga deve ser efectuada em decrementos de 25% da carga máxima atingida e esperando 1 hora entre decrementos.

Na Figura 3.43 encontra-se um esquema do plano de carga para as três estacas ensaiadas preconizado pela norma Americana ASTM: D 1143 (1994), considerando que no primeiro carregamento não se consegue a estabilização dos assentamentos, tendo que aguardar 2 horas até se voltar a fazer novamente o carregamento.

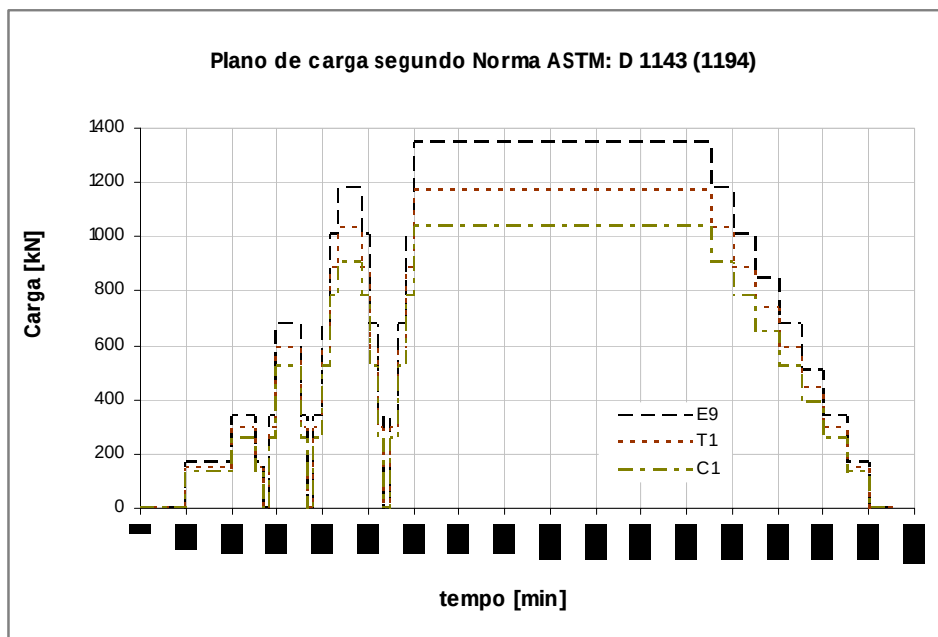


Figura 3.43 - Plano de carga preconizado pela norma Americana ASTM: D 1143 (1994).

A norma Brasileira NBR-12131 (2003) estipula que para este tipo de ensaios, a menos que ocorra a rotura do solo, a estaca deve ser submetida a um carregamento de 100% da carga prevista de rotura aplicada em incrementos máximos de 20% e mantendo o carregamento até uma completa estabilização dos deslocamentos, considerando essa estabilização verificada “quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o actual)”, com um período mínimo de 60 minutos na aplicação da carga, não estipulando um tempo limite máximo (NBR-12131, 2003).

Depois de se atingir a carga máxima prevista para o ensaio e não ocorrendo rotura, “a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 horas entre estabilização dos assentamentos e o início do descarregamento do último ciclo; e os descarregamentos, em cada ciclo, devem ser feitos também de uma só vez, em um único estágio por ciclo” (NBR-12131, 2003).

Na Figura 3.44 encontra-se um esquema do plano de carga para as três estacas ensaiadas preconizado pela norma Brasileira NBR-12131 (2003).

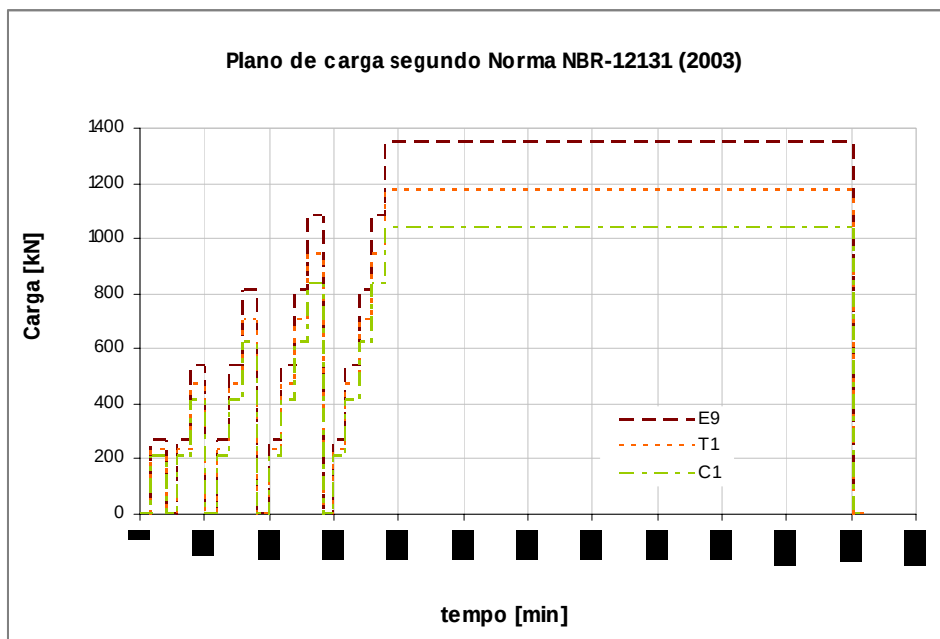


Figura 3.44 - Plano de carga preconizado pela norma Brasileira NBR-12131 (2003).

O sub-comité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003) recomenda que o ensaio deve começar com um carregamento de no máximo 0,5% da carga máxima admitida no ensaio, seguida de uma descarga total, de forma a controlar e ajustar os equipamentos de carga e de medição.

Em seguida, a carga estática máxima admitida para o ensaio deve ser aplicada em oito patamares iguais. Cada patamar deve ser mantido durante um período mínimo de 60 minutos ou até uma completa estabilização dos deslocamentos, considerando essa estabilização verificada para taxas de assentamento inferiores a 0,05mm/10m (0,30mm/h). Para as descargas, esta recomendação propõe que sejam feitas num mínimo de quatro patamares até atingir a carga 0kN, com um período mínimo de duração de 10 minutos entre decrementos.

O Sub comité ISSMFE (1985) preconiza ainda a possibilidade de fazer ciclos de carga e descarga, considerando os mesmos critérios de estabilização expostos no parágrafo anterior, alterando apenas o período dos ciclos de recarga para 10 minutos de duração, como se pode observar na Figura 3.45, aplicado ao caso em estudo.

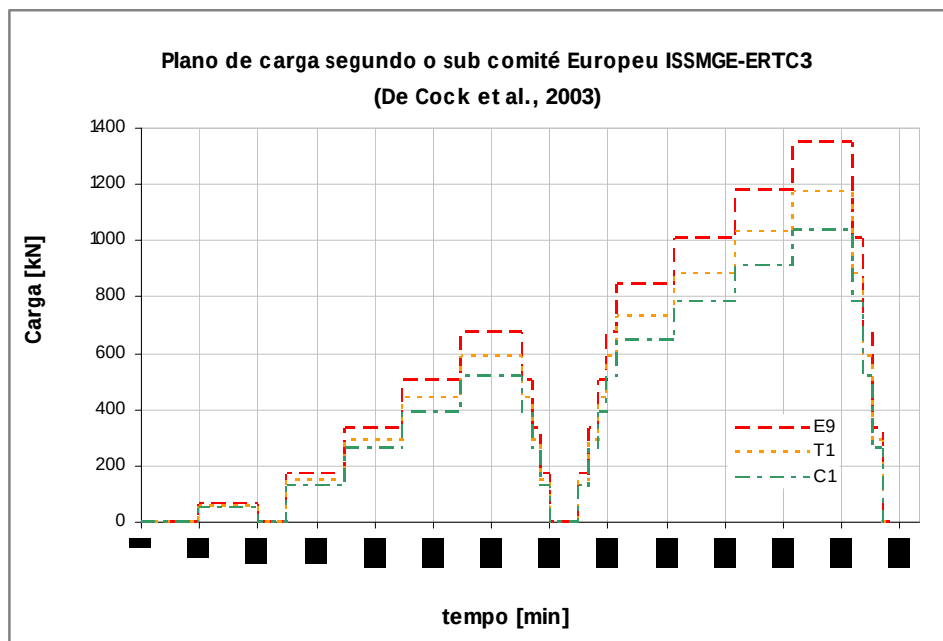


Figura 3.45 - Plano de carga preconizado pelo sub comitê Europeu ISSMGE (De Cock et al., 2003).

Como já foi referido, o plano de carga adoptado para cada uma das estacas ensaiadas foi baseado nas normas e recomendações sumariamente apresentadas.

Desta forma, adoptando a recomendação do sub comitê Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), fez-se um primeiro carregamento de 60kN, aproximadamente 6%, 5% e 4% da carga máxima estimada para o ensaio para as estacas cravada, trado contínuo e moldada, respectivamente, seguida de uma descarga total, de forma a controlar e ajustar os equipamentos de carga e de medição. Como recomendado, essa primeira carga aplicada não correspondeu a 0,5% da carga máxima admitida para o ensaio, uma vez que os equipamentos utilizados não permitiam a aplicação de uma carga de 5kN, 6kN e 7kN para as estacas cravada, trado contínuo e moldada, respectivamente.

Em seguida foram aplicados ciclos de carga-descarga, com incrementos iguais e sucessivos de aproximadamente 12,5% nos ciclos de carga e 25% nos ciclos de descarga, garantindo-se que em cada ciclo de carga-descarga a carga máxima, aplicada de uma só vez, era mantida até a completa estabilização dos deslocamentos. Considerou-se que a estabilização dos deslocamentos era verificada para taxas de assentamento inferiores a 0,3 mm/h, como preconizado pelo sub-comitê Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003), com um período mínimo de aplicação de carga de 30 minutos e máximo de 2 horas, de acordo com a recomendação da norma Americana ASTM: D 1143 (1994).

Da aplicação de todas as considerações mencionadas, fez-se um esquema do plano de carga adoptado para cada uma das estacas a ser seguido durante os ensaios, encontrando-se esse plano esquematizado na Figura 3.46.

Na Figura 3.47 apresenta-se também os tempos realmente implementados durante os ensaios, consequência dos critérios acima expostos.

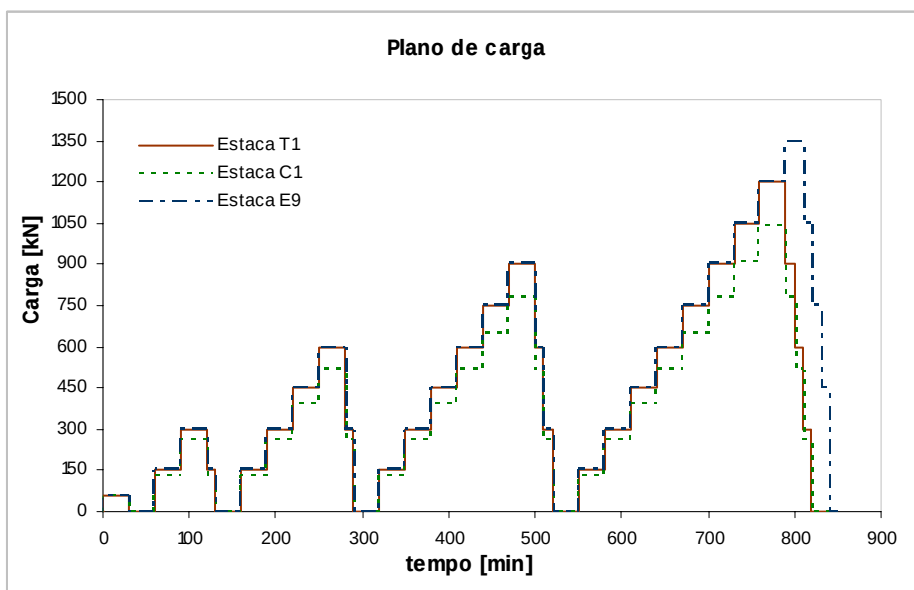


Figura 3.46 - Plano de carga com os tempos mínimos a cumprir.

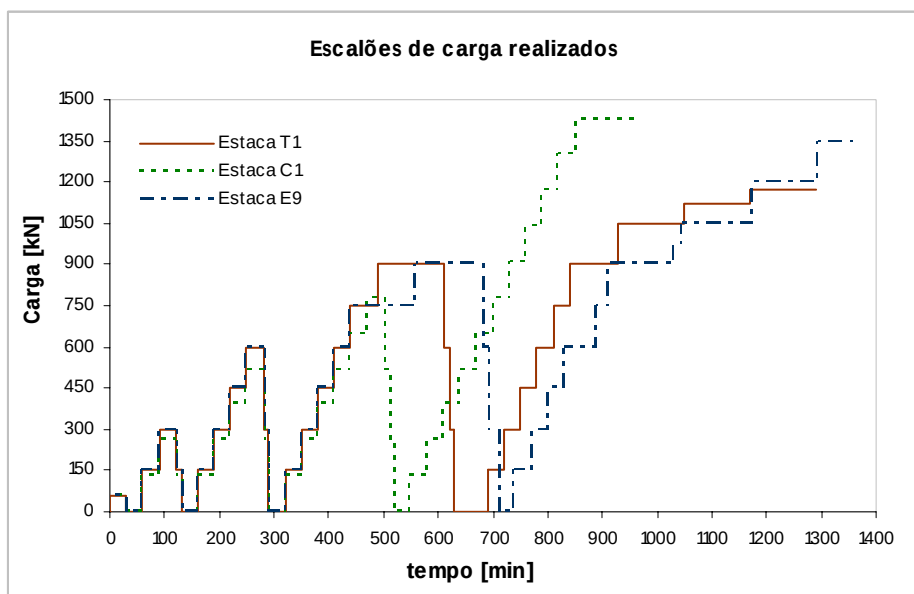


Figura 3.47 - Tempos de carregamento realmente implementados nos ensaios realizados.

3.7. EXTRACÇÃO DAS ESTACAS

Com a finalidade de se comprovar as características geométricas das estacas executadas bem como verificar a sua integridade, procedeu-se à escavação faseada do terreno envolvido no projecto de estudo do comportamento das estacas, tanto para sua boa caracterização visual e amostragem sequencial de blocos como para a remoção daquelas. Tal foi feito até cerca de 6m de profundidade. Para que fosse possível efectuar essa remoção, foi necessário efectuar um estudo sobre as possíveis maneiras de as extrair, uma vez que se tratava de um processo oneroso e complicado. Neste ponto, serão descritos todos os passos efectuados nesta etapa da pesquisa do Campo Experimental.

Para extrair as estacas foi, como referido, necessário fazer uma escavação no terreno que as circundava. Essa escavação teria que ser faseada, não só para não oferecer riscos associados a instabilizações dos taludes de escavação mas também para facilitar a remoção das estacas com o mínimo de danos possíveis para estas. Este trabalho foi executado por uma empresa especializada e participante no projecto, a TEIXEIRA DUARTE, Engenharia e Construção, S.A., tendo sido patrocinado pela Reitoria da Universidade do Porto.

Para remoção das estacas, a escolha da retro-escavadora a utilizar (comprimento do braço e capacidade) foi devidamente considerada, uma vez que o peso das estacas e do maciço de encabeçamento era elevado, bem como o comprimento das estacas. Na Figura 3.48, encontra-se representada a iniciação da escavação com a retro-escavadora escolhida, com um braço de 6 metros.



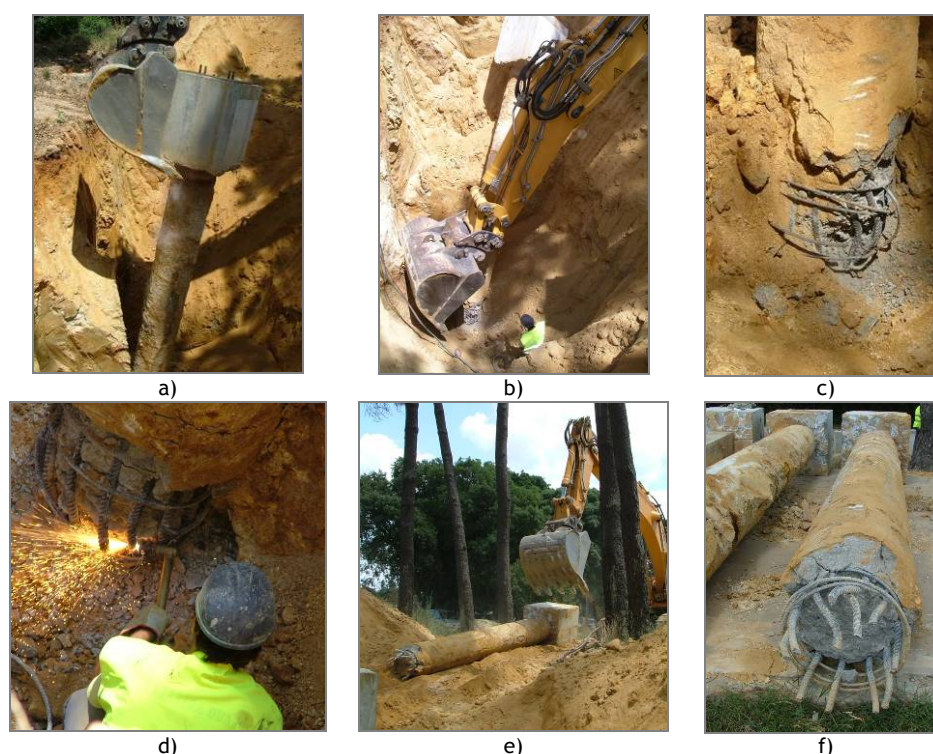
Figura 3.48 - Escavação: a) início do trabalho; b) c) fases da remoção do terreno.

Neste processo havia duas situações distintas a ser consideradas: uma era a remoção das estacas com 6m de comprimento e a outra a eliminação da presença das estacas com 22m de comprimento em futuras construções (previstas). Embora fosse interessante retirar na totalidade as estacas com 22m de comprimento, considerou-se desnecessário, uma vez que a relação custo-benefício não justificava tão complicada e onerosa tarefa e as perspectivadas construções não eram condicionadas pelos seus troços mais profundos. Desta

forma, as estacas com 6m de comprimento foram retiradas na integridade enquanto que as outras foram cortadas à cota aproximada de 5m (a partir da cota do terreno) e posteriormente retiradas. Na Figura 3.49 encontra-se esquematizado o procedimento seguido para extracção das estacas com 6m de comprimento e na Figura 3.50 o procedimento adoptado para as estacas com 22m de comprimento.



Figura 3.49 - Faseamento da extracção das estacas de 6m: a) início da escavação; b) c) d) retirada da estaca do terreno; e) transporte da estaca para depósito; f) vista geral da estaca após retirada.



Após extracção das estacas, foram medidas as características geométricas relevantes para o presente estudo, depois de devidamente limpas de todo o solo que se encontrava ao longo do fuste, encontrando-se no Quadro 3.7 as características geométricas pretendidas inicialmente aquando da execução das estacas estudadas (E9, C1 e T1) e a geometria realmente executada.

Quadro 3.7 - Características geométricas das estacas

Designação	Tipologia	Secção pretendida (mm)	Secção efectuada (mm)	L pretendido (m)	L efectuada (m)
E9	Moldada	circular (ϕ 600)	circular (ϕ 605)	6	6
C1	Cravada	quadrada (350x350)	quadrada (350x350)	6	6
T1	Trado contínuo	circular (ϕ 600)	circular (ϕ 611)	6	6

É importante salientar que o fuste das estacas realizadas a trado contínuo se encontrava mais liso do que o das estacas moldadas com tubo moldador recuperável (Figura 3.52) e que os últimos 20cm a 30cm da ponta das estacas moldadas tinham significativa

redução de diâmetro, chegando a atingir uma redução de 12% na estaca designada por E9 ($\phi_{\text{ponta}} = 525\text{mm}$), como se pode observar na Figura 3.51.

Como referido em 3.5.1, nas estacas moldadas, a retirada do tubo moldador é feita com pressão estática ascendente e rotação do tubo, mas de forma aleatória o que provoca que a textura do fuste das estacas moldadas não seja perfeitamente lisa, como se pode observar na Figura 3.52.



Figura 3.51 - Pormenor da ponta da estaca moldada.

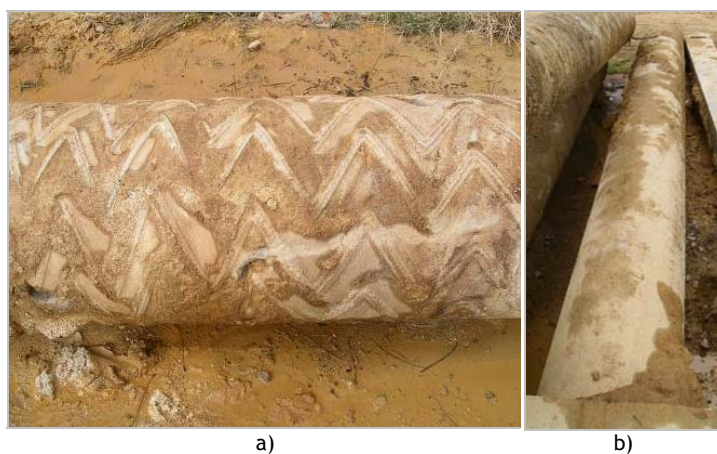


Figura 3.52 - Pormenor da textura do fuste da estaca: a) moldada; b) trado contínuo.

Este trabalho de extracção das estacas também permitiu verificar as condições da célula de carga utilizada na ponta da estaca E9. Verificou-se que a célula de carga estava em perfeitas condições de funcionamento e bem posicionada na ponta da estaca, como se pode observar na Figura 3.53.



a)



b)



c)

Figura 3.53 - Célula de carga

4. EXERCÍCIO DE PREVISÃO DAS ESTACAS A SEREM ENSAIADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo refere-se á previsão da capacidade de carga de três estacas de tipologias diferentes, moldada com recurso a tubo moldador metálico (E9), pré-fabricada cravada dinamicamente (C1) e moldada com recurso à técnica do trado contínuo (T1), cuja iniciativa se integra num “exercício internacional de previsão de comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização”: INTERNATIONAL PREDICTION EVENT – CLASS A (porque os ensaios são realizados após as previsões estarem “fechadas”), apoiada pelo comité TC18 da ISSMGE e enquadrado na “2nd International Conference on Site Characterization”, recentemente realizada no Porto (www.fe.up.pt/isc-2).

Foram vários os métodos utilizados para fazer a previsão do comportamento sob acções estáticas das estacas em estudo, que se passam a referir:

- formulação teórica baseada nas propriedades do solo, nomeadamente as propostas de: Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Skempton *et al.* (1953), Berezantzev *et al.* (1961), Vesic (1975), Método β e Método α ;
- métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test), nomeadamente as propostas de Aoki e Velloso (1975), Meyerhof (1956, 1976) e Décourt e Quaresma (1978, 1982).
- métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test) para solos residuais do granito, nomeadamente as propostas de Chang e Wong (1995); Tan *et al.* (1998), Balakrishnan *et al.*, (1999) e Ng *et al.*(2001).
- métodos empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test), nomeadamente os Métodos de Bustamante e Ganeselly (1999), Philipponat

(1980), Eslami e Fellenius (1996, 1997), Holeyman *et al.* (1997), Takesue *et al.* (1998);

- métodos empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométricos de Ménard), nomeadamente os métodos de Bustamante e Ganeselly (1982, revisto em 1998) e Chang e Zhu (2004).

No desenvolvimento deste capítulo efectua-se uma descrição sumária dos parâmetros adoptados para a previsão do comportamento das estacas e o cálculo da capacidade de carga última das estacas ensaiadas à compressão. Em seguida faz-se uma análise dos resultados obtidos e a escolha do valor considerado mais adequado para a capacidade de carga última da cada estaca. Em conclusão são descritos alguns métodos de previsão dos assentamentos das estacas em estudo, sendo estes:

- métodos baseados na Teoria da Elasticidade, nomeadamente os métodos de Randolph (1977), Poulos e Davis (1980), Mayne e Zavala (2004);
- métodos numéricos.

4.2. PARÂMETROS DE CÁLCULO

4.2.1. Resistência em tensões efectivas na situação de pico

A determinação do ângulo de atrito e da coesão em tensões efectivas fez-se a partir do conhecimento da envolvente de rotura (linha K_f). Esta linha foi obtida a partir de uma aproximação linear pelo método dos mínimos quadrados aos quatro pares de valores $[(\sigma'_1 + \sigma'_2)/2, (\sigma'_1 - \sigma'_2)/2]_{\text{pico, S2/1}}$, $[(\sigma'_1 + \sigma'_2)/2, (\sigma'_1 - \sigma'_2)/2]_{\text{pico, S2/3}}$, $[(\sigma'_1 + \sigma'_2)/2, (\sigma'_1 - \sigma'_2)/2]_{\text{pico, S2/5}}$ e $[(\sigma'_1 + \sigma'_2)/2, (\sigma'_1 - \sigma'_2)/2]_{\text{pico, S2/6}}$ representados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1- Determinação da linha K_f

Ensaio	σ'_{vf} (kPa)	σ'_{hf} (kPa)	$(\sigma'_{1f} + \sigma'_{2f})/2$ (kPa)	$(\sigma'_{1f} - \sigma'_{2f})/2$ (kPa)
S2/1 (c)	207,4	32,3	119,85	87,55
S2/3 (c)	172,8	45,7	109,25	63,55
S2/5 (c)	352,9	50,0	201,45	151,45
S2/6 (c)	435,9	71,0	253,45	182,45

Representando os quatro pares de valores $[(\sigma'_1 + \sigma'_2)/2, (\sigma'_1 - \sigma'_2)/2]_{\text{pico}}$ num sistema de eixos cartesianos e recorrendo ao método dos mínimos quadrados, foi possível determinar a equação da recta que representa a linha K_f . A Figura 4.1 ilustra o procedimento descrito.

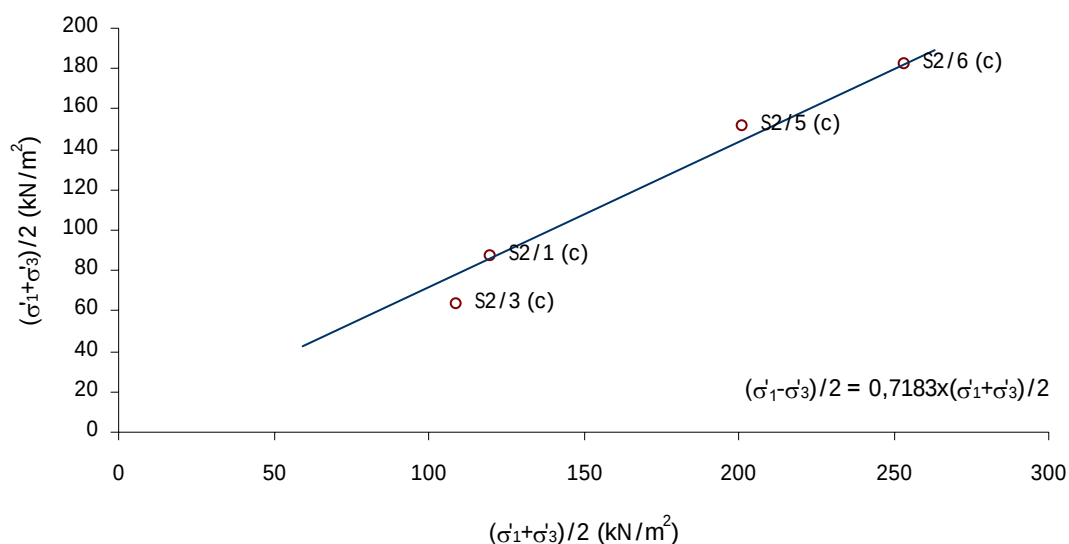


Figura 4.1 – Ajuste da linha K_f pelo método dos mínimos quadrados.

A ordenada na origem é usualmente designada de a , sendo α inclinação da recta. A partir das expressões (4.1) e (4.2), pode calcular-se o ângulo de atrito e a coesão em tensões efectivas. No Quadro 4.2 estão representados os valores obtidos de ϕ' e c' .

$$a = c' \times \cos(\phi') \quad (4.1)$$

$$\tan(\alpha) = \tan(\phi') \quad (4.2)$$

Quadro 4.2- Determinação de ϕ' e c' .

a (kPa)	$\tan(\alpha)$	ϕ' (°)	c' (kPa)
0	0,7183 ($\alpha=37,5^\circ$)	45,9	0

Fazendo a trajectória das tensões efectivas das quatro amostras (Figura 4.2) pode concluir-se que os resultados da amostra S2/3 (c) não são coerentes com os resultados obtidos da análise das restantes amostras, podendo pois repetir-se o raciocínio sem entrar em consideração com a mesma (Figura 4.3).

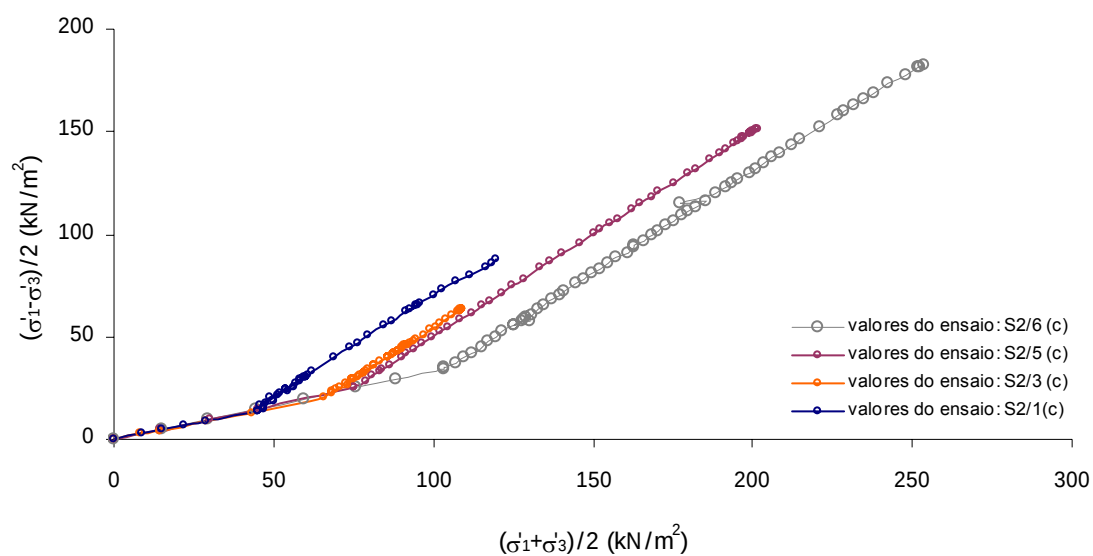


Figura 4.2 – Posição relativa das quatro trajetórias das tensões.

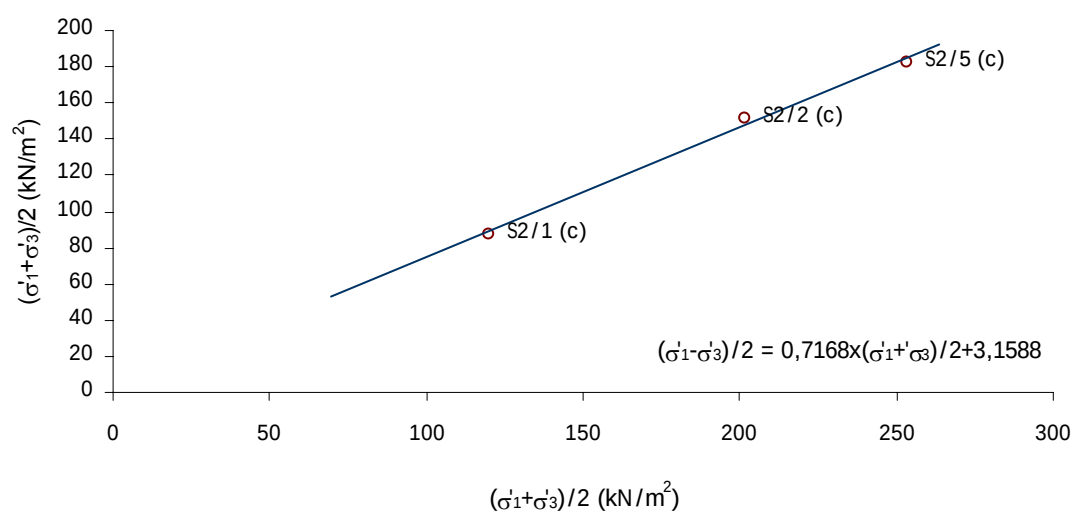


Figura 4.3 – Ajuste da linha K_f pelo método dos mínimos quadrados.

Desta forma, pode calcular-se o ângulo de atrito e a coesão em tensões efectivas, representando-se os valores obtidos no Quadro 4.3.

Quadro 4.3– Determinação de ϕ' e c' .

a (kPa)	$\tan(\alpha)$	ϕ' (°)	c' (kPa)
3,1588	0,7168 ($\alpha=35,63^\circ$)	45,8	4,5

Fazendo novamente a representação das trajectórias de tensões efectivas das três amostras pode representar-se a linha K_f (Figura 4.4).

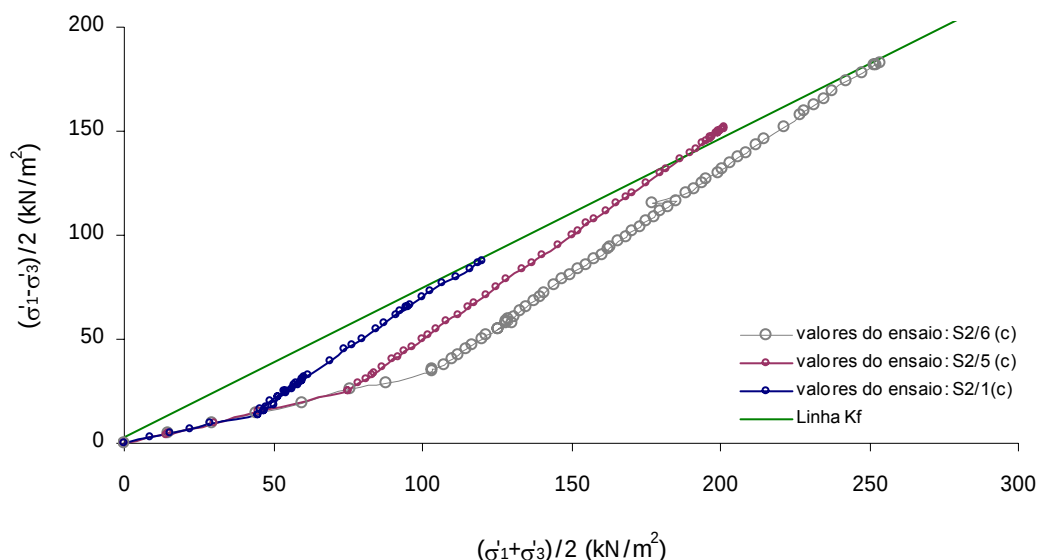


Figura 4.4 – Posição relativa das quatro trajectórias das tensões.

4.2.2. Resistências em tensões efectivas na situação de estado crítico

Adoptou-se o valor do ângulo de atrito a volume constante de 32° segundo estudos realizados por Viana da Fonseca (2003) em solos semelhantes ao caso em estudo:

$$\phi'_{cv} = 32^\circ \text{ (Viana da Fonseca, 2003)}$$

4.2.3. Resistências em tensões efectivas adoptadas para a situação em estudo

Para a determinação do valor do ângulo de atrito em tensões efectivas usado para o cálculo da resistência de ponta utilizou-se um valor intermédio entre os valores ϕ'_{pico} e ϕ'_{cv} , considerando o nível de deformação provável para o qual a resistência é mobilizada. Foi então escolhido o valor de 39° , uma vez que no processo de cravação o solo adensa mas em contra partida as ligações entre as partículas do solo quebram e nas estacas E9 e T1 o solo fica relativamente mais preservado mas admite-se que existe uma ligeira descompressão durante o processo de execução das estacas.

Para o ângulo de atrito entre a estaca e o solo, δ , foram adoptados valores diferentes, em função do processo de execução de cada tipo de estaca. Para a estaca moldada com recurso a tubo moldado foi considerado um valor intermédio entre ϕ'_{pico} e ϕ'_{residual} uma vez que o processo de execução, nomeadamente a moldagem do tubo, torna a superfície mais lisa entre a estaca e o solo, havendo apenas um pequeno imbricamento entre partículas. Esta opção fundamentou-se na assumpção da mobilização da rotura progressiva ao longo do fuste o que acarretará componentes resistentes entre um e outro limite. Para a estaca cravada considerou-se o mesmo valor, uma vez que, se por um lado, o processo de cravação diminui a aderência entre as duas superfícies em contacto uma vez que a superfície é praticamente lisa pois trata-se de uma estaca cravada pré-fabricada, por outro lado adensa o solo envolvente à estaca. Na estaca moldada com recurso ao trado contínuo adoptou-se ϕ'_{pico} devido ao imbricamento existente entre o material do fuste da estaca e o solo inerente ao próprio processo de execução.

No Quadro 4.4 encontram-se resumidos os parâmetros adoptados para as resistências em tensões efectivas para a situação em estudo.

Quadro 4.4- Parâmetros adoptados para as resistências em tensões efectivas.

Estaca	ϕ' para estudo da resistência de ponta (°)	δ para estudo da resistência de lateral (°)
E9		39
C1	39	39
T1		45,8

4.2.4. Resistências não drenada do solo (s_u)

A resistência não drenada do solo foi calculada através da seguinte expressão:

$$s_u = \frac{\sigma_{1,máx} - \sigma_{3,máx}}{2} \quad (4.3)$$

Desta forma, o valor da resistência não drenada do solo, s_u , foi tomado igual a 100kPa, com base nos resultados obtidos no ensaio S2/5 (c).

4.2.5. Coeficiente de impulso em repouso (K_0) e lateral (K_s)

Para o coeficiente de impulso em repouso foi adoptado o valor de 0,4. Este valor decorre da experiência regional e a sua fundamentação pode ser encontrada em Viana da Fonseca e Sousa (2001).

Para a análise da estaca moldada E9 considerou-se para o parâmetro K_s o valor do coeficiente de impulso em repouso e para a estaca cravada esse mesmo valor foi majorado de 1,33, por análise da relação obtida nos resultados dos ensaios DMT realizados antes e depois da cravação das estacas. No que concerne à estaca T1, admitiu-se que valor K_s seria um valor majorado de K_0 , sendo o coeficiente de majoração tomado de 1,10, uma vez que se admite que no processo de injeção de betão ocorre alguma retoma de confinamento.

No Quadro 4.5 encontram-se resumidos os parâmetros adoptados para K_0 e K_s em função do tipo de estaca.

Quadro 4.5- Parâmetros adoptados para as resistências em tensões efectivas.

Estaca	K_0	K_s
E9		0,4
C1	0,4	1,33 x 0,4
T1		1,10 x 0,4

4.2.6. Peso volúmico

Dos ensaios efectuados em laboratório sobre amostras indeformadas, os resultados obtidos para o peso volúmico encontram-se resumidos no Quadro 4.6.

Quadro 4.6- Determinação da linha K_f

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Identificação	
			Ensaio efectuado	γ (kN/m ³)
S2	S2/1 (c)	3,2	triaxial de compressão	18,2
	S2/2 (e)	3,5	triaxial de extensão	16,6
	S2/3 (c)	4,0	triaxial de compressão	18,4
	S2/4 (e)	4,4	triaxial de extensão	18,4
	S2/5 (c)	5,5	triaxial de compressão	19,0
	S2/6 (c)	7,0	triaxial de compressão	19,0
S5	S5/1	4,0	coluna ressonante	20,0
	S5/2	6,3	Edómetro	17,8
	S5/3	8,0	coluna ressonante	19,0

Para a determinação do peso volúmico utilizou-se um valor intermédio entre os valores obtidos nos ensaios, retirando-se o valor de $\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$, uma vez que este valor parece desajustado dos restantes. Desta forma, o valor estabelecido para o peso específico foi de $18,7 \text{ kN/m}^3$.

4.2.7. Coeficiente de Poisson

Adoptou-se o valor do coeficiente de Poisson de 0,26 segundo estudos realizados por Viana da Fonseca (2003) em solos semelhantes ao caso em estudo.

4.2.8. Coeficiente de Poisson dinâmico

O Coeficiente de Poisson dinâmico pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$\nu_{din} = \frac{1}{2} \times \left[\frac{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \right] \quad (4.4)$$

Tendo em conta a variação em profundidade da velocidade das ondas S (V_s) e P (V_p), optou-se por calcular o coeficiente de Poisson dinâmico em profundidade, constatando-se que ele varia entre 0,2 e 0,3 na zona em estudo.

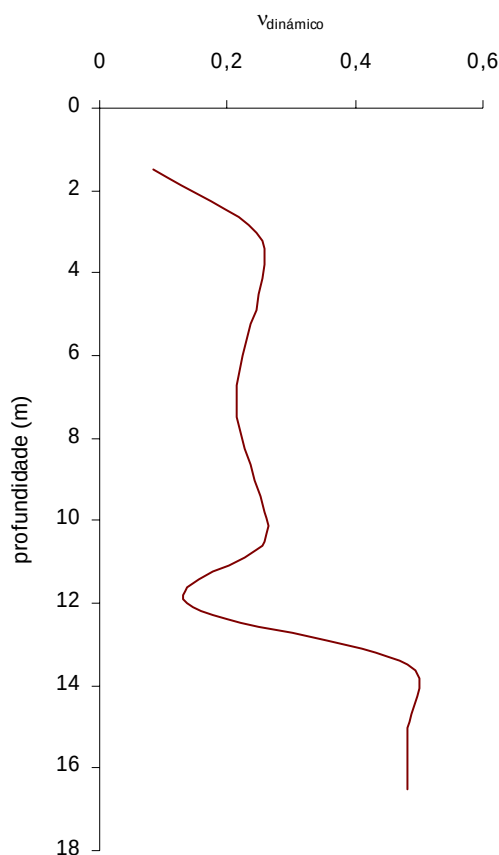


Figura 4.5 – Variação do coeficiente de Poisson dinâmico em profundidade.

4.2.9. Módulo de deformabilidade do solo

O Módulo de Deformabilidade do solo foi obtido através da expressão:

$$E = \alpha \times q_c \quad (4.5)$$

em que o parâmetro adimensional α varia entre 3,5 e 4,0 para solos residuais do granito (Viana da Fonseca, 1996) e q_c é o valor da resistência do cone obtida no ensaio CPT.

Como o valor de q_c varia em profundidade, o Módulo de Deformabilidade do solo também segue a mesma tendência. Desta forma, foi gerada uma linha de tendência para a variação de q_c em profundidade. Em seguida, aplicando a expressão (4.4) e admitindo que α assume um valor de 4, obteve-se a expressão da variação do Módulo de Deformabilidade do solo em profundidade, dado pela seguinte expressão:

$$E = 8 + \frac{16}{9} \times \text{profundidade (MPa)} \quad (4.6)$$

Na Figura 4.6a, encontra-se esquematizada a variação de q_c em profundidade bem como a linha de tendência adoptada, na Figura 4.6b está representada a variação do Módulo de Deformabilidade do solo em profundidade bem como a linha de tendência adoptada pela aplicação da expressão (4.4).

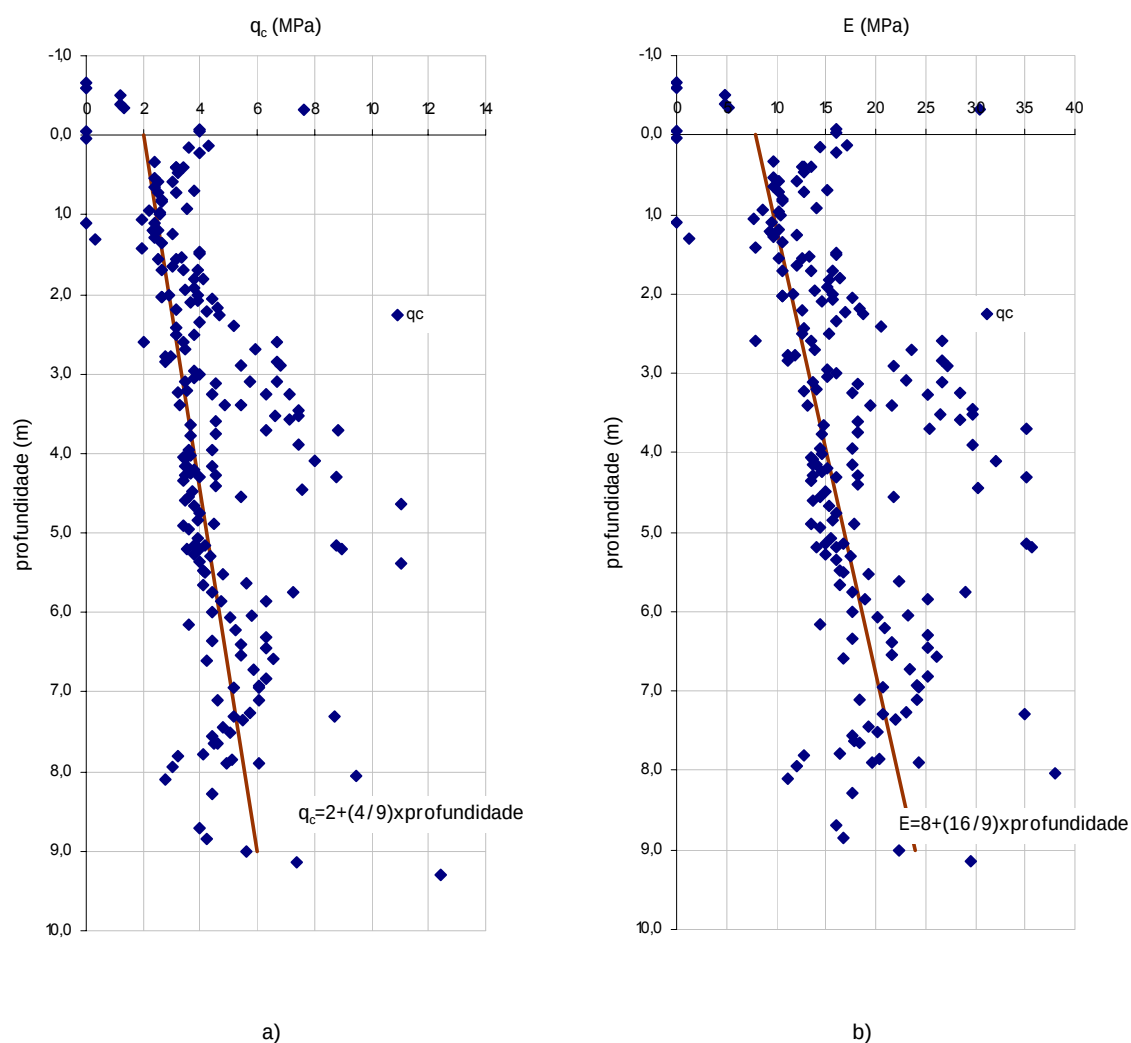


Figura 4.6 - Variação em profundidade: a) da resistência do cone obtida no ensaio CPT, q_c ; b) do Módulo de Elasticidade do solo, E .

4.2.10. Módulo de distorção dinâmico do solo

O módulo de distorção dinâmico do solo, G_{din} , pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$G_{din} = \frac{\gamma}{g} \times V_s^2 \quad (4.7)$$

sendo γ o peso específico do solo e g a aceleração da gravidade.

Tendo em conta a variação em profundidade da velocidade das ondas S (V_s), optou-se por calcular o módulo de distorção dinâmico do solo em profundidade, constatando-se que o mesmo varia entre 130 e 150 na região em estudo.

Na Figura 4.7 pode ser observada a variação do módulo de distorção dinâmico em profundidade.

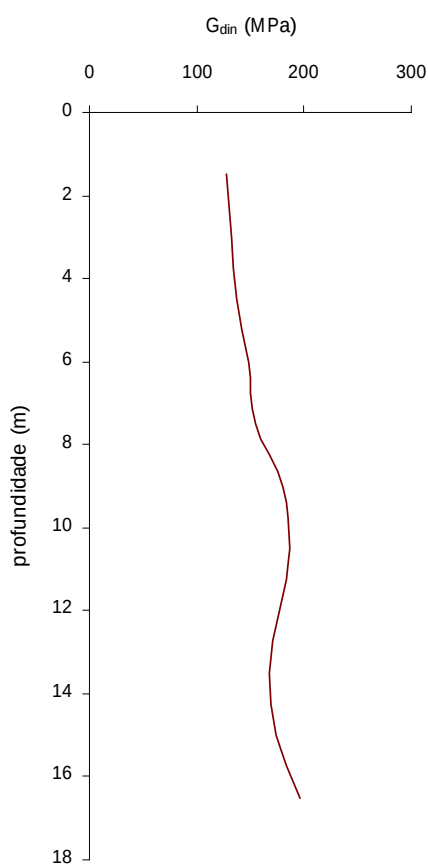


Figura 4.7 - Variação em profundidade do Módulo de Distorção dinâmico.

Na bibliografia da especialidade é corrente ver usados os símbolos $G_{\text{máx}}$ e G_0 para o módulo de distorção calculado a partir de V_s , pelo facto dos níveis de deformação envolvidos nos ensaios sísmicos entre furos serem em geral muito pequenos, daí aliás a legitimidade de interpretar o ensaio á luz da Teoria da Elasticidade (*sic.* Matos Fernandes, 1995).

4.2.11. Módulo de deformabilidade dinâmico do solo

O Módulo de Deformabilidade do solo foi obtido através da expressão:

$$E_{\text{din}} = 2 \times G_{\text{din}} \times (1 + \nu_{\text{din}}) \quad (4.8)$$

Como os valores de G_{din} e ν_{din} variam em profundidade, o Módulo de Deformabilidade dinâmico do solo segue a mesma tendência.

Na Figura 4.8 pode ser observada a variação do módulo de deformabilidade dinâmico do solo em profundidade.

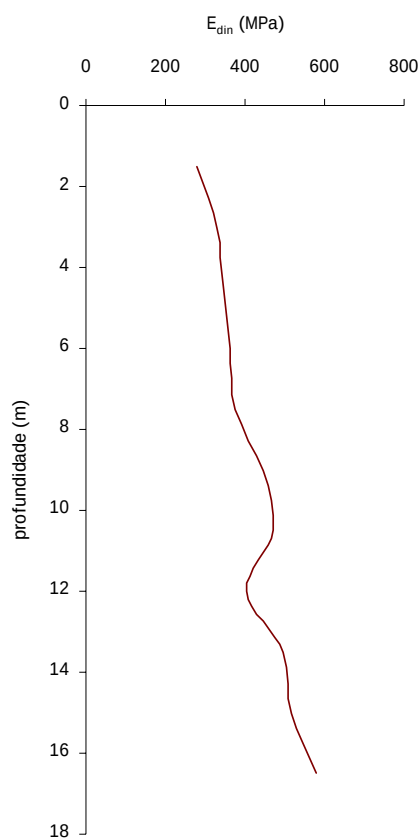


Figura 4.8 – Variação em profundidade do Módulo de Deformabilidade dinâmico do solo.

4.3. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA DAS ESTACAS SUBMETIDAS A SOLICITAÇÕES VERTICAIS

4.3.1. Métodos “estáticos” de previsão da capacidade resistente de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão axial

4.3.1.1. Métodos racionais ou teóricos

4.3.1.1.1. Determinação da resistência de ponta ou base

Proposta de Terzaghi (1943)

Para o cálculo da resistência última de ponta foram calculados os parâmetros da capacidade de carga, N_q , N_c e N_γ , de acordo com o Quadro 2.1. Em seguida, foi calculado o valor da resistência última de ponta unitária, q_p , utilizando a expressão (2.8) para as estacas E9 e T1 e a expressão (2.9) para a estaca C1. Para o cálculo da resistência última de ponta multiplicou-se o valor de q_p pela área da seção transversal da ponta da estaca, A_p .

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.7, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.7- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Terzaghi, 1943).

Estaca	c' (kPa)	ϕ' (°)	N_q	N_c	N_γ	γ (kN/m ³)	L (m)	B (m)	q_p (kPa)	A_p (m ²)	Q_{pu} (kN)
E9	4,5	39	73,3	88,1	88,8	18,7	6	0,6	8999	0,2827	2544
C1	4,5	39	73,3	88,1	88,8	18,7	6	0,35	8932	0,1225	1094
T1	4,5	39	73,3	88,1	88,8	18,7	6	0,6	8999	0,2827	2544

Nos quadros que se seguem serão omitidas as características geométricas das estacas (L, B e A_p), bem como os parâmetros do solo (ϕ' , c' e γ), uma vez que assumem sempre o mesmo valor, tornando desta forma os quadros com uma interpretação mais simples.

Proposta de Meyerhof (1976)

Para o cálculo da resistência última de ponta das estacas E9 e T1 foram calculados os parâmetros da capacidade de carga, N_q e N_c , com base na Figura 2.8, considerando $m=0$, pois neste tipo de estacas a mobilização da resistência ao corte na sua ponta é muito baixa e $\beta=0$, uma vez que se tratam de estacas curtas. Para a estaca C1 considerou-se $m=1$, pois a

mobilização da resistência ao corte na sua ponta é significativa e $\beta=0$, uma vez que esta estaca é considerada curta. Em seguida, utilizando a expressão (2.14) foi calculado o valor da resistência última de ponta unitária, q_p , e também foi calculado o valor limite que a resistência de ponta pode atingir segundo este autor, q_{pl} , de acordo com a expressão (2.15), tomando-se para o valor de q_p o menor entre os dois obtidos. Para o cálculo da resistência última de ponta multiplicou-se o menor valor de q_p e q_{pl} pela área da secção transversal da ponta da estaca, A_p .

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.8, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.8- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Meyerhof, 1976).

Estaca	m	β	N_q	N_c	q_p (exp. 2.14) (kPa)	q_{pl} (kPa)	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)
E9	0	0	64	75	7518	2591	2591	733
C1	1	0	81	95	9516	3280	3280	402
T1	0	0	64	75	7518	2591	2591	733

Proposta de Skempton et al. (1953)

Para o cálculo da resistência última de ponta foi calculado o parâmetro da capacidade de carga, N_q , de acordo com a Figura 2.11. para o valor do parâmetro da capacidade de carga N_c , foi adoptado o valor de 9 (Skempton, 1951). Em seguida, utilizando a expressão (2.5) foi calculado o valor da resistência última de ponta unitária, q_p , que multiplicado pela área da secção transversal da ponta da estaca, A_p , fornece o valor da resistência última de ponta.

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.9, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.9- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Skempton et al., 1953).

Estaca	E (MPa)	$p_0=\gamma \times L$ (kPa)	E/p_0	N_q	N_c	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)
E9	18,7	112,2	166	53	9	5987	1693
C1	18,7	112,2	166	53	9	5987	733
T1	18,7	112,2	166	53	9	5987	1693

Proposta de Berezantzev et al. (1961)

Para o cálculo da resistência de ponta foi calculado o parâmetro adimensional α_T de acordo com o Quadro 2.2. Em seguida foi calculada a sobrecarga média ao nível da base da estaca, q_T , de acordo com a expressão (2.35). Utilizando a expressão (2.36) foi calculado o valor da resistência última de ponta unitária, q_p , que multiplicado pela área da seção transversal da ponta da estaca, A_p , fornece o valor da resistência última de ponta.

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.10, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.10- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Berezantzev et al., 1961).

Estaca	L/B (m)	α_T	q_T (kPa)	A_k	B_k	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)
E9	10	0,79	89	110	180	17189	4860
C1	17	0,76	85	110	180	16069	1968
T1	10	0,79	89	110	180	17189	4860

Proposta de Vesic (1975)

Para o cálculo da resistência última de ponta foram calculados os parâmetros da capacidade de carga, N_q e N_c , de acordo com as expressões (2.37) e (2.38), respectivamente. Em seguida, utilizando a expressão (2.5) foi calculado o valor da resistência última de ponta unitária, q_p .

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.11, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.11- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Vesic, 1975).

Estaca	I_{rr}	N_q	N_c	$\sigma'_{vp} = \gamma \times L$ (kPa)	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)
E9	500	300	370	112,2	35325	9988
C1	500	300	370	112,2	35325	4327
T1	500	300	370	112,2	35325	9988

4.3.1.1.2. Comparação dos valores obtidos da resistência última de ponta (ou base) segundo os vários autores estudados

No Quadro 4.12, Quadro 4.13 e Quadro 4.14 encontram-se representados os valores da resistência última de ponta unitária e resistência última de ponta para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente, segundo os vários autores estudados.

Quadro 4.12– Resistência última de ponta unitária e resistência última de ponta segundo os vários autores para a estaca E9.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)
Terzaghi (1943)	8999	2544
Meyerhof (1976)	2591	733
Skempton et al. (1953)	5987	1693
Berezantzev et al. (1961)	17189	4860
Vesic (1975)	35325	9988

Quadro 4.13– Resistência última de ponta unitária e resistência última de ponta segundo os vários autores para a estaca C1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)
Terzaghi (1943)	8932	1094
Meyerhof (1976)	3280	402
Skempton et al. (1953)	5987	733
Berezantzev et al. (1961)	16069	1968
Vesic (1975)	35325	4327

Quadro 4.14– Resistência última de ponta unitária e resistência última de ponta segundo os vários autores para a estaca T1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)
Terzaghi (1943)	8999	2544
Meyerhof (1976)	2591	733
Skempton et al. (1953)	5987	1693
Berezantzev et al. (1961)	17189	4860
Vesic (1975)	35325	9988

Da análise dos respectivos quadros, pode concluir-se que os métodos expostos não fazem distinção relativamente ao processo de execução das estacas moldadas com recurso a tubo moldador metálico ou a trado contínuo. A estaca cravada assume valores diferentes, uma vez que a sua dimensão B é inferior às restantes. Da análise dos diversos métodos, pode concluir-se que apenas o Método de Meyerhof (1976) entra em conta com o processo de

execução das estacas, uma vez que é possível obter valores diferentes para os factores da capacidade de carga em função da mobilização da resistência ao corte na ponta da estaca.

Pode concluir-se também que a proposta de Vesic (1975) fornece o limite superior para a capacidade de carga última de ponta, enquanto a proposta de Meyerhof (1976) fornece o limite inferior.

4.3.1.1.3. Determinação da resistência lateral

Proposta de Terzaghi (1943)

Para o cálculo da resistência última lateral foi calculada a força resistente na rotura, por unidade de área, para anular a área BD (Figura 2.3). Para tal foi necessário calcular a força resistente Q_L dada pela expressão (2.41). Foi adoptado para n o valor unitário, uma vez que é este valor que torna mínima a capacidade de carga. Tendo em conta que a superfície de rotura definida por este autor se baseia no pressuposto de que a rotura ocorre na interface solo-solo, não é inteiramente correcto assumir esta força como sendo a resistência última lateral da forma descrita no capítulo 2. Na tentativa de comparar os vários métodos optou-se por considerar $Q_L = Q_{su}$ e desta forma obter a resistência lateral unitária dividindo a força resistente na rotura, Q_L , pelo perímetro e pelo comprimento da estaca, obtendo, desta forma, um atrito lateral equivalente aos calculados assumindo outros modelos de rotura.

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.15, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.15- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Terzaghi, 1943).

Estaca	L (m)	B (m)	ϕ'_{cv} (°)	δ (°)	K_s	τ_l (kPa)	τ (kPa)	Q_L (kN)	Q_{su} (kPa)	A_s (m)	q_s (kPa)
E9	6	0,6	32	39	0,4	28,04	36,34	364	364	11,28	64
C1	6	0,35	32	39	0,53	37,16	48,15	281	281	8,40	67
T1	6	0,6	32	45,8	0,44	30,85	50,77	462	462	11,28	82

Nos quadros que se seguem serão omitidas as características geométricas das estacas (L, B e A_s), bem como os parâmetros do solo (δ , K_s e γ), uma vez que assumem sempre o mesmo valor, tornando desta forma os quadros com uma interpretação mais simples.

Proposta de Meyerhof (1951, 1953)

Para o cálculo da resistência última lateral foi calculada a tensão horizontal do solo contra o fuste segundo a expressão (2.44). Para tal, foi necessário definir o coeficiente de impulso médio ao longo do fuste, k_s , e o ângulo de atrito entre a estaca e o solo, δ . Para k_s , adoptaram-se os valores referidos em 4.2.5, não considerando a proposta de Broms (1966), uma vez que se optou por considerar os mesmos valores dos parâmetros do solo para que todas as propostas pudessem ser comparáveis. O parâmetro δ , assumiu os valores já mencionados em 4.2.3. A resistência lateral unitária foi calculada através da expressão (2.45). Para o cálculo da resistência lateral última, foi multiplicado o valor da resistência lateral unitária pelo perímetro e comprimento da estaca, isto é, A_s .

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.16, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.16- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Meyerhof, 1951, 1953).

Estaca	σ_h (kPa)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	28,87	23	264
C1	38,26	31	260
T1	35,41	36	412

Método β

Para o cálculo da resistência última lateral foi calculada a tensão efectiva vertical à profundidade de 3m (meia espessura da fatia de solo envolvente da estaca). Em seguida calculou-se o parâmetro β para cada uma das estacas. Aplicando a expressão (2.48) obteve-se a resistência lateral unitária.

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.17, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.17- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Método β).

Estaca	$K=K_0$	β	$\bar{q}$ (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	0,4	0,32	56,10	18	206
C1	0,4	0,32	56,10	18	153
T1	0,4	0,41	56,10	23	261

Método α

Para a determinação da resistência lateral unitária segundo este método, utilizou-se a expressão (2.59). Esta expressão depende apenas de dois factores, sendo estes o factor de adesão, α , e a resistência não drenada do solo adjacente à fundação, s_u .

Para a escolha do valor do factor de adesão, α , utilizou-se a função da API (1974), uma vez que esta é a mais utilizada. Desta forma, API (1974) sugere que para valores de s_u superiores a 75kPa, o valor de α seja tomado igual a 0,5. Aplicando a expressão proposta por Chen e Kullawy (2.61), obtém-se um valor de α de 0,47, semelhante ao obtido através da proposta da API (1974).

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.18, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.18- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Método α).

Estaca	α	s_u (kPa)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	0,5	100	50	565
C1	0,5	100	50	420
T1	0,5	100	50	565

Expressão geral para determinação da resistência lateral unitária

Dos autores estudados na determinação da resistência última de ponta, Skempton *et al* (1953), Berezantzev *et al.* (1961) e Vesic (1975) não apresentam nenhuma expressão desenvolvida pelos mesmos para o cálculo da resistência lateral unitária, pelo que se admitiu, para estes autores, que seria válida a expressão geral apresentada (2.40).

Os valores obtidos encontram-se representados no Quadro 4.19, bem como os parâmetros utilizados para aplicação nas expressões.

Quadro 4.19- Resistência última de ponta e parâmetros utilizados (Expressão geral).

Estaca	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	56,10	22,44	18	206
C1	56,10	29,73	24	202
T1	56,10	24,68	25	287

4.3.1.1.4. Comparação dos valores obtidos da resistência última lateral segundo os vários autores estudados

No Quadro 4.20, Quadro 4.21 e Quadro 4.22 encontram-se representados os valores da resistência última lateral unitária e resistência última lateral para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente, segundo os vários autores estudados.

Quadro 4.20- Resistência última lateral unitária e resistência última lateral segundo os vários autores para a estaca E9.

Autores	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
Terzaghi (1943)	64	364
Meyerhof (1976)	23	264
Método β	18	206
Método α	50	565
exp. Geral	18	206

Quadro 4.21- Resistência última lateral unitária e resistência última lateral segundo os vários autores para a estaca C1.

Autores	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
Terzaghi (1943)	67	281
Meyerhof (1976)	31	260
Método β	18	153
Método α	50	420
exp. Geral	24	202

Quadro 4.22- Resistência última lateral unitária e resistência última lateral segundo os vários autores para a estaca T1.

Autores	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
Terzaghi (1943)	82	462
Meyerhof (1976)	36	412
Método β	23	261
Método α	50	565
exp. Geral	25	287

Da análise dos quadros acima expostos, pode concluir-se que os métodos não fazem distinção relativamente ao processo de execução das estacas, com excepção do Método de Meyerhof (1951, 1953) que permite escolher um valor do ângulo de atrito estaca-solo, que pode variar consoante a execução da estaca.

O motivo pelo qual a estaca cravada assume valores diferentes nos diversos métodos abordados, não se prende com o processo de execução da mesma, mas sim pelo facto da sua dimensão B ser inferior à das outras estacas estudadas.

4.3.1.1.5. Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados

No Quadro 4.23, Quadro 4.24 e Quadro 4.25 encontram-se representados os valores da resistência última para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente, segundo os vários autores estudados.

Quadro 4.23- Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Terzaghi (1943)	8999	2455	64	364	2778
Meyerhof (1976)	2591	733	23	264	957
Skempton <i>et al.</i> (1953)	5987	1693	18 (*)	206 (*)	1858
Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	17189	4860	18 (*)	206 (*)	5025
Vesic (1975)	35325	9988	18 (*)	206 (*)	10153
Método β	--	--	18	206	--
Método α	--	--	50	565	--
Exp. Geral	--	--	18	206	--

(*) - valores calculados através da expressão geral (2.40).

Quadro 4.24- Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Terzaghi (1943)	8932	1094	67	281	1358
Meyerhof (1976)	3280	402	31	260	645
Skempton <i>et al.</i> (1953)	5987	733	24 (*)	202 (*)	917
Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	16069	1968	24 (*)	202 (*)	2152
Vesic (1975)	35325	4327	24 (*)	202 (*)	4511
Método β	--	--	18	153	--
Método α	--	--	50	420	--
Exp. Geral	--	--	24	202	--

(*) - valores calculados através da expressão geral (2.40).

Quadro 4.25- Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Terzaghi (1943)	8999	2455	82	462	2876
Meyerhof (1976)	2591	733	36	412	1104
Skempton <i>et al.</i> (1953)	5987	1693	25 (*)	287 (*)	1939
Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	17189	4860	25 (*)	287 (*)	5106
Vesic (1975)	35325	9988	25 (*)	287 (*)	10234
Método β	--	--	23	261	--
Método α	--	--	50	565	--
Exp. Geral	--	--	25	287	--

(*) - valores calculados através da expressão geral (2.40).

4.3.1.2. Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test)

Método de Aoki e Velloso (1975)

O Método de Aoki e Velloso (1975), apresenta a expressão (2.70) para o cálculo da resistência última de uma estaca. Aplicando essa expressão, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.26.

Quadro 4.26- Resistência última e parâmetros utilizados (Aoki e Velloso, 1975).

Estaca	Ensaio	k (kPa)	N_{60}	F_1	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	α (%)	F_2	q_s (kPa)	ΔL (m)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	SPT3											
	SPT4	450	22	3	3300	933	2,8	6	46	6	523	1415
	SPT5											
C1	SPT4	450	27	1,75	6943	851	2,8	3,5	97	6	816	1649
	SPT1											
T1	SPT2	450	26	3	3900	1103	2,8	6	55	6	618	1679
	SPT4											

Método de Meyerhof (1956, 1976)

Meyerhof (1956, 1976) apresenta a expressão (2.71) para o cálculo da resistência de ponta unitária para estacas cravadas em solos arenosos. Para o mesmo tipo de estacas e o mesmo tipo de solo apresenta a expressão (2.72) para o cálculo da resistência lateral unitária. Para estacas executadas sem deslocamento do terreno em solos não coesivos, E9 e T1 no presente estudo, Meyerhof (1956, 1976) conclui que a resistência de ponta é da ordem

de 1/3 da obtida pela aplicação da expressão (2.71) e a resistência lateral é da ordem de 1/2 da obtida através da expressão (2.72).

Aplicando as referidas expressões, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.27.

Quadro 4.27- Resistência última e parâmetros utilizados (Meyerhof 1956, 1976).

Estaca	Ensaio	N_{60}	D=L (m)	B	q_p (exp 2,71) (kPa)	$q_p < 4 \times N$ (kPa)	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	N	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	SPT3											
	SPT4	22	6	--	--	--	3532	999	17	17	189	1146
	SPT5											
C1	SPT4	27	6	0,35	18163	10595	10595	1298	17	33	280	1560
	SPT2											
T1	SPT2	26	6	--	--	--	3532	999	17	17	189	1146
	SPT4											

Décourt e Quaresma (1978, 1982)

Décourt e Quaresma (1978, 1982) apresentam a expressão (2.75) para o cálculo da resistência de ponta unitária. Para o cálculo da resistência unitária, considerou-se que o solo em estudo era silte argiloso. Desta forma, a resistência lateral é calculada através da expressão (2.76).

Aplicando as referidas expressões, obtém-se os valores representados no Quadro 4.28.

Quadro 4.28- Resistência última e parâmetros utilizados (Décourt e Quaresma, 1978, 1982).

Estaca	Ensaio	α	C (kPa)	N	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	β	N	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	SPT3										
	SPT4	0,6	250	22	3300	933	0,65	17	43	481	1373
	SPT5										
C1	SPT4	1	250	27	6750	827	1	17	65	549	1359
	SPT1										
T1	SPT1	0,3	250	26	1950	551	1	17	65	740	1250
	SPT4										

Chang e Wong (1995)

Chang e Wong (1995) apresentam apenas uma expressão aplicada a estacas moldadas e para cálculo da resistência lateral em solos residuais do granito. Aplicando a referida expressão, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.29.

Quadro 4.29- Resistência última e parâmetros utilizados (Chang e Wong, 1995).

Estaca	N	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	17	46	519

Tan et al. (1998)

Tal como Chang e Wong (1995) apresentam apenas uma expressão aplicada a estacas moldadas e para cálculo da resistência lateral em solos residuais do granito. Aplicando a referida expressão, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.30.

Quadro 4.30- Resistência última e parâmetros utilizados (Tan et al., 1998).

Estaca	N	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	17	34	385

Balakrisshnan et al. (1999)

Balakrisshnan et al. (1999), apresentam uma expressão para o cálculo da resistência lateral em solos residuais do granito aplicada a estacas moldadas. Aplicando a referida expressão, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.31.

Quadro 4.31- Resistência última e parâmetros utilizados (Balakrisshnan et al., 1999).

Estaca	N	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	17	39	442

Ng et al. (1999)

Ng et al. (1999) apresentam uma expressão aplicada a estacas moldadas com bentonite e para cálculo da resistência lateral em solos residuais do granito. Aplicando a referida expressão, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.32.

Quadro 4.32- Resistência última e parâmetros utilizados (Ng et al., 1975).

Estaca	N	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	17	10	115

4.3.1.2.1. Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados

No Quadro 4.33, Quadro 4.34 e Quadro 4.35 encontram-se representados os valores da resistência última para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente, segundo os vários autores estudados.

Quadro 4.33- Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Aoki e Velloso (1975)	3300	933	46	523	1415
Meyerhof (1956, 1976)	3532	999	17	189	1146
Décourt e Quaresma (1978, 1982)	3300	933	43	481	1373
Chang e Wong (1995)	--	--	46	519	--
Tan et al. (1998)	--	--	34	385	--
Balakrishnan et al. (1999)	--	--	39	442	--
Ng et al. (2001a, 2001b)	--	--	10	115	--

Quadro 4.34- Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Aoki e Velloso (1975)	6943	851	97	816	1649
Meyerhof (1956, 1976)	10595	1298	33	280	1560
Décourt e Quaresma (1978, 1982)	6750	827	65	549	1359

Quadro 4.35- Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Aoki e Velloso (1975)	3900	1103	55	618	1679
Meyerhof (1956, 1976)	3532	999	17	189	1146
Décourt e Quaresma (1978, 1982)	1950	551	65	740	1250

Como referido em 2.1.2.5, as abordagens de Chang e Wong (1995), Tan *et al.* (1998), Balakrishnan *et al.* (1999) e Ng *et al.* (1999) fornecem apenas os valores da resistência lateral para estacas moldadas em solo residual do granito, não fazendo nenhuma correlações com outros processos de execução de estacas nem como se procede para o cálculo da resistência de ponta.

4.3.1.3. Métodos empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test)

Método empírico de Bustamante e GIANESOLLY (1999)

Bustamante e GIANESOLLY (1982) apresentam a expressão (2.83) e (2.84) para o cálculo da resistência de ponta unitária e lateral unitária, respectivamente.

Como referido, a resistência de ponta foi calculada através da expressão (2.83). Para tal foi necessário determinar os valores de K_c e q_{ce} . O valor de q_{ce} foi obtido para profundidades de 1/2 diâmetro acima e 1+1/2 diâmetros abaixo da base da estaca e o valor de K_c foi retirado do Quadro 2.13, considerando que o solo em estudo se encontra dentro da classificação de areias e cascalhos para o cálculo da estaca cravada e argilas e siltes para as estacas moldada e de trado.

No cálculo das estacas por correlação com ensaio do cone-penetrómetro, admitiu-se que a resistência total de ponta (q_t) e a resistência de ponta (q_c) tomam valores iguais, uma vez que o nível freático está abaixo da zona estudada.

Para o cálculo da resistência lateral unitária, q_s , utilizou-se a expressão (2.84) que especifica que o valor de q_s é o mínimo entre q_c/β e $q_{s,max}$. Os valores de β e $q_{s,max}$ foram retirados do Quadro 2.14.

Aplicando as considerações acima mencionadas, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.36.

Quadro 4.36- Resistência última e parâmetros utilizados (Bustamante e GIANESOLLY, 1982).

Estaca	Ensaio	q_{ce} (kPa)	K_c	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	β	$q_{s,max}$ (kPa)	q_c (kPa)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	CPT3 CPT6	5690	0,4	2276	644	100	40	3723	37	421	1024
C1	CPT2 CPT5	6933	0,55	3813	467	75	80	4472	60	501	950
T1	CPT2	6927	0,4	2771	783	75	80	4276	57	645	1387

Método de Philipponat (1980)

A resistência unitária de ponta foi calculada através da expressão (2.85). Para tal, foi necessário determinar os valores de q_c obtidos no ensaio CPT numa região de três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca. Este valor médio de q_c na região

mencionada, foi posteriormente multiplicado pelo coeficiente α_p (Quadro 2.15), considerando-se o solo em estudo uma areia para o cálculo da estaca cravada e silte para as estacas moldada e de trado.

Tal como no método anteriormente exposto, admitiu-se que a resistência total de ponta (q_t) e a resistência de ponta (q_c) tomam valores iguais, uma vez que o nível freático está abaixo da zona estudada.

Para o cálculo da resistência lateral unitária, q_s , utilizou-se a expressão (2.86). Esta expressão depende de dois parâmetros, α_s e α_F , obtidos nos Quadros 2.16 e 2.17, respectivamente.

Aplicando as considerações acima mencionadas, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.37.

Quadro 4.37– Resistência última e parâmetros utilizados (Philipponat, 1980).

Estaca	Ensaio	q_c (kPa)	α_p	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_c (kPa)	α_s	α_F	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	CPT3	4840	0,45	2178	616	3723	60	0,85	53	597	1171
	CPT6										
C1	CPT2	5920	0,4	2368	290	4472	100	1,25	56	470	742
	CPT5										
T1	CPT2	5490	0,45	2471	699	4276	60	0,85	61	685	1343

Método de Eslami e Fellenius (1996, 1997)

A resistência de ponta foi calculada através da expressão (2.87). Para tal foi necessário determinar os valores de q_{EG} (média geométrica da resistência de ponta numa região de quatro diâmetros abaixo e oito diâmetros acima da ponta da estaca. Da multiplicação desse valor médio de q_{EG} na região mencionada pelo coeficiente C_t , obtém-se a resistência de ponta unitária. O valor de C_t foi considerado igual à unidade para a estaca cravada e igual a 0,55 para as estacas moldadas com recurso à técnica do trado contínuo e tubo moldados metálico, uma vez que o seu diâmetro da ponta é superior a 0,40m.

Para o cálculo da resistência lateral unitária, q_s , utilizou-se a expressão (2.89). Esta expressão depende de dois parâmetros, C_s e q_E . O valor de C_s foi obtido a partir do Quadro 2.18 considerando que o solo em estudo é uma mistura de argila e areia e o valor de

q_E foi tomado igual ao valor de q_c obtido do ensaio CPT, uma vez que foi desprezado o excesso de pressão nos poros, u_2 .

Aplicando as considerações acima mencionadas, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.38.

Quadro 4.38- Resistência última e parâmetros utilizados (Eslami e Fellenius, 1996, 1997).

Estaca	Ensaio	q_{EG} (kPa)	C_t	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_E (kPa)	C_s (%)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	CPT3 CPT6	4431	0,55	2437	689	3723	1	37	421	1069
C1	CPT2 CPT5	4959	1	4959	607	4472	1	45	376	965
T1	CPT2	4496	0,55	2473	699	4276	1	43	484	1142

Método de Holeyman et al. (1997)

A resistência última de ponta foi calculada através da expressão (2.90). Para tal foi necessário determinar os valores de β , que assume valor unitário uma vez que as estacas em estudo são quadradas ou circulares, α_b , obtido através do quadro 4.19, ε_b , tomado igual a 0,476 e $q_p^{(m)}$.

Para o cálculo da resistência lateral unitária, q_s , utilizou-se a expressão (2.93). Esta expressão depende dos parâmetros: ε_f , obtido através do quadro 2.21, η_p^* , obtido através da expressão (2.96) e q_c .

Aplicando as considerações acima mencionadas, obtém-se os valores apresentados no Quadro 4.39.

Quadro 4.39- Resistência última e parâmetros utilizados (Holeyman et al., 1997).

Estaca	Ensaio	β	α_b	$q_p^{(m)}$ (kPa)	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	ξ_f	η_p^* (kPa)	q_c (kPa)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	CPT3 CPT6	1	0,5	4840	2420	684	0,5	1/150	3723	12	140	784
C1	CPT2 CPT5	1	0,8	5920	4736	580	0,9	1/150	4472	27	225	788
T1	CPT2	1	0,9	5490	4941	1397	1	1/150	4276	29	322	1678

Método de Takesue et al. (1997)

O método de Takesue *et al.* só permite determinar a resistência lateral a partir da expressão (2.99), expressão esta que se traduz num valor constante de 0,76 para a relação de q_s e f_s (valor obtido directamente do ensaio CPT).

No Quadro 4.40 estão representados os parâmetros de cálculo utilizados para o cálculo da resistência última lateral.

Quadro 4.40- Resistência última e parâmetros utilizados (Takesue *et al.*, 1997).

Estaca	Ensaio	f_s (kPa)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	CPT3	188	143	1616
	CPT6			
C1	CPT2	197	150	1258
	CPT5			
T1	CPT2	193	147	1659

4.3.1.3.1. Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados

No Quadro 4.41, Quadro 4.42 e Quadro 4.43 encontram-se representados os valores da resistência última para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente, segundo os vários autores estudados.

Quadro 4.41- Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Bustamante e Gianesselly (1999)	2276	644	37	421	1024
Philipponat (1980)	2178	616	53	597	1171
Eslami e Fellenius (1996, 1997)	2437	689	37	421	1069
Holleyman et al. (1997)	2420	684	12	140	784
Takesue et al. (1997)	--	--	143	1616	--

Quadro 4.42- Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Bustamante e Gianesselly (1999)	3813	467	60	501	950
Philipponat (1980)	2368	290	56	470	742
Eslami e Fellenius (1996, 1997)	4959	607	45	376	965
Holleyman et al. (1997)	4736	580	27	225	788
Takesue et al. (1997)	--	--	150	1258	--

Quadro 4.43– Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Bustamante e Ghaneselly (1999)	2771	783	57	685	1428
Philipponat (1980)	2471	699	61	685	1343
Eslami e Fellenius (1996, 1997)	2473	699	43	484	1142
Holleyman et al. (1997)	4941	1397	29	322	1678
Takesue et al. (1997)	--	--	147	1659	--

4.3.1.4. Métodos empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométrico de Ménard)

Método empírico de Bustamante e Ghaneselly (1982, revisto em 1998)

O solo em estudo pode enquadrar-se num silte de Classe B comparando os parâmetros deduzidos no ensaio do pressiómetro de Ménard, módulo pressiométrico (E_{pm}) e pressão limite (p_L) com os valores de referência apresentados nos Quadros 2.22 e 2.23.

- E_{pm}/p_L toma valores entre 12 e 15;
- p_L varia entre 1 e 2,2.

O ensaio PMT1 foi desprezado por ter sido efectuado numa zona de menor resistência e suficientemente longe das estacas em estudo.

Os resultados pontuais em profundidade da pressão limite p_L e da pressão limite diferencial p_L^* dos ensaio PMT2 e PMT3 foram aproximadamente lineares.

A estaca E9 foi assimilada a uma estaca sem deslocamento, moldada com encamisamento temporário. A estaca C1 é uma estaca cravada com deslocamento de betão pré-fabricado e para o estudo da estaca T1 admitiu-se uma estaca sem deslocamento, moldada sem nenhum suporte.

O resumo dos cálculos efectuados é apresentado no Quadro 4.44.

Quadro 4.44– Resistência última e parâmetros utilizados (Bustamante e Ghaneselly (1982, 1998).

Estaca	Ensaio	p_{Le}^* (kPa)	K_p	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	Curva (Fig. 2.21)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
E9	PMT2	1691	1,2	2029	574	Q1	40	452	985
	PMT3								
C1	PMT2	1724	1,5	2586	317	Q2	71	596	895
T1	PMT2	1691	1,2	2029	574	Q2	72	814	1347
	PMT3								

Método de Chang e Zhu (2004)

O Método de Chang e Zhu (2004) permite obter a resistência lateral em função da pressão limite diferencial, p_L^* , aplicando a expressão (2.102).

O resumo dos cálculos efectuados é apresentado no Quadro 4.45.

Quadro 4.45- Resistência última e parâmetros utilizados (Chang e Zhu, 2004).

Estaca	Ensaio	p_L^* (kPa)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)
E9	PMT2	1691	61	684
	PMT3			
C1	PMT2	1724	62	520
T1	PMT2	1691	61	684
	PMT3			

4.3.1.4.1. Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados

No Quadro 4.46, Quadro 4.47 e Quadro 4.48 encontram-se representados os valores da resistência última para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente, segundo os vários autores estudados.

Quadro 4.46- Resistência última segundo os vários autores para a estaca E9.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	2029	574	40	452	985
Chang e Zhu (2004)	--	--	61	684	--

Quadro 4.47- Resistência última segundo os vários autores para a estaca C1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	2586	317	71	596	895
Chang e Zhu (2004)	--	--	62	520	--

Quadro 4.48- Resistência última segundo os vários autores para a estaca T1.

Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	2029	574	72	814	1347
Chang e Zhu (2004)	--	--	61	684	--

4.3.1.5. Comparação dos valores obtidos da resistência última segundo os vários autores estudados

No Quadro 4.46 encontram-se representados os valores da resistência última para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente, segundo os vários autores estudados.

Quadro 4.49- Quadro resumo para a estaca E9.

Métodos	Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Racionais ou teóricos	Terzaghi (1943)	8999	2455	64	364	2778
	Meyerhof (1976)	2591	733	23	264	957
	Skempton <i>et al.</i> (1953)	5987	1693	18	206	1858
	Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	17189	4860	18	206	5025
	Vesic (1975)	35325	9988	18	206	10153
	Método β	--	--	18	206	--
	Método α	--	--	50	565	--
	Exp. Geral	--	--	18	206	--
SPT	Aoki e Loppes (1975)	3300	933	46	523	1415
	Meyerhof (1956, 1976)	3532	999	17	189	1146
	Décourt e Quaresma (1978, 1982)	3300	933	43	481	1373
	Chang e Wong (1995)	--	--	46	519	--
	Tan <i>et al.</i> (1998)	--	--	34	385	--
	Balakrishnan <i>et al.</i> (1999)	--	--	39	442	--
	Ng <i>et al.</i> (2001a, 2001b)	--	--	10	115	--
CPT	Bustamante e Gianesselly (1999)	2276	644	37	421	1024
	Philipponat (1980)	2178	616	53	597	1171
	Eslami e Fellenius (1996, 1997)	2437	689	37	421	1069
	Holleyman <i>et al.</i> (1997)	2420	684	12	140	784
	Takesue <i>et al.</i> (1997)	--	--	143	1616	--
PMT	Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	2029	574	40	452	985
	Chang e Zhu (2004)	--	--	61	684	--

Quadro 4.50- Quadro resumo para a estaca C1.

Métodos	Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Racionais ou teóricos	Terzaghi (1943)	8932	1094	67	281	1358
	Meyerhof (1976)	3280	402	31	260	645
	Skempton <i>et al.</i> (1953)	5987	733	24	202	917
	Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	16069	1968	24	202	2152
	Vesic (1975)	35325	4327	24	202	4511
	Método β	--	--	18	153	--
	Método α	--	--	50	420	--
	Exp. Geral	--	--	24	202	--
SPT	Aoki e Velloso (1975)	6943	851	97	816	1649
	Meyerhof (1956, 1976)	10595	1298	33	280	1560
	Décourt e Quaresma (1978, 1982)	6750	827	65	549	1359
CPT	Bustamante e Gianesselly (1999)	3813	467	60	501	950
	Philipponat (1980)	2368	290	56	470	742
	Eslami e Fellenius (1996, 1997)	4959	607	45	376	965
	Holleyman <i>et al.</i> (1997)	4736	580	27	225	788
	Takesue <i>et al.</i> (1997)	--	--	150	1258	--
PMT	Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	2586	317	71	596	895
	Chang e Zhu (2004)	--	--	62	520	--

Quadro 4.51- Quadro resumo para a estaca T1.

Métodos	Autores	q_p (kPa)	Q_{pu} (kN)	q_s (kPa)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)
Métodos racionais ou teóricos	Terzaghi (1943)	8999	2455	82	462	2876
	Meyerhof (1976)	2591	733	36	412	1104
	Skempton <i>et al.</i> (1953)	5987	1693	25	287	1939
	Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	17189	4860	25	287	5106
	Vesic (1975)	35325	9988	25	287	10234
	Método β	--	--	23	261	--
	Método α	--	--	50	565	--
	Exp. Geral	--	--	25	287	--
SPT	Aoki e Loppes (1975)	3900	1103	55	618	1679
	Meyerhof (1956, 1976)	3532	999	17	189	1146
	Décourt e Quaresma (1978, 1982)	1950	551	65	740	1250
CPT	Bustamante e Gianesselly (1999)	2771	783	57	685	1428
	Philipponat (1980)	2471	699	61	685	1343
	Eslami e Fellenius (1996, 1997)	2473	699	43	484	1142
	Holleyman <i>et al.</i> (1997)	4941	1397	29	322	1678
	Takesue <i>et al.</i> (1997)	--	--	147	1659	--
PMT	Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	2029	574	72	814	1347
	Chang e Zhu (2004)	--	--	61	684	--

Dos resultados apresentados pode concluir-se que a formulação teórica baseada nas propriedades resistentes do solo, avaliadas a partir de ensaios triaxiais CID sobre amostras “indeformadas”, sobrestimam largamente a resistência de ponta das estacas, função do elevado ângulo de atrito obtido pelos ensaios e possivelmente pela conceito definidor de carga última (que não forçosamente de “rotura”) ser diferente da dos restantes métodos. Desta forma este método será excluído da possibilidade de prever adequadamente o comportamento das estacas em estudo.

Em relação aos métodos semi-empíricos convém destacar-se que raramente os seus autores definem com clareza o que entendem por carga última, ou para que níveis de deformação a mesma foi definida nas metodologias propostas, causando uma certa dificuldade na comparação dos resultados obtidos.

No Regulamento Francês “Code Fascicule 62-V: Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil” o critério de rotura está definido, sendo a carga de rotura a carga correspondente a um deslocamento da cabeça da estaca igual a 10% do seu diâmetro.

Normalmente, o critério de rotura é estipulado considerando a capacidade de carga última como a carga correspondente a um deslocamento da cabeça da estaca equivalente a 10% do seu diâmetro para estacas com deslocamento e estacas sem deslocamento instaladas em argilas, e 30% do diâmetro no caso de estacas sem deslocamento construídas em areias. Neste estudo admitiu-se que os métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso e de Décourt e Quaresma se baseiam nesta definição de carga última.

Tendo em conta esta diferença de definição de capacidade de carga última, é compreensível que para as estacas sem deslocamento, ou seja, para as estacas E9 e T1 haja semelhança no valor da resistência lateral, mas uma grande diferença na avaliação da resistência de ponta. Para esta grandeza encontrou-se uma razão de aproximadamente 1,5, consoante ela é determinada pelo regulamento francês (Método de Bustamante e Gianesselly com correlações com os ensaios PMT e CPT) ou pelos métodos de origem brasileira. Apenas é excepção o estudo da estaca T1 pelo método de Décourt e Quaresma.

De facto, os métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas moldadas realizadas a trado contínuo estão ainda pouco fundamentados. Neste trabalho optou-se por aproximar o comportamento da base da estaca ao correspondente das estacas moldadas e o comportamento do seu fuste ao das estacas cravadas. Esta opção fica de alguma forma sustentada pelos valores indicativos dos coeficientes α e β intervenientes no método de

Décourt e Quaresma, sendo no entanto o valor de α no caso de estacas moldadas o dobro das estacas de trado, razão da exceção apontada no parágrafo anterior.

Para as estacas cravadas o critério de definição de carga última é, em princípio, o mesmo para os vários métodos semi-empíricos utilizados. Fica assim afastada a hipótese deste conceito de “rotura” ser responsável pela diferença dos resultados obtidos.

Note-se que na formulação do método de Aoki e Velloso, a razão da resistência de ponta unitária de uma estaca moldada e de uma cravada é de 50%, enquanto que para o método de Décourt e Quaresma essa razão vale 60%. No entanto, no método proposto pelo regulamento francês, para a tipologia do solo adoptado, essa mesma razão é de 80% e 73% para a metodologia que utiliza o PMT e o CPT, respectivamente. No estudo efectuado as razões obtidas foram ligeiramente distintas das anteriormente referidas, fruto da consideração de ensaios diferentes na avaliação do comportamento das estacas moldada E9 e cravada C1. Esta comparação é efectuada no Quadro 4.52.

Quadro 4.52- Razão da resistência de ponta unitária para as estacas moldadas com recurso a tubo moldador metálico e cravadas.

Métodos	Autores	Resultados obtidos $q_p(\text{moldada}) / q_p(\text{cravada})$ (%)	Formulação do método $q_p(\text{moldada}) / q_p(\text{cravada})$ (%)
SPT	Aoki e Velloso (1975)	40	50
	Meyerhof (1956, 1976)	33	33
	Décourt e Quaresma (1978, 1982)	48	60
CPT	Bustamante e Gianesselly (1999)	60	73
	Philipponat (1980)	92	89
	Eslami e Fellenius (1996, 1997)	49	55
	Holleyman et al. (1997)	51	63
PMT	Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	78	80

Conclui-se que os métodos baseados em correlações com os ensaios CPT e PMT são mais conservativos no cálculo da resistência de ponta das estacas, com excepção da estaca de moldada com recurso à técnica do trado contínuo, que apresenta o menor valor da resistência de ponta quando calculada pelo método Décourt e Quaresma (1978, 1982), em comparação com as outras metodologias analisadas.

Desta forma, optou-se por escolher os métodos semi-empíricos de origem brasileira, Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma pela sua experiência em materiais do tipo residual, tendo-se admitido um valor intermédio entre o primeiro e o segundo método dos autores.

Tendo em conta as considerações referidas, os valores escolhidos são apresentados no Quadro 4.53.

Quadro 4.53– Resistência de ponta, resistência lateral e capacidade de carga última.

Estaca	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)	Critério de rotura
E9	933	502	1394	30% x B
C1	839	683	1504	10% x B
T1	827	679	1465	30% x B

Nestes métodos a carga última é, em princípio, definida pela carga correspondente a um deslocamento da cabeça da estaca de 10% o seu diâmetro para estacas com deslocamento e estacas sem deslocamento instaladas em argilas, e 30% do diâmetro no caso de estacas sem deslocamento construídas em areias.

4.4. PREVISÃO DOS ASSENTAMENTOS DAS ESTACAS SUBMETIDAS A SOLICITAÇÕES VERTICAIS

4.4.1. Métodos baseados na Teoria da Elasticidade

4.4.1.1. Método de Randolph (1977)

Como referido em 2.2.2.1, o Método de Randolph (1977) baseia-se na teoria da elasticidade e é um método linear.

Estaca E9

Aplicando a expressão (2.105) proposta pelo autor a curva carga assentamento obtida para a estaca E9 encontra-se representada na Figura 4.9 e no Quadro 4.54 estão representados os valores que lhe deram origem.

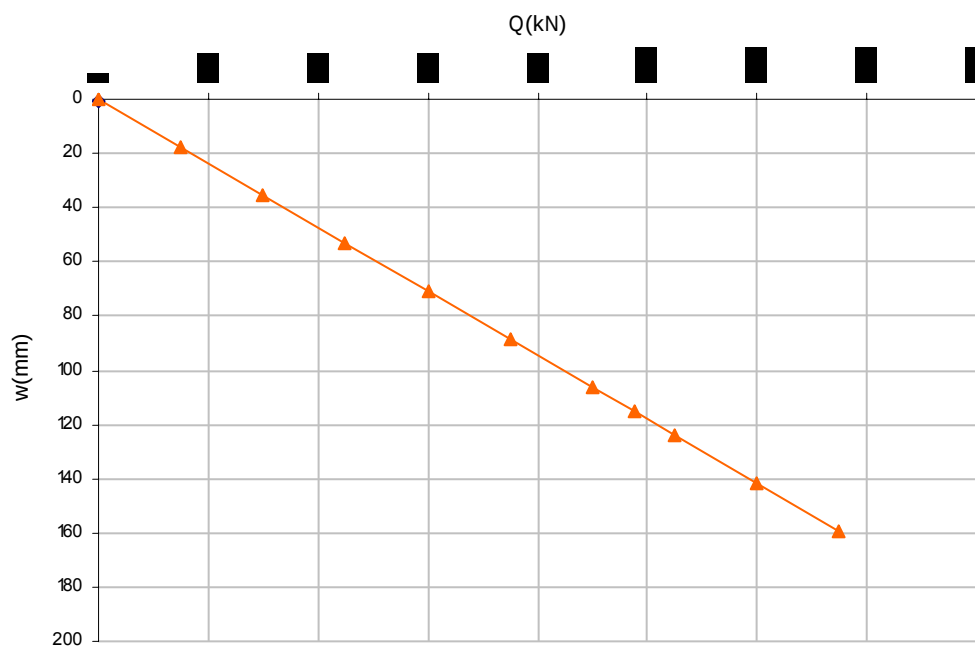


Figura 4.9 - Curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca E9.

Quadro 4.54- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca E9.

Q (kN)	ν_s	λ	η	ξ	ρ	ζ	μ	I_p	s (mm)
0									0,0000
150									17,7059
300									35,4119
450									53,1178
600									70,8238
750	0,2600	4,9322	1,0000	1,0000	0,5000	2,9178	7,4559	1,3244	88,5297
900									106,2357
975									115,0886
1050									123,9416
1200									141,6475
1350									159,3535

Estaca C1

Na Figura 4.10 está representada a curva carga-assentamento obtida quando se aplica a expressão (2.105) proposta pelo autor e no Quadro 4.55 apresentam-se os valores que lhe deram origem.

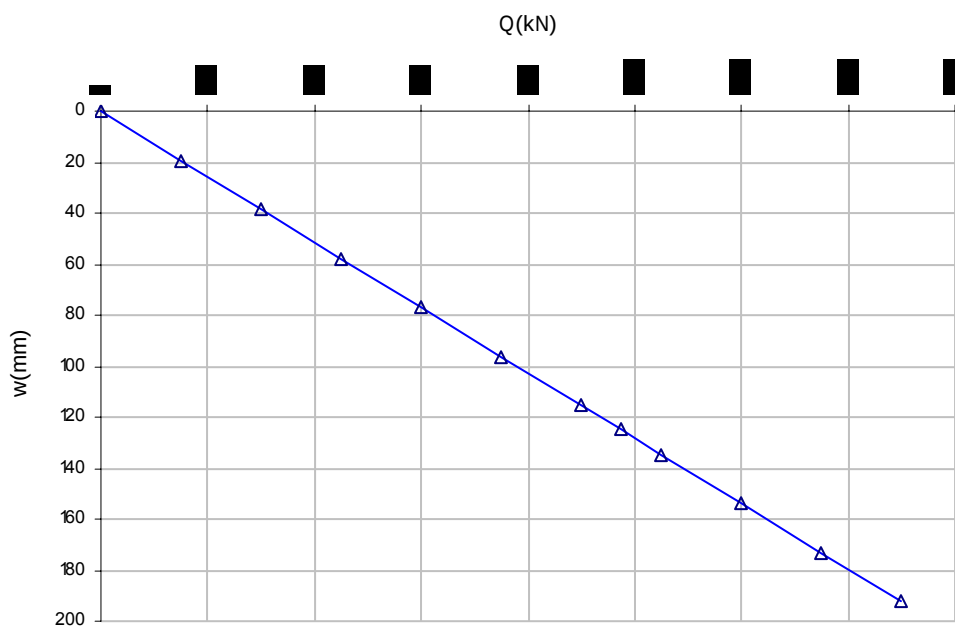


Figura 4.10 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca C1.

Quadro 4.55– Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca C1.

Q (kN)	v_s	λ	η	ξ	ρ	ζ	μ_L	I_p	s (mm)
0									0,0000
150									19,2158
300									38,4317
450									57,6475
600									76,8633
750	0,2600	4,9322	1,0000	1,0000	0,5000	3,3360	10,5935	1,4373	96,0791
900									115,2950
975									124,9029
1050									134,5108
1200									153,7266
1350									172,9425
1500									192,1583

Estaca T1

Na Figura 4.11 está representada a curva carga-assentamento obtida quando se aplica a expressão (2.105) proposta pelo autor e no Quadro 4.56 apresentam-se os valores que lhe deram origem.

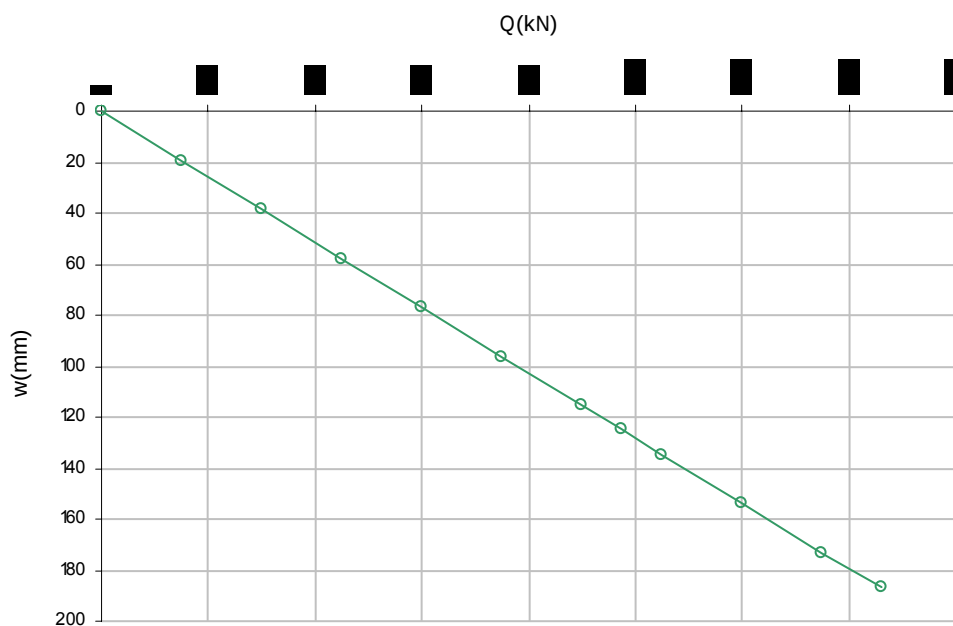


Figura 4.11 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca T1.

Quadro 4.56- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Randolph (1977) para a estaca T1.

Q (kN)	ν_s	λ	η	ξ	ρ	ζ	μ_L	I_p	s (mm)
0									0,0000
150									19,2158
300									38,4317
450									57,6475
600									76,8633
750	0,2600	4,9322	1	1	0,5	3,336	10,5935	1,4373	96,0791
900									115,2950
975									124,9029
1050									134,5108
1200									153,7266
1350									172,9425
1460									187,0341

4.4.1.2. Método de Poulos e Davis (1980)

Como referido em 2.2.2.2, o Método de Poulos e Davis (1980) baseia-se na teoria da elasticidade e é um método linear.

Estaca E9

Aplicando a expressão (2.108) proposta pelo autor a curva carga assentamento obtida para a estaca E9 encontra-se representada na Figura 4.12 e no Quadro 4.57 estão representados os valores que lhe deram origem.

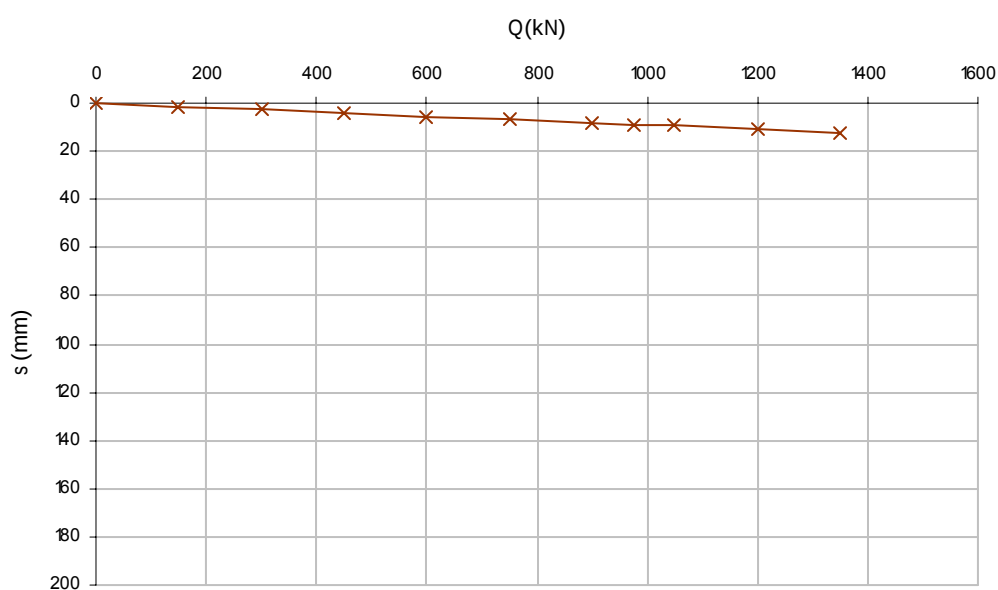


Figura 4.12 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca E9.

Quadro 4.57- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca E9.

Q (kN)	E_{SL} (KPa)	B (m)	L/B	I_0	R_k	R_v	R_h	R_b	I_p	s (mm)
0										0,0000
150										0,9840
300										1,9679
450										2,9519
600										3,9358
750	18700	0,6	10	0,2	1	0,92	1	0,4	0,0736	4,9198
900										5,9037
975										6,3957
1050										6,8877
1200										7,8717
1350										8,8556

Estaca C1

Na Figura 4.13 está representada a curva carga-assentamento obtida quando se aplica a expressão (2.105) proposta pelo autor e no Quadro 4.58 apresentam-se os valores que lhe deram origem.

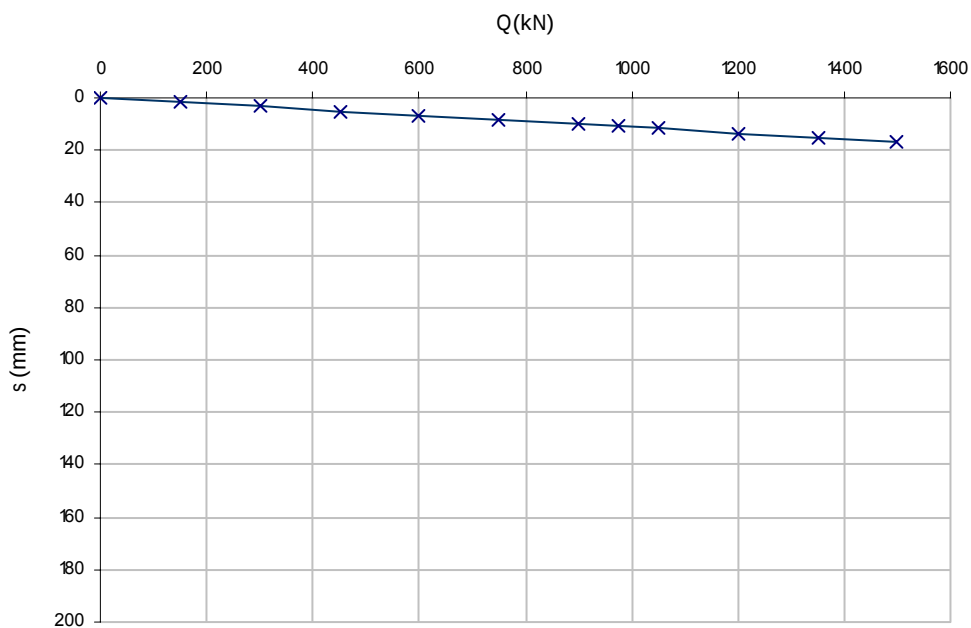


Figura 4.13 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca C1.

Quadro 4.58– Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca E9.

Q (kN)	E_{SL} (KPa)	B_{eq} (m)	L/B	I_0	R_k	R_v	R_h	R_b	I_p	s (mm)
0										0,0000
150										1,6743
300										3,3485
450										5,0228
600										6,6970
750	18700	0,3949	15,1925	0,2	1,12	0,92	1	0,4	0,0824	8,3713
900										10,0455
975										10,8827
1050										11,7198
1200										13,3941
1350										15,0683
1500										16,7426

Estaca T1

Na Figura 4.14 está representada a curva carga-assentamento obtida quando se aplica a expressão (2.105) proposta pelo autor e no Quadro 4.59 apresentam-se os valores que lhe deram origem.

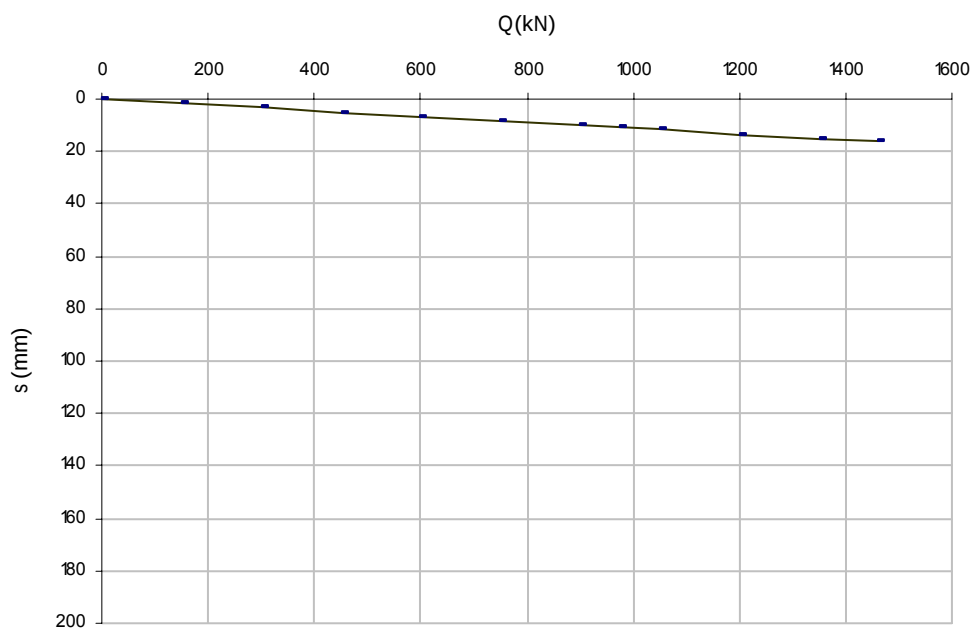


Figura 4.14 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca T1.

Quadro 4.59- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Poulos e Davis (1980) para a estaca T1.

Q (kN)	E_{SL} (KPa)	B_{eq} (m)	L/B	I_0	R_k	R_v	R_h	R_b	I_p	s (mm)
0										0,0000
150										1,6743
300										3,3485
450										5,0228
600										6,6970
750	18700	0,3949	15,1925	0,2	1,12	0,92	1	0,4	0,0824	8,3713
900										10,0455
975										10,8827
1050										11,7198
1200										13,3941
1350										15,0683
1460										16,2961

4.4.1.3. Método Mayne e Zavala (2004)

Como referido em 2.2.2.3, o Método de Mayne e Zavala (2004) baseia-se na teoria da elasticidade e é um método não-linear.

Estaca E9

Aplicando a expressão (2.111) proposta pelo autor a curva carga assentamento obtida para a estaca E9 encontra-se representada na Figura 4.15 e no Quadro 4.60 estão representados os valores que lhe deram origem.

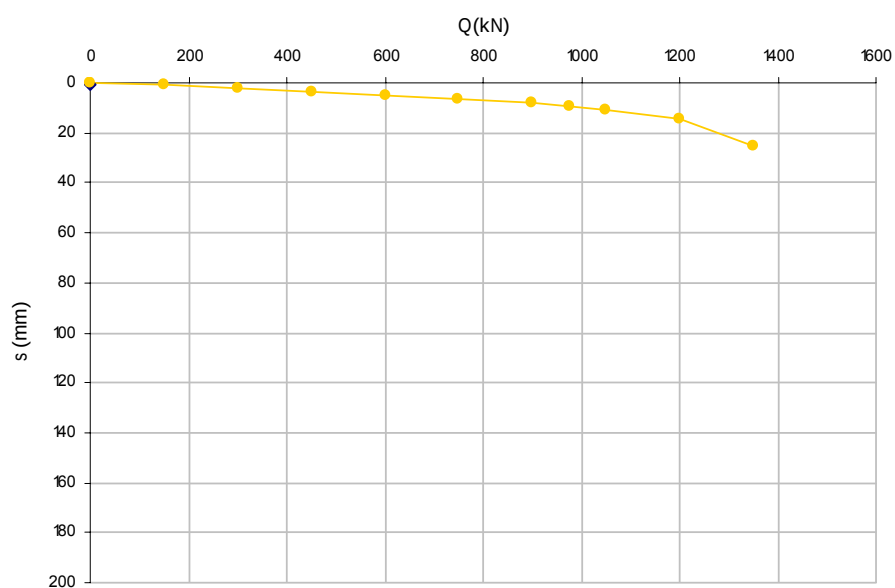


Figura 4.15 - Curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca E9.

Quadro 4.60- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca E9.

Q (kN)	ν	L (m)	B (m)	I_p	V_s (m/s)	ρ_t (kgf/m ³)	$E_{m\acute{a}x.}$ (kPa)	s (mm)
0								0,0000
150								1,0355
300								2,1524
450								3,3746
600								4,7392
750	0,26	6	0,6	0,1350	265	0,1906	33734	6,3081
900								8,1965
975								9,3292
1050								10,6592
1200								14,4659
1350								25,3981

Estaca C1

Na Figura 4.16 está representada a curva carga-assentamento obtida quando se aplica a expressão (2.111) proposta pelo autor e no Quadro 4.61 apresentam-se os valores que lhe deram origem.

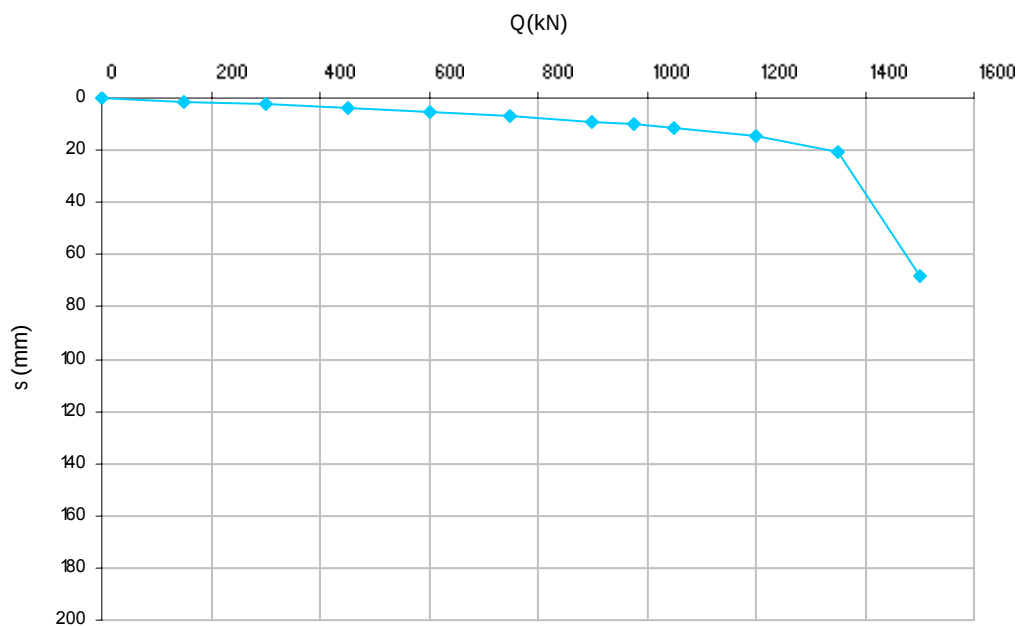


Figura 4.16 – Curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca C1.

Quadro 4.61– Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca C1.

Q (kN)	ν	L (m)	B (m)	I_p	V_s (m/s)	ρ_t (kgf/m ³)	$E_{m\acute{a}x.}$ (kPa)	s (mm)
0								0,0000
150								1,1869
300								2,4590
450								3,8387
600								5,3595
750	0,26	6	0,35	0,0905	265	0,1906	33734	7,0741
900								9,0730
975								10,2279
1050								11,5317
1200								14,8641
1350								20,5068
1500								68,1230

Estaca T1

Na Figura 4.17 está representada a curva carga-assentamento obtida quando se aplica a expressão (2.111) proposta pelo autor e no Quadro 4.62 apresentam-se os valores que lhe deram origem.

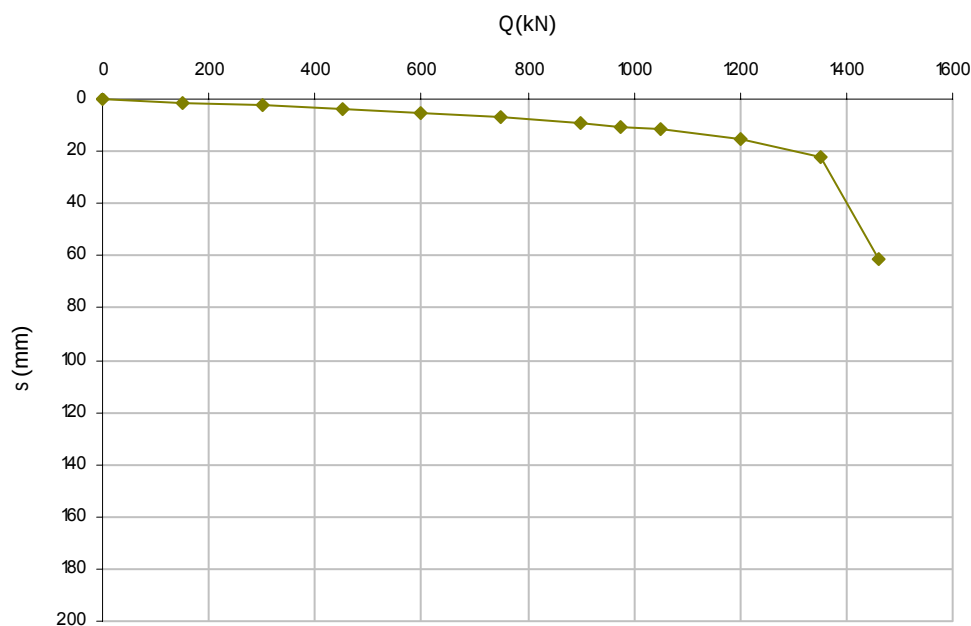


Figura 4.17 - Curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca T1.

Quadro 4.62- Parâmetros para a curva carga-assentamento obtida através do Método de Mayne e Zavala (2004) para a estaca T1

Q (kN)	ν	L (m)	B (m)	I_p	V_s (m/s)	ρ_t (kgf/m ³)	$E_{máx.}$ (kPa)	s (mm)
0								0,0000
150								1,1880
300								2,4639
450								3,8519
600								5,3882
750	0,26	6	0,35	0,0905	265	0,1906	33734	7,1313
900								9,1839
975								10,3835
1050								11,7536
1200								15,3676
1350								22,2086
1460								61,5261

4.4.1.4. Comparação dos diversos métodos estudados

Na Figura 4.18, Figura 4.19 e Figura 4.20 estão representadas as curvas carga-assentamento obtidas a partir das propostas pelos autores estudados para as estacas E9, C1 e T1, respectivamente.

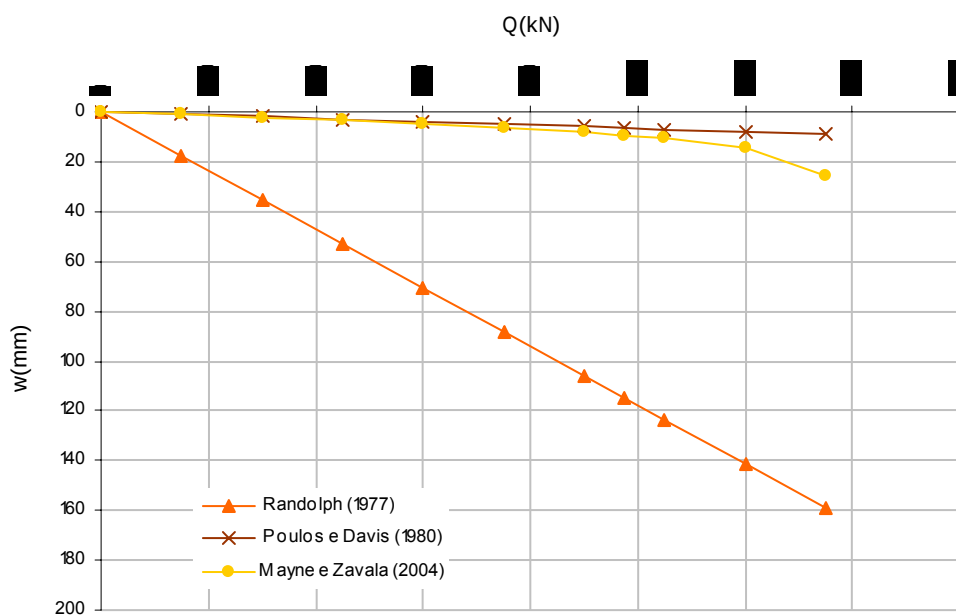


Figura 4.18 - Curvas carga-assentamento para a estaca E9.

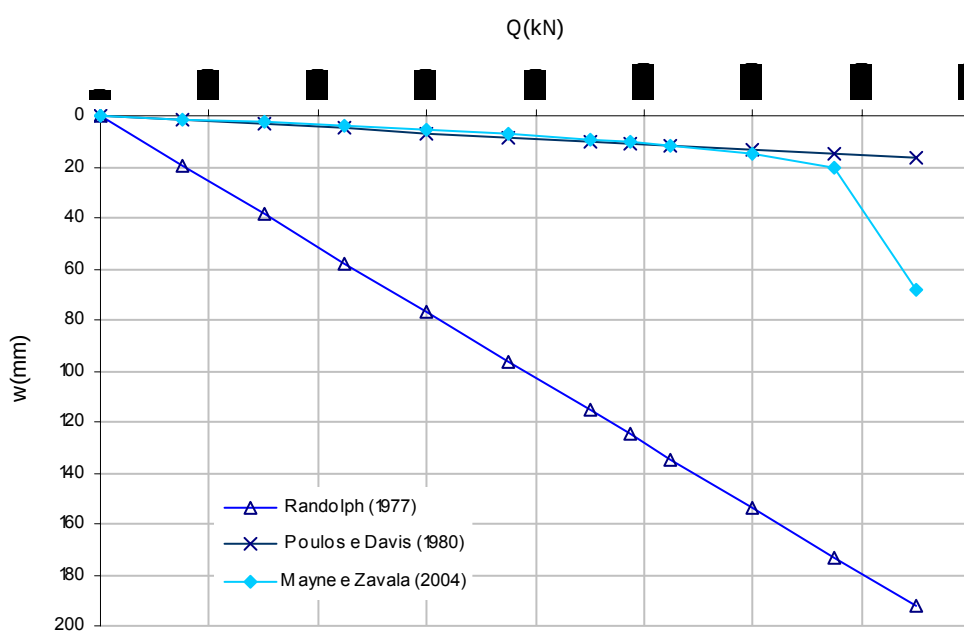


Figura 4.19 – Curvas carga-assentamento para a estaca C1.

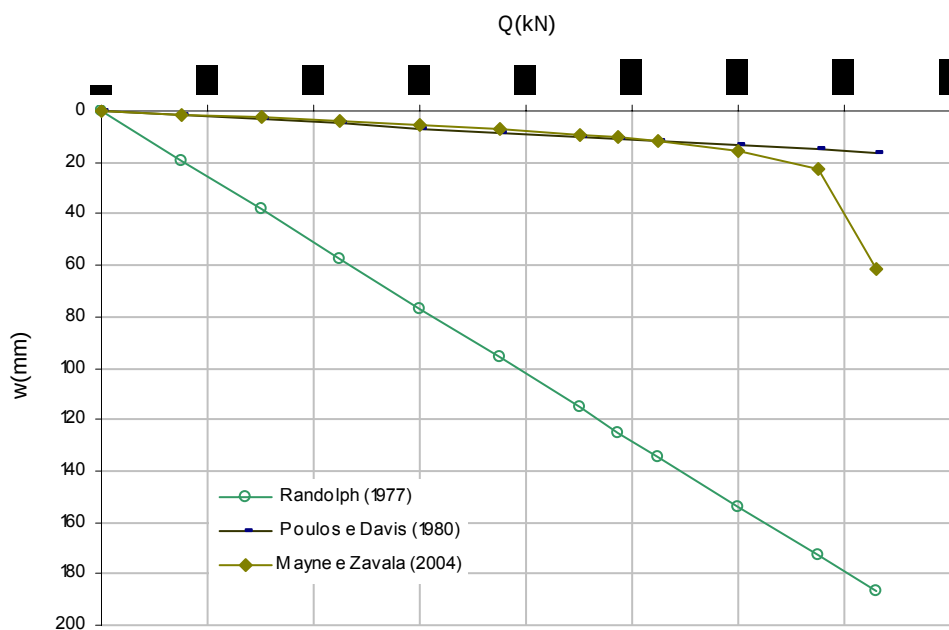


Figura 4.20 – Curvas carga-assentamento para a estaca T1.

4.4.2. Métodos numéricos

Neste ponto foi utilizado o programa FB-Pier, para a previsão da curva carga-assentamento das estacas em estudo. A curva carga-assentamento foi modelada através de molas de transferência de carga axial, não lineares, baseadas na solução proposta por Reese para as estacas moldada e de trado e de Randolph para a estaca cravada.

A solução admite curvas de transferência hiperbólicas, cuja sua assíntota tende para a resistência máxima.

Estaca E9

5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA VERTICAL À COMPRESSÃO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL E OS RESULTADOS APRESENTADOS NO CAPÍTULO 4

5.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo refere-se à comparação entre os resultados obtidos nos ensaios estáticos de carga vertical à compressão realizados no Campo Experimental sobre três estacas de tipologias diferentes, moldada com recurso a tubo moldador metálico (E9), cravada (C1) e de moldada com recurso á técnica do trado contínuo (T1), com os resultados obtidos no Capítulo 4.

5.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA VERTICAL À COMPRESSÃO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL E OS RESULTADOS APRESENTADOS NO CAPÍTULO 4

5.2.1. Estaca E9

5.2.1.1. Resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão

Na Figura 5.1 encontra-se representada a curva carga-assentamento obtida através dos resultados dos 4 deflectómetros utilizados na realização do ensaio vertical estático.

Da análise da Figura 5.1 e do Quadro 5.1 pode verificar-se que para a carga máxima aplicada de 1350kN a estaca sofre um assentamento de 155mm.

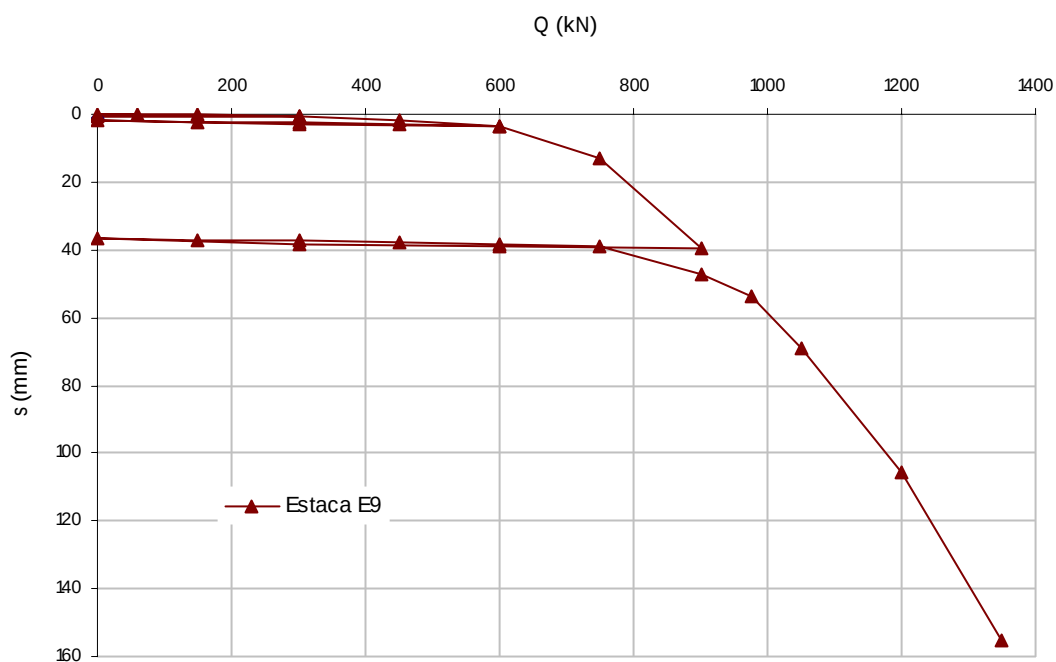


Figura 5.1 – Curva carga-assentamento obtida para a estaca E9.

Quadro 5.1 – Valores obtidos através da leitura dos deflectómetros para construção da curva carga-
assentamento

Carga (kN)	Assentamento (mm)
0	0,0000
60	0,0830
0	-0,0067
150	0,2611
300	0,8120
150	0,6167
0	0,3015
150	0,5124
300	0,8629
450	1,9317
600	3,5797
300	2,8558
0	1,9356
150	2,1637
300	2,5112
450	3,0189
600	3,8071
750	12,8440
900	39,6471
600	39,0985
300	38,1635
0	36,7453
150	37,0128
300	37,2738
450	37,6328
600	38,1053
750	38,8068
900	46,9840
975	53,4973
1050	68,7975
1200	105,5783
1350	155,0466

A estaca em estudo foi também instrumentada com sensores (*retrievable extensometer*) localizados conforme se ilustra na Figura 3.40, observando-se na Figura 5.2, os valores obtidos através da leitura dos mesmos para os vários escalões de carga efectuados. Note-se que embora os sensores estejam colocados como mostra a Figura 3.40, estes medem a deformação entre sensores consecutivos, desta forma na Figura 5.2 as cotas dos pontos de

aplicação da carga não coincidem com a localização dos sensores, mas são a média entre a cota de dois sensores consecutivos referenciada ao ponto de aplicação da carga.

Por exemplo, o valor correspondente à leitura no extensómetro 1 tem cota de 1,86m que corresponde a $1,02/2$ (distância média entre o extensómetro 1 e o extensómetro 2) + 0,15 (distância entre a colocação do extensómetro 1 e a cota do terreno) + 0,2 (distância entre a cota do terreno e o maciço de encabeçamento da estaca) + 1 (altura do maciço de encabeçamento da estaca). O mesmo raciocínio foi feito para os restantes extensómetros.

Os cálculos foram efectuados considerando um módulo de elasticidade de 21 GPa.

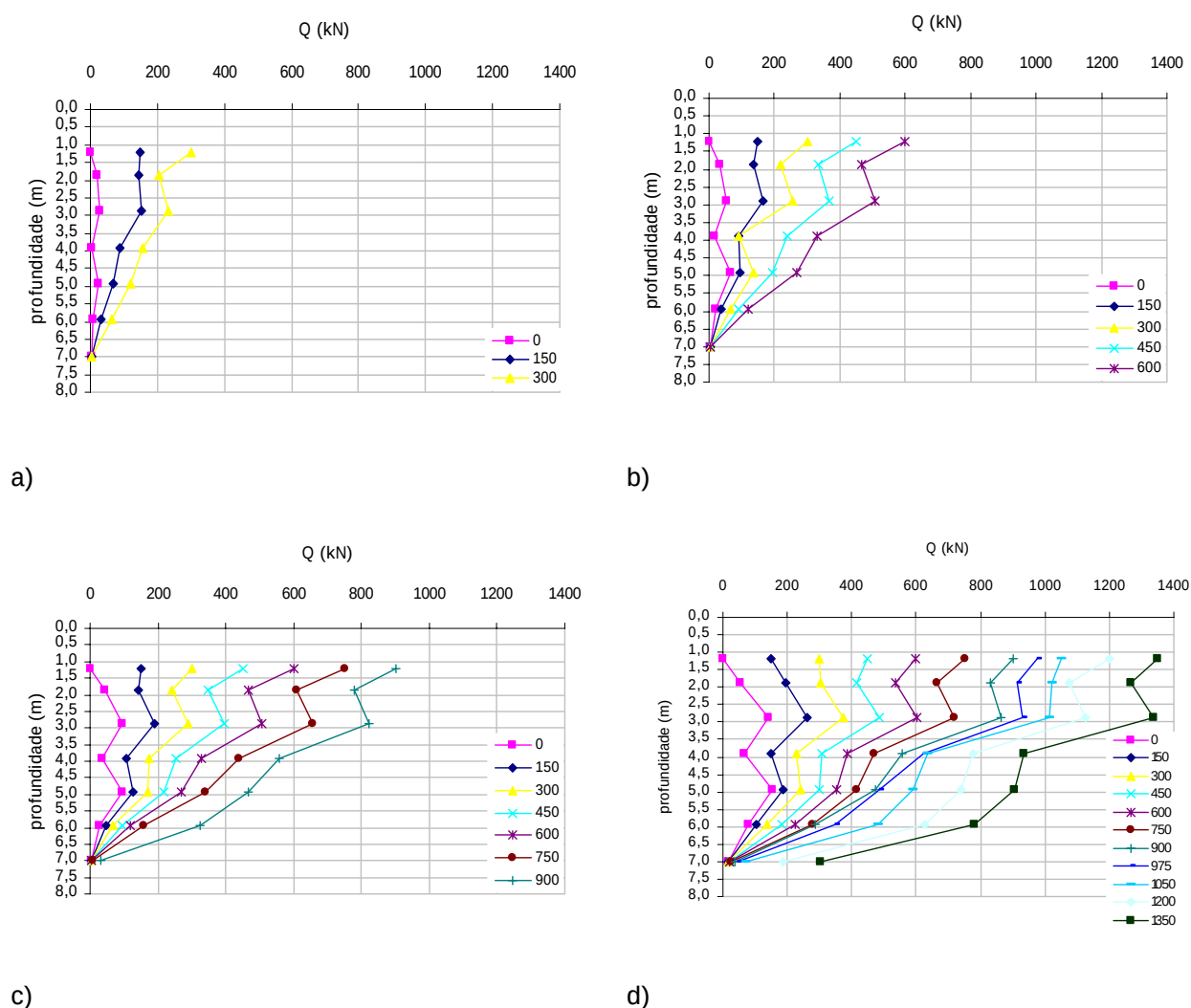


Figura 5.2 - Curva carga-profundidade obtida através das leituras fornecidas pelos extensómetros para o escalão de carga: a) 0-300 kN; b) 0-600 kN; c) 0-900 kN; d) 0-1350kN.

Como referido no Capítulo 3, a 7m de profundidade foi colocada uma célula de carga, que embora tenha sido retirada com sucesso, os resultados, por serem muito próximos de zero, como se pode observar na Figura 5.2, formam desprezados, uma vez que podiam originar interpretações erradas.

Na Figura 5.3 encontram-se representadas a resistência última total e as resistências últimas de ponta e lateral. Note-se que a ordenada na origem não é zero uma vez que o último escalão de carga aconteceu depois de três escalões de carga e descarga, havendo, desta forma, um assentamento residual de 36,75mm, isto é, um assentamento que não é recuperado aquando a recarga. Para melhor compreensão da Figura 5.3 apresentam-se os valores que lhe deram origem no Quadro 5.2.

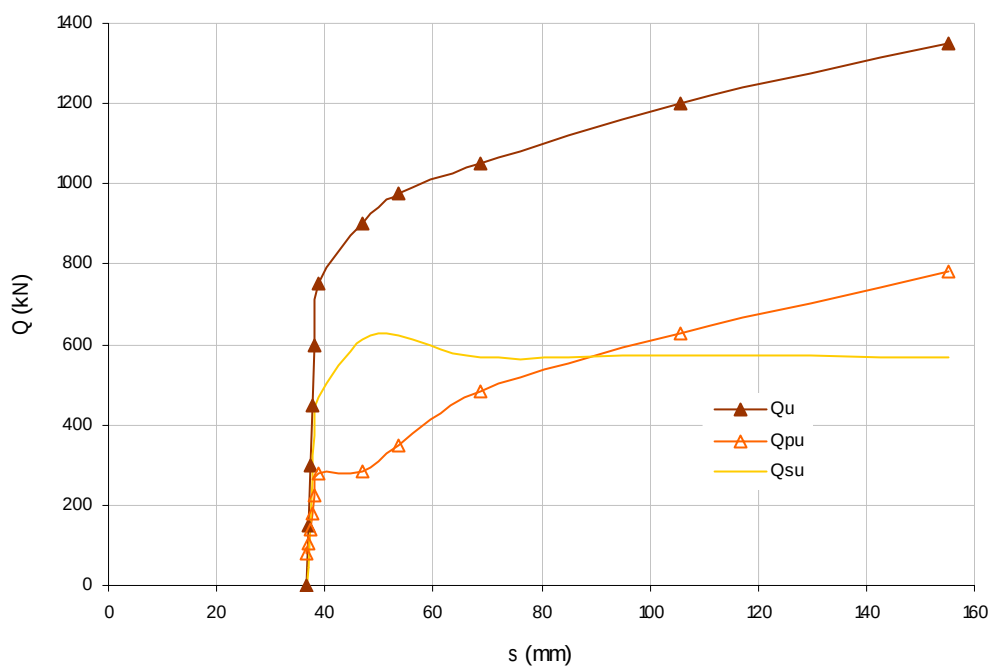


Figura 5.3 – Curva carga última-assentamento a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta.

Da análise da Figura 5.3 pode concluir-se que para a resistência lateral foi a primeira a ser mobilizada, assumindo o seu valor máximo para uma carga de aproximadamente 620kN, havendo um pequeno decréscimo a partir desse valor para 580kN. A partir deste valor a resistência lateral mantém-se com valor constante até se atingir a rotura do solo. Note-se que a resistência lateral atinge um pico para deslocamentos iguais a 50mm,

que se traduzem em deslocamentos neste escalão de carga de 13,25mm e estabiliza para valores do deslocamento de 62mm, ou seja, 25,25mm após o começo do escalão de carga.

A resistência de ponta começa a ser mobilizada sensivelmente quando a resistência lateral atinge o pico, crescendo a partir daí até à rotura do solo. Quando esta acontece a resistência de ponta assume o valor de 781,29madamente 620kN, havendo um pequeno decréscimo a partir desse valor para 580kN. A partir deste valor a resistência lateral mantém-se com valor constante até se atingir a rotura do solo. Note-se que a resistência lateral atinge um pico para deslocamentos iguais a 50mm, que se traduzem em deslocamentos neste escalão de carga de 13,25mm e estabiliza para valores do deslocamento de 62mm, ou seja, 25,25mm após o começo do escalão de carga.

A resistência de ponta começa a ser mobilizada sensivelmente quando a resistência lateral atinge o pico, crescendo a partir daí até à rotura do solo. Quando esta acontece a resistência de ponta assume o valor de 781,29 kN.

Quadro 5.2 – Valores para definição da curva carga última-assentamento a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta.

Q_u (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	s (mm)
0	78,07	-78,07	36,75
150	104,97	45,03	37,01
300	138,78	161,22	37,27
450	180,75	269,25	37,63
600	226,08	373,92	38,11
750	279,39	470,61	38,81
900	285,55	614,45	46,98
975	350,29	624,71	53,50
1050	482,07	567,93	68,80
1200	627,84	572,16	105,58
1350	781,29	568,71	155,05

No Quadro 5.3 encontram-se representados os valores da resistência última, resistência última lateral e de ponta para a estaca E9.

Quadro 5.3 – Quadro resumo para a estaca E9.

Q_u (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	s (mm)
1350	781,29	568,71	155,05

5.2.1.2. Comparação dos resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão com o previsto pelos diferentes métodos analisados no Capítulo 4

Métodos racionais ou teóricos

O Quadro 5.4 apresenta os valores da resistência última, resistência última lateral e de ponta para a estaca E9.

Quadro 5.4 – Quadro resumo para a estaca E9.

Autores	Q_u (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)
Terzaghi (1943)	2778	2455	364
Meyerhof (1976)	957	733	264
Skempton <i>et al.</i> (1953)	1858	1693	206
Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	5025	4860	206
Vesic (1975)	10153	9988	206
Método β	---	---	206
Método α	---	---	565
Exp. Geral	---	---	206

Da análise do Quadro 5.4 pode concluir-se que o método de cálculo que mais se aproxima ao resultado obtido através do ensaio de compressão axial da estaca E9 para a resistência última de ponta é o Método de Meyerhof (1976).

Este resultado era esperado, uma vez que a superfície de rotura assumida por este autor é a mais realista neste tipo de solo. A proposta de Vesic (1975) é a que menos se aproxima da realidade, pois embora a superfície de rotura assumida por este autor seja a mesma que Skempton *et al.* (1953) assume, baseia-se em teorias elastoplásticas, concluindo-se, desta forma, que a rigidez do material não desempenha um papel muito importante neste tipo de solos.

De uma forma geral, a resistência última de ponta calculada a partir dos métodos racionais ou teóricos, sobrestimam a capacidade de carga última de ponta das estacas, uma vez que o factor da capacidade de carga N_q influencia em grande escala o valor dessa resistência, assumindo valores elevados uma vez que depende do ângulo de atrito. No caso particular dos solos residuais, o valor do ângulo de atrito é elevado, mas enganador, isto é o solo não tem a resistência que se pode pensar analisando apenas o ângulo de atrito. Estes solos têm como característica um elevado ângulo de atrito mas um baixo módulo de deformabilidade.

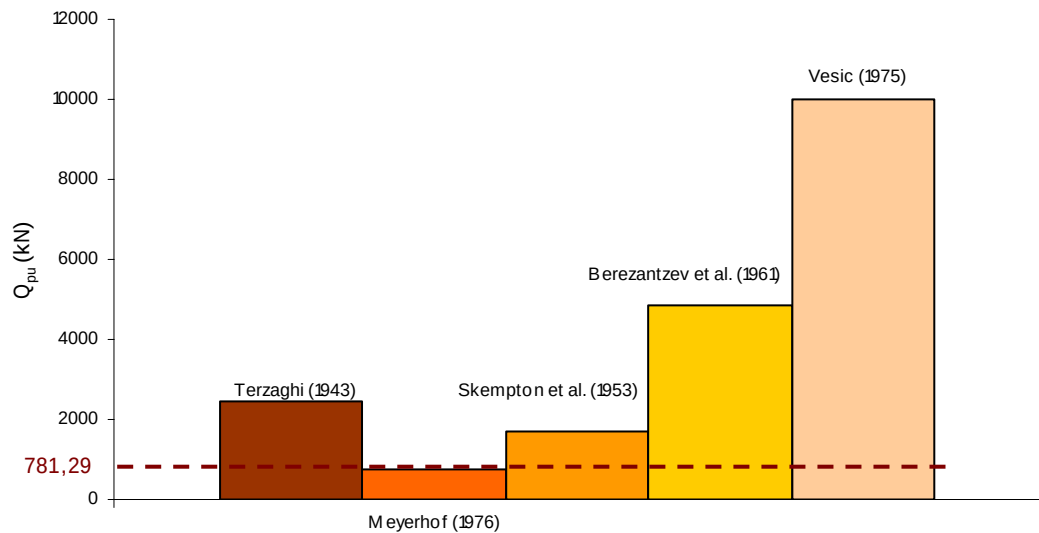


Figura 5.4 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca E9.

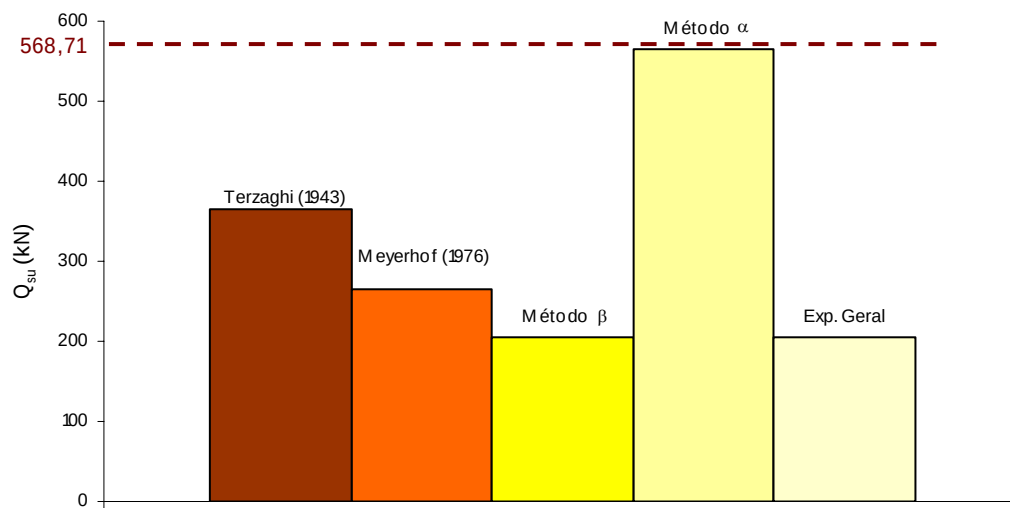


Figura 5.5 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca E9.

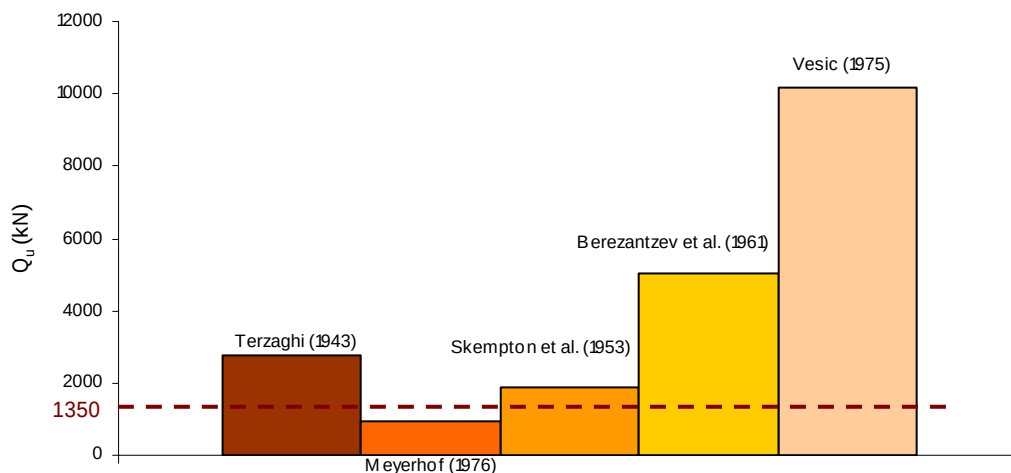


Figura 5.6 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca E9.

Comparando o valor realmente obtido para a resistência última (1350kN) com o estimado (1394kN) para a mesma estaca verifica-se que estes são muito semelhantes no que concerne à carga de rotura.

O critério de rotura definido no Capítulo 4 foi que a estaca atingiria este estado limite para um assentamento de 30% o seu diâmetro, o que daria 180mm. Verificou-se que a rotura foi atingida para um assentamento ligeiramente inferior, 150mm, traduzindo-se em 25% do diâmetro da estaca.

Pode-se concluir que a análise feita em 4.3.1.5 não está muito longe da realidade.

5.2.2. Estaca C1

5.2.2.1. Resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão

Na Figura 5.7 encontra-se representada a curva carga-assentamento obtida através dos resultados dos 4 deflectómetros utilizados na realização do ensaio vertical.

Da análise da Figura 5.7 e do Quadro 5.5 pode verificar-se que para a carga aplicada de 1430kN houve estabilização dos assentamentos e a estaca sofreu um assentamento de 19,83mm. A partir desta carga ocorreu uma rotura do solo por punção, isto, não foi conseguida a estabilização dos assentamentos. A estaca começou a “descer” no solo sem parar. Sem a estabilização dos assentamentos, a carga máxima atingida foi de 1530kN e o assentamento máximo registado foi de 86,64mm. Tendo em conta que não houve estabilização dos deslocamentos, a carga última foi de 1430kN e o assentamento correspondente a essa carga foi de 19,83mm.

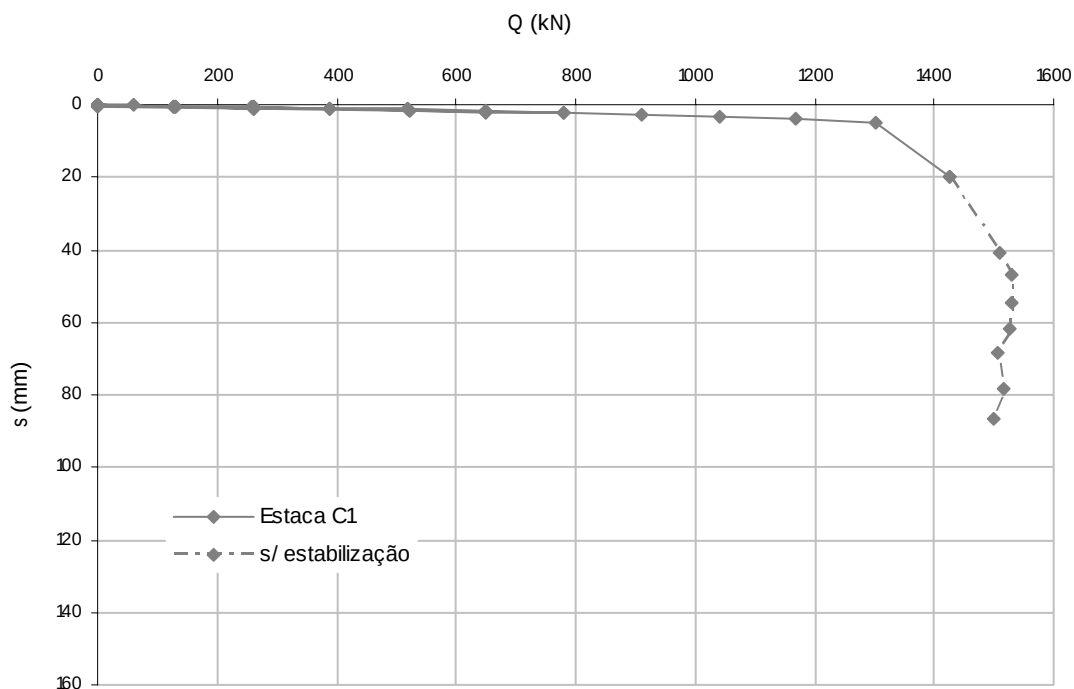


Figura 5.7 - Curva carga-assentamento obtida para a estaca C1.

Quadro 5.5 – Valores obtidos através da leitura dos deflectómetros para construção da curva carga-assentamento

Carga (kN)	Assentamento (mm)
0	0,0000
60	0,2183
0	0,0243
129	0,4161
260	0,7455
131	0,5307
0	0,0382
129	0,3678
259	0,6312
389	0,9016
518	1,2754
260	0,8668
0	0,1425
131	0,4685
260	0,7108
389	1,0400
520	1,2962
648	1,7497
780	2,2896
522	1,8709
260	1,2374
0	0,3156
129	0,6900
260	0,9396
389	1,1786
522	1,5453
648	1,9641
780	2,3726
910	2,9195
1040	3,5391
1168	4,1310
1301	4,9237
1427	19,8364
1508	40,7544
1529	46,8711
1529	54,4384
1527	61,7911
1506	68,6313
1515	78,1990
1501	86,6363

A estaca C1 não foi instrumentada com sensores (*retrievable extensometer*), não sendo por isso possível definir as curvas de transferência de carga da estaca ao solo em profundidade.

5.2.2.2. Comparação dos resultados obtidos no ensaio estático de carga vertical à compressão com o previsto pelos diferentes métodos analisados no Capítulo 4

Métodos racionais ou teóricos

O Quadro 5.6 apresenta os valores da resistência última, resistência última lateral e de ponta e na Figura 5.8 estão representados os resultados obtidos pelos diversos autores para a resistência última e o resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.

Quadro 5.6 – Quadro resumo para a estaca C1.

Autores	Q_u (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)
Terzaghi (1943)	1358	1094	281
Meyerhof (1976)	645	402	260
Skempton <i>et al.</i> (1953)	917	733	202
Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	2152	1968	202
Vesic (1975)	4511	4327	202
Método β	--	--	153
Método α	--	--	420
Exp. Geral	--	--	202

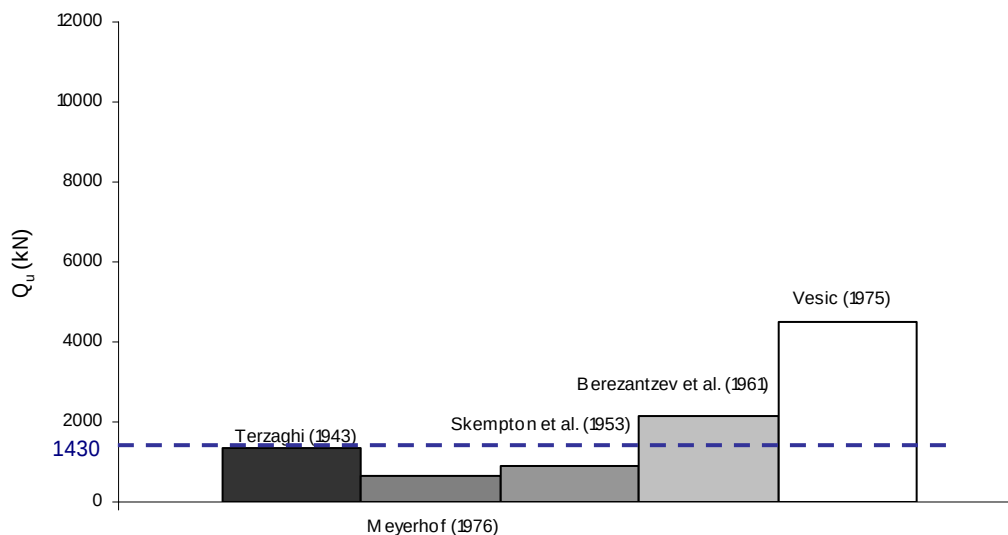


Figura 5.8 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.

Da análise da Figura 5.8 pode concluir-se que o método de cálculo que mais se aproxima do resultado obtido através do ensaio de compressão axial da estaca C1 para a

resistência última de ponta é o Método de Terzaghi (1943). Este resultado não era esperado, uma vez que a superfície de rotura assumida não foi o observado aquando do ensaio.

Note-se que a previsão efectuada através da proposta de Skempton *et al.* (1953), embora a superfície de rotura admitida por este autor seja a mais semelhante com o que na realidade aconteceu em obra, apresenta um valor aproximadamente 36% do realmente verificado.

A proposta de Meyerhof (1976), fornece-nos o limite inferior para a determinação da resistência última. Este facto constata-se uma vez que o autor limita a resistência última de ponta, e, provavelmente a estaca pré-fabricada cravada dinamicamente, atinge uma resistência de ponta superior ao valor admitido pelo autor, uma vez que esta possui uma superfície lisa ao longo de todo o fuste, não devendo desenvolver significativamente a resistência lateral.

Tal como na estaca E9, a proposta de Vesic (1975) fornece o limite superior da capacidade de carga da estaca. Nesta estaca, embora a superfície de rotura seja parecida com a que foi desenvolvida durante o ensaio, baseia-se em teorias elastoplásticas, concluindo-se mais uma vez que a rigidez do material não desempenha um papel muito importante neste tipo de solos.

Métodos semi-empíricos que utilizam o SPT (Standard Penetration Test)

O Quadro 5.7 apresenta os valores da resistência última, resistência última lateral e de ponta e na Figura 5.9 estão representados os resultados obtidos pelos diversos autores para a resistência última e o resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.

Quadro 5.7 – Quadro resumo para a estaca C1.

Autores	Q_u (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)
Aoki e Velloso (1975)	1649	851	816
Meyerhof (1956, 1976)	1560	1298	280
Décourt e Quaresma (1978, 1982)	1359	827	549

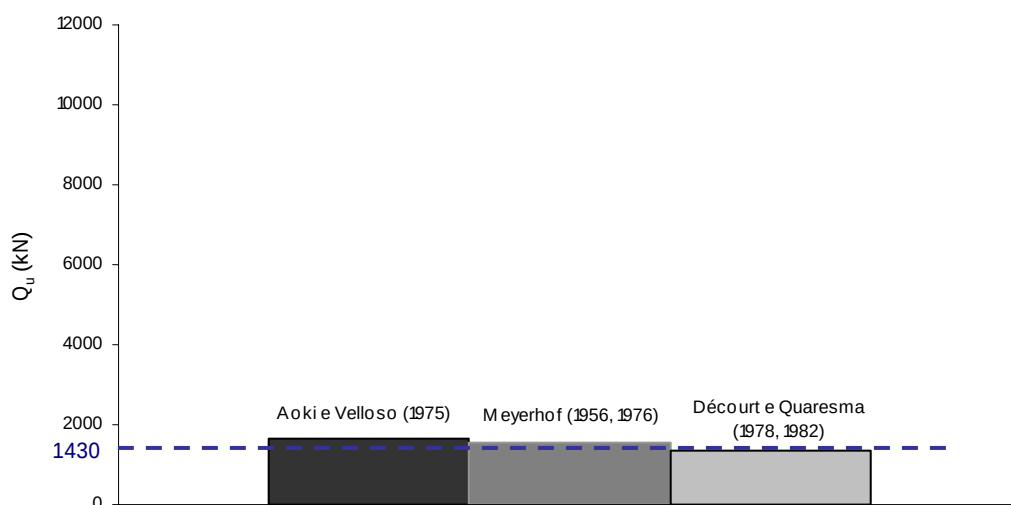


Figura 5.9 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.

Da análise da Figura 5.9 pode concluir-se os três métodos estudados fornecem valores muito próximos do valor realmente obtido aquando do ensaio vertical de compressão axial. Este resultado era esperado, uma vez que os métodos abordados foram desenvolvidos em solos com características semelhantes ao solo residual do granito.

Métodos empíricos baseados no ensaio CPT (Cone Penetration Test)

O Quadro 5.8 apresenta os valores da resistência última, resistência última lateral e de ponta e na Figura 5.10 estão representados os resultados obtidos pelos diversos autores para a resistência última e o resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.

Quadro 5.8 – Quadro resumo para a estaca C1.

Autores	Q_u (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)
Bustamante e Gianesselly (1999)	950	467	501
Philipponat (1980)	742	290	470
Eslami e Fellenius (1996, 1997)	965	607	376
Holleyman et al. (1997)	788	580	225

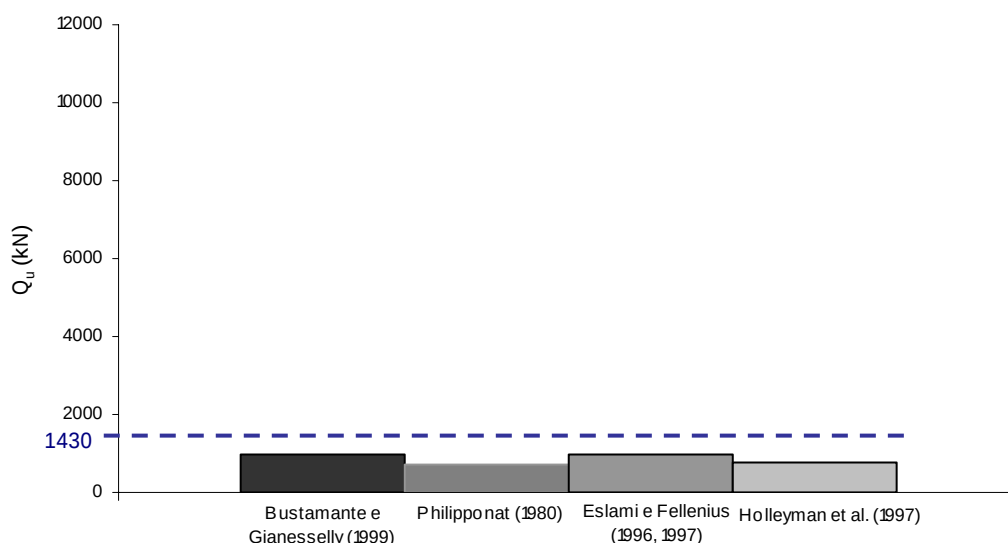


Figura 5.10 – Resultados obtidos pelos diversos autores e resultado real obtido através do ensaio de compressão axial para a estaca C1.

Da análise da Figura 5.10 pode concluir-se os métodos estudados fornecem valores ligeiramente inferiores ao valor realmente obtido aquando do ensaio vertical de compressão axial. Desta forma pode concluir-se que os métodos estudados baseados nos resultados dos ensaios CPT são aconselháveis em fase de projecto, uma vez que fornecem valores que estão pelo lado da segurança, sem serem excessivamente conservativos.

A relação entre o valor obtido através das propostas estudadas e o realmente observado encontra-se representada no Quadro 5.9.

Quadro 5.9 – Relação entre os valores obtidos através das propostas estudadas e o realmente observado.

Autores	Q_u , propostas autores / Q_u , obtido no ensaio (%)
Bustamante e Gianesselly (1999)	66
Philipponat (1980)	52
Eslami e Fellenius (1996, 1997)	67
Holleyman et al. (1997)	55

Da análise do Quadro 5.9 pode concluir-se que embora todas as propostas sejam próximas do valor obtido, as propostas de Bustamante e Gianesselly (1999) e Eslami e Fellenius (1996, 1997) são as que mais se aproximam do real.

Métodos empíricos baseados no ensaio PMT (Pressiométricos de Ménard)

O Quadro 5.10 apresenta os valores da resistência última, resistência última lateral e de ponta obtidos pelos dois autores estudados para a resistência última.

Quadro 5.10 – Quadro resumo para a estaca C1.

Autores	Q_u (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)
Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	895	317	596
Chang e Zhu (2004)	--	--	520

Tendo em conta que a estaca C1 não foi instrumentada com sensores em profundidade, o Método de Chag e Zhu (2004) não vai ser comparado com o valor realmente obtido aquando da execução do ensaio, uma vez que este método só fornece a resistência lateral, não fazendo referência a nenhum processo para o cálculo da resistência de ponta.

Da análise do Quadro 5.10 pode concluir-se o método estudado fornece um valor inferior ao valor realmente obtido aquando do ensaio vertical de compressão axial. Desta forma pode concluir-se que este método baseado no resultado dos ensaios PMT é, como o anteriormente referido, aconselhável em fase de projecto, uma vez que fornece um valor conservativo.

A relação entre o valor obtido através das propostas estudadas e o realmente observado encontra-se representada no Quadro 5.9.

Quadro 5.11 – Relação entre os valores obtidos através das propostas estudadas e o realmente observado.

Autor	Q_u , propostas autores/ Q_u , obtido no ensaio (%)
Bustamante e Gianesselly (1982, revisto em 1998)	63

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO

Neste trabalho foram estudadas três estacas de tipologias diferentes, sendo estas, moldada com recurso a tubo moldador metálico, moldada com recurso à técnica do trado contínuo e cravada dinamicamente.

Foi estudada a forma de transferência de carga quer ao nível da ponta, quer ao nível o fuste das estacas moldada com recurso a tubo moldador metálico e moldada com recurso à técnica de trado contínuo. Foi feita a comparação dos resultados obtidos *in situ* com as previsões efectuadas segundo diversas metodologias. Desta comparação foi possível concluir quais seriam as melhores abordagens para este tipo de estacas executadas num solo com características tão heterogéneas, como é o caso do solo onde as estacas estão inseridas.

Na estaca cravada dinamicamente foi estudada a curva carga-assentamento e comparou-se o resultado obtido com as previsões efectuadas seguindo metodologias diversificadas.

Foram também propostas correlações para determinação da resistência lateral com base nos resultados SPT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AAS, G. (1966). **"Baerceive av peler i frisksjonsjordater"**. NGI Forening Stipendium, Oslo.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). **"An approximate method to estimate the bearing capacity of piles"**. Proc., 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires. Vol. 1, pp. 367-376.
- AOKI, N.; LOPES, F. R. (1975). **"Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity"**. Proc., 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires. Vol. 1, pp. 377-386.
- API (1974). **"API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms"**. 15th ed., API RP2A, American Petroleum Institute. 115 pp.
- ASTM D 1143-81 (1994). **"Piles Under Static Axial Compressive Load. Standard Test Method."** ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS. FILADÉLFIA. VOL. 04.08, PP. 96-106.
- ASTM D 2487-85 (1989). **"Classification of soils for engineering purposes"**. 1989 Standards Annual Book. Vol. 04.08, pp. 288-297. ASTM, Philadelphia.
- ASTM D 4719 (1989). **"Standard test method for pressuremeter testing in soils"**. 1989 Standards Annual Book, Vol. 04.08, pp. 874-881. ASTM, Philadelphia.
- ASTM SUB-COMMITTEE D 180210 (1986). **"Suggested method for performing the Flat Dilatometer Test"**. ASTM, Philadelphia.
- BALAKRISHNAN, E. G.; BALASUBRAMANIAM, A. S.; FELLOW; ASCE, NOPPADOL PHIEN-WEJ (1999). **"Load Deformation analysis of bored piles in residual weathered formation"**. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, pp. 122-131.
- BEREZANTZEV, V. G. (1965). **"Design of deep foundations"**. Proc. of the 6^o international conference on soil mechanics and foundations engineering, vol. 2, pp. 234-237. montreal.
- BEREZANTZEV, V. G., KHRISTOFOROV, V. S., GOLUBKOV, V. N. (1961). **"Load bearing capacity and deformation of piled foundations"**. Proc. of the 5^o International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 2, pp. 11-15. Paris.

- BHUSHAN, K. (1982). **"Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands"**. JGED, ASCE, GT 11, Nov., pp 1508-1510.
- BOWLES, J. (1968). **"Foundation Analyses and Design"**. 1th Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, New-York.
- BOWLES, J. (1997). **"Foundation Analyses and Design"**. 5th Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, New-York.
- BRINCH HANSEN, J. (1963). **"Discussion of Hyperbolic Stress - Strain Response; Cohesive Soils"**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A. S. C. E., Vol. 89, n° SM4, Proc. Paper 3429, July, pp. 241-242.
- BROMS, B. B. (1966). **"Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles"**. Sols-Soils, n° 18-19.
- BS 80004 (1986). **"Ultimate bearing capacity of the pile"**.
- BUISMAN, A. S. K. (1935). **"De Weerstand van Paalpunten in Zand"**. De Indenieur 50, pp. 25-28, 31-35.
- BURLAND, J. B. (1973). **"Shaft Friction Piles in Clay - A Simple Fundamental Approach"**. Ground Engineering, Vol. 6, n° 3, pp. 30-42.
- BUSTAMANTE, M.; GIANESSELLI, L. (1982). **"Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT"**. Proc. 2nd European Symposium on penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, pp. 493-500.
- BUTTERFIELD, R.; BANERJEE, P. K. (1971a). **"The elastic analysis of compressible piles and pile groups"**. Geotechnique, Vol. 21, n° 1, pp. 43-60.
- BUTTERFIELD, R.; BANERJEE, P. K. (1971b). **"The problem of pile group - pile cap interaction"**. Geotechnique, Vol. 21, n° 2, June, pp. 135-142.
- CAQUOT, A. (1934). **"Equilibre des Massifs à Frottement Interne"**. pp. 1-91, Gauthier-Villars, Paris.
- CHANDLER, R. J. (1968). **"The shaft friction of piles in cohesive soils in terms of effective stress"**. Civ. Eng. and Pub. Wks. Rev., January, pp. 48-51.
- CHANG, M. F.; BROMS, B. B. (1991). **"Design of bored piles in residual soils based on field-performance data"**. Can. Goetech. J., Ottawa, Vol. 28, pp. 200-209.
- CHANG, M. F.; WONG, I. H. (1995). **"Axial load test behaviour of bored piles in weathered granite"**. Proc., 10th Asian Regional Conf. On SMFE, Beijin, Vol. 1, pp. 185-188.
- CODUTO, D. P. (2001). **"Foundation Design. Principles and Practice"**. Second Edition. Pearson Education International.

- COSTA, L. A. (1994). **“Previsão do comportamento de estacas considerando as tensões residuais de cravação”**. Dissertação apresentada à COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro para obtenção do grau de Mestre.
- COSTA, L. A.; LOPES, F. R.; DANZIGER, B. R. (1994). **“Consideração das tensões residuais de cravação na previsão da curva carga-recalque de estacas”**. Anais, 10º CBMSEF, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 143-150.
- DAVIDIAN, Z. (1969). **“Pieux et foundations sur pieux”**. Eyrolles. Paris.
- DAVISSON, M. T. (1973). **“High capacity piles”**. Proc., Innovation in Foundation Construction, Lecture Series, ASCE, Chicago, USA.
- DAY, P. W.; WATES, J. A.; KNIGHT, K. (1981). **“Skin friction on underslurry piles”**. Proc., 10th Int. Conf. on SMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 689-692.
- DE COCK, F.; LEGRAND, C. & HUYBRECHTS, N. (2003). **“Axial Static Piles Load Test (ASPLT) in compression or in tension - Recommendations from ERTC3-Piles, ISSMGE Subcommittee”**. Proceedings of the XIII ECSMGE, Vanicek et al. (eds). CGtS, Praga. Vol. 3, pp. 717-741.
- DÉCOURT, L. (1986). **“Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT”**. Divisão Técnica de Mecânica dos Solos e Fundações – Instituto de Engenharia, São Paulo.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1978). **“Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT”**. Anais, 6º CBMSEF, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 45-53.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1982). **“Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca”**. A Construção São Paulo, nº 1800, Agosto.
- DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H. ; E CINTRA, J.C.A. (1998). **“Análise e projecto de fundações profundas”**. Capítulo 8, Fundações – Teoria e Prática. 2ª edição, editora PINI, São Paulo, pp. 265-327.
- DORR, H. (1922). **“Die tragfähigkeit der pfähle”**. Verlag von W. Ernst und Sohn. Berlin.
- ESLAMI, A. (1996). **“Bearing capacity of piles from cone penetrometer test data”**. Ph. D. Thesis, University of Ottawa, Department of Civil Engineering, 516 p.
- ESLAMI, A., FELLENIUS, B.H. (1997). **“Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories”**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, nº 6.
- ESRIG, M. I.; KIRBY, R. C. (1979). **“Soil Capacity for Supporting Deep Foundation Members in Clay”**. ASTM STP, nº 670, pp. 27-63.
- FELLENIUS, B. H. (2002). **“Basic of Foundation Design - Electronic Edition”**.

- FLAATE, K.; SELNES, P. (1972). **"Effects of Pile Driving in Clays"**. CGJ, Vol. 9, nº 1, Feb., pp. 81-88..
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (1992). **"Piling Engineering"**. 2nd edition, Surrey University Press.
- GEO (1996). **"Pile design and construction"**. GEO Publication 1/96, Geotech. Engrg. Office, Civil Department, Hong Kong Government.
- GOUVEIA PEREIRA, J. J. (2003). **"Avaliação da capacidade resistente de estacas através do ensaio de carga dinâmico"**. Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Georrecursos.
- HOLEYMAN, A.; BAUDUIN, C.; BOTTIAU, M.; DEBACKER, P. DE COCK, F. DUPONT, E.; HILDE, J. L., LEGRAND, C.; HUYBRECHTS, N.; MENGÉ, P.; MILLER, J. P. SIMON, G. (1997). **"Design of axially loaded piles, Belgian practice"**. Proc., Seminar on Design of Axially Loaded Piles, European Practice, Brussels, pp. 57-82 (Balkema).
- HONG- KONG HOUSING AUTHORITY (1989). **"General specifications of Materials and workmanship for Hong-Kong Housing Authority Contracts"**. Section 19.
- IRELAND, H. O. (1957). **"Pulling Tests on Piles in Sand"**. Proc. 4th Int. Conf. S. M. & F. E., Vol. 2, pp. 43-54.
- ISSMFE – TC 16 (1989). **"Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures, CPT - SPT - DP - WST"**. Swedish Geotechnical Society. S. Geot. Inst., Information 7, Stockholm.
- JAMIOLKOWSKI, M., *et al.* (1988). **"New Correlations of Penetration Tests for Design Practice"**. Proc. 1st ISOPT, Vol. 1, pp. 263-296.
- KRAFT, L. M.; RAY, R. P.; KAGAWA, T. (1981). **"Theoretical t-z Curves"**. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 17, Nº GT11, pp. 1543-1561.
- KULHAWY, F. H. (1984). **"Limiting tip and side resistance, fact or fallacy"**. Proc. Symp. On Analysis and Design of Pile Foundation, ASCE, San Francisco, pp. 80-98.
- LITTLECHILD, B. D.; PLUMBRIDGE, G. D. (1998). **"Effects of construction technique on the behaviour of plain bored cast in situ piles constructed under drilling slurry"**. Proc. 7th Int. Conf. Exhibition on Piling and Deep Found., DFI, Vienna, pp. 1.6.1-1.6.8.
- LOPES, F. R. (1979). **"The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the finite element method"**. Ph. D. Thesis, University of London, London.
- LOPES, F. R.; LAPROVITERA, H.; OLIVEIRA, H. M.; BENEGAS, E. Q. (1993). **"Utilização de um banco de dados para previsão do comportamento de estacas"**. Anais, Simpósio

- Geotécnico Comemorativo dos 30 anos da COPPE (COPPEGEO), Rio de Janeiro, pp. 281-294.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. (1997). **"Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice"**. Blackie, London
- MARANHA DAS NEVES (1982). **"Técnicas Pressiométricas. Pressiómetros autoperfuradores"**. Caracterização de maciços terrosos para ensaios *in situ*. Seminário 276, pp. 125-189. LNEC, Lisboa.
- MARCHETTI, S. (1975). **"A new in-situ test for the measurement of horizontal soil deformability"**. 'In Situ Measurement of Soils Properties', Speciality Conference, Raleigh, Vol. II, pp. 255-259. ASCE, New York.
- MARCHETTI, S. (1980). **"In-situ tests by flat dilatometer"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 106, GT3, pp. 299-321. ASCE, New York.
- MAYNE, P.; ZAVALA, G. (2004). **"Axial shaft response from seismic piezocone tests"**. Proc. GeoSupport 2004, Joint ADSC-ASCE Geoinstitute Conference, Orlando.
- MASSAD, F. (1992). **"Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral."** Parte I: solos relativamente homogêneos, Solos e Rochas, Vol. 15, nº 2, pp. 103-115.
- MASSAD, F. (1993). **"Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral."** Parte II: estaca embutida em camada mais resistente, Solos e Rochas, Vol. 16, nº 2, pp. 93-112.
- MASSAD, F. (2002). **"Novo método para a interpretação de provas de carga cíclicas, estáticas e dinâmicas, em estacas verticais."** XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, S. Paulo.
- MEYERHOF, G. G. (1951). **"The ultimate bearing capacity of foundations"**. Géotechnique, Vol. 2, pp. 301-332.
- MEYERHOF, G. G. (1953). **"The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads"**. Proc., 3rd ICSMFE, Zurich, Vol. 1.
- MEYERHOF, G. G. (1956). **"Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils"**. Proc. American Society of Civil Engineers, Vol. 82, nº SM1, Paper nº 866, pp. 19.
- MEYERHOF, G. G. (1976). **"Bearing capacity and settlements of pile foundations"**. Journal Geotechnical Engineering Div., Vol. 102, nº GT3, pp. 195-228.
- MEYERHOF, G. G.; MURDOCK, L. J. (1953). **"Na investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay"**. Géotechnique, Vol. III, nº 7, pp. 267-282.

- MINDLIN, R. D. (1936). **"Force at a point in the interior of a semi-infinite solid"**. Physics, Vol. 7.
- MOHAN, D. (1988). **"Pile Foundations"**. Proc. 1st Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPI, Ghent, Belgium, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland.
- NG., CHARLES W. W.; LI, JONATHAN H. M.; YAU, TERENCE L. Y. (2001a) **"Behaviour of large diameter floting bored piles in saprolítico soils"**. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 41, Nº 6, pp. 37-52.
- NG., CHARLES W. W.; YAU, TERENCE L. Y.; LI, JONATHAN H. M.; TANG, WILSON H. (2001b). **"Side resistance of large diameter bored piles socketed into decomposed rocks"**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 642-657.
- O'NEILL, MICHAEL W.; REESE, LIMON C. (1999). **"Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods"**. Federal Highway Administration.
- PECK, R. B. *et al.* (1974). **"Foundation Engineering"**. 2nd ed., John Wiley & Sons, New York, 514 pp.
- PEDRO S. SÊCO E PINTO (1979). **"Revisão dos métodos utilizados nos ensaios de carga em estacas"**. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol., pp. 119-124.
- PINTO, P. M. L. (1998). **"Coupled Finite Element formulations for dynamic soil - structure interaction"**. Ph. D. Thesis, University of Florida, pp. 108-114.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1974). **"Elastic solutions for soils and rock mechanics"**. John Willey, New York.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1980). **"Pile Foundation Analysis and Design"**. John Willey, New York.
- PRANDTL, L. (1921). **"Über Die Eindringungsfestigkeit Plastischer Baustoffe und Die Festigkeit Von Schneiden"**. Zeitschrift für Angewandte Mathematik 1, nº 1, pp. 15-20.
- RANDOLPH, M. F. (1977). **"A theoretical study of the performance of piles"**. Ph. D. Thesis, University of Cambridge.
- RANDOLPH, M. F. (1985). **"Theoretical methods for deep foundations"**. Anais, Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. 1, pp. 1-50.
- RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. (1978). **"Analysis of deformation of vertically loaded piles"**. Journal of Geotechnical Engineering, A. S. C. E., Vol. 14, nº GT12, pp. 1465-1488.

- RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. (1982). **"Recent developments in understanding the axial capacity of Piles in Clay"**. Ground Engineering, Vol. 15, nº 7, pp. 17-32.
- REISSNER, H. (1924). **"Zum Erddruckproblem"**. Proc. First Int. Conf. Applied Mechanics, Delft, pp. 295-311.
- ROBERTSON, P.K. (1990). **"Soil classification using the cone penetration test"**. Canadian Geot. J., Vol. 27, pp. 151-158.
- ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES (1970). **"Recommendation for Pile Driving Test and Routine Load Testing of Piles"**. Preliminary Report nº 11. Commission on Pile Research.
- ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. (1987). **"A design method for drilled piers in soft rock"**. Can. Geotech. J., Ottawa, Vol. 24, pp. 126-142.
- SANSONI, R. (1995). **"Pali e fondazioni su pali"**. Editore Ulrico Hoepli. Milano.
- SANTOS, J. A.; GOUVEIA PEREIRA, J. J. (2002). **"Dimensionamento de estacas sob ações verticais estáticas"**. Curso de Projecto e Ensaio de Estacas sob Ações Estáticas e Dinâmicas, FUNDEC; DECivil, Instituto Superior Técnico.
- SCHEMERTMANN, J. H.; PALÁCIOS, A. (1979). **"Energy dynamics of SPT"**. J. Geot. Eng. Div., pp. 909-926. ASCE, New York.
- SCHNAID, F. (2000). **"Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações"**. Oficina de Textos, Brasil.
- SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. (1985). **"Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations"**. J. Geot. Eng., pp. 1425-1445. ASCE, New York.
- SOUTH AFRICAN BUREAU OF STANDARDS (1964). **"Code of Practice for Pile Foundations"**.
- SKEMPTON, A. W. (1951). **"The bearing capacity of clays"**. Proc., Building Research Congress, pp. 180-189.
- SKEMPTON, A. W. (1986). **"Standard Penetration Test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation"**. Géotechnique, Vol. 36, Nº 3, pp. 425-447.
- SKEMPTON, A. W.; YASSIN, A. A.; GIBSON, R. E. (1953). **"Théorie de la force portante des pieux"**. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, nº 63-64, pp. 285-290.
- SLADEN, J. A. (1992). **"The Adhesion Factor: Applications and Limitations"**. CGJ, Vol. 29, nº 2, April, pp. 322-326.

- SOUSA COUTINHO, A. F. G. (1990). **“National Soviet Standard – GOST 20276-85. Soils. Field Methods for determination deformation characteristics”**. Tradução IPC Informação Técnica, Geotecnia, ITG19, LNEC, Lisboa.
- TAN, Y. C.; CHEN, C. S.; LIEW, S. S. (1998). **“Load transfer behaviour of cast-in-place bored piles in tropical residual soils in Malaysia”**. Proc., 13th Southeast Asian Geotech. Conf., Taipei, pp. 563-571.
- TAKESUE, K.; SASAO, H.; MATUMOTO, T. (1998). **“Correlations between ultimate pile skin friction and CPT data”**. Geotechnical Site Characterization, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, pp. 1177-1182.
- TAVENAS, F. A. (1971). **“Load test results on friction piles in sand”**. Can. Geot. Jnl., Vol. 8, pp. 7-22.
- TERZAGHI, K. (1943). **“Theoretical Soil Mechanics”**. New York. J. Wiley & Sons.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). **“Soil Mechanics in Engineering Practice”**. 1st Edition, John Wiley & Sons, New York.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1967). **“Soil Mechanics in Engineering Practice”**. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.
- TOH, C. T.; OOI, T. A.; CHIU, H. K.; CHEE, S. K. ; TING, W. H. (1989). **“Design parameters for bored piles in a weathered sedimentary formation”**. Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., , Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1073-1078.
- TOMLINSON, M. J. (1971). **“Some Effects of Pile Driving on Skin Friction”**. Proc. Conference on Behaviour of Piles, ICE, London, pp. 107-114.
- TOUMA, F. T.; RESSE, L. C. (1974). **“Behaviour of bored piles in sand”**. J. Geotech. Div., ASCE, Vol. 100, pp. 749-761.
- VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. (1978). **“Fundações para o silo vertical de 100,000t no porto de Paranagua”**. Anais, 6º CBMSEF, Vol. 3, pp. 125-151.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2002). **“Fundações”**. ‘Fundações Profundas’. Volume 2. COPE/UFRJ, Brasil.
- VÉSIC, A. S. (1965). **“Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand, Bearing capacity and settlement of foundations”**. Symposium held al Duke University. Durham, North Carolina.
- VÉSIC, A. S. (1970). **“Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site”**. JSMFD, ASCE, Vol. 96, SM 2, March, pp. 561-584.

- VÉSIC, A. S. (1973). **“Ultimate loads and settlements of deep foundations”**. Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, pp. 63-68, Duke University.
- VÉSIC, A. S. (1975). **“Bearing capacity of shallow foundations”**. ‘Foundation Engineering Handbook’, pp. 121-147. Ed. Winterkorn e Fang, Van Nostrand Reinhold Comp. New York.
- VÉSIC, A. S. (1977). **“Design of pile foundations”**. Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington.
- VIANA DA FONSECA, A. (1996). **“Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas”**. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- ZEITLEN, J. G.; PAIKOWSKY, S. (1982). **“Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands”**. JGED, ASCE, Vol. 108, GT 11, Nov., pp. 1515-1518.