



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Análise de Soluções para Avaliação de Assentamentos em Estacas

Jânia Lara Ramos Marques

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes,

Covilhã, Outubro de 2014

Agradecimentos

De um modo geral gostaria de agradecer a todos os que contribuíram de uma forma mais direta ou indireta para a conclusão desta etapa.

Em específico ao Orientador, Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes, pelo seu empenho, apoio, prestabilidade e partilha de conhecimentos.

Aos colegas de trabalho e amigos pela sua compreensão e incentivo.

E de uma forma muito especial à minha família pais e irmã, que sempre me apoiaram e incentivaram nesta “caminhada”. Ao meu mais que tudo pela sua compreensão e encorajamento.

Resumo

Este trabalho visa abordar a temática dos assentamentos em estacas. Dada a sua importância no conceito das fundações, este assunto tem vindo a ser estudado cada vez mais, no ramo da geotecnia.

Tomou-se como alvo de estudo as metodologias existentes na bibliografia geotécnica para avaliar os assentamentos em estacas isoladas. Para integrar este tema inicialmente apresenta-se uma breve exposição sobre a sua importância bem como a forma de classificar as estacas por tipos. Seguidamente apresenta-se de forma sucinta alguns elementos sobre o dimensionamento de estacas, passando-se então a focar o principal tema deste trabalho.

Tendo em conta o vasto formulário existente para determinar os assentamentos em estacas isoladas, optou-se por salientar apenas alguns autores, cujas expressões são mais tradicionalmente aplicadas. Após a exposição e explicação das metodologias segue-se a aplicação das mesmas. Para tal estudaram-se alguns exemplos de diferentes tipos de estacas construídas em diferentes tipos de solos. A fim de verificar a veracidade das expressões, compararam-se os diferentes resultados obtidos neste trabalho, através das expressões citadas, com os assentamentos reais obtidos em ensaios de carga em estacas coligidos da literatura geotécnica.

Palavras-chave

Fundações indiretas; Estacas; Assentamentos; Ensaio de carga em estacas.

Abstract

This work aims to study the thematic of piles settlements. Given its importance in the concept of foundations, this subject has been studied increasingly in the field of geotechnical engineering.

The existing geotechnical literature methodologies to assess the settlements of a single pile were taken as the target of this study. To integrate this theme initially presents a brief statement about its importance and how to classify piles by types. Following is succinctly presented some elements about piles design, moving then to focus on the main theme of this work.

Given the vast form existing to determine the settlements of a single pile, was chosen to highlight only a few authors, whose expressions are traditionally more applied. After exposure and explanation of methodologies, its implementation followed. To this were studied examples of different kinds of piles constructed in different types of soil. In order to verify the accuracy of the expressions, we compared the different results obtained in this work, through the expressions cited, with real settlements obtained from piles load tests collected on geotechnical literature.

Keywords

Deep Foundations; Piles; Settlements; Piles load test.

Índice

Capítulo I

1- INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivo	1
1.3 A Importância da Avaliação de Deformações em Estacas	2
1.4 Organização da Dissertação e Aspectos Metodológicos	4

Capítulo II

2- ESTADO DE ARTE SOBRE VÁRIOS TIPOS DE ESTACAS	11
2.1 Introdução	11
2.2 Noções Básicas	12
2.3 Classificação de Tipos de Estacas	13
2.3.1 Estacas de grande deslocamento	15
2.3.1.1 Estacas cravadas e moldadas no local	15
2.3.1.2 Estacas cravadas pré-fabricadas de betão armado ou pré-esforçado	18
2.3.1.3 Estacas de madeira	19
2.3.2 Estacas de pequeno deslocamento	20
2.3.3 Estacas sem deslocamento escavadas e moldadas in-situ	22
2.4 Elementos Sobre Dimensionamento de Estacas	25
2.4.1 Capacidade de carga	27
2.4.2 Resistência de ponta	29
2.4.3 Resistência lateral	31

Capítulo III

3 - AVALIAÇÃO DE ASSENTAMENTOS	35
3.1 Introdução	35
3.2 Métodos Empíricos	36
Meyerhof (1959)	37
Folque (1979)	37
Braja M. Das (1990)	38
3.3 Métodos Teóricos Analíticos	42
Randolph (1977)	43
Mayne e Zavala (2004)	45

Bowles (1997)	46
Poulos e Davis (1980)	48
3.4 Métodos Avançados	61
Aoki e Lopes (1985)	62
3.5 Métodos Baseados em Ensaio de Carga	64
Teste de carga de penetração constante (CRP test)	65
Teste de carga lento (SM test)	66
Capítulo IV	
4- CASOS DE ESTUDO	69
4.1 Introdução	69
4.2 Caso 1: Estaca Pré-Fabricada de Betão Armado Cravada Dinamicamente, em solo Residual Granítico	69
4.3 Caso 2: Estaca Moldada de Betão Armado com Recurso a Tubo Metálico, em Solo Residual Granítico	76
4.4 Caso 3: Estaca Moldada de Betão Armado com Recurso à Técnica do trado contínuo, em solo Residual Granítico	81
4.5 Caso 4: Estaca Moldada de Betão Armado com Camisa Metálica Cravada, em solos sedimentares	85
4.6 Caso 5: Estaca Pré-Fabricada de Betão Armado Centrifugado, em Solos Sedimentares	90
4.7 Caso 6: Estacas Metálicas Helicoidais em Solos Residuais Tropicais	94
4.8 Síntese de Resultados e Sua Análise Global	103
Capítulo V	
5- CONCLUSÕES	105
5.1 Conclusões Finais	105
5.2 Perspetivas de Pesquisas Futuras	107
Referências Bibliográficas	108
Anexos	111

Lista de Figuras

Capítulo I

Figura 1.1- Fotografia sobre a ponte Leo Frigo Memorial, em Green Bay, EUA, evidenciando elevados assentamentos de alguns pilares (EC, 2014).....	4
Figura 1.2 - Correlação entre a razão q_c/N e d_{50} (diâmetro médio dos grãos) em diversos tipos de solos (Bowles, 1997)	7
Figura 1.3 - Relação entre o ângulo de atrito e a resistência de ponta em solos incoerentes (segundo Meyerhof, 1974, in Ferreira Gomes, 2007)	7
Figura 1.4 - Correlação entre resistência de ponta (q_c) e módulo de deformabilidade (E_s) em solos coerentes (Folque, 1976, in Ferreira Gomes, 2007)	8
Figura 1.5 - Correlação entre a resistência de ponta (q_c) e o módulo de deformabilidade em solos (E_s) arenosos (Folque, 1976, in Ferreira Gomes, 2007)	9

Capítulo II

Figura 2.1- Exemplos de construções com fundações indiretas nas margens de rios: a) Palafitos, Chiloe, Chile (IYC, 2013); b) antiga cidade de Fenghuang, Zhangjiajie, China (Cri online, 2012)	12
Figura 2.2- Representação esquemática clássica de uma estaca (in Ferreira Gomes, 2007) ...	14
Figura 2.3 - Esquema representativo da classificação de estacas baseada na quantidade de solo perturbado durante a instalação da estaca (Simons e Menzis, 1989 in Ferreira Gomes, 2007)	15
Figura 2.4- Estaca cravada e moldada no local, com tubo modelador recuperado: i) cravação do molde obturado na ponta, ii) colocação das armaduras e início de betonagem, iii) recuperação do molde com ponteira perdida, iv) estaca concluída. (Santos, 2008)	16
Figura 2.5- Esquema representativo da execução das estacas Franki. (Franki, 2009 in Rosário, 2009)	17
Figura 2.6- Estacas cravadas e instaladas por troços: a) sistema de ligação entre troços; b) junta de ligação entre estacas; d) cabeça de estaca pré-fabricada em betão armado; e) cravação de estaca. (Miranda e Martins, 2006)	18
Figura.2.7- Exemplos de estacas de pequeno deslocamento: i) cravação do tubo moldador com extremidade inferior aberta; ii) perfuração do solo através de meios mecânicos com trado; iii) colocação das armaduras e do betão; iv) recuperação do tubo modelador; v) estaca concluída (Santos, 2008)	21

Figura 2.8- a) Estacas metálicas em perfil H (Dicionário geotécnico, 2012); b) Estacas helicoidais (Detonações capital, 2012)	21
Figura 2.9- Estaca de trado contínuo: i) furação com trado; ii) extração do trado em simultâneo com a injeção de betão; iii) colocação das armaduras; iv) estaca concluída (Santos, 2008)	23
Figura 2.10- Estaca realizada com fluidos de contenção: i) primeira fase de escavação com introdução dos fluidos de contenção; ii) segunda fase de escavação, através de balde de escavação, trépano, ou outra ferramenta especial de corte; iii) colocação das armaduras; iv) betonagem através do tubo Tremié e simultânea remoção dos fluidos; v) estaca concluída (Santos, 2008)	24
Figura 2.11- Ponta da micro-estaca e manchetes; varas de micro-estacas (Miranda e Martins, 2006)	25
Figura 2.12- Perfuração a trado para instalar uma micro-estaca (Miranda e Martins, 2006)...	25
Figura 2.13 - Superfícies de rotura em fundações profundas, de acordo com propostas de diferentes autores: a) Mecanismo sugerido por Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943); b) Mecanismo sugerido por Meyerhof (1951, 1953); c) Mecanismo sugerido por Berezantsev (1961); d) mecanismo sugerido por Skempton, Yassin and Gibson (1953) e Vesic (1975,1977), (in Lancellotta, 1995)	26
Figura 2.14- Esquema das principais forças numa estaca para efeitos de cálculo de capacidade de carga na rotura de uma fundação profunda (Ferreira Gomes, 2007)	28
Figura 2.15- Relação entre o fator capacidade de carga e o ângulo de atrito (Berezantsev et al., 1961 in Ferreira Gomes, 2007)	30

Capítulo III

Figura 3.1 - Elementos do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo: a) cargas e tensões na estaca; b) diagrama carga-profundidade; c) assentamentos (a partir de Vésic, 1977, in Costa Esteves, 2005)	35
Figura 3.2- Valores do parâmetro ξ função da evolução das forças de atrito lateral (Q_s) ao longo do fuste da estaca. (in Das, 1990)	40
Figura 3.3- Valores de α_r , α_w e α . Considerando $I_{wp} = \alpha_r$ (in Das, 1990)	41
Figura 3.4- Modelo utilizado na análise de Randolph (Randolph, 1977 in Costa Esteves, 2005)	43
Figura 3.5- Deformação das camadas de solo superior e inferior no modelo de Randolph (Randolph, 1977 in Costa Esteves, 2005).....	43
Figura 3.6- Esquema representativo das variáveis envolvidas na avaliação dos assentamentos (Poulos e Davis, 1980)	48

Figura 3.7- Fator de influência I_0 no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980)	50
Figura 3.8- Fator corretivo de compressibilidade no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980)	51
Figura 3.9- Fator corretivo de profundidade, R_h , no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980)	51
Figura 3.10- Fator corretivo do coeficiente de Poisson, R_v no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980)	51
Figura 3.11- Modulo base do fator de correção, R_b , para o assentamento em estacas de ponta (Poulos e Davis, 1980).....	53
Figura 3.12 Proporção de movimento (M_r) para estacas de ponta em base rígida (Poulos e Davis, 1980)	54
Figura 3.13- Proporção de movimento para estacas de ponta em substrato rígido segundo Poulos e Davis (1980)	55
Figura 3.14- Proporção de movimento para estacas de ponta em substrato rígido segundo Focht (1967, in Poulos e Davis, 1980).....	55
Figura3.15 Factor de alteração do assentamento (M_s) devido ao deslize, tendo em conta o efeito de L_p/D_p e o factor de adesão (Poulos e Davis, 1980)	56
Figura 3.16- Fator de alteração do assentamento (M_s) devido ao deslize, tendo em conta o efeito de K (Poulos e Davis, 1980)	56
Figura 3.17- Assentamento de uma estaca em solo estratificado (Poulos e Davis, 1980)	57
Figura 3.18- Importância relativa do assentamento imediato para uma estaca incompressível num meio semi-infinito (Poulos e Davis, 1980)	60
Figura 3.19- Importância relativa do assentamento imediato para estacas flutuantes compressíveis (Poulos e Davis, 1980)	61
Figura 3.20- Método de Aoki e Lopes (1975) em que: a) estaca real e sua modelação, b)modo de divisão da superfície do fuste e da base (Costa Esteves, 2005)	63
Figura 3.21 - Esquema de elementos usados no teste de carga em estaca de compressão axial com auxílio de viga de reação amarrada a 2 ancoragens constituídas por estacas construídas para o efeito (<i>in</i> Prakash e Sharma <i>et al.</i> 1989)	64
Figura 3.22 - Curvas carga-deslocamento típicas, obtidas em ensaios CRP (adaptado de Fellenius, 1975, <i>in</i> Gouveia Pereira, 2003).....	65
Figura 3.23 - Esquema típico de aplicação de cargas num ensaio do tipo <i>SM test</i> . (ASTM-D1143 a partir de Ferreira Gomes, 2007)	66
Figura 3.24 - Curvas típicas de carga axial (Q) versus deslocamento vertical em diferentes tipos de solos de acordo com: a) rotura generalizada, b) rotura localizada, e c) rotura por punçãoamento (a partir de Ferreira Gomes, 2007)	67
Figura 3.25 - 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 <i>in</i> Costa Esteves, 2005).....	67

Capítulo IV

Figura 4.1 - Imagens da execução da estaca de betão armado pré-fabricadas cravada dinamicamente: a) implantação da estaca; b) verificação da verticalidade da estaca; c) d) cravação da estaca (Costa Esteves, 2005).....	70
Figura 4.2 - Elementos geotécnicos da zona onde a estacas (casos 1,2 e 3) se realizaram: a) Perfil geotécnico; b) fotografias tiradas às amostras recolhidas na sondagem S3. (Viana da Fonseca <i>et al.</i> , 2004, <i>in</i> Costa Esteves, 2005)	72
Figura 4.3 - Resultados da caracterização geotécnica em termos de ensaios SPT da zona onde a estacas dos casos 1,2 e 3 se realizaram (Viana da Fonseca <i>et al.</i> , 2004, <i>in</i> Costa Esteves, 2005)	72
Figura 4.4 - Esquema em planta da estrutura de reação para a realização do ensaio de carga (Teixeira Duarte, 2003, <i>in</i> Costa Esteves, 2005)	73
Figura 4.5 - Plano de cargas previsto (a) e escalões realmente implementados nos ensaios realizados (b) (Costa Esteves, 2005)	74
Figura 4.6 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca C1 a partir do ensaio de carga (a partir de Costa Esteves, 2005)	74
Figura 4.7 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca C1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica	75
Figura 4.8 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca C1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca	76
Figura 4.9 - Imagens da execução da estaca moldada de betão armado, com tubo metálico recuperado: a) b) Tubo moldador metálico; c) Pormenor da base do tubo moldador metálico; d) e) Limpeza do interior do tubo moldador a trado; f) limpadeira; g) h) i) colocação da armadura; e) j) k) l) betonagem da estaca (a partir de Costa Esteves, 2005)	77
Figura 4.10 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca E9 a partir do ensaio de carga (a partir de Costa Esteves, 2005)	79
Figura 4.11 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca E9 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica	80
Figura 4.12 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca E9 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca	81
Figura 4.13 - Imagens da execução da estaca moldada de betão armado, com recurso de trado oco: a) pormenor do indenteamento da base do trado; b) penetração do trado no terreno; c) remoção do trado com bombagem simultânea de betão; d) f) betonagem e colocação da armadura (a partir de Costa Esteves, 2005)	82

Figura 4.14 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca T1 a partir do ensaio de carga (Fernandes, 2010).....	83
Figura 4.15 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca T1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica	84
Figura 4.16 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca T1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca	85
Figura 4.17 - Perfil geotécnico onde a estaca VG foi construída (a partir de Seco e Pinto, 1997).....	87
Figura 4.18 . Evolução das cargas e dos deslocamentos com o tempo no ensaio de carga na estaca VG (Seco e Pinto,1997)	87
Figura 4.19 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca VG a partir do ensaio de carga (a partir de Seco e Pinto,1997)	88
Figura 4.20 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca VG em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	89
Figura 4.21 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca VG em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca	89
Figura 4.22 - Perfil geotécnico onde a estaca B1 foi construída (a partir de Vargas, 1977)...	92
Figura 4.23 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca B1, a partir do ensaio de carga (a partir de Vargas, 1977).....	92
Figura 4.24 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	93
Figura 4.25 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da.....	94
Figura 4.26 - Instalação de uma estaca helicoidal no campo de Estudos Experimental do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada da Escola de Engenharia de São Carlos - Brasil (a partir de Louro Carlos, 2013).....	95
Figura 4.27 - Esquemas e propriedades das estacas helicoidais B2-A1 e B2-A2 a partir de Louro Carlos, 2013).	95
Figura 4.28 - Perfil geológico-geotécnico da zona onde se instalaram as estacas helicoidais.	96
Figura 4.29 - Imagem do fuste e do solo envolvente, imediatamente após a instalação da estaca helicoidal evidenciando o não contacto de solo-fuste numa grande extensão de estaca (Louro Carlos, 2013)	97
Figura 4.30 - Sistema de aquisição de dados, extensómetros, macaco hidráulico, célula de carga e bomba hidráulica usados nos ensaios de carga em estacas helicoidais (Louro Carlos, 2013).....	99
Figura 4.31 -Ensaio de carga estático nas estacas helicoidais (Louro Carlos, 2013)	99

Figura 4.32- Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B2 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica	101
Figura 4.33 Assentamentos (S) obtidos para a cabeça das estacas B2 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca (2º ciclo)	102

Capítulo V

(sem figuras)

Lista de Tabelas

Capítulo I

Tabela 1.1 - Aplicações básicas dos resultados dos ensaios SPT em solos arenosos (Meyerhof, 1956, in Ferreira Gomes,2007).....	5
Tabela 1.2 - Aplicações básicas dos resultados dos ensaios SPT em solos argilosos (Bowles, 1997).....	6
Tabela 1.3 - Valores típicos de E_s para diferentes solos argilosos (Bowles, 1997).....	8
Tabela 1.4 - Valores típicos de μ_s para diferentes solos argilosos (Bowles, 1997).....	8
Tabela 1.5 - Valores típicos dos parâmetros de deformabilidade de solos arenosos.....	9

Capítulo II

Tabela 2.1- Valores de S_L para diferentes situações em solos argilosos (Ferreira Gomes, 2007).....	31
Tabela 2.2- Valores de atrito lateral unitário (S_L) em diferentes tipos de estacas, em solos arenosos. (Ferreira Gomes, 2007).....	32
Tabela 2.3- Valores recomendados de K_s (coeficiente do impulso lateral em repouso), (Ferreira Gomes, 2007).....	33
Tabela 2.4 - Valores do ângulo de atrito solo-estaca de acordo com o material utilizado (Ferreira Gomes, 2007).....	33

Capítulo III

Tabela 3.1- Valores característicos de C_p (in Das, 1990).....	41
Tabela 3.2- Modulo de deformabilidade (E_p) de diferentes tipos de estaca (Costa Esteves, 2005).....	64

Capítulo IV

Tabela 4.1 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca C1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	75
Tabela 4.2 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca E9 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica	80

Tabela 4.3 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca T1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	84
Tabela 4.4 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca VG em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	88
Tabela 4.5 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	93
Tabela 4.6 - Resultados de ensaios <i>in situ</i> (SPT1 e CPT3) para os solos em estudo na zona das estacas helicoidais, e D_{50} provável a partir da relação de Bowles (1988, <i>in</i> Louro Carlos, 2013).....	96
Tabela 4.7 - Capacidade de carga na rotura (Q_u - kN) de estacas helicoidais com uma (B2-A1) e duas (B2-A2) hélices (Louro Carlos et al., 2014).....	98
Tabela 4.8 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B2-A1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	100
Tabela 4.9 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B2-A2 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.....	100
Tabela 4.10 - Comparação de resultados obtidos por diferentes métodos para os diferentes tipo e estacas estudados, apresentando os assentamentos (S_s) para a tensão/carga de serviço (Q_u/F_s , com $F_s=2.5$).....	104

Capítulo V

(sem tabelas)

Lista de Acrónimos

Alfabeto Latino

A_{av} - Secção média da estaca;

A_b - Área da base da estaca;

A_p - Secção da estaca;

A_s - Área lateral do fuste;

C_p - Coeficiente empírico;

c_a - Constante de adesão ao longo do fuste;

c - Coesão do solo (efetiva, c' para condições drenadas; c_u para condições não drenadas);

c_u - Coesão não drenada;

D_p - Diâmetro da estaca;

DR - Densidade relativa;

d_b - Diâmetro da base da estaca;

d_{50} - Diâmetro médio dos grãos;

E_{av} - Média do módulo de deformabilidade do solo;

E_b - Módulo de deformabilidade da zona em que a ponta repousa ou encastra;

E_i - Módulo de elasticidade do estrato i ;

E_{max} - Módulo de deformabilidade máximo equivalente do estrato onde a estaca está inserida;

E_p - Módulo de elasticidade da estaca;

E_s - Módulo de deformabilidade do solo;

E'_s - Módulo de deformabilidade do solo, valor drenado;

$\overline{E_s}$ - Média do módulo de deformabilidade do solo ao longo do fuste;

E_u - Módulo de deformabilidade do solo, valores não drenados;

F_s - Fator de segurança;

F_1 - Factor de redução (método de Bowles);

f/g - Parâmetro de ajuste da hipérbole modificada(método de Mayne e Zavala);

G - Modulo distorcional;

GC- Densidade relativa ou grau de compactidade;

h - Altura total do estrato de solo;

h_i - Espessura do estrato i ;
 I_F - Fator de encastramento (método de Bowles);
 $I'_\mu / I'_\nu / I_{0,5}$ - Fatores de influência de substituição (método de Poulos e Davis);
 I_0 - Factor de assentamento para uma estaca incompressível embebida num meio elástico semi-infinito (método de Poulos e Davis);
 $I_\rho / I_{ws} / I_{wp}$ - Factor de influência (método de Braja M. Das);
 K - Coeficiente de rigidez relativa solo-estaca;
 K_s - Coeficiente de impulso;
 L - Comprimento de encastramento da estaca;
 L_p - Comprimento da estaca;
 M_R - Proporção do movimento;
 M_s - Efeito de deslizamento do solo na estaca;
 $m \times I_s$ - Fator de forma (método de Bowles);
 N - Numero de pancadas do ensaio SPT;
 N_c, N_q - Fatores de capacidade de carga;
 n - Numero dos diferentes estratos ao longo da estaca;
 p - Perímetro da estaca;
 Q - Carga aplicada na estaca;
 Q_{av} - Carga axial média da estaca;
 Q_p - Resistência de ponta;
 Q_s - Resistência por atrito lateral;
 Q_u - Capacidade de carga última;
 Q_{wp} - Carga de serviço na ponta da estaca (método de Braja M. Das);
 Q_{ws} - Carga de serviço no fuste da estaca (método de Braja M. Das);
 q_c - Resistência de ponta do ensaio CPT;
 q_p - Resistência de ponta da estaca;
 q_{wp} - Tensão aplicada na ponta da estaca (método de Braja M. Das);
 R_A - Relação entre a área da secção da estaca e a área delimitada pelo perímetro exterior da estaca;
 R_b - Factor de correcção para a rigidez do estrato de suporte;
 R_h - Factor correctivo para a profundidade do substrato rígido;

R_K - Factor correctivo para a compressibilidade da estaca;
 R_v - Factor correctivo para o coeficiente de Poisson do solo envolvente;
 r_m - Raio até onde é estendida a integração das deformações verticais do solo;
 r_0 - Raio da estaca;
 S - Assentamento total da estaca;
 S_{atual} - Assentamento actual da estaca;
 S_{CF} - Assentamento final por consolidação;
 S_i - Assentamento imediato;
 $S_{i,j}$ - Assentamento induzido pelas forças concentradas devidas à carga base;
 $S_{i,k}$ - Assentamento induzido pelas forças equivalentes ao atrito lateral (carga de fuste);
 S_L - Atrito lateral de rotura;
 S_p - Assentamento na ponta da estaca;
 S_{TF} - Assentamento final, após dissipação do excesso de pressão nos poros resultante do carregamento da estaca;
 S_z - Assentamento ao longo da estaca em qualquer profundidade, Z;
 S_1 - Assentamento do fuste da estaca (método de Braja M. Das);
 S_2 - Assentamento causado pela carga aplicada na ponta (método de Braja M. Das);
 S_3 - Assentamento da estaca devido à carga transmitida ao longo do fuste (método de Braja M. Das);
 V_s - Média da velocidade das ondas;
 W_N - Teor em água natural;

Alfabeto Grego

α - Coeficiente de adesão;
 ΔH_a - Compressão axial total (método de Bowles);
 ΔH_{pt} - Assentamento da ponta da estaca (método de Bowles);
 ΔH_s - Compressão axial para cada segmento (método de Bowles);
 ΔL - Segmento de comprimento;
 Δq - Tensão suportada pela ponta da estaca (método de Bowles);
 δ - Deformação elástica do fuste; ou ângulo de atrito solo-estaca (efectivo, δ' para condições drenadas, igual a zero para condições não drenadas);

γ - Peso volúmico do solo;

γ_{dN} e γ_N , o peso volúmico do solo seco e o índice de vazios respetivo, do material natural;

$\gamma_{dmáx}$ e e_{min} , o peso volúmico máximo do solo seco e o índice de vazios mínimo respetivo;

γ_{dmin} e $e_{máx}$, o peso volúmico mínimo do solo seco e o índice de vazios máximo respetivo;

γ' - Peso específico efectivo do solo;

μ_s - Coeficiente de Poisson do solo;

μ'_s - Valor drenado do coeficiente de Poisson do solo;

ξ - Parâmetro função da distribuição das forças de atrito ao longo da estaca (método de Braja M. Das);

π - Pi;

ρ_t - Densidade de massa total do solo;

σ_0 - Tensão vertical ponta da estaca (efetiva, σ'_0 para condições drenadas);

σ_v - Tensão vertical média ao longo do fuste da estaca (efetiva, σ'_v para condições drenadas);

τ_0 - Tensão de corte mobilizada ao longo do fuste;

(ϕ) - Ângulo de atrito interno;

Abreviaturas

CPT- Ensaio de penetração estática;

CRP test- teste de carga de penetração constante;

SM test- teste de carga lento

IC - Índice de consistência;

LL - limite de liquidez;

LNEC- Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

LP - limite de plasticidade;

SPT- Ensaio de Penetração Dinâmica;

UBI - Universidade da Beira Interior;

Capítulo I

1- INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

No projecto das construções há três princípios essenciais a seguir: segurança/resistência, funcionalidade/condições de serviço e elegância/beleza, para além da eficiência económica, que tem vindo a ganhar maior relevância nos tempos correntes (Noronha da Camara, 2006).

No que se refere à composição de uma edificação, esta pode ser explicada por três partes: a superestrutura, a infra-estrutura ou fundação e o maciço de solo ou rocha, no qual assentam as fundações. Estas três partes constituem o sistema solo-fundação-estrutura.

A superestrutura é composta pelas lajes, vigas e pilares, para além dos elementos básicos que constituem o edifício em si. A infra-estrutura envolve todos os elementos estruturais enterrados, ou seja, as fundações, responsáveis por transmitir as cargas provenientes da superestrutura de forma segura para o solo de fundação. O facto deste último receber todas as cargas provenientes do sistema, é comum verificar a ocorrência de deslocamentos nas fundações. Estes deslocamentos podem ser verticais, horizontais ou rotacionais. Os deslocamentos verticais totais de uma fundação são denominados de assentamentos e a diferença dos assentamentos entre dois pontos de uma fundação é designado de assentamento diferencial (Maia *et al.*, 2011).

Com o objectivo de tornar o mais eficaz possível as transferências de carga ao solo de fundação é necessário que sejam efectuados os devidos estudos do local, para uma escolha correcta do tipo de fundações a implementar. Esta temática será abordada com mais detalhe no capítulo 2 do presente trabalho.

1.2 Objetivo

Embora os estudos dos assentamentos não sejam uma prática comum na maioria dos projetos de obras correntes, estes são de extrema importância na previsão da estabilidade e comportamento da superestrutura. No entanto, devido aos diversos relatos de incidentes em estruturas causados por assentamentos nas fundações, esta temática tomou grande ênfase. Com o passar dos anos houve uma grande evolução destes estudos. Um outro fator que aprimorou este tema foi a implementação dos Eurocódigos, assumindo-se uma evidente procura na melhoria da qualidade e do desempenho das fundações.

Julgando-se ser útil abordar este tema tão complexo, a presente dissertação tem como principal objetivo se debruçar sobre a temática dos assentamentos em estacas.

Optou-se primeiramente por recolher informações literárias sobre os vários métodos utilizados para o cálculo de assentamentos em estacas. Posteriormente recolheram-se dados de ensaios elaborados por outros autores e efectuaram-se os cálculos segundo diferentes métodos para serem comparados com os resultados reais a fim de avaliar as diferenças obtidas.

Dada a extensão do tema optou-se por estudar o caso particular de estacas isoladas sob acções verticais.

1.3 A importância da Avaliação de Deformações em Estacas

Uma grande parte dos problemas estéticos e estruturais observados na vida útil de uma obra devem-se a assentamentos na estrutura de fundação. A definição dos danos daí resultantes varia consoante o tipo e finalidade das estruturas, podendo correlacionar-se esses danos com o assentamento total, a inclinação ou o assentamento diferencial do solo. O assentamento total e a inclinação reflectem-se na utilização do edifício como um todo, já o assentamento diferencial interessa no que diz respeito ao comportamento da estrutura e dos painéis ou paredes. O critério de fendilhamento visível é usado por norma para avaliar os danos resultantes da deformação das estruturas e paredes (Burland e Worth, 1974, *in* Novais Ferreira, 1977).

Quando os valores destes deslocamentos ultrapassam certos limites, podem ocorrer desde problemas localizados como a fissuração de paredes até ao colapso de todo o conjunto. Este facto deve-se ao surgimento do acréscimo de esforços em pontos da estrutura provocados pela evolução dos deslocamentos da fundação, ficando assim sujeita a tensões adicionais que juntamente com as tensões de serviço promovem roturas por tracção devida à flexão ou corte, surgindo assim o fendilhamento (Maia *et al.*, 2011)

Pode assim dizer-se que o desempenho da obra depende da capacidade da estrutura em absorver e redistribuir os acréscimos de tensão, sendo esta capacidade definida como interação solo-estrutura. A compatibilidade das deformações deste sistema de interação provoca uniformização dos deslocamentos da fundação, sendo que este fator depende fundamentalmente da rigidez do conjunto solo-estrutura. Desta forma, ao garantir esta uniformização, reduzem-se as distorções angulares da edificação evitando a possibilidade de aparecimento de danos na obra. Note-se ainda que o facto de não serem considerados os assentamentos diferenciais de uma estrutura no cálculo hiper-estático, implica que as fundações trabalhem em condições diferentes das previstas no projecto (Chamecki, 1954, *in* Maia *et al.*, 2011).

A interação solo-estrutura faz com que os pilares menos carregados recebam um acréscimo de carga e conseqüentemente nestes pilares o assentamento medido será superior ao estimado pelos métodos convencionais. Já nos pilares menos carregados sucede o inverso, ou seja, surge um alívio da carga e diminuição dos assentamentos previstos. Dependendo também do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, a interação solo-estrutura pode modificar substancialmente o desempenho da edificação (Maia *et al.*, 2011).

No que se refere ao caso particular das estacas, é ainda de grande importância salientar o tipo e o processo construtivo que lhe está associado, pois estes têm uma influência decisiva no seu comportamento.

Para que haja uma melhor qualidade e eficácia das fundações é necessário empregar medidas de inspeção dos registros durante a execução das estacas. No entanto estas medidas deixam algumas dúvidas e incertezas em relação à qualidade das estacas construídas. Por outro lado, durante a instalação das estacas são provocados efeitos de perturbação nos solos circundantes, implicando uma complexa interação entre o solo e a estaca. Desta forma torna-se praticamente impossível de prever rigorosamente o comportamento mecânico do sistema solo-estaca que se traduz pela relação carga-deslocamento. Todas estas dificuldades enaltecem a necessidade do controlo da qualidade e do desempenho das estacas em relação aos estados limites, não esquecendo também que as soluções de reforço em fundações são extremamente onerosas devendo por isso ser evitadas na fase de projecto e através de medidas de controlo adequadas durante e após a execução das estacas (Santos e Pereira, 2002).

O Eurocódigo 7 (1999) refere o dever de incluir os assentamentos da estaca isolada e o assentamento adicional devido ao efeito de grupo na quantificação dos assentamentos em estacas. Refere ainda que a análise dos assentamentos deve incluir uma estimativa dos assentamentos diferenciais que podem ocorrer. Já no ponto 7.9 é salientada a importância do cálculo estrutural da estaca e no ponto 7.10 a importância da supervisão na implementação da mesma.

A título de exemplo sobre a importância dos assentamentos, refere-se o caso da Ponte Leo Frigo Memorial, em Green Bay, EUA (Fig.1.1), em Outubro de 2013 foi encerrada devido ao assentamento de alguns pilares, que provocou pronunciadas deformações no tabuleiro da estrutura (EC, 2014).

Todos os factores aqui referidos enfatizam a elevada importância da consideração de deformações em estacas na fase de estudo e execução das fundações.



Figura 1.1- Fotografia sobre a ponte Leo Frigo Memorial, em Green Bay, EUA, evidenciando elevados assentamentos de alguns pilares (EC, 2014).

1.4 Organização da Dissertação e Aspectos Metodológicos

A presente dissertação divide-se em cinco capítulos, com o intuito de apresentar de forma clara e sequencial o tema abordado. O presente capítulo destina-se ao âmbito de enquadramento deste trabalho começando por referir uma pequena introdução de contextualização da temática dos assentamentos em estacas, apresentam-se os objetivos do trabalho, são referidos os aspectos que elevam a importância de avaliar as deformações em estacas, bem como a metodologia de organização do trabalho.

No segundo capítulo, com base na literatura, apresentam-se as formas de classificação dos vários tipos de estacas, bem como os métodos e materiais utilizados na sua implementação. São ainda referidos de forma sucinta os elementos básicos para o dimensionamento de estacas.

No terceiro capítulo é apresentada uma compilação de vários métodos e autores, para a determinação dos assentamentos em estacas isoladas sujeitas a cargas axiais.

O quarto capítulo destina-se ao caso de estudo que integra o cálculo de assentamentos segundo diferentes autores para um mesmo ensaio prático. Este procedimento é repetido para diferentes ensaios de diferentes casos práticos pesquisados.

Por último, o quinto capítulo destina-se a comparar os resultados obtidos de forma a evidenciar as principais conclusões deste trabalho. Enumeram-se ainda sugestões para pesquisas futuras.

Sobre a metodologia de trabalho, a organização da dissertação de certo modo já reflete a mesma, no entanto enfatiza-se que se organiza em três fases principais:

- i) pesquisa bibliográfica;
- ii) trabalhos de gabinete com desenvolvimento de cálculos sobre assentamentos;
- iii) escrita da presente dissertação.

Sobre os trabalhos de gabinete salienta-se que nos casos de estudo, sempre que não se dispõe da caracterização mecânica do maciço, e apenas se têm os resultados de ensaios SPT e/ou CPT, usaram-se as classificações e correlações que se apresentam a seguir.

A compactidade e consistência para os solos arenosos e solos argilosos, respetivamente, apresentam-se nas tabelas 1.1 e 1.2.

Tabela 1.1 - Aplicações básicas dos resultados dos ensaios SPT em solos arenosos (Meyerhof, 1956, in Ferreira Gomes, 2007).

N	Compacidade	DR	γ (kN/m ³)
< 4	Muito solta	<0.2	11...16
4...10	Solta	0.2...0.4	14...18
10...30	Média	0.4...0.6	17...20
30...50	Compacta	0.6...0.8	17...22
> 50	Muito compacta	> 0.8	20...23

Onde: N- nº de pancadas do ensaio SPT (2ª fase); DR - Densidade relativa, - γ - peso volúmico do solo.

A Densidade Relativa ou Grau de Compacidade (GC) é definido de acordo com (Bowles, 1997):

$$CG = \left\{ \left(\gamma_{dm\acute{a}x} / \gamma_{dN} \right) * \left[\left(\gamma_{dN} - \gamma_{dmin} \right) / \left(\gamma_{dm\acute{a}z} - \gamma_{dmin} \right) \right] \right\} * 100 =$$

$$= \left(e_{m\acute{a}x} - e_N \right) / \left(e_{m\acute{a}x} - e_{min} \right) \quad (1.1)$$

Sendo:

γ_{dN} e γ_N , o peso volúmico do solo seco e o índice de vazios respetivo, do material natural;

$\gamma_{dmáx}$ e e_{min} , o peso volúmico máximo do solo seco e o índice de vazios mínimo respetivo;

γ_{dmin} e $e_{máx}$, o peso volúmico mínimo do solo seco e o índice de vazios máximo respetivo.

Tabela 1.2 - Aplicações básicas dos resultados dos ensaios SPT em solos argilosos (Bowles, 1997)

N	Consistência	IC
< 2	Muito mole	< 0
2...4	Mole	0...0.25
4...8	Média	0.25...0.50
8...15	Rija	0.50...0.75
15...30	Muito rija	0.75...1.00
> 30	Extremamente rija	> 1.00

Sendo o IC (Índice de consistência), de acordo com:

$$IC = (LL - W_N) / (LL - LP) \quad (1.2)$$

Em que LL, é o Limite de Liquidez, e LP, o Limite de Plasticidade, W_N , o teor em água natural.

A relação entre os ensaios SPT e CPT é usualmente tratada pela equação do tipo:

$$q_c / (100 N) = K \quad (1.3)$$

com $K=1$ a 8 , dependendo do tipo litológico, com $K=1$ para argilas, e $K=8$ para areia grossa, sendo N , o nº de pancadas do ensaio SPT e q_c a resistência de ponta do ensaio CPT; é frequentemente usada na comunidade geotécnica a relação apresentada na figura 1.2.

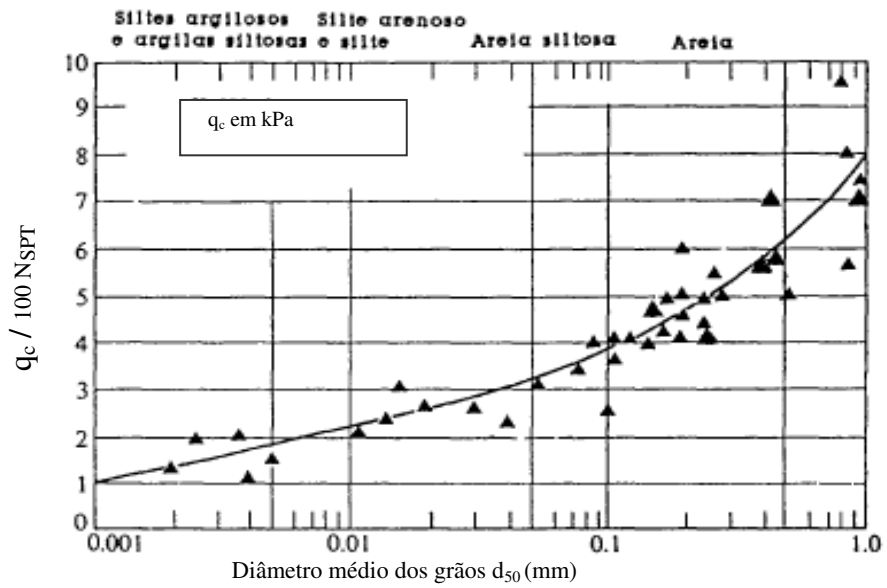


Figura 1.2 - Correlação entre a razão q_c/N e d_{50} (diâmetro médio dos grãos) em diversos tipos de solos (Bowles, 1997).

Para se obter o ângulo de atrito interno (ϕ) dos solos considera-se a relação apresentada na figura 1.3. Para se obter a coesão não drenada, c_u pode ser obtido a partir da correlação do tipo (in Ferreira Gomes, 2007):

$$c_u = q_c / A \quad (A = 10 \dots 20) \quad (1.4)$$

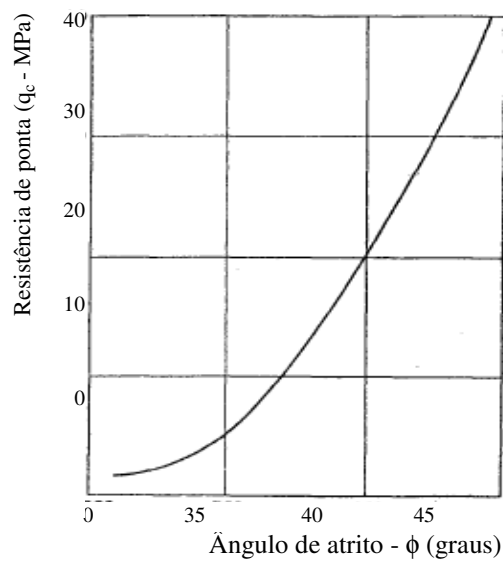


Figura 1.3- Relação entre o ângulo de atrito e a resistência de ponta em solos incoerentes (segundo Meyerhof, 1974, in Ferreira Gomes, 2007).

Em relação ao módulo de deformabilidade (E_s) e coeficiente de Poisson (μ_s) apresentam-se valores típicos nas tabelas.

Tabela 1.3 - Valores típicos de E_s para diferentes solos argilosos (Bowles, 1997)

Consistência	E_s (MPa)
Muito mole	2...15
Mole	5...25
Média	15...50
Rija	50...100

Tabela 1.4 - Valores típicos de μ_s para diferentes solos argilosos (Bowles, 1997)

Argila saturada	0.40...0.50
Argila não saturada	0.10...0.30
Argila arenosa	0.20...0.30
Silte	0.30...0.35

Os valores de E_s , para os vários tipos de solos podem ser obtidos a partir de funções do tipo $E_s = f(q_c)$ como se apresenta nas figuras 1.4 e 1.5, para argilas e areias respectivamente.

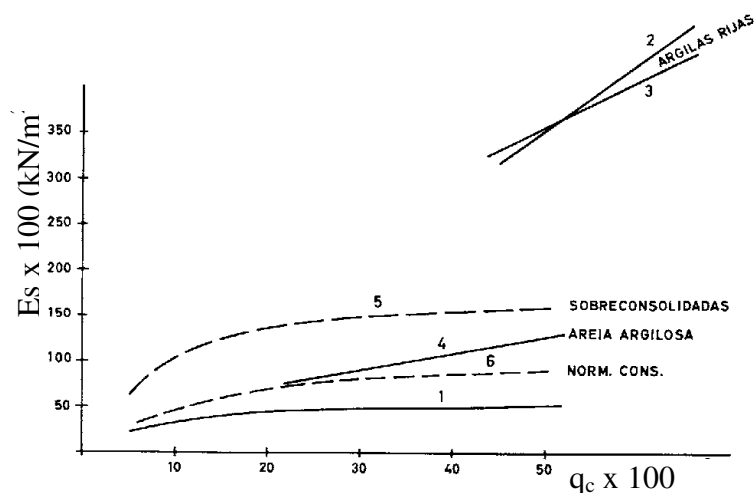


Figura 1.4 - Correlação entre resistência de ponta (q_c) e módulo de deformabilidade (E_s) em solos coerentes (Folque, 1976, in Ferreira Gomes, 2007).

Tabela 1.5 - Valores típicos dos parâmetros de deformabilidade de solos arenosos.

	E_s (MPa)	μ
Areia siltosa	5...20	0.3...0.4
Areia solta	10...25	
Areia compacta	50...81	

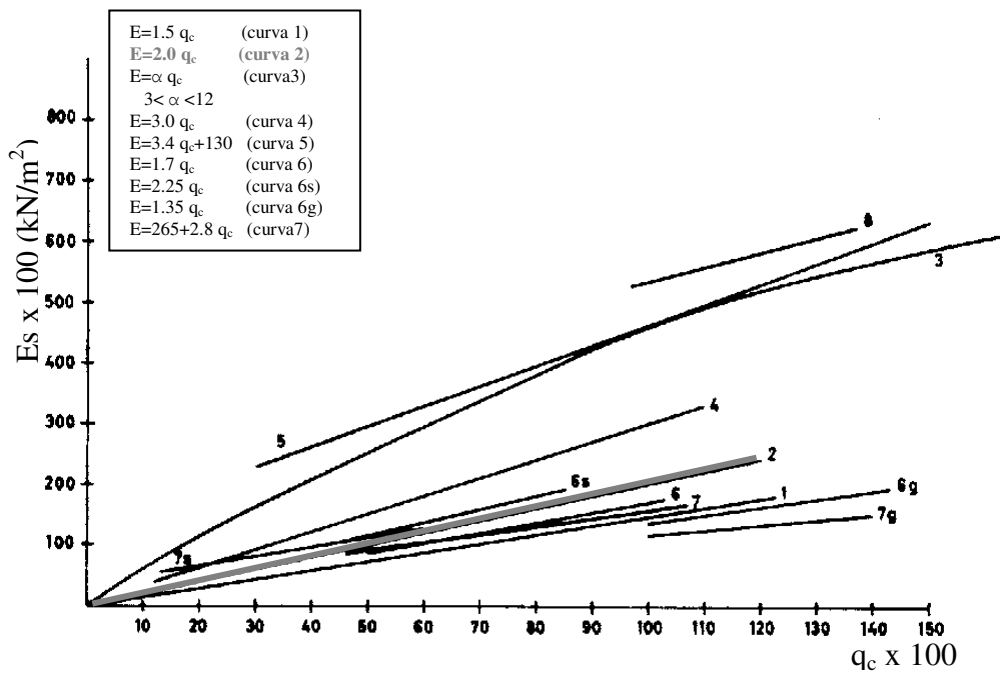


Figura 1.5 - Correlação entre a resistência de ponta (q_c) e o módulo de deformabilidade em solos (E_s) arenosos (Folque, 1976, in Ferreira Gomes, 2007).

Capítulo II

2- ESTADO DE ARTE SOBRE VÁRIOS TIPOS DE ESTACAS

2.1 Introdução

Desde há longas décadas que existe na construção civil a necessidade de execução de estacas com a finalidade de responder, em condições problemáticas, à criação de fundações profundas suficientemente estáveis e resistentes de forma a suportar as cargas provenientes de super-estruturas.

Consta-se que as fundações por estacas têm uma aplicação que data já dos tempos pré-históricos. Por diversos motivos os habitantes utilizavam troncos de madeira cravados no terreno para erguer suas casas sobre as margens dos rios, lagos e mares, quer porque estes locais lhes conferiam maior proteção em relação aos ataques dos invasores e ao mesmo tempo permitia-lhes estar próximos das suas fontes de sustento. Estas estacas eram também utilizadas quando existiam dificuldades de construção impostas pelos elevados declives do terreno. Exemplos destas aplicações são ainda hoje visíveis (Figura 2.1), quer por razões económicas (dada a abundância natural do material e facilidade de instalação), quer por razões culturais ou mesmo em situações de construções provisórias (Prakash e Sharma, 1989; Miranda e Martins, 2006).

Com o passar dos anos as técnicas e materiais foram-se desenvolvendo de forma a tornar as fundações por estaca cada vez mais eficazes, sendo atualmente possível (com a utilização da tecnologia das paredes moldadas) atingir profundidades na ordem dos 70m e elevados esforços resistentes. No entanto o propósito base mantém-se, ou seja, permitir a construção em locais onde as condições geotécnicas não são favoráveis, não sendo por isso possível a aplicação de fundações superficiais (Prakash e Sharma, 1989).

Apesar de as estacas surgirem, por norma, associadas a maiores custos, em determinadas situações a sua aplicação é fundamental para garantir a segurança da estrutura em causa. Como por exemplo quando: as camadas de solo superficiais são demasiado fracas e compressíveis para suportar as cargas provenientes da estrutura, em casos de presença de forças horizontais (como por exemplo edifícios muito altos suscetíveis a fortes rajadas de vento ou terremotos), na existência solos expansíveis ou colapsáveis, quando as estruturas são sensíveis a assentamentos diferenciais, em situações de forte presença de água nos solos, ou mesmo em casos de estruturas marítimas cujas fundações são sujeitas a forças de tração (Das, 1990; Fellenius *in* Fang, 1991).



Figura 2.1- Exemplos de construções com fundações indiretas nas margens de rios: a) Palafitos, Chiloe, Chile (IYC, 2013); b) antiga cidade de Fenghuang, Zhangjiajie, China (Cri online, 2012).

2.2 Noções Básicas

As fundações profundas caracterizam-se pela forma como transferem as cargas provenientes da estrutura que suportam. Denominam-se de profundas porque recorrem a camadas do terreno não superficiais. No caso particular das estacas, são peças esbeltas que transferem as cargas para as camadas de solo mais profundas. Se existir rocha ou solo firme a uma profundidade razoável em que esta se possa apoiar, diz-se que trabalha de ponta (estaca de ponta), caso contrário, quando as camadas resistentes se encontram a grandes profundidades, a transferência de carga é feita por atrito lateral que se desenvolve ao longo da estaca com o solo (estaca flutuante), embora ambas as parcelas sejam contabilizadas no âmbito da capacidade de carga.

As estacas podem ser implementadas individualmente, no caso da estaca-pilar, ou em conjunto, quando estão ligadas às sapatas ou maciços de encabeçamento (Folque, 1979; Miranda e Martins, 2006).

A aplicação das estacas ao longo do tempo tem sido feita de diversas formas quer na aplicação, quer na execução. Um factor bastante importante de referir é a qualidade das

fundações que depende inteiramente das técnicas utilizadas e dos cuidados adoptados na sua execução. O problema deste factor reside no facto de estes parâmetros não serem susceptíveis a uma quantificação e por esse motivo não são devidamente considerados na fase de projecto. Uma vez que a maior parte das obras não possui envergadura suficiente para contemplar ensaios sobre protótipos, a fim de estabelecer uma decisão final, esta falha tende a ser colmatada pela disposição de regras de projecto cujas comprovações finais são obtidas em fase de obra. No entanto é ainda necessário complementar os métodos de dimensionamento com ensaios de obra e inspecções a fim de evitar execuções descuidadas (Folque, 1979).

Para a decisão final da escolha do tipo de estaca é necessário ter em conta algumas variáveis importantes, tais como: a localização e o tipo de estrutura; as condições do solo, bem como o posicionamento do nível freático; a durabilidade a longo prazo, tendo em conta os vários materiais e suas susceptibilidades; os custos totais para o cliente, contabilizando devidamente os métodos de construção e os custos totais, o cumprimento de prazos estabelecidos, a execução dos devidos ensaios, a experiência da empresa e empreiteiro; a existência de construções vizinhas e suas suscetibilidades (Simons e Menzies, 1989).

2.3 Classificação de Tipos de Estacas

Existem vários critérios para a classificação de estacas, sendo que os mais utilizados estabelecem uma classificação baseada no método de fabrico ou no tipo de material que as constitui, embora possam também ser distinguidas em relação ao modo de transferência de carga, método de instalação e ainda em relação à quantidade de solo perturbado durante a instalação da estaca.

De uma forma muito resumida pode-se entender as classificações descritas anteriormente da seguinte forma:

- i) *Quanto ao método de fabrico*, podem-se definir dois tipos: as pré-fabricadas e moldadas *in-situ*. As estacas de madeira e aço só têm a possibilidade de ser do primeiro tipo, por outro lado, as de betão têm as duas vertentes (Prakash e Sharma, 1989);
- ii) *A identificação do tipo de material* que as constitui divide-se em madeira, aço e betão (armado ou pré-esforçado), podendo ainda encontrar-se as estacas compostas (madeira e betão ou aço e betão) (Prakash e Sharma, 1989);
- iii) *A transferência de carga* pode ser feita de três formas (Fig.2.2): estaca a trabalhar de ponta ($Q_p \gg Q_s$); estaca flutuante, em que a resistência é garantida pela mobilização do atrito lateral da estaca ($Q_s \gg Q_p$) e ainda as estacas mistas ($Q_p \approx Q_s$) (Ferreira Gomes, 2007);

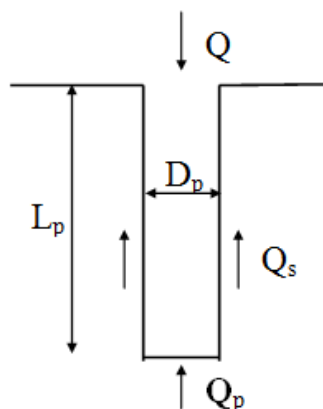


Figura 2.2- Representação esquemática clássica de uma estaca (in Ferreira Gomes, 2007).

iv) A classificação de estacas baseada na quantidade de solo perturbado (deslocado) durante a sua instalação (Fig.2.3) é um dos métodos mais universais e divide-se da seguinte forma:

-grandes deslocamentos: existe deslocação de solo durante a sua instalação (sem extração de solo). São exemplos as estacas pré-fabricadas, cravadas (madeira, betão, aço e tubulares), moldadas in-situ pela cravação de uma secção tubular com ponta fechada.

-pequenos deslocamentos: existe uma pequena porção de solo deslocada (sem extração de solo). São exemplos as estacas pré-fabricadas e cravadas (perfis metálicos ou secções tubulares abertas na ponta e estacas helicoidais com elementos metálicos).

-sem deslocamento: não existe deslocamento de solo mas sim extração. São exemplos as estacas escavadas e moldadas in-situ (Simons e Menzis, 1989; Prakash e Sharma, 1989);

v) Em relação ao método de instalação da estaca no solo, esta pode ser: cravada (dinâmica ou estaticamente), escavada (ou perfurada), e existe ainda a possibilidade da combinação de estaca cravada e escavada. As estacas pré-fabricadas são um exemplo de estacas cravadas, por outro lado as estacas moldadas in-situ são exemplo de estacas escavadas (Prakash e Sharma, 1989; Ferreira Gomes, 2007).

Neste trabalho optou-se por dar maior ênfase à classificação de estacas baseada na quantidade de solo perturbado e ao método de instalação da estaca, dado que o primeiro influencia o comportamento da estaca e o segundo pode ser considerado complementar ao primeiro uma vez que explica o processo, tal como é representado no esquema da Fig.2.3.

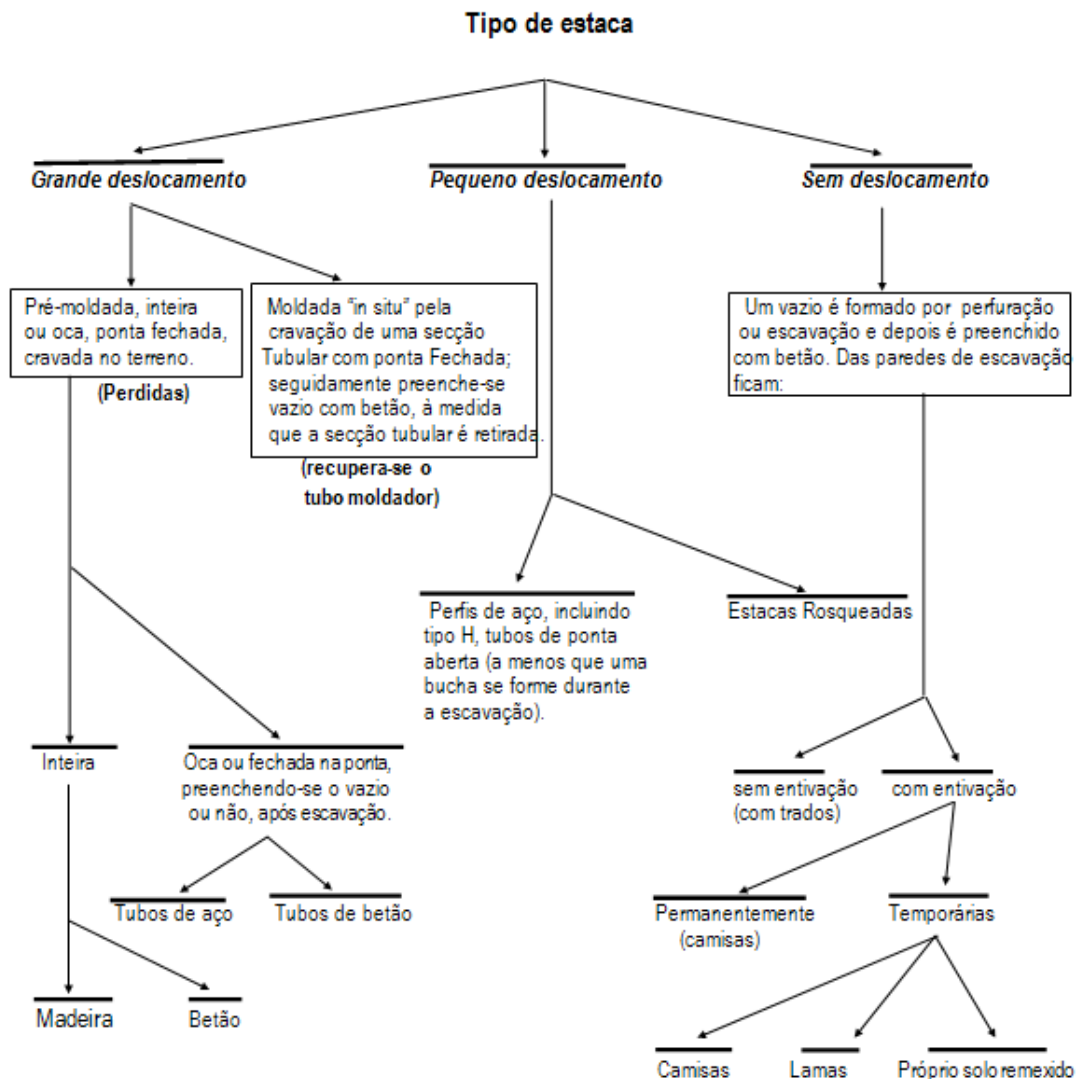


Figura 2.3- Esquema representativo da classificação de estacas baseada na quantidade de solo perturbado durante a instalação da estaca (Simons e Menzies, 1989, *in* Ferreira Gomes, 2007).

2.3.1 Estacas de grande deslocamento

Também designadas por estacas de deslocamento, tal como o nome indica, existe uma deslocação, sem escavação, de solo durante a sua instalação, podendo ser cravadas ou vibradas no solo. São exemplos as estacas de madeira, de betão pré-fabricadas ou pré-esforçadas, tubulares de aço com ponta fechada, entre outras (Prakash e Sharma, 1989).

2.3.1.1 Estacas cravadas e moldadas no local

Estas estacas caracterizam-se pelo facto de, na maioria dos casos, recorrerem à cravação de um tubo moldador de aço oco, com a extremidade inferior fechada, permanente ou temporariamente (consoante este seja recuperado ou perdido) e posteriormente é executada

a fase de betonagem do núcleo. Por norma o seu comprimento pode ir até aos 24m e a sua capacidade de carga é aproximadamente 1500kN (Mohan, 1988; Simons e Menzies, 1989).

Segue-se a apresentação sucinta de alguns métodos de execução de estacas pertencentes a esta categoria.

A técnica de realização de estacas com tubo moldador recuperado (Fig.2.4) consiste em cravar no solo um tubo de aço oco, com a extremidade inferior fechada. Refira-se ainda que este não desempenha qualquer função de resistência mas sim meramente construtiva. Quando se atinge a cota pretendida, inicia-se a betonagem à medida que o tubo é extraído (Prakash e Sharma, 1989; Miranda e Martins, 2006).

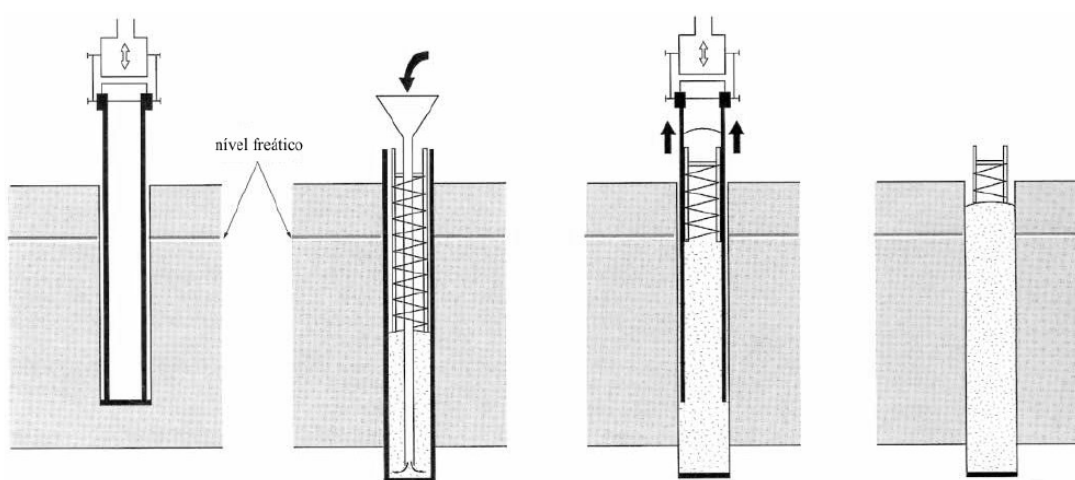


Figura 2.4- Estaca cravada e moldada no local, com tubo modelador recuperado: i) cravação do molde obturado na ponta, ii) colocação das armaduras e início de betonagem, iii) recuperação do molde com ponteira perdida, iv) estaca concluída (Santos, 2008).

O processo de execução das estacas com tubo moldador perdido é idêntico ao das estacas com tubo moldador recuperado, a diferença é que neste o tubo não é removido, ficando cravado permanentemente no solo, funcionando como parede da estaca. Este método é aplicado, normalmente, em solos muito moles de grande espessura, muito arenosos e argilosos com níveis freáticos elevados, permitindo desta forma garantir uma homogeneização no processo da betonagem, evitando o estrangulamento do fuste e protegendo o betão de agentes agressivos (Prakash e Sharma, 1989; Miranda e Martins, 2006).

As estacas tipo Franki (Fig.2.5) são um exemplo de estacas cravadas e moldadas no local, são características pela sua base alargada, que lhes confere um substancial aumento da capacidade de carga final. Estas atingem maiores resistências em solos granulares devido à densificação do solo envolvente. Já em solos coesivos a compactação e alargamento na ponta inferior da estaca não é executada com tanto êxito. Podem ser moldadas com ou sem tubo recuperado. A sua execução consiste em cravar no solo um tubo de aço com a ponta fechada

por uma bucha, no qual se introduz material granular ou betão através de golpes de um pilão que por sua vez vai simultaneamente cravando a estaca. Quando a cota de projeto é atingida o tubo de aço é ligeiramente elevado e mantido imóvel pelos cabos do Bate-Estacas. Através dos golpes do pilão, a bucha é expulsa e para formar a base alargada, introduz-se betão seco sob os golpes. Terminada esta fase, é colocada a armadura e posteriormente efectua-se a betonagem do fuste da estaca compactando-se o betão em pequenas camadas, em simultâneo é retirado o tubo, de forma a impossibilitar a entrada de água ou solo (Prakash e Sharma, 1989; Simons e Menzies, 1989; ABCP, 2012; Balbino fundações, 2012).

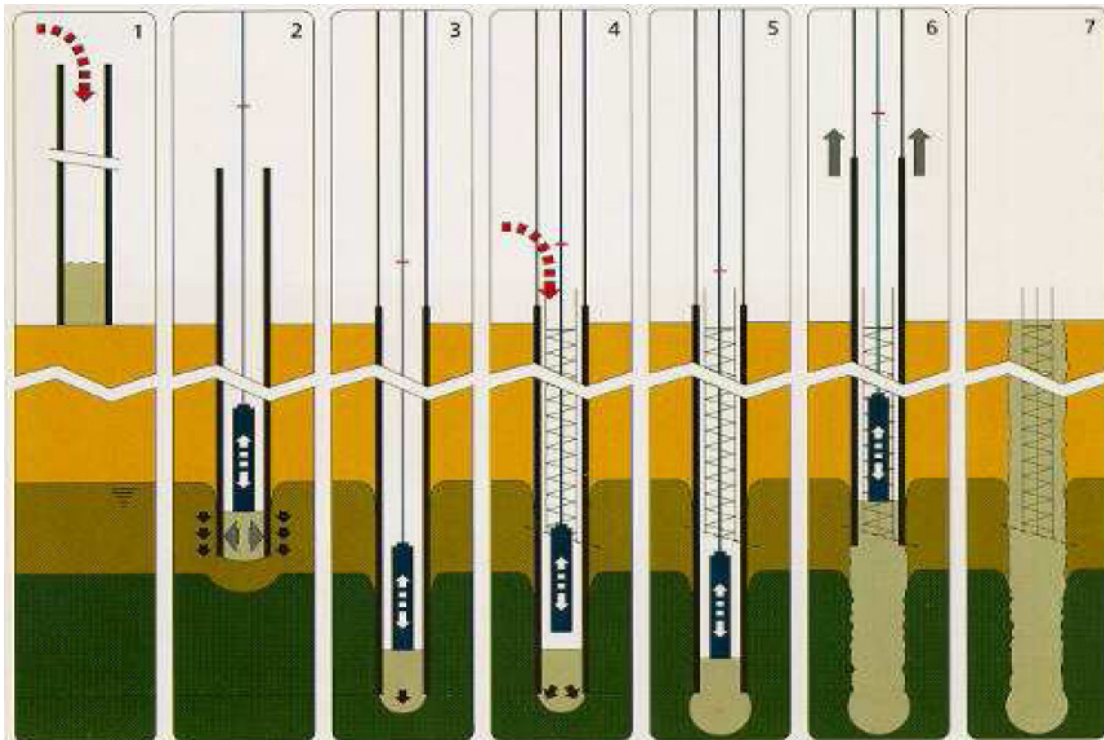


Figura 2.5- Esquema representativo da execução das estacas Franki (Franki, 2009 in Rosário, 2009).

De uma forma geral, pode dizer-se que as estacas cravadas e moldadas no local têm a vantagem de poder ser cravadas com a ponta inferior fechada, evitando desta forma os efeitos da água subterrânea; a possibilidade de aplicar (em alguns tipos) um tampão no fundo da estaca, com o intuito de minimizar o ruído e as vibrações durante a sua instalação; os seus comprimentos são facilmente ajustáveis e podem ser cravadas com “nega”predeterminada.

Por outro lado, têm o inconveniente de provocar inchamento na superfície do solo circundante, podendo desta forma perturbar instalações ou estruturas vizinhas (como por exemplo, o levantamento de estacas previamente cravadas, deslocamento de muros de suporte, entre outros); da impossibilidade de verificação do betão após a finalização do trabalho; da possibilidade de danificação ou distorção dos tubos modeladores durante a sua cravação (Simons e Menzies, 1989).

2.3.1.2 Estacas cravadas pré-fabricadas de betão armado ou pré-esforçado

As estacas pré-fabricadas são moldadas e curadas com forma e comprimentos específicos antes de serem cravadas no solo, podendo ser de betão armado ou pré-esforçado (pré ou pós-tensionado). Estas estacas (Fig.2.6) podem ainda ser constituídas por vários troços (por norma aplicam-se quando é necessário atingir maiores profundidades) sendo o primeiro cravado com uma ponteira metálica cónica ligada à armadura longitudinal, conferindo-lhe uma maior capacidade de corte do terreno. No caso de solos argilosos, esta ponteira pode apresentar uma forma plana. Na extremidade superior é aplicada uma protecção para não danificar a estaca devido ao impacto do martelo de cravação e para proteger o encaixe de ligação. Estas ligações são compostas por umas chapas de aço tipo macho-fêmea, possibilitando uma melhor fixação e verticalidade. Os vários troços vão sendo cravados sucessivamente até se atingir a “nega”, ou seja, uma zona de solo de tal forma resistente, que após um determinado número de pancadas aplicadas a cota da cabeça da estaca mantém-se constante. Nesta fase pode dar-se por concluído o processo de cravação. Quando não se utilizam emendas, os comprimentos destas estacas (betão armado, normal) ronda, por norma entre os 10m a 15m. Comparativamente com estas, as estacas pré-esforçadas são mais robustas em relação às operações de içamento e suspensão e em certa medida mais vantajosas, uma vez que podem ter pesos próprios menores, são menos susceptíveis a danos provocados pela cravação e apresentam maior durabilidade uma vez que matem as suas fendas e fissuras fechadas ficando assim o seu interior mais protegido e menos susceptível a deteriorações químicas, visto que o betão está submetido a uma compressão constante.

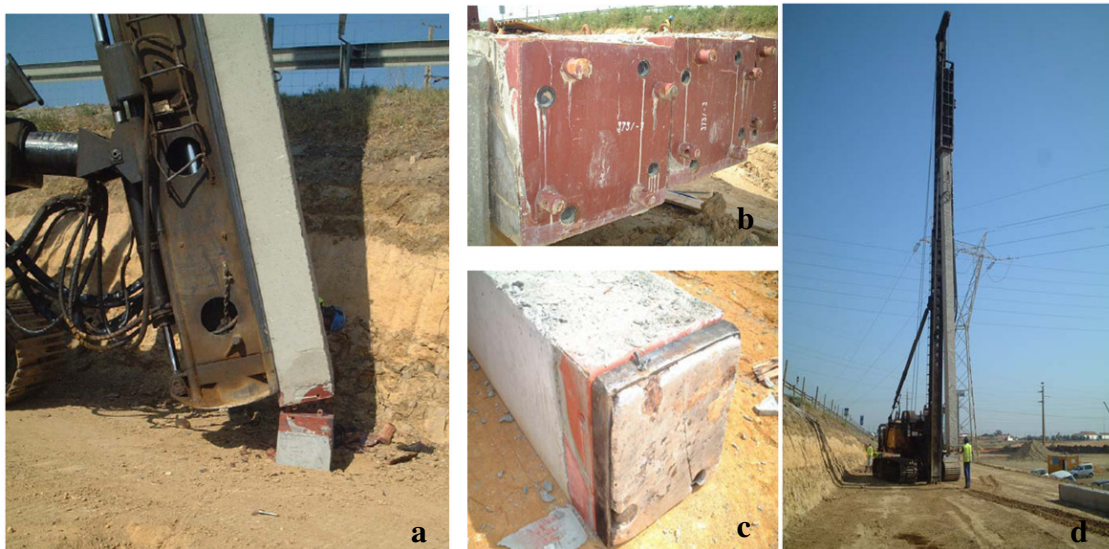


Figura 2.6- Estacas cravadas e instaladas por troços: a) sistema de ligação entre troços; b) junta de ligação entre estacas; d) cabeça de estaca pré-fabricada em betão armado; e) cravação de estaca (Miranda e Martins, 2006).

Estas estacas são aconselhadas para casos em que seja necessário atingir grandes profundidades e para meios ou solos aquosos. Geralmente são recomendadas para trabalhar como estacas de ponta, e quando aplicadas sem emendas o seu comprimento normalmente varia entre os 12m a 20m (Folque, 1979; Prakash e Sharma, 1989; Miranda e Martins, 2006).

De uma forma genérica, pode dizer-se que as estacas cravadas pré-fabricadas de betão armado ou pré-esforçado apresentam as vantagens de serem estáveis em solos compressíveis (como por exemplo em argilas moles siltes e turfas); o seu material pode ser inspeccionado antes da sua instalação; podem ser cravadas com nega predeterminada e se esta for afectada por inchamento do solo, tem ainda a possibilidade de ser recravada; podem ser cravadas com grandes comprimentos e o movimento de águas subterrâneas não afeta o procedimento de construção.

As desvantagens apontadas são o inchamento e alteração dos solos vizinhos (com as consequências já referidas anteriormente); a inviabilidade de modificação rápida do seu comprimento; a susceptibilidade a danos provocados pela cravação, bem como a possibilidade de ocorrerem danos em estruturas ou instalações vizinhas provocadas pelo ruído, vibrações e deslocamento do solo durante a sua instalação (Simons e Menzies, 1989).

2.3.1.3 Estacas de madeira

Por norma estas estacas são aplicadas em solos permanentemente saturados ou secos, caso contrário, se forem submetidas a ciclos repetitivos de humedecimento e secagem podem sofrer uma rápida decomposição por apodrecimento das mesmas. O facto de ainda existirem cidades edificadas sobre estacas de madeira, levou à necessidade de incrementar novos métodos de preservação e manutenção destas fundações, permitindo assim que as mesmas não sejam destruídas pelas alterações dos solos e dos níveis freáticos. A susceptibilidade deste material a ataques provenientes de fungos, plantas e insectos, implica ainda a necessidade da aplicação de tratamentos para a sua conservação, como por exemplo o óleo de creosoto. Refira-se ainda o facto de a sua resistência ser posta em causa quando expostas a temperaturas elevadas durante um largo período de tempo. Se todas as suas condicionantes forem respeitadas, estas estacas podem ter um tempo de vida útil bastante elevado. No entanto a sua utilização tem vindo a cair em desuso face as suas vulnerabilidades e fraca resistência estrutural quando comparada com os restantes materiais, sendo por isso mais utilizada com objetivos temporários ou em solos reforçados por compactação (Mohan, 1988; Prakash e Sharma, 1989; Cernica, 1995; Miranda e Martins, 2006).

Estas estacas são leves, de fácil transporte e manuseamento. São igualmente instaladas por cravação estática ou dinâmica, sendo no entanto este último mais frequente. Este método consiste na criação de uma força gerada por um peso que atua sobre a cabeça da estaca. Pode ser aplicada uma ponteira de aço cónica na extremidade inferior para facilitar a sua

penetração no solo e na extremidade superior, uma protecção de aço provisória (anel) para evitar danos como trituração ou mesmo fissuração provocadas pelas pancadas na fase de cravação (Prakash e Sharma, 1989; Miranda e Martins, 2006).

A estaca pode ser utilizada na sua forma natural, após remoção dos ramos e da casca, ou cortada em secção quadrangular, tendo associada ao corte a desvantagem de uma menor absorção da camada protetora, uma vez que lhe é retirada a capa exterior do tronco. Para um melhor desempenho, a estaca deve apresentar-se o mais possível, geometricamente regular, sem grandes nódulos ou farpas. Em relação às suas dimensões, por norma variam entre os 0.15m e 0.4m de diâmetro, e entre os 6.0m e 20m de comprimento (Prakash e Sharma, 1989).

Estas estacas normalmente trabalham por atrito lateral, embora também exista a possibilidade de trabalharem de ponta. Por outro lado não se recomenda a sua aplicação em solos que ofereçam uma resistência considerável à sua cravação, como por exemplo solos residuais densos e seixos, pois seria impossível executar a sua aplicação sem que ocorressem danos na mesma (Folque, 1979; Prakash e Sharma, 1989).

2.3.2 Estacas de pequeno deslocamento

Tal como foi referido anteriormente, nestas estacas apenas uma pequena quantidade de solo é deslocada durante a sua instalação. São exemplos os perfis laminados de aço, secções tubulares com ponta inferior aberta e as estacas helicoidais (em forma de parafuso) (Prakash e Sharma, 1989; Simons e Menzies, 1989).

As estacas de secções ocas (Fig.2.7) com extremidade inferior aberta têm a vantagem de atravessar estratos resistentes com maior facilidade uma vez que não oferecem tanta resistência de ponta. Para aumentar consideravelmente a sua rigidez, estas podem ser preenchidas com betão posteriormente à sua cravação e respectiva remoção de solo no interior do tubo moldador. Podem funcionar por atrito lateral (estaca flutuante), por resistência de ponta (estaca de ponta) ou em ambas as situações (Prakash e Sharma, 1989).

Já as estacas em perfil H (Fig.2.8a) são vantajosas quando se pretende atravessar estratos de rocha, de alta resistência e densidade, uma vez que deslocam uma pequena percentagem de solo na sua cravação e penetram facilmente no maciço (Prakash e Sharma, 1989).

Em relação às estacas helicoidais (Fig.2.8b) são uma mais-valia para construções marítimas visto que estão habilitadas para resistir quer a forças de tração quer de compressão (Simons e Menzies, 1989).

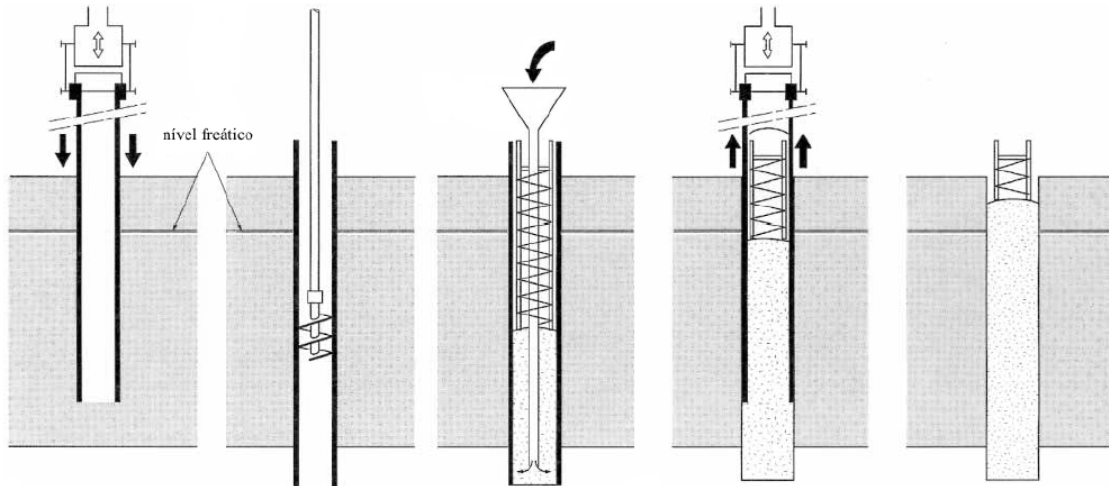


Figura.2.7- Exemplos de estacas de pequeno deslocamento: i) cravação do tubo moldador com extremidade inferior aberta; ii) perfuração do solo através de meios mecânicos com trado; iii) colocação das armaduras e do betão; iv) recuperação do tubo modelador; v) estaca concluída (Santos, 2008).



Figura.2.8- a) Estacas metálicas em perfil H (Dicionário geotécnico, 2012); b) Estacas helicoidais (Detonações capital, 2012).

Uma outra variante das estacas metálicas são as estacas prancha. Primam pela sua capacidade em suportar elevados esforços de cravação sem danos, possibilidade de serem emendadas ou cortadas facilmente e o seu material pode ser aplicado várias vezes. Por outro lado (como são esbeltas), quando são longas estão sujeitas a desaprumos durante a cravação. Estes perfis metálicos permitem ainda o auto-acopolamento de várias peças através das ranhuras que possuem (tipo macho-fêmea). O facto de apresentarem saliências enrijecidas confere-lhe uma maior rigidez e desempenho na cravação. A sua aplicação é frequente na retenção e contenção de maciços terrosos que não possuem estabilidade devido ao seu baixo ângulo de atrito, pela elevada saturação do solo ou por ambos. Estas podem ser aplicadas quer em obras temporárias, como por exemplo, na construção de enscadeiras de sapatas, entivação de valas e galerias, quer em obras definitivas, como por exemplo, contenções de taludes e canais a céu aberto (Miranda e Martins, 2006).

Em geral, as estacas que provocam pequenos deslocamentos têm as vantagens de serem de fácil transporte e fácil manuseamento, podem ser cravadas com grande energia de cravação

(dinâmica e estaticamente) e grandes comprimentos; o seu comprimento pode ser alterado em pouco tempo; têm a capacidade de suportar cargas elevadas e podem ser ancoradas em superfícies rochosas com taludes acentuados (Bjerrum, 1957 *in* Simons e Menzies, 1989).

Em contra partida a sua maior desvantagem é a corrosão, por isso, pode considerar-se que os seus maiores “inimigos” sejam o sal, o ácido, a humidade e o oxigénio. Verifica-se ainda que a sua corrosão em solos perturbados é mais acelerada do que em solos imperturbados, isto porque os primeiros têm uma maior percentagem de oxigénio na sua composição. Atualmente este fator já não é tão condicionante uma vez que já é previsto na fase de projecto, sendo por isso possível submeter as estacas a tratamentos especiais como pinturas anti-oxidantes ou encapsulamento em betão. Para evitar danos provenientes da cravação na ponta inferior da estaca é possível proteger-se a mesma com uma ponteira de aço de alta resistência, evitando assim que a sua resistência de ponta seja posta em causa (Cernica, 1995).

2.3.3 Estacas sem deslocamento escavadas e moldadas *in-situ*

Nestas estacas não existe deslocamento do solo durante a sua instalação, conseguindo-se assim manter praticamente inalteradas as tensões laterais do solo e desenvolver menor atrito lateral do que nas estacas de grande deslocamento. Por norma é efectuada previamente a escavação/perfuração do solo com as respectivas dimensões de projeto (diâmetro e profundidade) onde o volume de solo removido é posteriormente substituído por betão e devidas armaduras. A operação de betonagem deve ser tão rápida quanto possível, de forma a evitar o amolecimento do solo (Prakash e Sharma, 1989; Simons e Menzies, 1989).

Existem no entanto vários métodos de execução e perfuração estando a sua escolha dependente das características do solo bem como da eventual presença de água. Assim, se o solo em causa apresentar consistência suficiente de modo a garantir a estabilidade das paredes do furo, a estaca pode ser executada por métodos mais simples como o de trado contínuo. Por outro lado, se estivermos perante um solo instável, este já requer meios mais elaborados e dispendiosos como por exemplo, a aplicação de fluidos de contenção. Seguidamente apresentam-se alguns exemplos de tipos estacas sem deslocamento moldadas *in-situ*.

As estacas de trado contínuo (Fig.2.9) são menos dispendiosas e mais rápidas na sua execução mas apenas podem ser aplicadas quando os solos em causa apresentem resistência suficiente de forma a garantir a estabilidade das paredes do furo. A perfuração é feita à rotação com equipamento próprio para aplicação de um trado de hélice contínuo. Este possui uma haste central oca, que para além de funcionar como elemento estrutural serve também como coluna de betonagem. Assim que é atingida a cota pretendida, através da coluna central do trado, inicia-se a betonagem à medida que este é removido, de modo a que o betão possa

preencher o espaço deixado pela remoção do solo. É importante que este processo seja efetuado com simultaneidade para garantir que o fuste da estaca fique com secção regular e homogénea. Imediatamente após a betonagem é colocada a armadura, o mais vertical possível (Miranda e Martins, 2006).

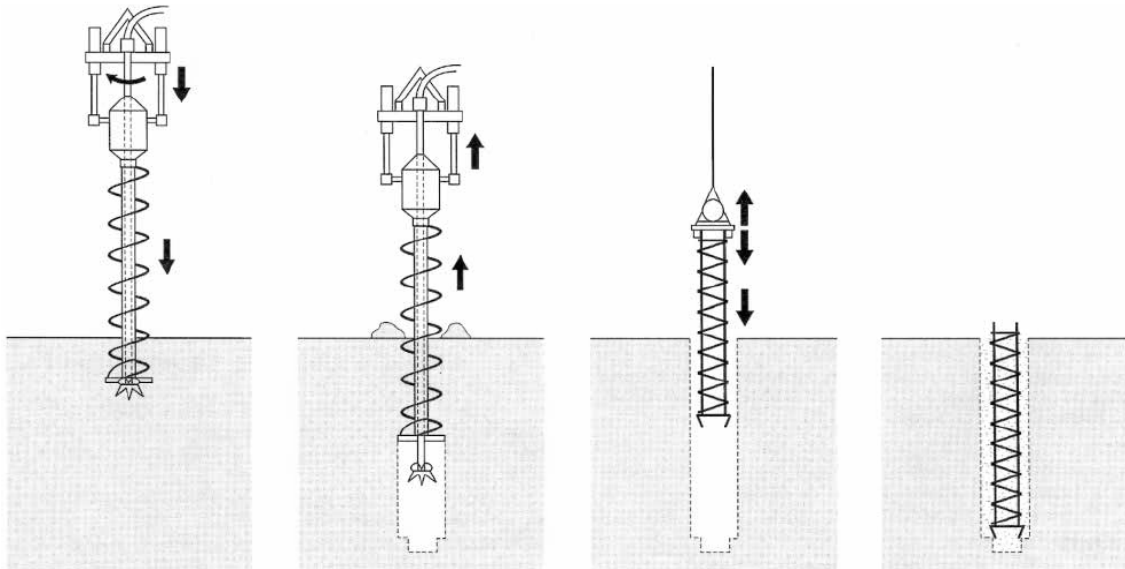


Figura.2.9- Estaca de trado contínuo: i) furacão com trado; ii) extração do trado em simultâneo com a injeção de betão; iii) colocação das armaduras; iv) estaca concluída (Santos, 2008).

Nas denominadas estacas realizadas com fluidos de contenção (Fig.2.10) é empregue um fluido estabilizante (bentonite ou um produto sintético da família dos polímeros) que em contacto com as paredes do furo vai criando a estabilização do mesmo formando uma película praticamente impermeável. Neste método os primeiros metros são perfurados a seco, de forma a permitir a introdução de um tubo guia metálico que serve de referência e apoio quer para as armaduras quer para a coluna de betonagem, para além de efetuar a contenção dos solos superficiais e menos coerentes. Posteriormente à sua introdução preenche-se o furo com o dito fluido, procede-se a perfuração (agora realizada através de um balde de escavação) e à medida que a profundidade aumenta vão-se adicionando as lamas bentoníticas até ser atingida a cota pretendida. Segue-se então a colocação das armaduras e posterior betonagem da estaca que se efectua em simultâneo com a remoção da bentonite através de bombagem (Miranda e Martins, 2006).

As micro-estacas (Fig.2.11) destacam-se pelos seus pequenos diâmetros que por norma variam entre os 75mm e os 350mm. Têm uma grande versatilidade pois podem funcionar tanto à compressão como à tração, trabalhando essencialmente como estacas flutuantes, embora possa haver uma contribuição por resistência de ponta. Podem ser moldadas na vertical ou com inclinação variável sendo a sua aplicação possível em qualquer tipo de solo. As suas capacidades de carga variam em função dos seus diâmetros, armaduras, solo envolvente e técnica de execução aplicada. De acordo com solo em questão são aplicados diferentes métodos de perfuração, assim, em solos brandos e sem obstáculos físicos de elevada rigidez

recomenda-se a utilização de um trado oco (Fig.2.12), já no caso de terrenos heterogêneos, constituídos por solos soltos e poucos consistentes e obstáculos de elevada rigidez, como rochas recomenda-se o sistema roto-percutivo. Quando é atingida a cota de projeto, removem-se os trados de perfuração e no espaço deixado por estes colocam-se os vários troços do tubo da micro-estaca, previamente enroscados entre si. Posteriormente é injetada a calda de cimento até que a micro-estaca seja totalmente selada (Miranda e Martins, 2006).

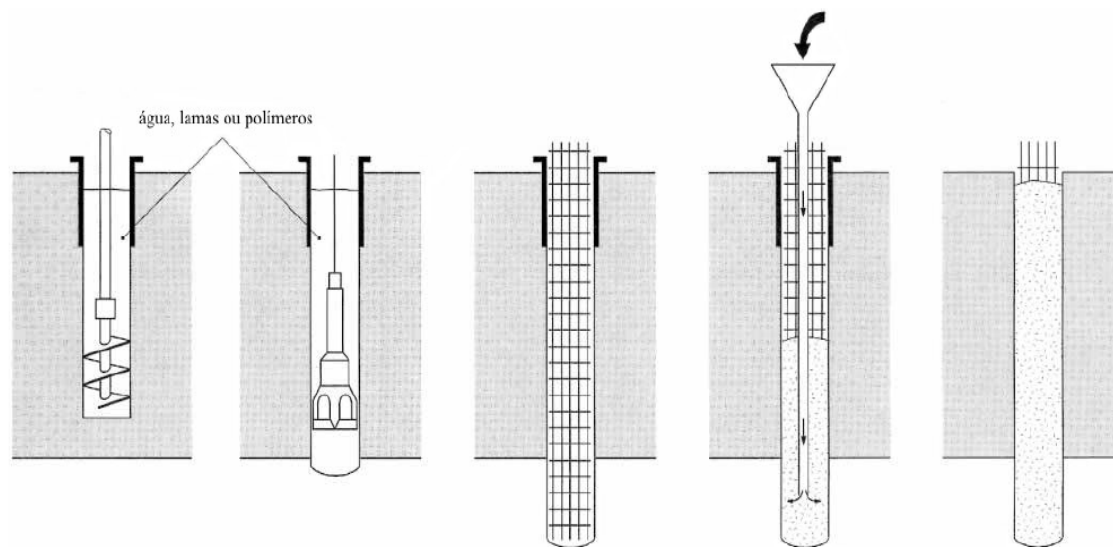


Figura.2.10- Estaca realizada com fluidos de contenção: i) primeira fase de escavação com introdução dos fluidos de contenção; ii) segunda fase de escavação, através de balde de escavação, trépano, ou outra ferramenta especial de corte; iii) colocação das armaduras; iv) betonagem através do tubo Tremié e simultânea remoção dos fluidos; v) estaca concluída (Santos, 2008).

Devido às suas dimensões a sua aplicação é frequente em locais de difícil acesso e dimensões reduzidas, como por exemplo no reforço de fundações de edifícios antigos embora também possam ser empregadas na implantação de sapatas de estruturas ou mesmo em contenção de solos, este último torna-se possível quando são dispostas tangencialmente criando assim uma parede de contenção (Miranda e Martins, 2006).

De uma forma resumida, podem-se concluir algumas vantagens em relação às estacas sem deslocamentos moldadas *in-situ* que passam pelo facto de estas não provocarem inchamento do solo circundante; existe maior facilidade em alterar o seu comprimento; os ruídos e vibrações provocados durante a sua instalação são reduzidos e existe ainda a possibilidade de inspeccionar o solo e compara-lo com os dados adquiridos na investigação do local. Por outro lado, surgem algumas desvantagens tais como o provável remeximento dos solos provocados pela escavação; a susceptibilidade a estrangulamento em solos compressíveis; as dificuldades associadas à betonagem submersa e os possíveis danos que a entrada de água pode causar ao betão ou aos solos circundantes, caso esta ocorra antes da presa do mesmo (Simons e Menzies, 1989).



Figura.2.11- Ponta da micro-estaca e manchetes; varas de micro-estacas (Miranda e Martins, 2006).



Figura.2.12- Perfuração a trado para instalar uma micro-estaca (Miranda e Martins, 2006).

2.4 Elementos Sobre Dimensionamento de Estacas

Segundo o Eurocódigo 7 (1999), os estados limites a considerar no dimensionamento de estacas são:

- 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 tração);
- Rotura devido a insuficiente resistência do terreno para carregamento transversal da fundação em estacas;

- Rotura estrutural da estaca por compressão, tração, flexão, encurvadura ou corte;
- Rotura conjunta no terreno e na estrutura;
- Assentamentos excessivos;
- Empolamentos excessivos;
- Vibrações excessivas.

Em relação às ações que se exercem nas fundações por estacas, estas são provenientes da estrutura que suporta e/ou provenientes dos solos envolventes. Quanto às ações transmitidas pelos solos às fundações, estas podem ser devidas à consolidação de camadas de solos compressíveis (atrito negativo), devidas à expansão volumétrica dos solos ou devidas a movimentos horizontais nos solos (Ferreira Gomes, 2007).

Embora as fundações por estaca sejam normalmente implementadas em grupo, na fase de dimensionamento estas são primeiramente analisadas individualmente, isto porque é fulcral um conhecimento prévio e claro do comportamento individual e adequabilidade da estaca. Posteriormente esta informação base é devidamente projetada para uma verificação do desempenho em grupo.

Assim como as características do solo e o carregamento a transferir (entre outros) são um dos factores determinantes na escolha do tipo de estaca a utilizar, também o método de execução e o tipo de estaca utilizada determinam o modo como a carga é transmitida ao solo. Este fator adicionado ao tipo de solo em causa é de elevada importância no dimensionamento da estaca.

Existem várias teorias propostas por diversos autores para o estudo da transmissão de esforços da estaca ao meio envolvente. Na figura 2.13 estão representadas diferentes situações. Embora a solução de Meyerhof seja a mais aproximada da realidade, nenhum deles abrange a total diversidade de fatores envolvidos na questão (Ferreira Gomes, 2007).

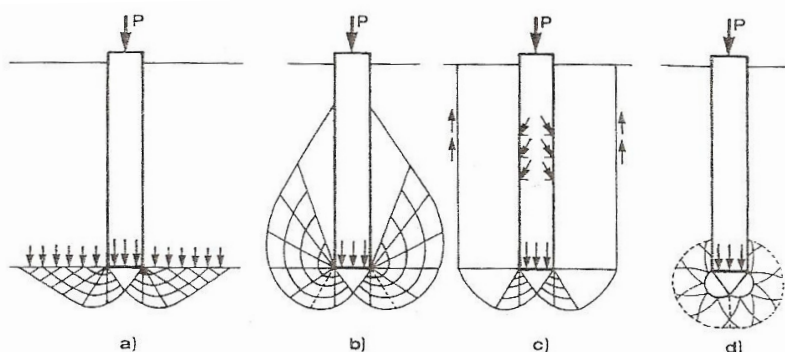


Figura 2.13 - Superfícies de rotura em fundações profundas, de acordo com propostas de diferentes autores: a) Mecanismo sugerido por Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943); b) Mecanismo sugerido por Meyerhof (1951, 1953); c) Mecanismo sugerido por Berezantzev (1961); d) mecanismo sugerido por Skempton, Yassin and Gibson (1953) e Vesic (1975,1977), (in Lancellotta, 1995).

2.4.1 Capacidade de carga

A capacidade de carga pode ser entendida como uma forma de quantificar a interação entre o solo e a estaca, embora esta dependa fundamentalmente da resistência de ponta e do atrito lateral; existem diversos fatores que influenciam na sua determinação, sendo os de maior relevância o tipo de solo, modo de transferência de carga, método de instalação e quantidade de solo perturbado durante a instalação da estaca. Dada a sua complexidade surgem vários autores e métodos para a quantificar.

A avaliação da carga resistente limite de estacas isoladas, sob acções axiais pode ser feita através de análises estáticas recorrendo a parâmetros de resistência dos solos, análises empíricas recorrendo a resultados obtidos em ensaios *in situ* (standard penetration test, cone penetration ou pressuremeter test), ou ainda através de fórmulas dinâmicas de cravação (Prakash e Sharma, 1990).

De uma forma generalizada, a estimativa da capacidade de carga pode ser obtida a partir da soma da resistência por atrito lateral (Q_s) com a resistência de ponta (Q_p). Pode considerar-se que estes factores são independentes, sendo possível determinarem-se de forma isolada, embora haja autores que defendam que no caso de estacas cravadas em solos arenosos a resistência de ponta é afectada pela resistência por atrito lateral. Dado que esta diferença pode ser desprezada na maioria dos casos, em termos clássicos, derivados da Teoria da Plasticidade, a capacidade de carga na rotura (Q_u) de uma estaca pode ser obtida através da seguinte equação (*in* Ferreira Gomes, 2007, *in* Santos, 2008):

$$Q_u = Q_p + Q_s \text{ (para estacas à compressão) (2.1)}$$

$$Q_u = Q_s \text{ (para estacas à tração) (2.2)}$$

Onde:

$$Q_p = q_u \times A_b = (cN_c + \sigma_0 N_q) A_b \quad (2.3)$$

$$Q_s = S_L \times A_s = (\alpha c + k_s (tg \delta) \sigma_v) A_s \quad (2.4)$$

Sendo (Fig.2.14):

Q_p - Resistência (carga) de ponta, na rotura;

Q_s - Resistência (carga) de atrito lateral, na rotura;

q_u - Tensão de rotura na ponta;

A_b - Área da base (secção máxima segundo um plano horizontal);

S_L - Atrito lateral de rotura;

A_s - Área lateral do fuste;

c - Coesão do solo (efetiva, c' para condições drenadas; c_u para condições não drenadas);

σ_0 - Tensão vertical na ponta da estaca (efetiva, σ'_0 para condições drenadas);

N_c , N_q - Fatores de capacidade de carga;

k_s - Coeficiente de impulso;

σ_v - Tensão vertical média ao longo do fuste da estaca (efetiva, σ'_v para condições drenadas);

δ - Ângulo de atrito solo-estaca (efectivo, δ' para condições drenadas, igual a zero para condições não drenadas);

α - Coeficiente de adesão.

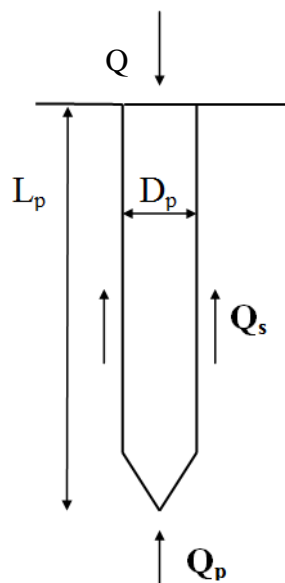


Figura 2.14- Esquema das principais forças numa estaca para efeitos de cálculo de capacidade de carga na rotura de uma fundação profunda (Ferreira Gomes, 2007).

2.4.2 Resistência de ponta

Da aplicação da fórmula de Terzaghi aplicada a fundações diretas, obtém-se a expressão geral que normalmente se utiliza para avaliar a capacidade de carga de ponta:

$$Q_p = \left(cN_c + \sigma'_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma D_p N_\gamma \right) A_b \text{ (kN)} \quad (2.5)$$

Dado que, por norma, a contribuição da parcela da base da estaca ($\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$) despreza-se por ser muito pequena comparativamente com as restantes parcelas da equação, tem-se que:

$$Q_p = A_b (cN_c + \sigma'_0 N_q) \quad (2.6)$$

Onde:

A_b - Área da base da estaca;

c - Coesão do solo onde a estaca esta assente;

σ'_0 - Tensão vertical efetiva ao nível da base da estaca, com a particularidade que (Barata, 1984, *in* Ferreira Gomes, 2007) toma o valor máximo de $\gamma'(15D_p)$;

γ' - Peso específico efectivo do solo;

N_q e N_c - Factores de capacidade de carga relacionados com o ângulo de atrito do solo;

D_p - Diâmetro ou a largura da estaca;

Solos argilosos ($\varphi = 0$)

Para estacas em solos argilosos pode obter-se a capacidade de carga de ponta, a partir da seguinte expressão:

$$Q_p = c_u N_c A_b \quad (2.7)$$

Com:

c_u - Resistência ao corte (coesão) não drenada do solo abaixo da base.

N_c - Factor de capacidade de carga, em geral adopta-se $N_c=9$ (Barata, 1984 in Ferreira Gomes, 2007)

Solos arenosos ($C = 0$)

Para estacas em solos arenosos pode obter-se a capacidade de carga de ponta, a partir da seguinte expressão:

$$Q_p = \sigma'_0 N_q A_b \quad (2.8)$$

Sendo:

σ'_0 - Tensão efetiva vertical no terreno ao nível da base (q), adoptando-se no máximo:

$$q = \gamma(15D_p)$$

N_q é obtido a partir da Figura 2.15.

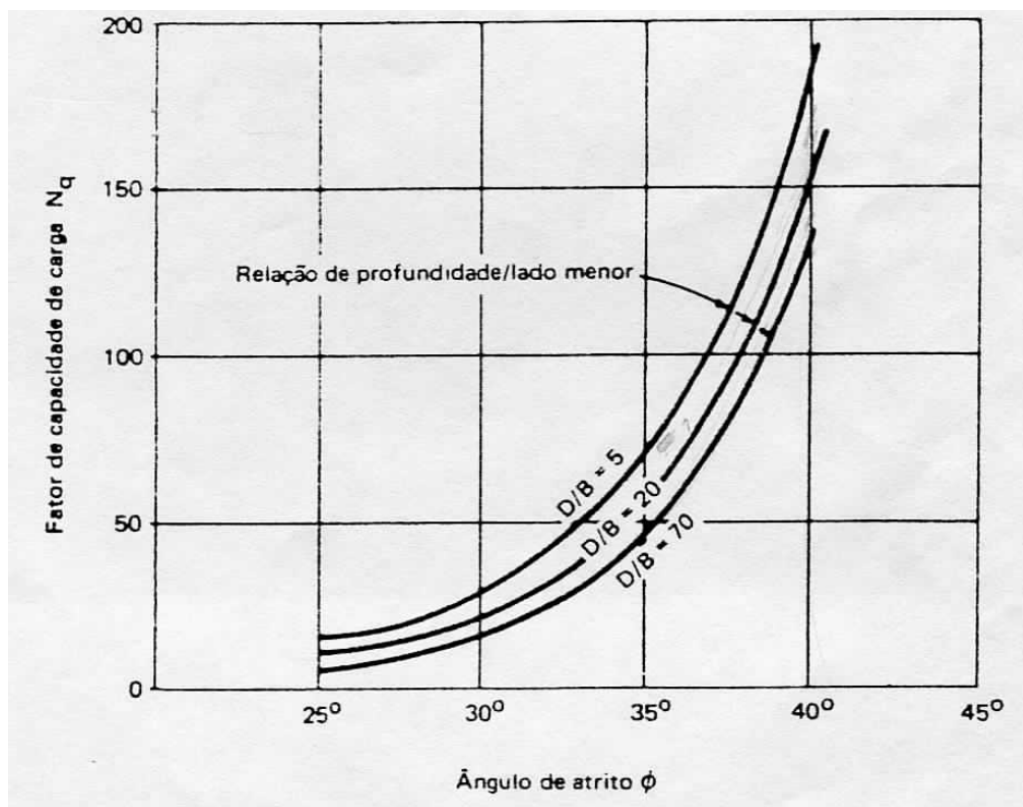


Figura 2.15- Relação entre o fator capacidade de carga e o ângulo de atrito (Berezantsev et al., 1961 in Ferreira Gomes, 2007).

2.4.3 Resistencia lateral

Solos argilosos ($\varphi = 0$)

A resistência por atrito lateral na rotura, em solos argilosos, pode ser obtida da seguinte forma:

$$Q_s = \alpha c_u A_s = S_L A_s \quad (2.9)$$

Onde:

α - Factor de adesão; $\alpha = 0,70$ aceita-se na prática como primeira aproximação.

$\alpha = 0,3$ a $1,20$, com menor valor para solos de maior consistência o maior valor para solos de maior consistência.

S_L - Atrito lateral unitário, pode ser obtido através da Tabela 2.1.

Tabela 2.1- Valores de S_L para diferentes situações em solos argilosos (Ferreira Gomes, 2007).

Tipo de estaca	Argila de consistência	c_u (t / m ²)	S_L (t / m ²)
Betão e Madeira	Muito mole	1.2	1.2
	Mole	1.2 - 2.4	1.2 - 2.3
	Média - rija	2.4 - 4.8	2.3 - 3.6
	Rija	4.8 - 9.6	3.6 - 4.6
	Muito rija	9.6 - 19.2	4.6 - 6.2
Aço	Muito mole	1.2	1.2
	Mole	1.2 - 2.4	1.2 - 2.2
	Média - rija	2.4 - 4.8	2.2 - 3.4
	Rija	4.8 - 9.6	3.4 - 3.5
	Muito rija	9.6 - 19.2	3.5 - 3.7

Solos arenosos (C = 0)

A resistência por atrito lateral na rotura, em solos arenosos, pode ser obtida da seguinte forma:

$$Q_s = \left(\frac{1}{2} k_s \sigma'_v \operatorname{tg} \delta \right) A_s = S_L A_s \quad (2.10)$$

Sendo:

K_s - Coeficiente de impulso (sugere-se usar o valor de repouso, k_0);

σ'_0 - Tensão efetiva vertical do terreno ao nível da base;

S_L - Atrito lateral unitário da superfície lateral da estaca, pode ser obtido através da Tabela 2.2.

Tabela 2.2- Valores de atrito lateral unitário (S_L) em diferentes tipos de estacas, em solos arenosos. (Ferreira Gomes, 2007)

Tipo de estaca	Areia de compactidade	S_L (t/m ²)
Estacas	Solta	<1.5
	Média	1.5 - 2.3
Cravadas	Compacta	2.3 - 6.0
	Muito compacta	6.0 - 10.0

Segundo Meyerhof admite-se para areias soltas, $k_s=0.5$ e para areias densas, $k_s=1$. Considera-se k_s independente do tipo de estaca e da rugosidade das suas paredes. Contudo, ensaios mais recentes mostraram que os valores admitidos por Meyerhof eram inferiores aos reais, no caso de estacas de betão e madeira (Tabela 2.3).

Tabela 2.3- Valores recomendados de K_s (coeficiente do impulso lateral em repouso), (Ferreira Gomes, 2007)

Tipo de estaca	Areias soltas	Areias densas
Metálica	0.5	1.0
Betão	1.0	2.0
Madeira	1.5	4.0

O ângulo de atrito terreno - estaca (δ) varia com o tipo de material da estaca e o seu valor é sempre mais baixo que o ângulo de atrito interno do solo. Recomendam-se os valores para o ângulo de atrito terreno - estaca, de acordo com a Tabela (2.4).

Tabela 2.4 - Valores do ângulo de atrito solo-estaca de acordo com o material utilizado (Ferreira Gomes, 2007)

Tipo de estaca	Ângulo de atrito terreno-estaca (δ)
Metálica	20°
Betão	$\frac{3}{4} \phi$
Madeira	$\frac{2}{3} \phi$

Capítulo III

3- AVALIAÇÃO DE ASSENTAMENTOS

3.1 Introdução

Por norma as fundações por estacas são implementadas em grupo, no entanto em geral, o cálculo dos assentamentos do grupo de estacas parte da análise do assentamento de uma estaca isolada. Neste capítulo são apresentados vários métodos para o cálculo de assentamentos de uma estaca isolada que ao longo dos anos têm vindo a ser melhorados pelo seguimento dos projectos de investigação de diversos autores. Os métodos tradicionais para o cálculo de assentamentos em estacas baseiam-se em suposições arbitrárias da distribuição da tensão ao longo da estaca ou no uso da teoria da convenção unidimensional ou em correlações empíricas (Terzaghi, 1943, *in* Poulos e Davis, 1980).

Para que haja uma melhor compreensão no fenómeno de transferência de carga estaca - solo, e em particular a avaliação dos assentamentos apresenta-se a figura 3.1, de onde se salienta em particular que o assentamento na cabeça da estaca (S) é o resultado de:

$$S = S_p + \delta \quad (3.1)$$

Onde:

δ - Encurtamento da estaca essencialmente elástico;

S_p - Assentamento na ponta da estaca, devido à deformabilidade do solo abaixo da mesma.

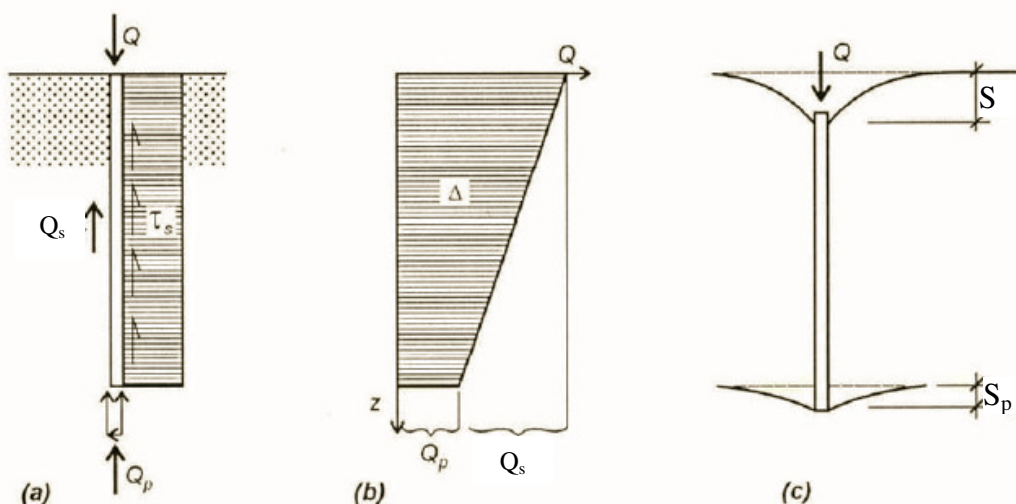


Figura 3.1 - Elementos do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo: a) cargas e tensões na estaca; b) diagrama carga-profundidade; c) assentamentos (a partir de Vésic, 1977, *in* Costa Esteves, 2005).

Os métodos de estudo podem ser organizados de várias formas, mas contudo podem-se simplificar em métodos teóricos (analíticos e avançados) e métodos empíricos que se fundamentam em dados reais, ou seja, quer em ensaios de carga dos quais se obtêm as curvas de carga versus assentamento, ou por outras comparações, ao relacionar os assentamentos efetivos com parâmetros conhecidos de projeto como a geometria da estaca e os resultados de ensaios *in situ* obtidos no decorrer da prospeção geotécnica.

Os métodos teóricos têm por base os princípios da teoria da elasticidade, utilizando as equações de Boussinesq ou de Mindlin (Kézdi and Rétháti, 1988). Boussinesq considera a estaca como um ponto de carga que da origem a tensões no espaço que a circunda. Mindlin considera que o solo se comporta como um material elástico ideal, com E_s constante e com uma alta resistência à tração. No entanto, estas equações foram complementadas por outros autores, tornando possível que este método tenha em conta uma sensibilidade tal que permite analisar quais os parâmetros que têm maior grau de influência nos assentamentos das estacas.

Quanto aos métodos empíricos, têm a vantagem de possibilitar a utilização direta dos resultados reais de ensaios de campo, o que implica que são eficazes pela fácil aplicação prática e são consideradas as alterações que os métodos de construção introduzem nas características mecânicas dos solos (Barreiros Martins, 2002).

Num projecto de estacas baseado em formulações teóricas ou correlações empíricas persistem sempre algumas incertezas de maior ou menor relevância. Isto deve-se a fatores tais como a baixa precisão apresentada na medição das propriedades dos solos, as variações que surgem no local de implantação da obra; a margem de erro existente nas correlações entre as características mecânicas do solo e a avaliação de assentamentos e ainda o facto de cada estaca ser um caso único na sua forma de construção ou cravação sendo assim impossível contabilizar as suas condições efectivas nos métodos de dimensionamento.

Por todos estes motivos, torna-se crucial efectuar um ajustamento final da carga admissível nas estacas através de ensaios de carga, visto que só assim se poderá ter em conta determinados factores reais de elevada importância (Folque, 1979).

3.2 Métodos Empíricos

Os métodos empíricos baseiam-se no estudo de expressões e conhecimentos já existentes, trabalhando essa informação com o objectivo de a melhorar, complementar e enriquecer com dados relevantes e convenientes obtidos através da experiência do pesquisador, sem distorcer os dados originais.

Segundo Folque (1979) os métodos de construção alteram significativamente as características de deformabilidade e de resistência dos solos junto à estaca, por isso os métodos teóricos não têm grande validade, sendo usual recorrer-se a equações empíricas.

Meyerhof (1959)

A partir de uma série de análises de ensaios de carga, Meyerhof (1959) propõe uma das primeiras expressões para o cálculo do assentamento de uma estaca em areia cuja carga seja menor do que 1/3 da de rotura. Desde que não exista nenhuma camada mais branda abaixo da estaca, estima-se:

$$S = \frac{d_b}{30 \frac{Q_u}{Q}} \quad (3.2)$$

Onde:

S- Assentamento da estaca;

d_b - Diâmetro da base da estaca;

Q - Carga aplicada na estaca;

Q_u - Capacidade de carga última;

$\frac{Q_u}{Q} = F_s$ - Factor de segurança da estaca (> 3) para a carga última.

Folque (1979)

Para *solos arenosos* (Folque, 1979), para estacas cravadas (sem extração do solo), o assentamento (S) é avaliado por:

$$S = \frac{D_p}{100} + \delta \quad \text{e} \quad \delta = \frac{Q.L_p}{A_p.E_p} \quad (3.3) \text{ e } (3.4)$$

Onde:

S - Assentamento de uma estaca isolada;

D_p - Diâmetro da estaca;

δ - Deformação elástica do fuste;

Q - Carga aplicada na estaca;

A_p - Secção da estaca;

L_p - Comprimento da estaca;

E_p - Módulo de elasticidade da estaca.

Segundo aquele autor (Folque, 1979) para estacas moldadas com extração de terreno, os assentamentos podem atingir quatro vezes os valores verificados para estacas idênticas, mas constituídas sem extração do terreno.

Braja M. Das (1990)

Das (1990) considera que para uma estaca sob uma carga vertical (Q) o assentamento é originado por três factores:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (3.5)$$

Onde:

S - Assentamento total da estaca;

S_1 - Encurtamento axial da estaca;

S_2 - Assentamento causado pela carga aplicada na ponta;

S_3 - Assentamento da estaca devido à carga transmitida ao longo do fuste.

Determinação de S_1 :

Ao assumir-se o material da estaca como elástico, então a deformação do seu fuste pode ser avaliada através dos princípios fundamentais da mecânica dos materiais, de acordo com a seguinte equação:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L_p}{A_p E_p} \quad (3.6)$$

Sendo:

Q_{wp} - Carga de serviço na ponta da estaca $\left(Q_{wp} = \frac{Q_p}{F_s} \right)$;

Q_{ws} - Carga de serviço no fuste da estaca $\left(Q_{ws} = \frac{Q_s}{F_s} \right)$;

Q_p - Carga última de ponta;

Q_s - Carga última devido ao atrito lateral;

F_s - Fator de segurança

A_p - Área da secção da estaca;

L_p - Comprimento da estaca;

E_p - Módulo de elasticidade do material da estaca;

ξ - Parâmetro com valor de 0.5 ou 0.67, função da distribuição das forças de atrito ao longo da estaca como se mostra na figura 3.2.

Determinação de S_2 :

O assentamento da estaca provocado pela carga suportada pela ponta, atribuído ao terreno, pode ser expresso de forma semelhante à atribuída para fundações superficiais, ou seja:

$$S_2 = \frac{q_{wp} D_p}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (3.7)$$

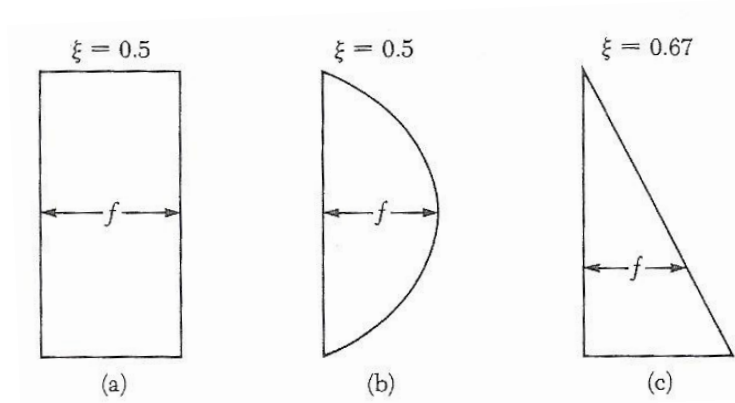


Figura 3.2- Valores do parâmetro ξ função da evolução das forças de atrito lateral (Q_s) ao longo do fuste da estaca. (in Das, 1990).

Sendo:

D_p - Diâmetro da estaca;

q_{wp} - Carga por unidade de área no seu ponto de aplicação ($q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p}$) (3.8);

E_s - Módulo de deformabilidade do solo que se encontra por baixo do ponto de aplicação da carga;

μ_s - Coeficiente de Poisson do solo;

I_{wp} - Factor de influência.

Para propósitos práticos, I_{wp} pode ser considerado igual a α , podendo assim ser determinado através da figura 3.3.

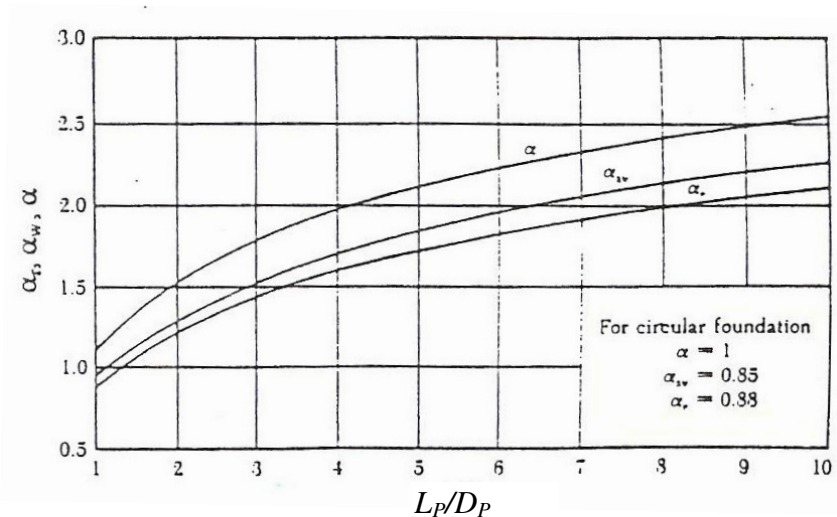


Figura 3.3- Valores de α_r , α_w e α . Considerando $I_{wp} = \alpha_r$ (in Das, 1990).

Vesic (1967) in Das (1990) propõe também um método semi-empírico para determinar o valor do assentamento s_2 , através da seguinte equação:

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D_p q_p} \quad (3.9)$$

Onde:

q_p - Resistência de ponta da estaca;

C_p - Coeficiente empírico (tabela 3.1)

Tabela 3.1- Valores característicos de C_p (in Das, 1990).

Tipo de solo	Estacas cravadas	Estacas Moldadas
Areia (densa a solta)	0,02 a 0,04	0,09 a 0,18
Argila (dura a mole)	0,02 a 0,03	0,03 a 0,06
Silte (denso a solto)	0,03 a 0,05	0,09 a 0,12

Determinação de S_3 :

O assentamento de uma estaca provocado pela carga transmitida ao longo do fuste, pode ser calculado da seguinte forma:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D_p}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (3.10)$$

onde:

p - Perímetro da estaca;

L - Comprimento de encastramento da estaca;

I_{ws} -Factor de influência.

O fator de influencia, I_{ws} , pode ser determinado pela expressão proposta por Vesic, 1977 (in Das, 1990):

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D_p}} \quad (3.11)$$

Vesic (1977, in Das, 1990) propõe ainda uma equação semelhante a (3.5) para o calculo de s_3 :

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (3.12)$$

Sendo C_s uma constante empírica dada por: $C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D_p}} \right) C_p$ (3.13)

Os valores de C_p podem ser obtidos na tabela 3.1.

3.3 Métodos Teóricos Analíticos

Os métodos analíticos são métodos baseados na Teoria da Elasticidade e têm sido desenvolvidos por diversos investigadores. Na maior parte dos casos estudados, a estaca é dividida num número uniforme de elementos e a solução é obtida impondo condições de compatibilidade entre os assentamentos da estaca e o solo adjacente em cada elemento considerado da estaca (Costa Esteves, 2005).

Nos pontos seguintes serão expostos apenas alguns, em especial aqueles que merecem mais confiança.

Randolph (1977)

Randolph (1997, *in* Costa Esteves, 2005) considerou para o seu estudo uma estaca isolada carregada axialmente, onde as cargas transferidas pela base e pelo fuste inicialmente são analisadas separadamente e posteriormente considerou os dois efeitos em conjunto para deduzir uma solução aproximada.

O modelo utilizado encontra-se representado na figura 3.4 onde se observa que o solo afectado pela estaca é dividido em duas zonas por um plano horizontal existente ao nível da ponta da estaca.

Na figura 3.5 é apresentado o modelo no qual o autor assume que a camada superior do solo se deforma exclusivamente devido à carga transferida pelo fuste e a camada inferior deforma-se devido à carga transmitida pela base da estaca.

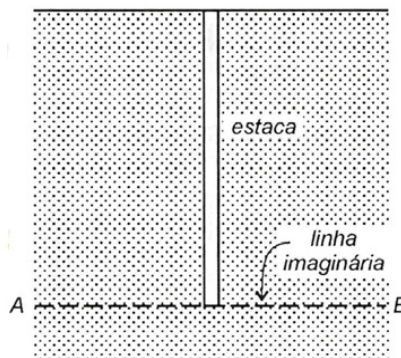


Figura 3.4-Modelo utilizado na análise de Randolph (Randolph, 1977 *in* Costa Esteves, 2005).

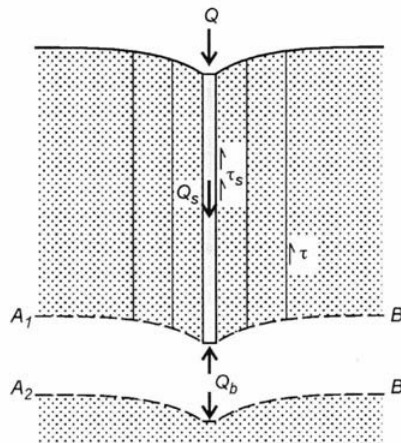


Figura 3.5- Deformação das camadas de solo superior e inferior no modelo de Randolph (Randolph, 1977 *in* Costa Esteves, 2005).

Desta forma, propõe a seguinte expressão para o assentamento na cabeça da estaca:

$$S = \frac{Q}{E_s \times D_p} \times I_\rho \quad (3.14)$$

onde:

Q - Carga aplicada;

D_p - Diâmetro da estaca;

E_s - Módulo de deformabilidade do solo ao nível da ponta da estaca;

I_ρ - Fator de influência do assentamento.

Segundo Randolph este fator pode ser determinado do seguinte modo (Fleming *et al.*, 1992, in Costa Esteves, 2005):

$$I_\rho = 4 \times (1 + \mu_s) \times \frac{\left[1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{8}{(1 - \mu_s)} \cdot \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{\tanh(\mu_L)}{\mu_L} \cdot \frac{L_p}{D_p} \right]}{\left[\frac{4\eta}{(1 - \mu_s)\xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \rho \cdot \tanh(\mu_L) \cdot L_p}{\zeta \cdot \mu_L \cdot D_p} \right]} \quad (3.15)$$

com:

$$\eta = \frac{d_b}{D_p} \quad (3.16); \quad \xi = \frac{E_s}{E_b} \quad (3.17); \quad \rho = \frac{\overline{E_s}}{E_s} \quad (3.18); \quad \lambda = 2 \times (1 + \mu_s) \times \frac{E_p}{E_s} \quad (3.19);$$

$$\zeta = \ln \left(\left\{ 0,25 + [2,5\rho \times (1 - \mu_s) - 0,25] \times \xi \right\} \times 2 \frac{L_p}{D_p} \right) \quad (3.20);$$

$$\mu_L = 2 \times \left(\frac{2}{\zeta \times \lambda} \right)^{0,5} \times \frac{L_p}{D_p} \quad (3.21);$$

onde:

L_p - Comprimento da estaca;

μ_s - Coeficiente de Poisson do solo;

d_b - Diâmetro da ponta da estaca;

E_b - Módulo de deformabilidade da zona em que a ponta repousa ou encastra;

$\overline{E_s}$ - Média do módulo de deformabilidade do solo ao longo do fuste;

E_p - Módulo de deformabilidade da estaca;

Sendo o assentamento ao longo da estaca em qualquer profundidade, Z, dado por:

$$S_z = S_p \cdot \cosh[\mu_s \times (L_p - Z)] \quad (3.22)$$

Onde S_p é o assentamento na base.

Mayne e Zavala (2004)

O método de Mayne e Zavala (2004, *in* Costa Esteves, 2005) combina um modelo hiperbólico modificado com uma solução elástica para previsão dos assentamentos em estacas submetidas a esforços de compressão axial. Trata-se de uma solução elástica não linear que contempla a não linearidade da rigidez dos solos.

Assim, a seguinte expressão traduz o assentamento vertical, S, para uma determinada carga aplicada na cabeça da estaca, Q (Costa Esteves, 2005):

$$S = \frac{Q \times I_\rho}{D_p \times E_{\max} \times f \times \left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right)^g} \quad (3.23)$$

Onde:

I_ρ - Factor de influência;

D_p - Diâmetro da estaca;

E_{\max} - Módulo de deformabilidade 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, *in* Costa Esteves 2005);

g - Parâmetro de ajuste da hipérbole modificada tomado igual a 0,3 para solos residuais de Piedmont (Mayne, 1995, *in* Costa Esteves 2005).

Sendo o factor de influencia, para o caso de uma estaca rígida, de comprimento L_p , em meio homogéneo, com coeficiente de Poisson, μ_s , dado por (*in* Costa Esteves, 2005):

$$I_\rho = \left(\frac{1}{1 - \mu_s^2} \times \frac{\pi}{1 + \mu_s} \times \frac{\frac{L_p}{D_p}}{\ln \left[5 \times \left(\frac{L_p}{D_p} \right) \times (1 - \mu_s) \right]} \right)^{-1} \quad (3.24)$$

E no caso de E_{\max} , num solo elástico homogéneo, este pode ser expresso em função da densidade de massa total do solo, ρ_t , da media da velocidade das ondas secundarias S, V_s , e o coeficiente de Poisson, μ_s , através da seguinte equação (*in* Costa Esteves, 2005):

$$E_{\max} = 2 \times (\rho_t \times V_s^2) \times (1 + \mu_s) \quad (3.25)$$

Bowles (1997)

Segundo Bowles (1997) o assentamento de estacas individuais pode ser estimado em três etapas:

1-Primeiramente determina-se a carga lateral média da estaca (Q_{av}) em cada segmento de comprimento ΔL , calcula-se a área média da secção recta da estaca (A_{av}) e o módulo de elasticidade do material da estaca (E_p). Assim calcula-se a compressão axial (ΔH_s) para cada segmento da estaca, através da seguinte expressão:

$$\Delta H_s = \frac{Q_{av} \Delta L}{A_{av} E_p} \quad (3.26)$$

O somatório dos valores de ΔH_s referentes a todos os segmentos em que a estaca foi dividida, permite obter o valor da compressão axial total (ΔH_a).

$$\Delta H_a = \sum \Delta H_s \quad (3.27)$$

2- Seguidamente calcula-se ao assentamento da ponta da estaca (ΔH_{sp}) através da seguinte expressão:

$$\Delta H_{sp} = \Delta q \times d_b \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) mI_s \times I_F \times F_1 \quad (3.28)$$

Sendo:

d_b - Diâmetro da ponta da estaca ou menor dimensão lateral para secções rectangulares;

μ_s - Coeficiente de Poisson (Bowles sugere $\mu_s = 0,35$);

E_s - Módulo de elasticidade do solo abaixo da ponta da estaca;

Δq - Tensão suportada pela ponta da estaca ($\Delta q = \frac{c \text{ arg } a \text{ aplicada}}{A_p}$). Esta carga refere-se à carga da estaca e não à carga da ponta da estaca.

$mI_s = 1,0$ (fator de forma);

I_F - Fator de encastramento proposto por Fox (*in* Bowles, 1997), que sugere os seguintes valores):

$$I_F = 0,55 \quad \text{se} \quad \frac{L_p}{D_p} \leq 5;$$

$$I_F = 0,50 \quad \text{se} \quad \frac{L_p}{D_p} > 5;$$

F_1 - Factor de redução, obtido da seguinte forma:

$$0,25 \text{ se } Q_p \leq 0;$$

$$0,50 \text{ se } Q_p > 0;$$

0,75 para situações mistas.

O factor F_1 é aplicado tendo em conta o movimento descendente da zona abaixo da ponta da estaca devido à carga de ponta e o assentamento verificado na ponta da estaca relativo ao atrito lateral ao longo do fuste da mesma. Assim o assentamento de ponta inclui a contribuição da resistência lateral, através da utilização do factor F_1 .

3- Por último o assentamento total da estaca (S) é obtido através da soma do assentamento axial total (ΔH_a) com o assentamento de ponta (ΔH_{sp}), ou seja:

$$S = \Delta H_a + \Delta H_{sp} \quad (3.29)$$

Note-se que o valor obtido não deve corresponder exactamente ao verificado em campo, visto que alguns valores utilizados nas equações são apenas aproximações do valor que seria esperado na realidade. No entanto este método tem mostrado resultados bastante próximos dos valores obtidos em campo.

Poulos e Davis (1980)

O método de Poulos e Davis (1980) permite encontrar estimativas do assentamento de uma estaca de forma prática e rápida. A formulação das várias variáveis apresenta-se na figura 3.6.

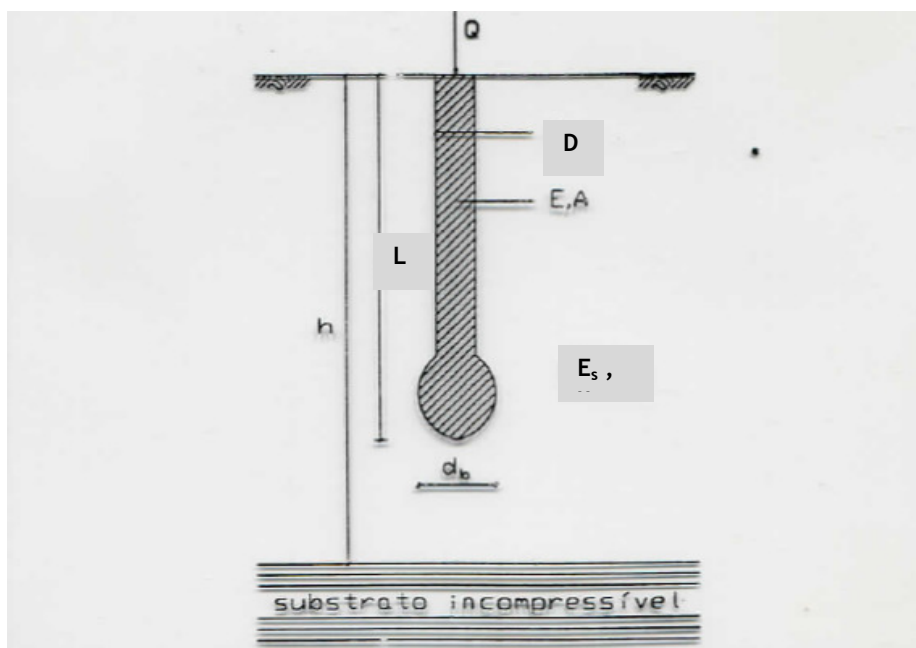


Figura 3.6- Esquema representativo das variáveis envolvidas na avaliação dos assentamentos (Poulos e Davis, 1980).

a)Estacas Flutuantes:

$$S = \frac{QI}{E_s D_p} \quad (3.30) \quad \text{com:} \quad I = I_0 R_K R_h R_v \quad (3.31)$$

$$\text{sendo:} \quad K = \frac{E_p R_A}{E_s} \quad (3.32) \quad \text{Com:} \quad R_A = \frac{A_p}{\frac{\pi D_p^2}{4}} \quad (3.33)$$

onde:

S - Assentamento da cabeça da estaca;

Q - Carga axial aplicada;

I_0 - Factor de assentamento para uma estaca incompressível embebida num meio elástico semi-infinito (Figura 3.7);

R_K - Factor correctivo para a compressibilidade da estaca (**Figura 3.8**);

R_h - Factor correctivo para a profundidade do substrato rígido (Figura 3.9);

R_v - Factor correctivo para o coeficiente de Poisson do solo envolvente (Figura 3.10);

D_p - Diâmetro da estaca;

d_b - Diâmetro da base da estaca;

A_p - Área da secção da estaca;

E_s - Módulo de deformabilidade do solo;

E_p - Módulo de elasticidade do material da estaca;

h - Profundidade do substrato incompressível;

K - Coeficiente de rigidez relativa solo-estaca;

R_A - Relação entre a área da secção da estaca e a área delimitada pelo perímetro exterior da estaca. Para estacas de secção constante ao longo do fuste, $R_A = 1$.

Os valores de I_0 , R_K , R_h e R_v são obtidos através dos ábacos das figuras 3.7, 3.8, 3.9 e 3.10

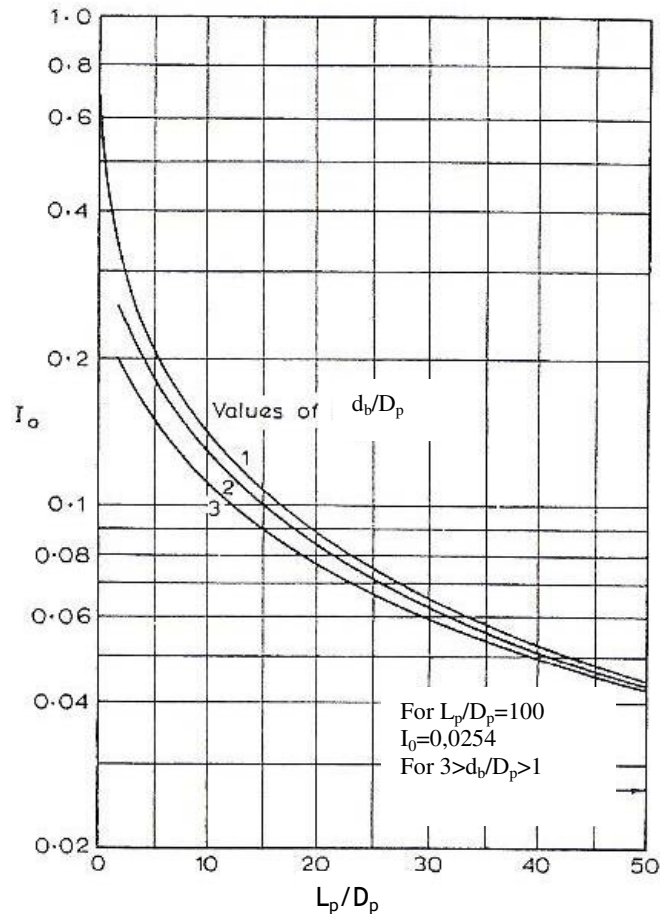


Figura 3.7- Fator de influência I_0 no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980)

A figura 3.7 representa o decréscimo do assentamento de uma estaca de diâmetro constante com o acréscimo do seu comprimento. O facto de a estaca possuir uma base alargada também diminui o assentamento, embora este efeito seja apenas significativo em estacas relativamente pequenas. Na figura 3.8 observa-se que a compressibilidade da estaca aumenta o assentamento, principalmente em estacas delgadas, enquanto no caso de existir uma camada finita diminui o assentamento (Fig.3.9). A figura 3.10 mostra que o decréscimo do coeficiente de Poisson μ_s , mantendo E_s constante leva a um decréscimo do assentamento, embora este efeito seja diminuto (Poulos e Davis, 1980).

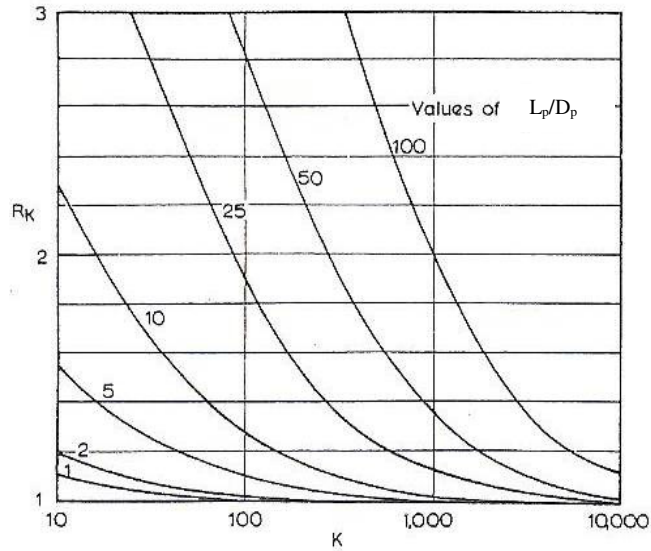


Figura 3.8- Fator corretivo de compressibilidade no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980)

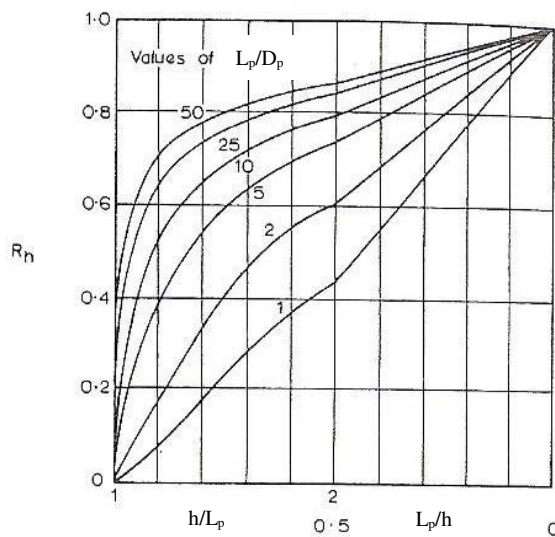


Figura 3.9- Fator corretivo de profundidade , R_h , no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980)

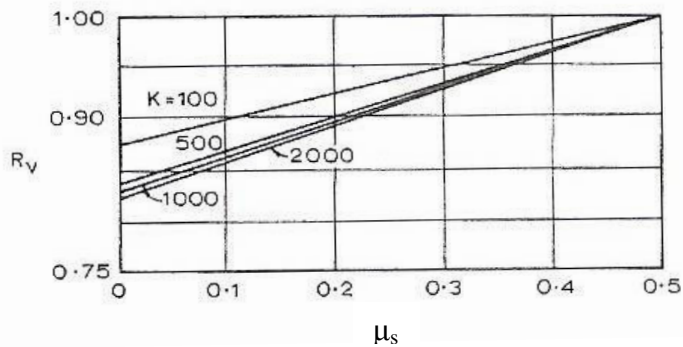


Figura 3.10- Fator corretivo do coeficiente de Poisson, R_v no âmbito do cálculo dos de assentamento em estacas (Poulos e Davis, 1980).

b) Estacas de Ponta:

$$S = \frac{QI}{E_s D_p} \quad (3.34) \quad \text{com:} \quad I = I_0 R_K R_b R_v \quad (3.35)$$

onde:

I_0 , R_K e R_v , foram definidos anteriormente e tomam os mesmos valores para uma precisão suficiente;

R_b - Factor de correcção para a rigidez do estrato de suporte (Figura 3.11);

E_b - Módulo de deformabilidade do solo na ponta da estaca.

Os valores de R_b são obtidos através da figura 3.11. O efeito do substrato rígido é de diminuir os assentamentos, este efeito torna-se mais acentuado para estacas relativamente curtas e esbeltas em estratos com suporte rígido. Para estacas muito esbeltas ($L_p/D_p \geq 100$) as propriedades do substrato rígido têm um efeito muito reduzido no assentamento (i.e. $R_b \approx 1$) para a maioria dos valores práticos do factor K de rigidez da estaca.

c) Elementos complementares

Convém ainda referir que as expressões de cálculo do assentamento (3.30 e 3.34) são apenas aproximações (excepto quando as suas limitações são tidas em conta) devido ao facto de alguns efeitos serem referidos de forma mutuamente independentes, como por exemplo, o efeito da profundidade de uma camada finita ser considerado independente do factor k de esbelteza da estaca. No entanto, a utilização do factor de correcção permite uma conveniente representação paramétrica dos resultados e pode ser uma solução com suficiente precisão para propósitos práticos (Poulos e Davis, 1980).

No entanto, Poulos e Davis (1980) consideram que em determinadas aplicações é necessário ter em conta alguns factores para que se possam obter resultados mais precisos. São exemplo o rácio do movimento nas estacas a trabalhar por ponta, o efeito do deslizamento de solo nas estacas flutuantes, a presença de solos não homogéneos e estratificados ao longo da estaca, o alargamento na base das estacas, o assentamento de uma massa de solo provocada pela instalação da estaca, os assentamentos resultantes dos estratos de solo subjacentes, passando ainda pela análise dos assentamentos imediatos e assentamentos finais.

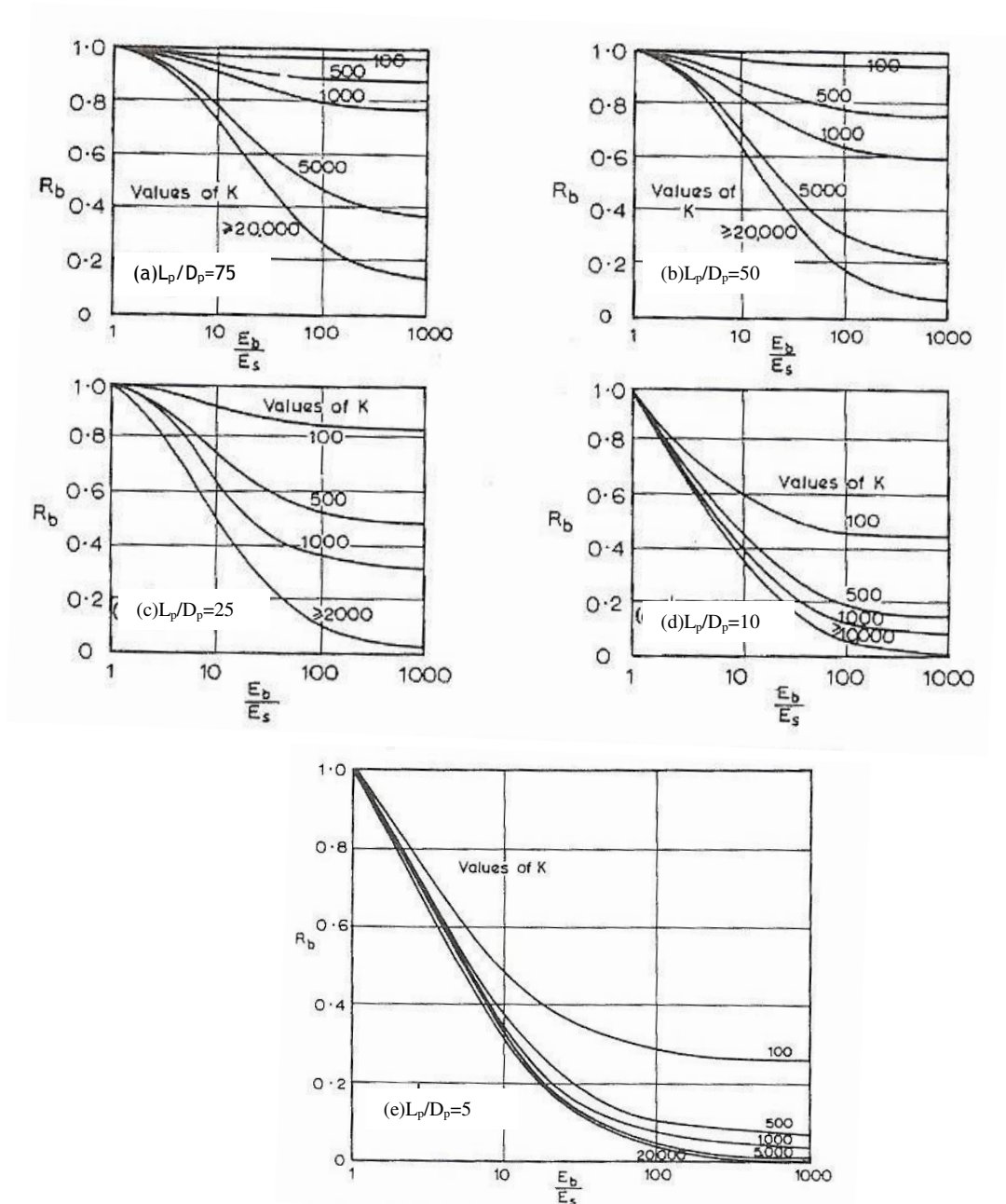


Figura 3.11- Modulo base do fator de correção, R_b , para o assentamento em estacas de ponta (Poulos e Davis, 1980).

- Proporção de movimento (M_R):

A proporção do movimento traduz a razão entre o assentamento da estaca (S) e o encurtamento elástico que a mesma sofre (δ); ou seja:

$$M_R = \frac{S}{\delta} \quad (3.36)$$

Os valores teóricos de M_R podem ser obtidos nos ábacos das figuras 3.12 e 3.13 referentes aos respectivos casos. Note-se que a figura 3.14 resulta de uma observação feita por Focht (1967, *in* Poulos and Davis, 1980) onde através de testes actuais constatou que os valores da proporção M_R não são reais no intervalo compreendido entre 0.5 e 2 para a maioria das dimensões práticas das estacas.

O assentamento da cabeça da estaca é dado por:

$$S = (M_R) \left(\frac{QL_p}{E_p A_p} \right) \quad (3.37)$$

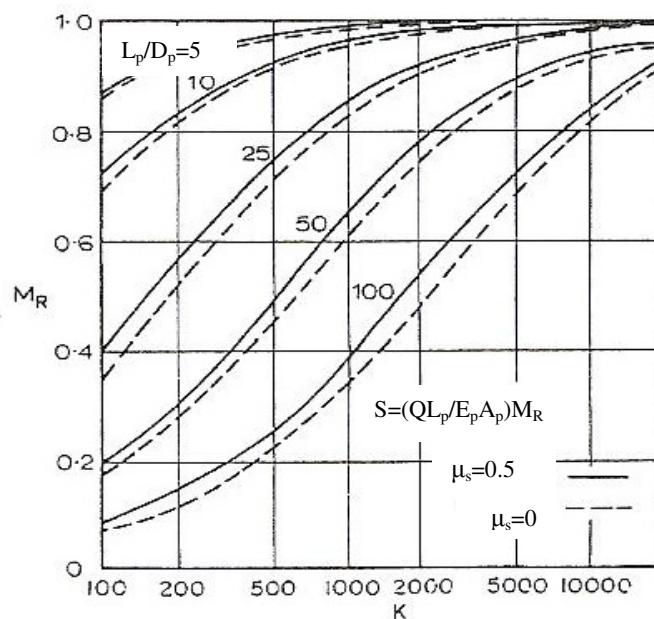


Figura 3.12 Proporção de movimento (M_R) para estacas de ponta em base rígida (Poulos e Davis, 1980).

-Efeito do deslizamento de solo na estaca (M_s):

Para estacas flutuantes em solos puramente coesivos e homogéneos, com uma constante de adesão c_a ao longo do fuste, a influência do deslize no assentamento pode obter-se através das figuras 3.15 e 3.16. O factor de deslize é dado pela razão entre o assentamento elástico da estaca (S) e o assentamento actual da estaca (S_{atual}), ou seja:

$$M_s = \left(\frac{S}{S_{atual}} \right) \quad (3.38)$$

O cálculo do assentamento elástico da estaca é obtido através da equação (3.30) e o assentamento actual, que tem em conta os efeitos de deslize, é estimado através das figuras 3.14 e 3.15.

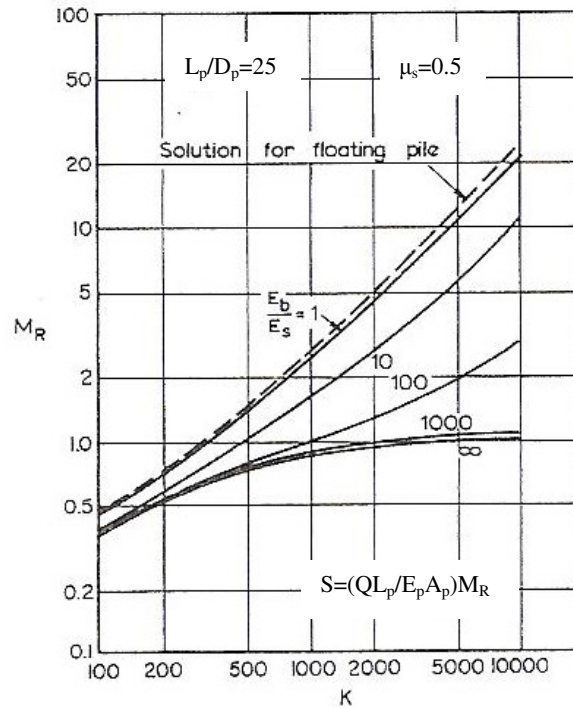


Figura 3.13 - Proporção de movimento para estacas de ponta em substrato rígido segundo Poulos e Davis (1980)

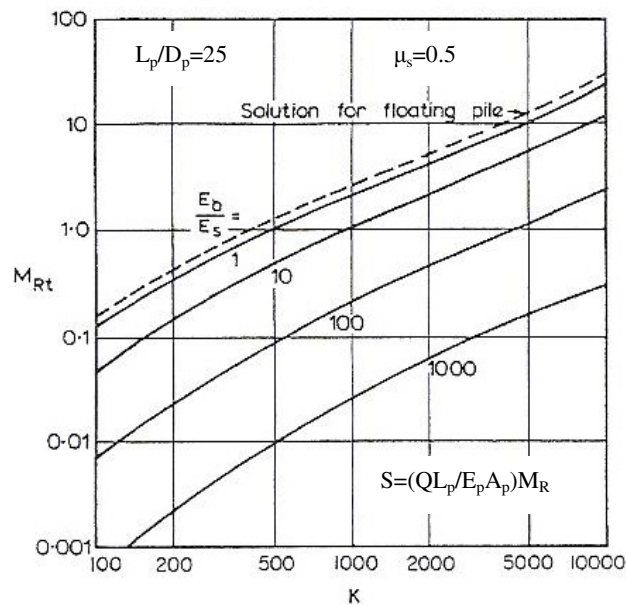


Figura 3.14- Proporção de movimento para estacas de ponta em substrato rígido segundo Focht (1967, in Poulos e Davis, 1980).

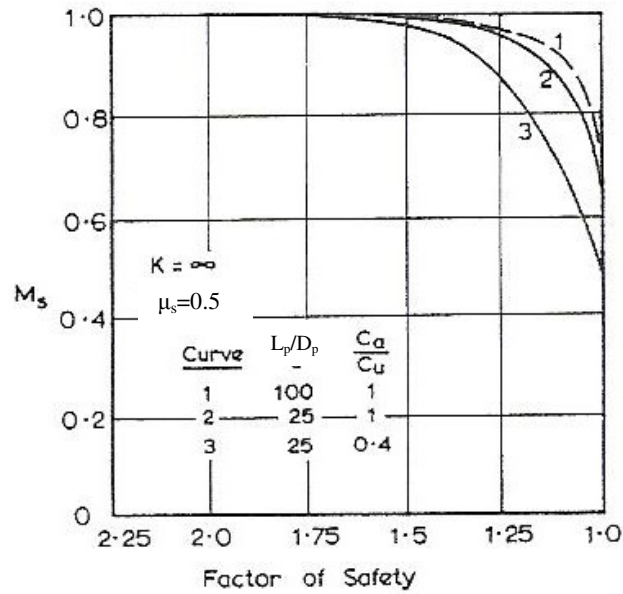


Figura 3.15 Factor de alteração do assentamento (M_s) devido ao deslize, tendo em conta o efeito de L_p/D_p e o factor de adesão (Poulos e Davis, 1980).

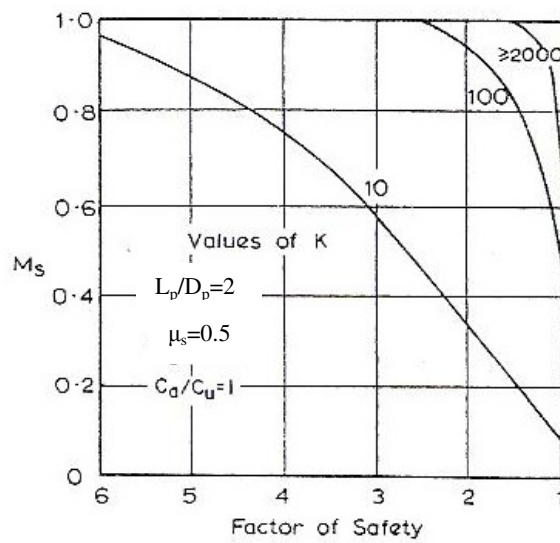


Figura 3.16- Fator de alteração do assentamento (M_s) devido ao deslize, tendo em conta o efeito de K (Poulos e Davis, 1980).

Da análise dos gráficos acima referidos pode concluir-se que o efeito de deslize no assentamento acentua-se à medida a relação (C_a/C_u) diminui; valores muito baixo do factor K de rigidez das estacas proporcionam pequenos valores de M_s , originando assim um efeito de deslize muito acentuado. Para situações normais de carga o efeito de deslize é muito baixo ou inexistente, excepto para o caso de baixos valores de K. Esta conclusão aplica-se apenas aos casos de estacas em condições de solos ideais (Poulos e Davis, 1980).

- Presença de solos não homogêneos e estratificados ao longo da estaca:

Através da equação de Mindlin é possível fazer uma análise do comportamento de uma estaca em solo não homogêneo ou estratificado desde que sejam aplicados correctamente os módulos de deformabilidade e coeficiente Poisson ao longo dos vários pontos da estaca. Outros autores como Randolph e Wroth (1978), Poulos (1979) e Banerjee e Davis (1977) apresentam soluções detalhadas para o assentamento de estacas em solos cujo módulo aumenta linearmente com a profundidade. Em Poulos and Davis (1980) são analisadas formas de utilizar soluções para solos homogêneos de forma a obter aproximações em solos com perfil não homogêneo. A partir desse estudo obtiveram vários resultados (aos quais se referem como análises de computador aproximadas) para uma estaca incompressível num solo com dois estratos, onde o solo superior tem uma profundidade h_1 ($h_1 < L_p$) e o estrato inferior com extensão infinita. Na figura 3.17 são apresentadas essas mesmas soluções aproximadas para o assentamento de estacas com $L_p/D_p=25$, para estacas de ponta com $h_1=L_p$ para $E_1/E_2=2$ e 5.

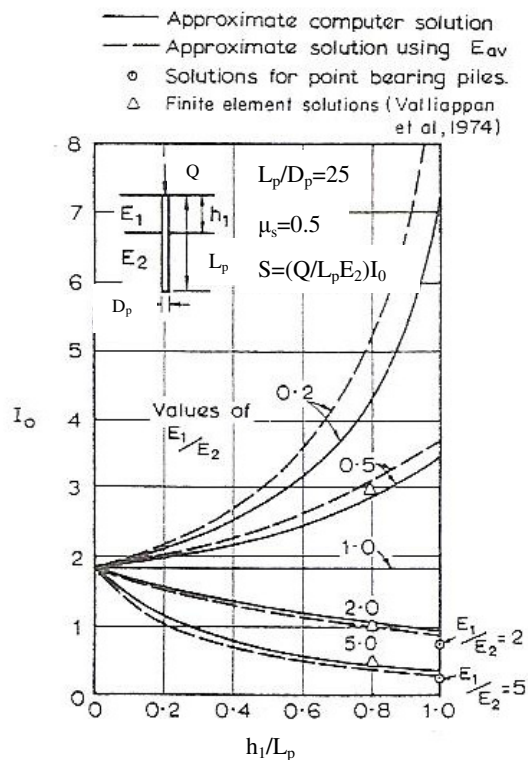


Figura 3.17- Assentamento de uma estaca em solo estratificado (Poulos e Davis, 1980).

A equação (3.39) traduz também uma solução aproximada, utilizando o factor de influência do deslocamento para um solo homogêneo e a média do módulo de deformabilidade do solo, E_{av} :

$$E_{av} = \frac{E_1 h_1 + E_2 (L_p - h_1)}{L_p} \quad (3.39)$$

Poulos e Davis (1980) sugerem ainda para os casos onde o módulo de deformabilidade do solo varia ao longo do comprimento da estaca e para o caso da variação dos referidos módulos entre os vários estratos não ser muito grande, o assentamento da estaca pode ser calculado através das expressões (3.14 e 3.18) utilizando uma média do módulo de deformabilidade dos solos, E_{av} , calculado através da seguinte expressão:

$$E_{av} = \left(\frac{1}{L_p} \right) \sum_{j=1}^n E_j h_j \quad (3.40)$$

onde:

E_i - Módulo de elasticidade do estrato i ;

h_i - Espessura do estrato i ;

n - Numero dos diferentes estratos ao longo da estaca.

Uma vez que o deslocamento da estaca dependente muito pouco do coeficiente de Poisson (μ_s) do solo, então a variação de μ_s ao longo do comprimento da estaca pode ser desprezada. Nos casos em que a estaca penetre diferentes estratos de solo com grande diferença nos seus módulos de deformabilidade, pode considerar-se uma solução de solo uniforme como alternativa aproximada. Por exemplo, no caso de uma estaca penetrar um estrato e assentar num segundo estrato, o seu assentamento pode ser estimado estudando a parte da estaca que se encontra no primeiro estrato como estaca de ponta determinando o seu assentamento, e a carga total da estaca na interface dos dois estratos. O assentamento total na cabeça da estaca é obtido através da soma dos dois valores (Poulos e Davis, 1980).

- Assentamentos imediatos e finais:

Para o caso de estacas em areia ou solos não saturados o assentamento final pode ser considerado como ocorrência imediata no momento da aplicação do carregamento, por isso os valores de E_s e μ_s utilizados no cálculo do assentamento da estaca devem ser os valores drenados, ou seja, os módulos de E'_s e μ'_s . Por outro lado, no caso de estacas em argilas saturadas, o assentamento imediato, S_i , ocorre em condições não drenadas, dependendo

assim do tempo de consolidação do assentamento. Após se completar a dissipação do excesso de pressão nos poros resultante do carregamento da estaca, o assentamento total desta é dado por:

$$S_{TF} = S_i + S_{CF} \quad (3.41)$$

Onde S_{CF} é o assentamento final por consolidação.

O assentamento imediato, S_i , é obtido a partir de soluções teóricas utilizando os valores não drenados do módulo de Young, E_u , e do coeficiente de Poisson, μ_u , do solo, que corresponde a 0.5 para solos saturados. O assentamento final, S_{TF} , é calculado considerando o valor drenado do módulo de Young, E'_s e do coeficiente de Poisson, μ'_s .

Poulos e Davis (1980) referem ainda a possibilidade de examinar a magnitude relativa do assentamento imediato e final de uma estaca no caso de se assumir o solo como material ideal de duas fases elásticas homogéneo e isotrópico. Nestas condições é possível relacionar o módulo drenado e não drenado de seguinte forma:

$$E_u = \frac{3E'_s}{2(1 + \mu'_s)} \quad (3.42)$$

A razão $\frac{S_i}{S_{TF}}$ do assentamento imediato e final pode ser calculado através da expressão:

$$\frac{S_i}{S_{TF}} = \frac{2(1 + \mu'_s)}{3} \times \frac{I_{0,5}}{I'_\mu} \quad (3.43)$$

Sendo:

$I_{0,5}$ - Factor de influencia de substituição para $\mu = \mu_u = 0,5$

I'_μ - Fator de influencia de substituição para $\mu = \mu'_s$

Na figura 3.18 são apresentados os valores de $\frac{S_i}{S_{TF}}$ calculados por Poulos e Davis (1980), considerando uma estaca incompressível, para os diversos valores de L_p / D_p e μ'_s . Através deste gráfico é possível observar que para valores com teor pratico de L_p / D_p , o

assentamento final é maioritariamente constituído pela contribuição do assentamento imediato, inclusivamente para valores de $\mu'_s = 0$ (Poulos e Davis, 1980).

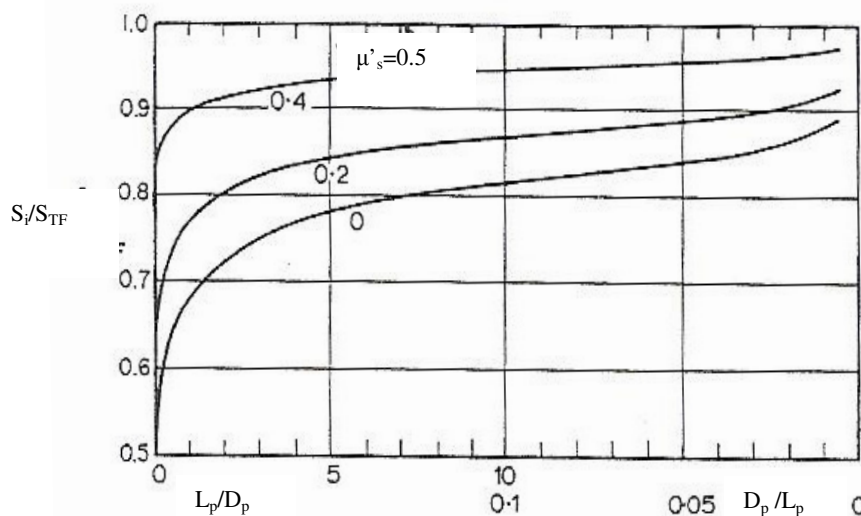


Figura 3.18- Importância relativa do assentamento imediato para uma estaca incompressível num meio semi-infinito (Poulos e Davis, 1980).

Estudos similares foram feitos por Mattes e Poulos (1969) para uma estaca compressível e para uma estaca de ponta. A figura 3.19 mostra o efeito da compressibilidade de uma estaca

flutuante em termos de $\frac{S_i}{S_{TF}}$ para $L_p / D_p = 25$. A proporção do assentamento imediato tende

a diminuir à medida que aumenta a compressibilidade da estaca, mas ainda assim continua a representar a parte mais significativa no assentamento final. No caso das estacas de ponta, virtualmente, o assentamento na cabeça da estaca é completamente representado pelo assentamento imediato, excepto no caso de pilares esbeltos e compressíveis ($L_p / D_p > 25$, $K < 500$) onde o movimento de consolidação excede 10% do movimento total final (Poulos e Davis, 1980).

As figuras 3.18 e 3.19 indicam que ao contrário do que acontece nas fundações superficiais, a consideração da razão do assentamento de uma estaca tem relativamente menos importância. Desta análise pode ainda concluir-se que o estudo do assentamento em estacas isoladas através de teorias de consolidação unidimensionais é falível. No entanto o efeito do assentamento por consolidação tem uma grande importância no caso de estudo de grupos de estacas (Poulos e Davis, 1980).

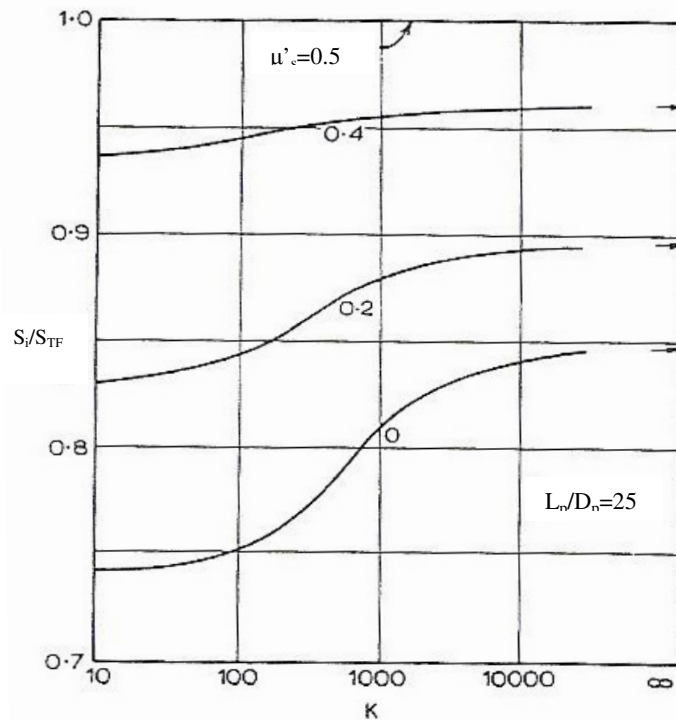


Figura 3.19- Importância relativa do assentamento imediato para estacas flutuantes compressíveis (Poulos e Davis, 1980).

3.4 Métodos Avançados

Os métodos avançados desenvolvem o conhecimento através de sucessões de um número finito de operações numéricas elementares com o intuito de convergir para um valor exato. A modelação numérica de fundações profundas é atualmente um processo rotineiro em projetos de grande dimensão e onde as fundações têm cargas muito elevadas. Com a introdução do método dos elementos finitos, é possível obter uma representação mais detalhada da realidade. A capacidade de modelar a interação 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 fazendo uso usualmente de programas comerciais. Segundo Costa Esteves (2005) Os programas mais utilizados permitem realizar análises lineares bidimensionais e tridimensionais 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 item, devido à complexidade do problema, apenas se apresenta o método de Aoki e Lopes (1985).

Aoki e Lopes (1985)

O método de Aoki e Lopes (1985, *in* Costa Esteves, 2005) parte da expressão (3.44) para o cálculo do assentamento de uma estaca em qualquer ponto no interior de um meio elástico.

$$S = \frac{\tau_0 \times r_0}{G} \times \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (3.44)$$

Este método substitui as tensões transmitidas pela estaca ao terreno, através do fuste e da base, por meio de um conjunto de cargas concentradas, onde os efeitos são sobrepostos no ponto em que se pretende estudar o assentamento, sendo válido para estacas cilíndricas e prismáticas (Costa Esteves, 2005).

Supondo a base dividida em $N1 \times N2$ cargas concentradas e o fuste em $N1 \times N3$ cargas, o assentamento pode ser obtido da seguinte forma:

$$S = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} S_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} S_{i,k} \quad (3.45)$$

onde:

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

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

τ_0 - Tensão de corte mobilizada ao longo do fuste;

G - Modulo distorcional;

r_0 - Raio da estaca;

r_m - Raio até onde é estendida a integração das deformações verticais do solo.

Para a aplicação deste método é necessário admitir um modo de transferência de carga. Uma vez que é primeiramente utilizada a capacidade de carga no fuste, é possível simplificar-se o 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. Assim pode ser calculada a capacidade de carga lateral de uma estaca através de um método qualquer e admitir que esta capacidade de carga lateral é uma carga transmitida pelo

fuste, pressupondo-se que a restante carga é transmitida pela ponta da estaca (Costa Esteves, 2005).

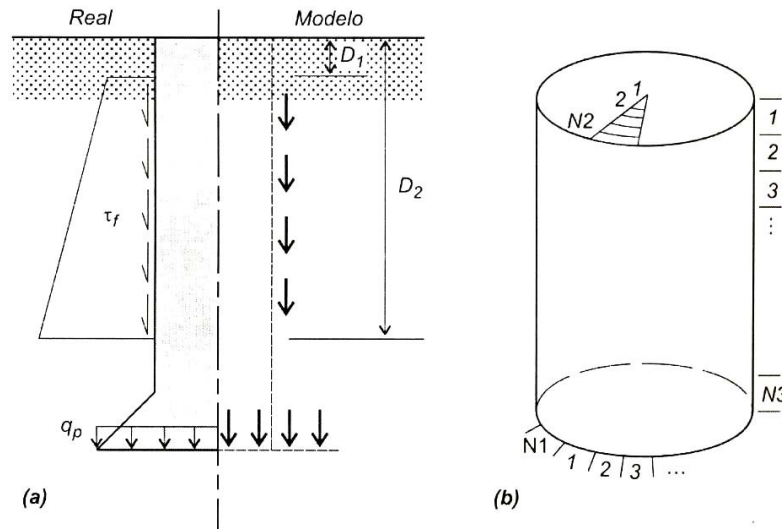


Figura 3.20- Método de Aoki e Lopes (1975) em que: a) estaca real e sua modelação, b) modo de divisão da superfície do fuste e da base (Costa Esteves, 2005).

Para a estimativa do assentamento do topo da estaca, deve utilizar-se o método para prever o assentamento da ponta da estaca e a este soma o encurtamento elástico do fuste, através das seguintes expressões (Costa Esteves, 2005):

$$S = S_p + \rho \quad (3.46)$$

Onde o encurtamento da estaca (ρ), essencialmente elástico, pode ser calculado através da seguinte expressão (Costa Esteves, 2005):

$$S = \int_0^L \frac{Q(z)}{A_p \times E_p} dz = \frac{1}{A_p \times E_p} \times \int_0^L Q(z) dz = \frac{\Delta}{A_p \times E_p} \quad (3.47)$$

Em relação à previsão do encurtamento elástico do fuste, podem adoptar-se os valores do Modulo de deformabilidade dos materiais das estacas, apresentados na tabela 3.2. Onde os módulos das estacas pré-moldadas em betão foram estimados considerando f_{ck} entre 15 a 25 MPa e a taxas usuais de armadura, o que corresponde a E_p entre 2,5 e $3,5 \times 10^7$ kPa (Costa Esteves, 2005).

Tabela 3.2- Modulo de deformabilidade (E_p) de diferentes tipos de estaca (Costa Esteves, 2005).

<i>Tipo de Estaca</i>	E_p (MPa)
Metálica	210000
Pré-moldada vibrada	25000
Pré-moldada centrífuga	30000
Tipo Franki	22000
Escavada	20000

3.5 Métodos Baseados em Ensaio de Carga

Os ensaios de carga em estaca, quando levados a efeito de um modo adequado, permitem não só avaliar com rigor a capacidade de carga das estacas como os seus assentamentos reais.

Um ensaio de carga em estaca de compressão axial clássico consiste em realizar um maciço de reação amarrado a duas estacas em ambos os lados da estaca a ensaiar para servirem de ancoragem (Fig.3.21). O maciço de reação frequentemente usado neste processo é constituído por uma viga horizontal ligada às duas estacas que servem de ancoragens de modo a poder transmitir os esforços de compressão axial necessários. Essa transmissão dos esforços é feita através do uso de um macaco hidráulico. As células de carga e os manómetros de pressão no sistema devem estar sempre previamente calibrados antes de cada teste de modo a que os resultados resultem com o máximo de precisão possível.

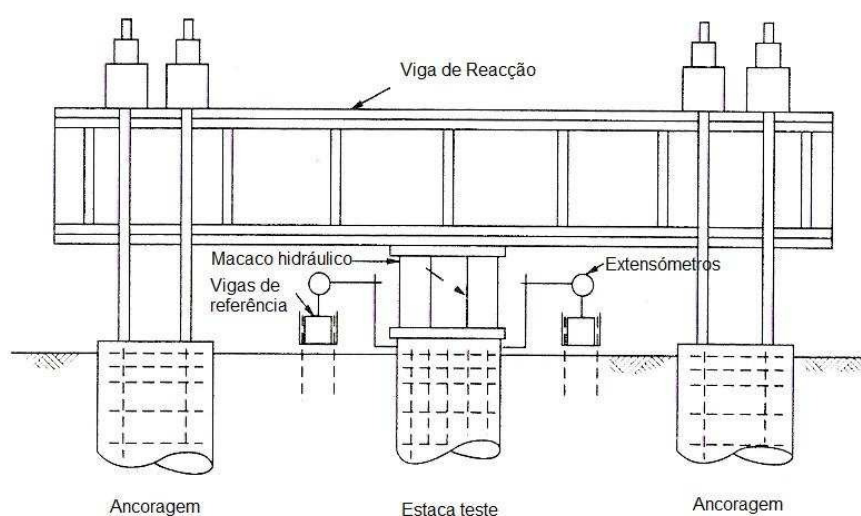


Figura 3.21 - Esquema de elementos usados no teste de carga em estaca de compressão axial com auxílio de viga de reacção amarrada a 2 ancoragens constituídas por estacas construídas para o efeito (in Prakash e Sharma *et al.* 1989).

Os registos dos deslocamentos verificados nas células de leitura (e) juntamente com a área da secção da estaca (A_p) e o módulo de elasticidade do material da estaca (E_p) podem permitir a avaliação da tensão vertical na estaca.

Genericamente os ensaios de carga em estacas organizam-se em dois principais tipos:

Teste de carga de penetração constante (CRP test)

Este método é recomendado pela Swedish Pile Commission, New York State of Transportation e pela norma ASTM D1143-81 (Sharma *et al.*, 1984, *in* Rosário, 2009) consistindo nos seguintes passos:

- A cabeça da estaca é forçada a ter um deslocamento na vertical a uma taxa de 1.25mm/min;
- A força necessária para essa penetração é registada;
- O teste é levado até uma penetração total de 50 a 75mm.

A figura 3.22 apresenta curvas de carga-deslocamento típicas, obtidas em ensaios CRP. As grandes vantagens deste método são o facto de ser um ensaio de execução rápida e económica, sendo de particular valor para estacas flutuantes (que funcionam apenas pela ação da resistência lateral), não sendo o teste mais prático para estacas assentes em estratos mais compactos porque a força que seria necessária para provocar estes assentamentos poderia ser difícil de requerer.

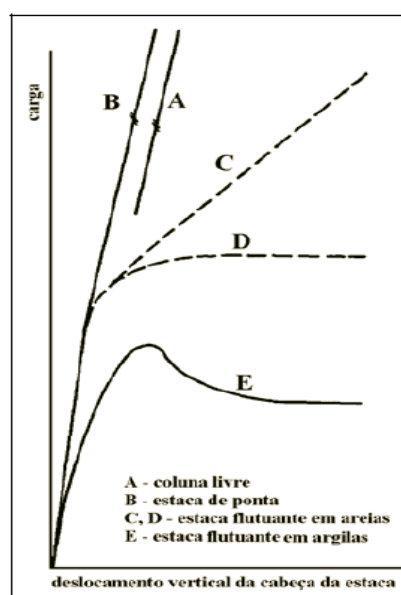


Figura 3.22 - Curvas carga-deslocamento típicas, obtidas em ensaios CRP (adaptado de Fellenius, 1975, *in* Gouveia Pereira, 2003).

Teste de carga lento (SM test)

O *SM test* é o método recomendado pela ASTM D1143-81 (1989, *in* Rosário, 2009) e consiste nos seguintes passos (Fig.3.23):

- Carregar a estaca em oito incrementos de igual valor, 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175% e 200% do valor da tensão de dimensionamento;
- Manter todos os incrementos até que os assentamentos sejam inferiores a 0,25mm/h, mas não por períodos superiores a 2h;
- Manter o carregamento de 200% durante 24h;
- Após o tempo de carga requerido, retirar a carga com valores de 25% por 1h de espera;
- Depois de carregada e descarregada, recarregar a estaca agora com incrementos de 50% da tensão de dimensionamento, esperando 20min entre os incrementos de carga;
- Depois de carregada e descarregada, recarregar a estaca com incrementos de 50% da tensão de dimensionamento, recarregar outra vez com incrementos de 10% sendo levada até à rotura, esperando 20min entre incrementos.

Segundo Rosário (2009) este teste é comumente reconhecido como o teste standard, sendo largamente usado; a grande desvantagem é o elevado consumo de tempo que requer, rondando tipicamente 40 a 70h, mas pode ser ainda ser maior.

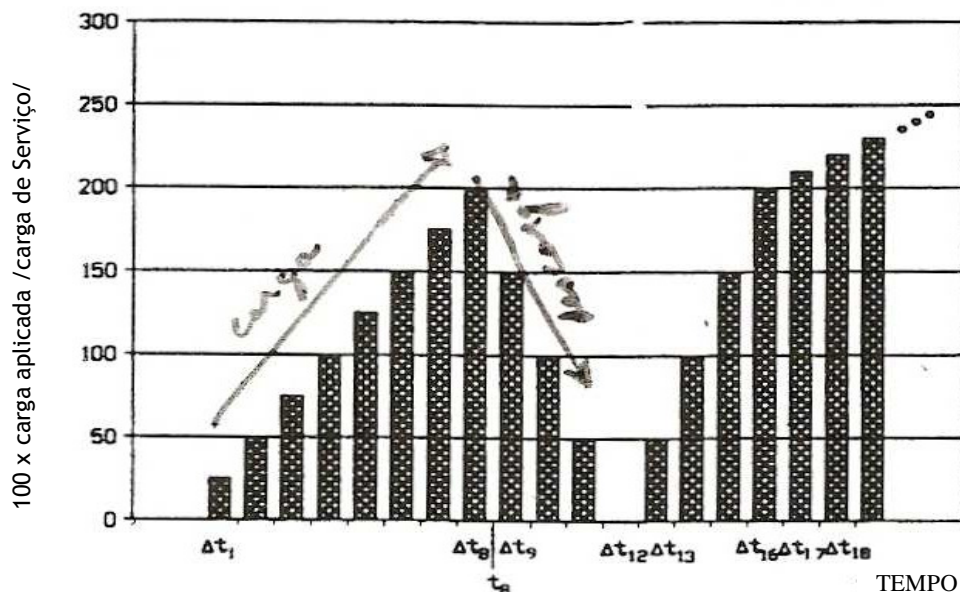


Figura 3.23 - Esquema típico de aplicação de cargas num ensaio do tipo *SM test*. (ASTM-D1143 a partir de Ferreira Gomes, 2007).

A figura 3.24 apresenta Curvas típicas de carga axial versus deslocamento vertical em diferentes tipos de solos, mostrando um critério para obter a tensão de rotura (Q_u). A tensão de segurança em relação à rotura e em particular a tensão de serviço, será sempre muito inferior a tensão de rotura. Exemplos de curvas obtidas em ensaios de carga discriminando a evolução das parcelas de tensão de ponta e lateral, apresentam-se na figura 3.25.

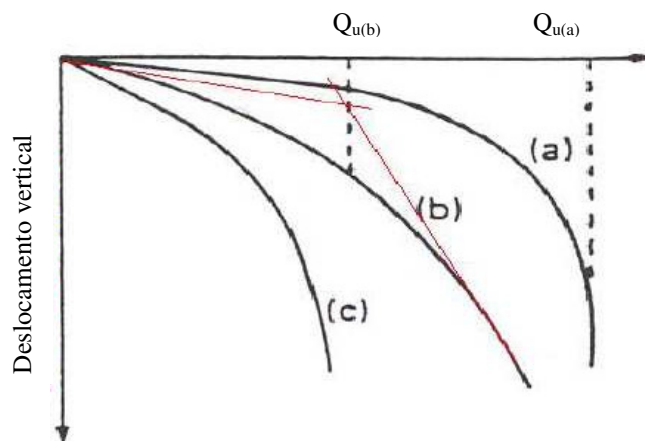


Figura 3.24 - Curvas típicas de carga axial (Q) versus deslocamento vertical em diferentes tipos de solos de acordo com: : a) rotura generalizada, b) rotura localizada, e c) rotura por punção (a partir de Ferreira Gomes, 2007).

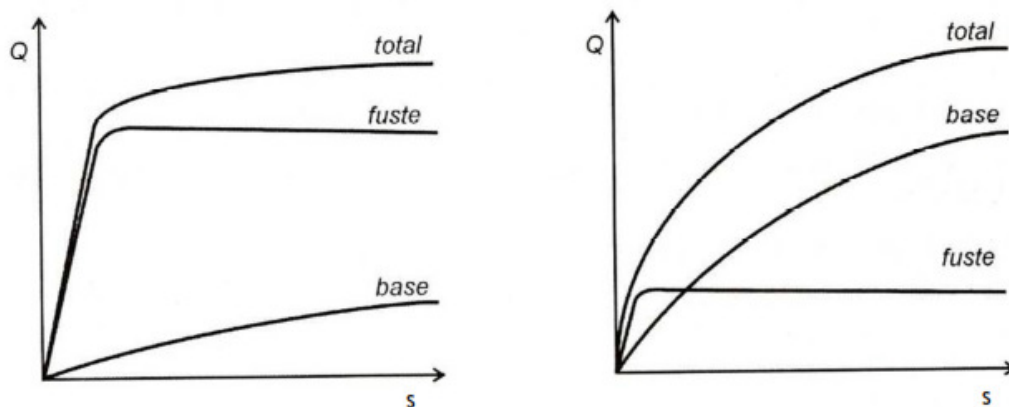


Figura 3.25 - Curva carga de serviço-assentamento de uma estaca a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta, exemplo de: a) estaca esbelta; b) estaca com base alargada (Burland e Cooke, 1974 in Costa Esteves, 2005).

Capítulo IV

4- CASOS DE ESTUDO

4.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se estudar os assentamentos em diferentes tipos de estacas embecidas em diferentes tipos de solos. A análise realizou-se através de expressões propostas por diferentes autores e ainda a partir de resultados de ensaios reais de carga em estacas. Os dados em estudo foram obtidos de documentos onde constavam ensaios de carga em estacas, com o intuito de verificar a veracidade dos vários formulários disponíveis na literatura geotécnica.

Salienta-se que o ideal seria tratar neste item um caso por tipo de estaca, no entanto isso não sendo uma missão impossível, deve-se referir que se estudam apenas alguns casos de acordo com a disponibilidade de resultados na literatura, em termos de haver resultados disponíveis de ensaios de carga em estacas e em locais cuja caracterização geotécnica seja também muito clara.

Assim, tratam-se: três casos de estacas em areias resultantes de solos residuais de granito, sendo uma estaca pré-fabricada de betão armado cravada dinamicamente (Caso 1), uma estaca de betão armado moldada com recurso a tubo metálico recuperado (Caso 2) e outra estaca moldada de betão armado com recurso à técnica de trado contínuo (Caso 3); dois casos de estacas em solos sedimentares, sendo uma de betão moldada com camisa metálica cravada (caso 4); e uma estaca pré-fabricada de betão armado centrifugado (caso 5); e ainda um caso em solos residuais tropicais onde se estudam duas estacas metálicas helicoidais, que diferem apenas no número de hélices que possuem (caso 6).

4.2 Caso 1: Estaca Pré-Fabricada de Betão Armado Cravada Dinamicamente em Solo Residual Granítico

Os elementos principais do presente caso de estudo foram obtidos em Costa Esteves (2005). A estaca foi construída pela *SOPECATE, Sociedade Pesquisas, Captações de Água e Transportes, SA.*, sobre terrenos que genericamente são solos residuais da região do Porto (campo experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto -FEUP). A cravação em obra realizou-se por percussão com martelo de queda livre. Na figura 4.1 estão representados alguns aspetos relativos à execução da estaca em análise.



a) b) c) d)
Figura 4.1 - Imagens da execução da estaca de betão armado pré-fabricadas cravada dinamicamente: a) implantação da estaca; b) verificação da verticalidade da estaca; c) d) cravação da estaca (Costa Esteves, 2005).

i) Características da estaca (C1)

Largura da estaca (secção quadrada), $D_p = 0.35\text{m}$;

Comprimento da estaca, $L_p = 6\text{m}$;

Área da secção da estaca, $A_p = 0.12\text{ m}^2$;

Perímetro da secção da estaca, $P = 0.35 \times 4\text{m} = 1.4\text{m}$;

Módulo de elasticidade da estaca, $E_p = 30000\text{MPa}$ (tendo por referência a tabela 3.2 apresentada no capítulo anterior).

ii) Elementos geotécnicos

O perfil tipo onde a estaca foi realizada apresenta-se na figura 4.2. Salienta-se que aquele perfil corresponde à situação tipo do campo experimental de ensaios onde foi efetuada uma caracterização geotécnica exaustiva, no entanto por uma questão de simplificação apenas se apresentam os resultados em termos de ensaios SPT na figura 4.3.

Em termos de parâmetros de resistência consideram-se solos atritivos e admitem-se os parâmetros mecânicos em termos de tensões efetivas e consideram-se os parâmetros admitidos por Costa Esteves (2005), de acordo com o seguinte:

- Peso volúmico natural $\gamma = 18.7\text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito interno (ϕ) de 39° para estudos de resistência de ponta;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo (δ) de 39° para estudos de resistência lateral;
- Coeficiente de Poisson (μ_s) = 0.26;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = \alpha q_c$, com $q_c = 2 + 0.44 D$, com D , profundidade em m, e q_c resistência de ponta em MPa, usando $\alpha = 4$; genericamente, para este caso, usa-se q_c correspondente a 3m de profundidade (Zona intermédia da estaca), resultando: $E_s = 13.3\text{MPa}$;
- Para o caso máximo usa-se E_s correspondente a 6m de profundidade, $E_s = 18.6\text{MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0) = 0.4;

- Capacidade de carga na rotura da estaca, $Q_p = 839$ kN, $Q_s = 683$ kN, $Q_w = 1504$ kN;
- Resistência de ponta da estaca; $q_p = Q_p/A_p = 6849$ KPa;
- Considera-se ainda, para efeitos dos cálculos, que a camada tem uma espessura de $h=16$ m, dado que é a essa profundidade que se atinge a “nega” no ensaio relatado.

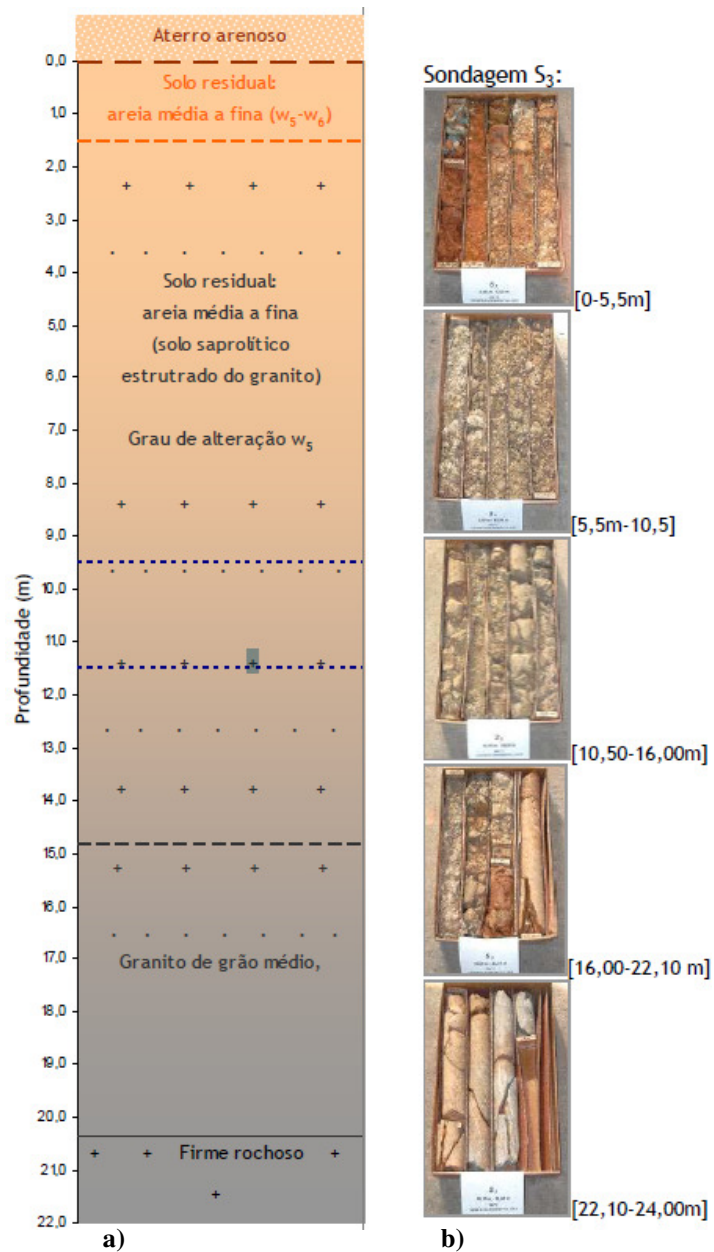


Figura 4.2- Elementos geotécnicos da zona onde a estacas (casos 1,2 e 3) se realizaram: a) Perfil geotécnico; b) fotografias tiradas às amostras recolhidas na sondagem S3. (Viana da Fonseca *et al.*, 2004, in Costa Esteves, 2005).

iii) Ensaio de carga vertical estático sobre a estaca (C1)

A estaca em estudo C1 foi submetida a um ensaio de carga vertical à compressão, consistindo essencialmente, na aplicação de cargas estáticas crescentes e incrementais, com registo dos

deslocamentos no tempo em cada patamar correspondente a cada escalão pré-definido. O procedimento seguido procurou conciliar as recomendações de alguns comités de normalização, como o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3, a norma Americana ASTM: D 1143 e a norma Brasileira NBR-12131 (Costa Esteves, 2005).

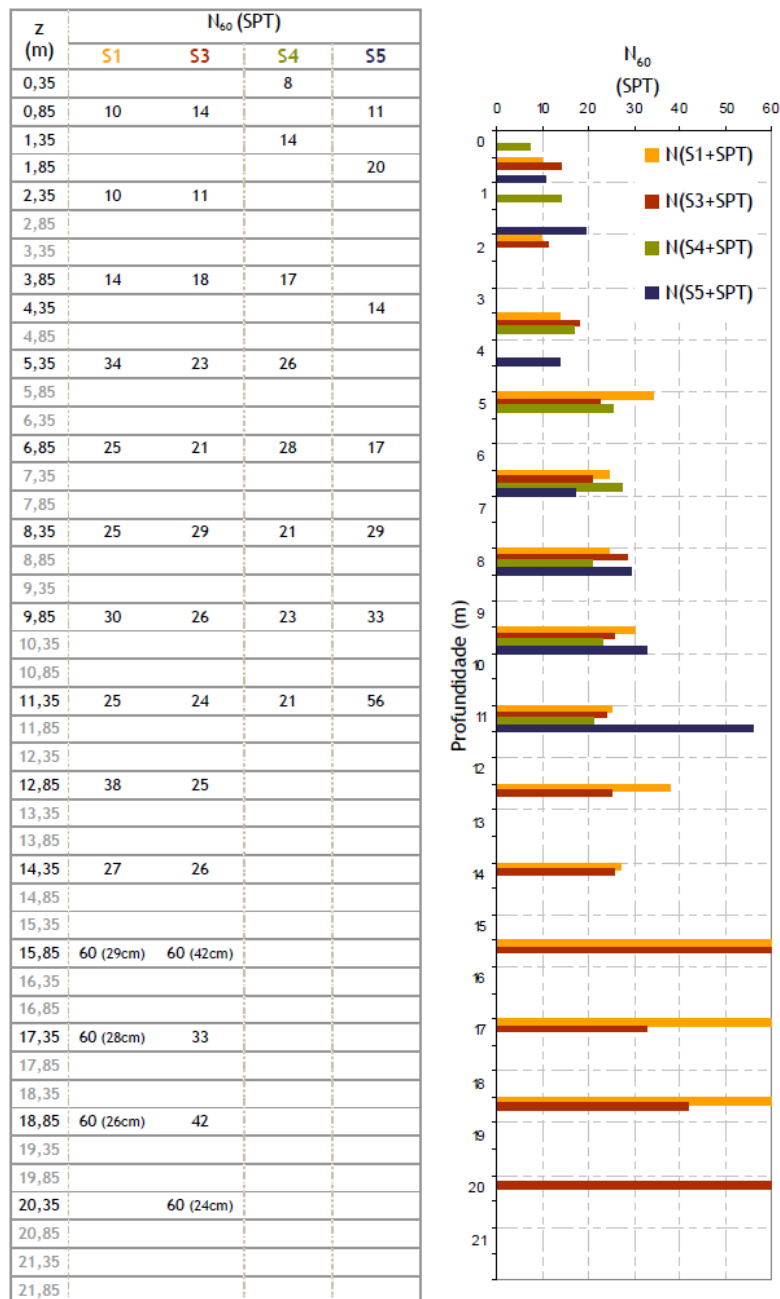


Figura 4.3- Resultados da caracterização geotécnica em termos de ensaios SPT da zona onde a estacas dos casos 1,2 e 3 se realizaram (Viana da Fonseca *et al.*, 2004, *in* Costa Esteves, 2005).

A estrutura de reação, dimensionada e executada pela Teixeira Duarte (2003, *in* Costa Esteves, 2005) consistiu numa estrutura metálica composta por três vigas dispostas em planta em forma de H como se mostra na figura 4.4. Aquela estrutura de reação foi fixada ao terreno

por meio de um conjunto de estacas de 22m de comprimento, encastradas no firme e projetadas com capacidade de resistência à tração.

O plano de cargas previsto para o ensaio e os escalões realmente implementados no ensaio apresentam-se na figura 4.5.

No anexo I apresenta-se de forma mais detalhada os resultados do ensaio. Já na figura 4.6 apresenta-se a curva de carga versus assentamentos do referido caso. Destes 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 punçoamento e os assentamentos não voltaram a estabilizar, tendo por isso a autora (Costa Esteves, 2005) considerado a carga última e os assentamentos acima referidos.

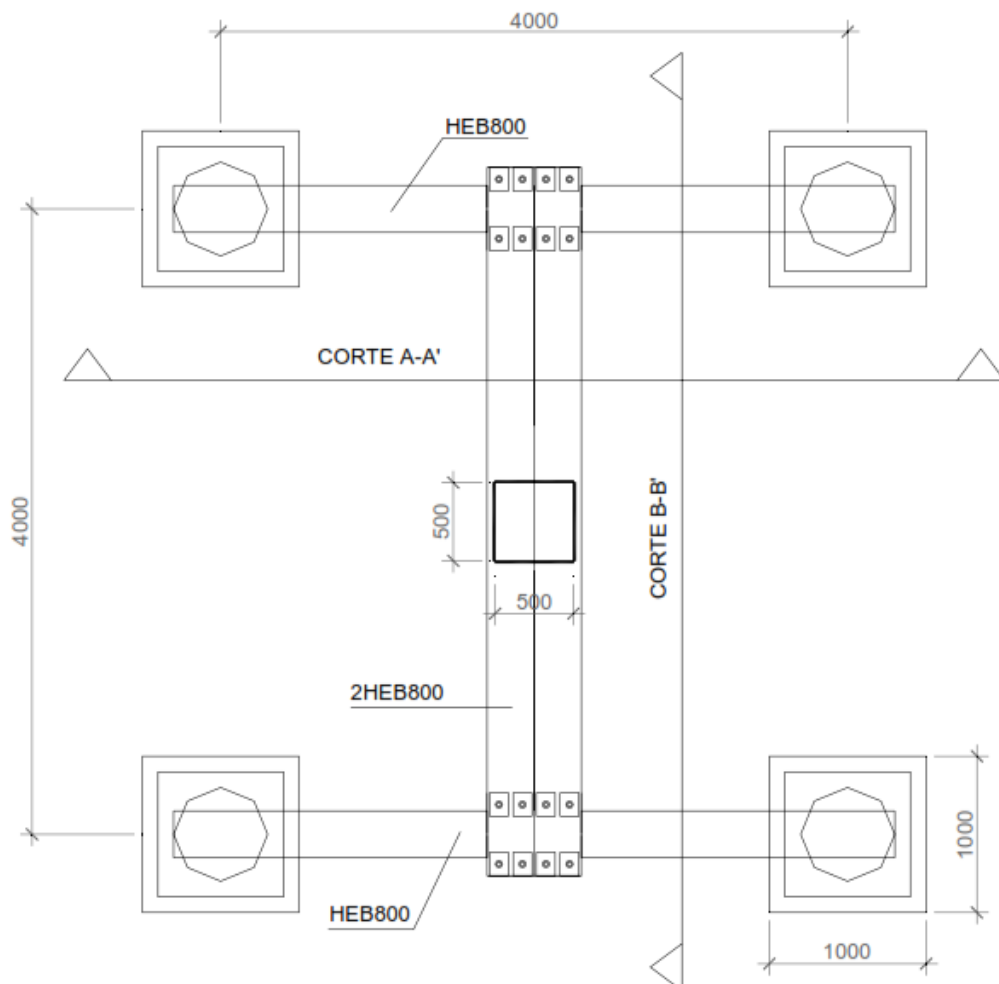
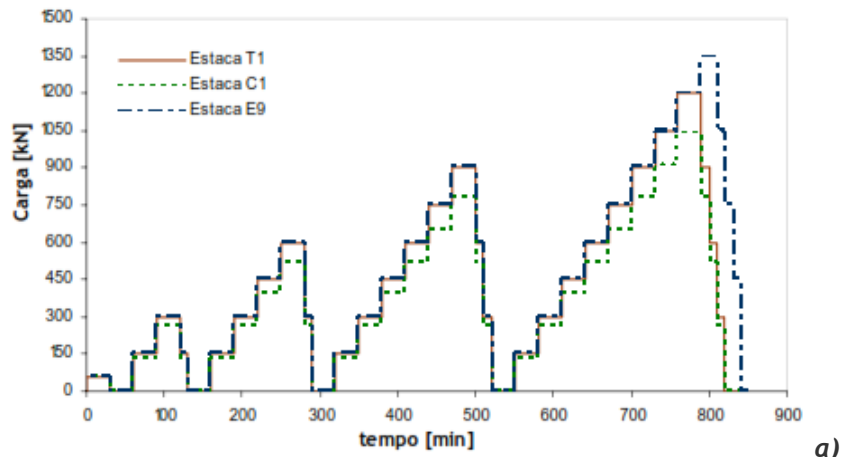


Figura 4.4 - Esquema em planta da estrutura de reação para a realização do ensaio de carga (Teixeira Duarte, 2003, *in* Costa Esteves, 2005).



Escalões de carga realizados

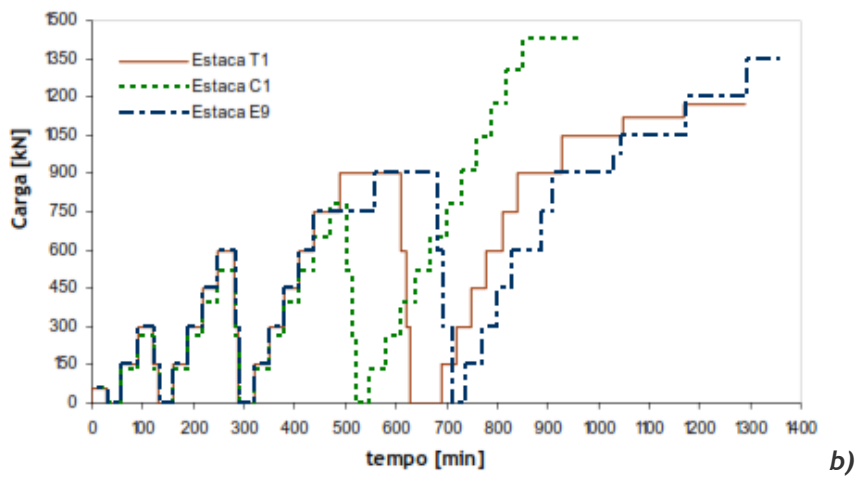


Figura 4.5- Plano de cargas previsto (a) e escalões realmente implementados nos ensaios realizados (b) (Costa Esteves, 2005).

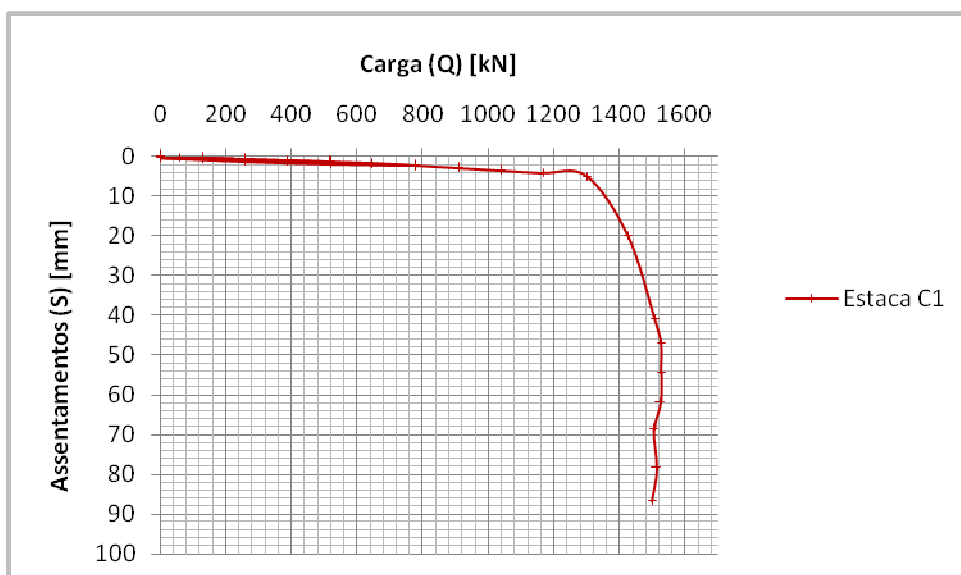


Figura 4.6 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca C1 a partir do ensaio de carga (a partir de Costa Esteves, 2005).

iv) *Previsão de assentamentos pelos métodos de cálculo*

Considerando as várias formulações apresentadas no Capítulo III aplicadas ao presente caso, considerando as características da estaca C1 e do meio envolvente apresentadas no presente item em i) e ii), obtêm-se os vários assentamentos apresentadas na Tabela 4.1 e figura 4.7.

Tabela 4.1 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca C1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

Método	Q (kN)							
	100	200	300	500	750	1000	1250	1430
Meyerhof (1959)	0.78	1.55	2.33	3.88	5.82	7.76	9.70	11.09
Folque (1979)	3.66	3.83	3.99	4.32	4.72	5.13	5.54	5.83
Braja M. Das (1990)	21.12	42.24	63.36	105.59	158.39	211.19	263.98	301.99
Randolph (1977)	1.58	3.17	4.75	7.92	11.89	15.85	19.81	22.66
Mayne e Zavala (2004)	1.42	2.91	4.47	7.87	12.86	19.35	29.70	49.19
Bowles (1997)	2.05	4.09	6.14	10.24	15.35	20.47	25.59	29.27
Poulos e Davis (1980)	1.92	3.84	5.77	9.61	14.42	19.22	24.03	27.49

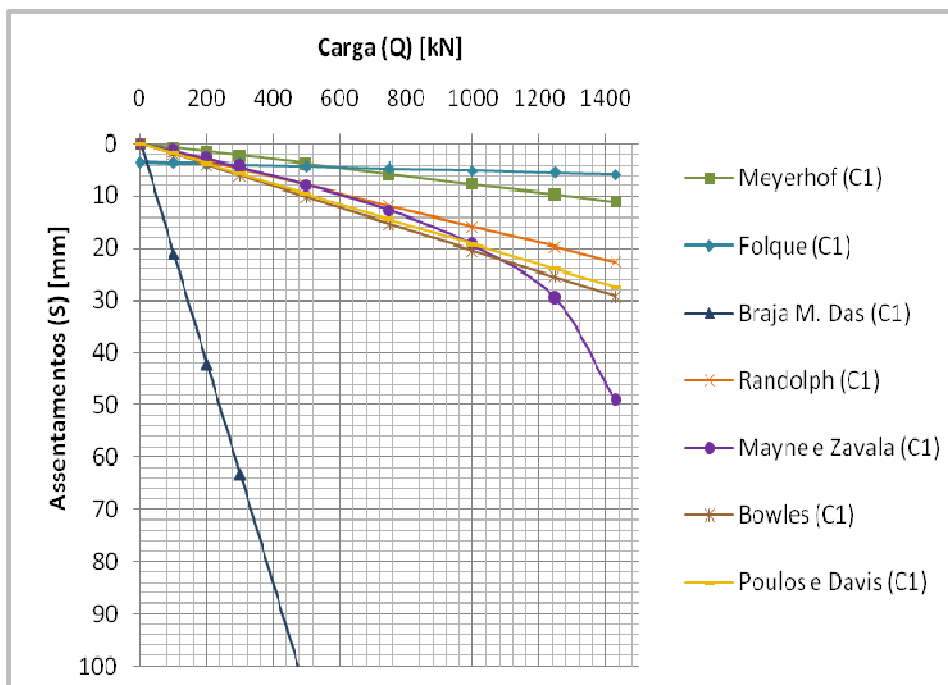


Figura 4.7 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca C1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

v) Comparação entre resultados

Os resultados dos cálculos pelos formulários dos vários autores em simultâneo com os resultados do ensaio real apresentam-se na figura 4.8.

Destes salienta-se que todos os métodos de cálculo levam a mais assentamentos que os reais, sendo portanto conservadores, nomeadamente o de Braja M. Das, que se entende, que nem sequer deve ter aplicação a este tipo de situações. De qualquer modo os métodos de Folque e Meyerhof, em particular para a ordem de grandeza das cargas de serviço apresentam valores que se consideram aceitáveis.

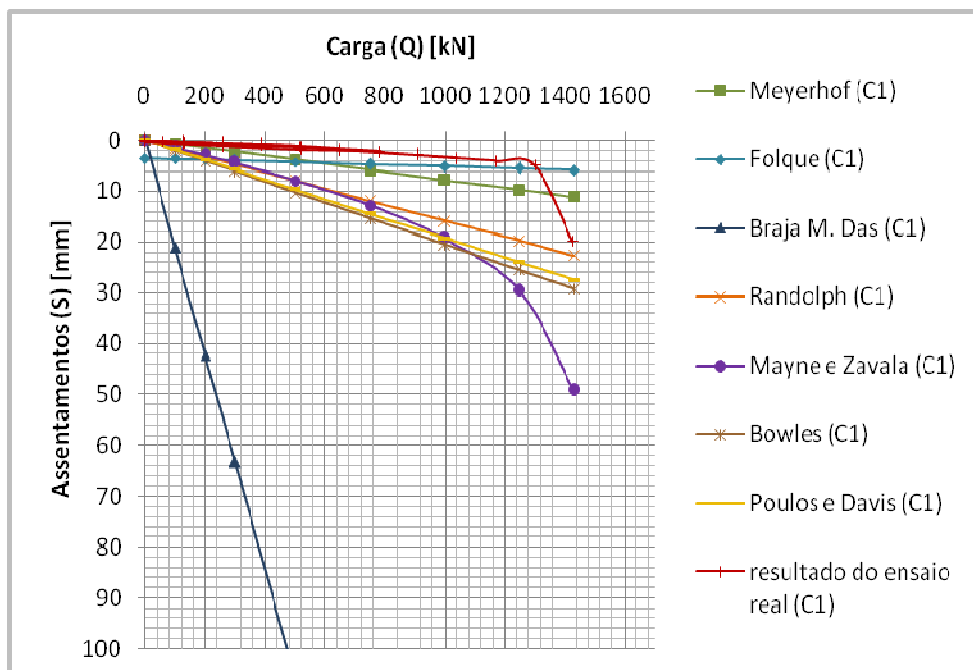


Figura 4.8 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca C1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca.

4.3 Caso 2: Estaca Moldada de Betão Armado com Recurso a Tubo Metálico Recuperado em Solo Residual Granítico

Os elementos principais do presente caso de estudo foram obtidos em Costa Esteves (2005). A estaca foi construída pela *Divisão de Fundações Especiais da MOTA-ENGIL, SA.*, sobre terrenos que genericamente são solos residuais da região do Porto, exatamente no mesmo campo experimental, onde se realizou a estaca do caso 1. Imagens sobre a realização da presente estaca moldada apresentam-se na figura 4.9. O tubo metálico sujeito a cravação, com características resistentes elevadas, possui base dentada de modo a facilitar a sua penetração. Salienta-se que à medida que o tubo era cravado retirava-se solo pelo seu

interior com auxílio de trado ou limpadeira de modo a facilitar o seu avanço. O tubo foi retirado à medida que era feita a betonagem.

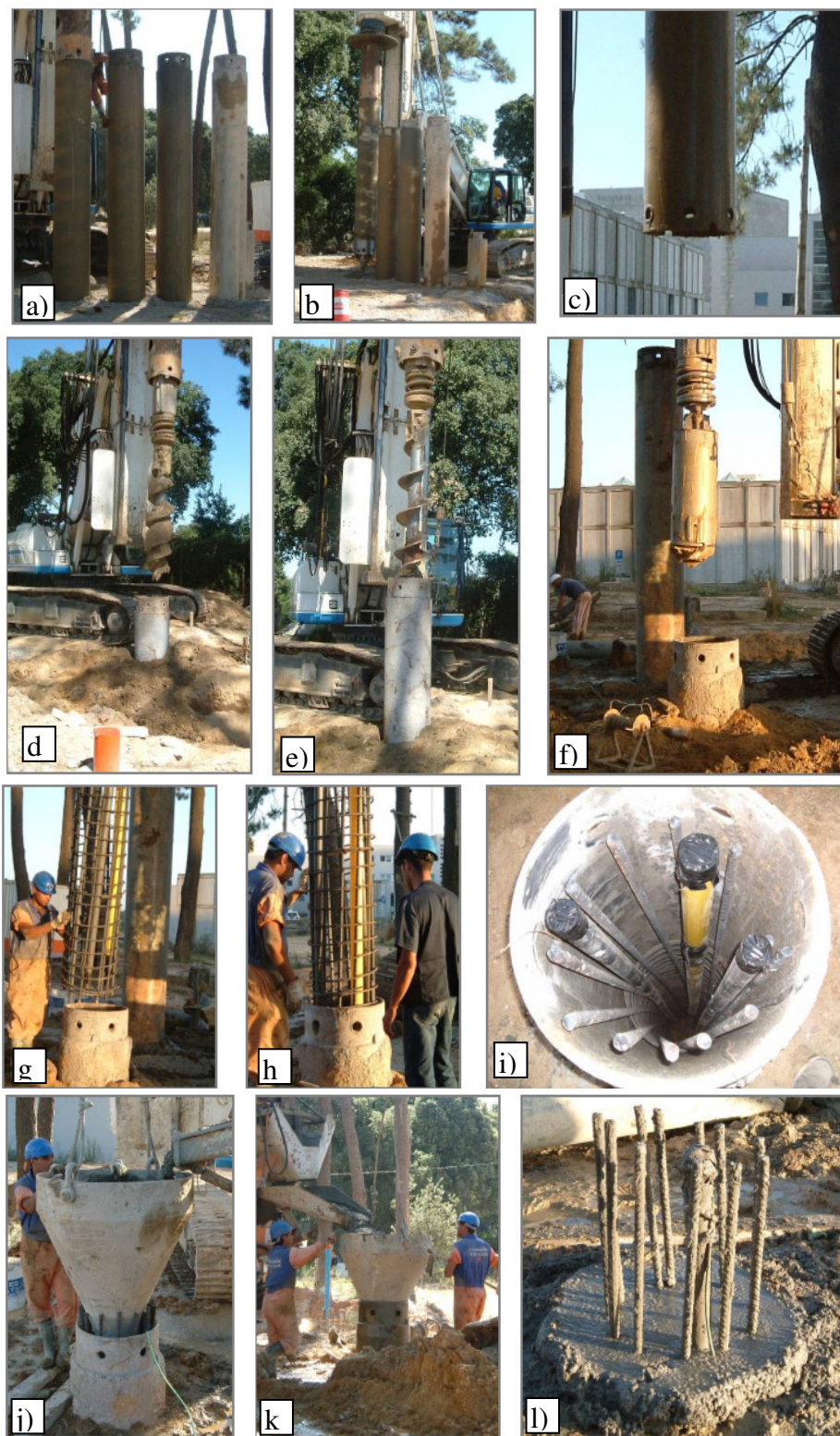


Figura 4.9 - Imagens da execução da estaca moldada de betão armado, com tubo metálico recuperado: a) b) Tubo moldador metálico; c) Pormenor da base do tubo moldador metálico; d) e) Limpeza do interior do tubo moldador a trado; f) limpadeira; g) h) i) colocação da armadura; e j) k) l) betonagem da estaca (a partir de Costa Esteves, 2005).

i) Características da estaca (E9)

Diâmetro da estaca, $D_p = 0.60\text{m}$;

Comprimento da estaca, $L_p = 6\text{m}$;

Área da secção da estaca, $A_p = \pi r^2 = 0.28 \text{ m}^2$;

Perímetro da secção da estaca, $P = \pi D_p = 1.88\text{m}$;

Módulo de elasticidade da estaca, $E_p = 200000\text{MPa}$ (tendo por referência a Tabela 3.2).

ii) Elementos geotécnicos

O perfil tipo onde a estaca foi realizada é o mesmo da estaca do caso 1 (Fig.4.2), sendo também as características geotécnicas as mesmas anteriormente apresentadas.

Assim, em termos de parâmetros de resistência consideram-se solos atritivos e admitem-se os parâmetros mecânicos em termos de tensões efetivas e consideram-se os valores admitidos por Costa Esteves (2005), de acordo com o seguinte:

- Peso volúmico natural $\gamma = 18.7 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito interno (ϕ) de 39° para estudos de resistência de ponta;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo (δ) de 39° para estudos de resistência lateral;
- Coeficiente de Poisson (μ_s) = 0.26;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = \alpha q_c$, com $q_c = 2 + 0.44 D$, com D , profundidade em m, e q_c resistência de ponta em MPa, usando $\alpha = 4$; genericamente, para este caso, usa-se q_c correspondente a 3m de profundidade, que leva a $E_s = 13.3\text{MPa}$; Para o caso máximo usa-se E_s correspondente a 6m de profundidade, $E_s = 18.6\text{MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0) = 0.4;
- Capacidade de carga na rotura da estaca, $Q_p = 933 \text{ kN}$, $Q_s = 502 \text{ kN}$, $Q_{ul} = 1394 \text{ kN}$;
- Resistência de ponta da estaca; $q_p = Q_{ul} / A_p = 3300 \text{ KPa}$;
- Considera-se ainda, para efeitos dos cálculos, que a camada tem uma espessura de $h = 16\text{m}$, dado que é a essa profundidade que se atinge a “nega” no ensaio relatado.

iii) Ensaio de carga vertical estático sobre a estaca (E9)

A estaca em estudo E9 foi submetida a um ensaio de carga vertical à compressão, seguindo genericamente as orientações e procedimentos do caso 1, apresentando-se na figura 4.5 o plano de cargas previsto e escalões realmente implementados.

No Anexo I apresenta-se de forma mais detalhada os resultados do ensaio. Já na figura 4.10 apresenta-se a curva de carga versus assentamentos do referido caso. Destes pode verificar-se que para a carga aplicada de 1350kN verificou-se um assentamento de 155 mm.

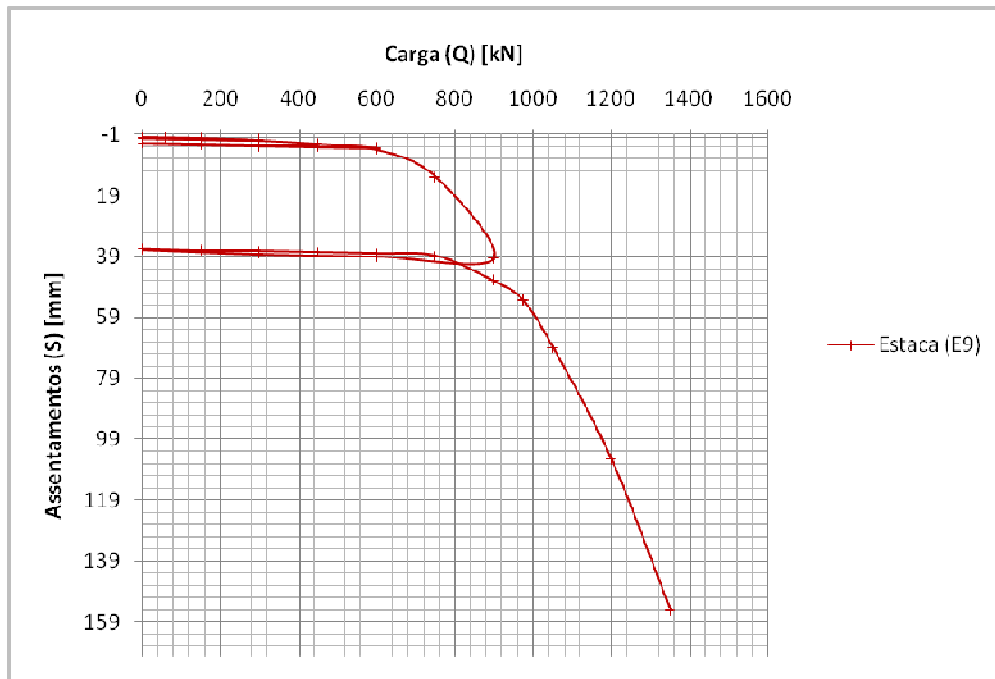


Figura 4.10 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca E9 a partir do ensaio de carga (a partir de Costa Esteves, 2005).

iv) Previsão de assentamentos pelos métodos de cálculo

Considerando as várias formulações apresentadas no Capítulo III aplicadas ao presente caso, considerando as características da estaca E9 e do meio envolvente apresentadas no presente item em i) e ii), obtêm-se os vários assentamentos apresentadas na Tabela 4.2 e figura 4.11.

v) Comparação entre resultados

Os resultados dos cálculos pelos formulários dos vários autores em simultâneo com os resultados do ensaio real apresentam-se na figura 4.12.

Destes, considerando os assentamentos do ensaio real até à ordem de grandeza da tensão de serviço, todos os métodos de cálculo levam a assentamentos maiores que os reais, sendo portanto conservadores, nomeadamente o de Braja M. Das, que também aqui se entende, que nem sequer deve ter aplicação a este tipo de situações.

Tabela 4.2 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca E9 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

Método	Q (kN)							
	100	200	300	500	750	1000	1250	1350
Meyerhof (1959)	1.43	2.87	4.30	7.17	10.76	14.35	17.93	19.37
Folque (1979)	6.11	6.21	6.32	6.53	6.80	7.06	7.33	7.43
Braja M. Das (1990)	7.43	14.86	22.28	37.14	55.71	74.28	92.85	100.28
Randolph (1977)	1.29	2.58	3.86	6.44	9.66	12.88	16.09	17.38
Mayne e Zavala (2004)	1.24	2.54	3.91	6.93	11.47	17.72	29.95	46.16
Bowles (1997)	1.77	3.54	5.31	8.85	13.27	17.69	22.12	23.89
Poulos e Davis (1980)	1.85	3.71	5.56	9.26	13.90	18.53	23.16	25.01

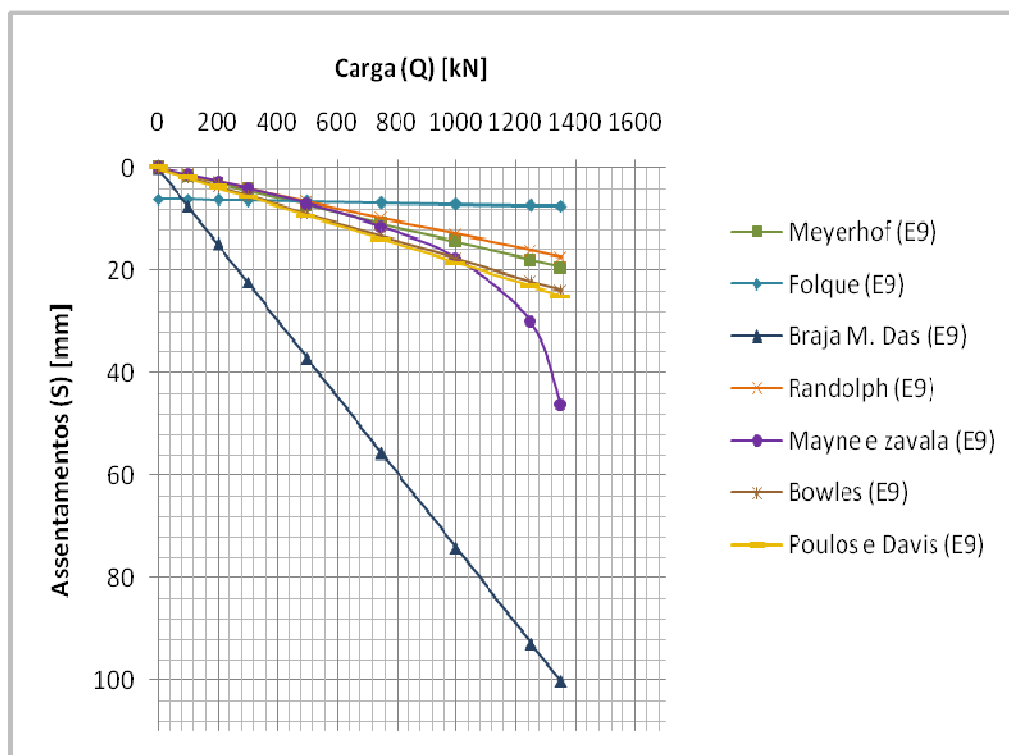


Figura 4.11- Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca E9 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

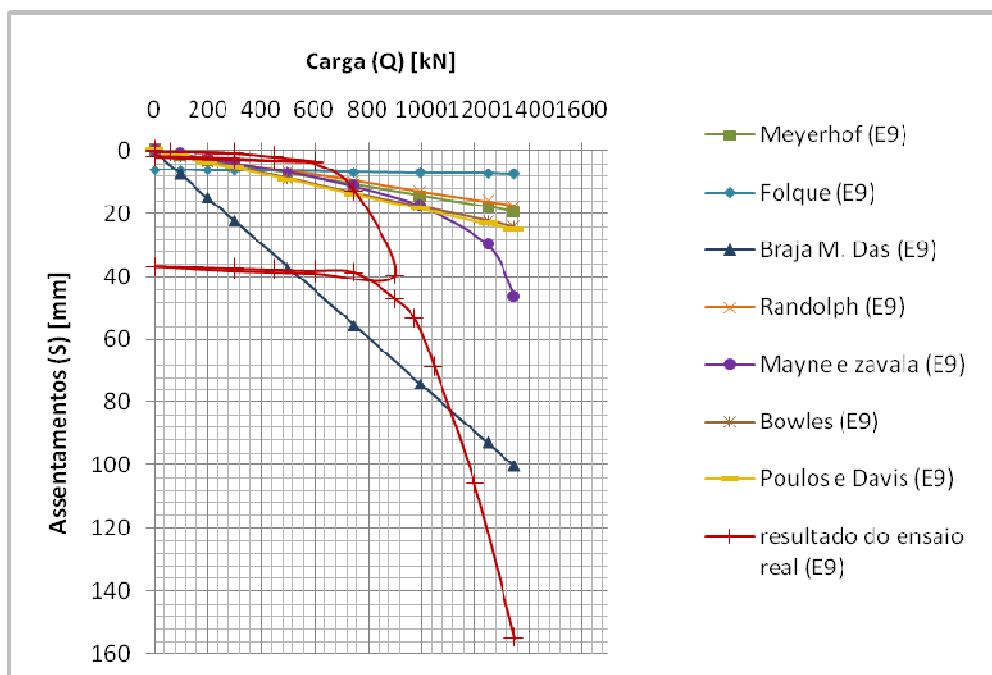


Figura 4.12- Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca E9 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca.

4.4 Caso 3: Estaca Moldada de Betão Armado com Recurso à Técnica do Trado Contínuo em Solo Residual Granítico

Os elementos principais do presente caso de estudo foram obtidos em Costa Esteves (2005) e Fernandes (2010). A estaca foi construída pela TEIXEIRA DUARTE, Engenharia e Construção, SA, sobre terrenos que genericamente são solos residuais da região do Porto, exatamente no mesmo campo experimental, onde se realizaram as estacas dos casos 1 e 2. Imagens sobre a realização da presente estaca moldada apresentam-se na figura 4.13. A metodologia de execução é o resultado do uso de um trado oco, em que a remoção do terreno faz-se sempre com a rotação do mesmo, e após atingir a cota necessária, o betão é injetado com 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 com um betão fluido, que fica bem solidário com o terreno. Terminada a betonagem, e imediatamente após a sua conclusão, procede-se à colocação da armadura.

i) Características da estaca (T1)

Diâmetro da estaca, $D_p = 0.60\text{m}$;

Comprimento da estaca, $L_p = 6\text{m}$;

Área da secção da estaca, $A_p = \pi r^2 = 0.28\text{ m}^2$;

Perímetro da secção da estaca, $P = \pi D_p = 1.88\text{m}$;

Módulo de elasticidade da estaca, $E_p=20000\text{MPa}$ (tendo por referência a Tabela 3.2).

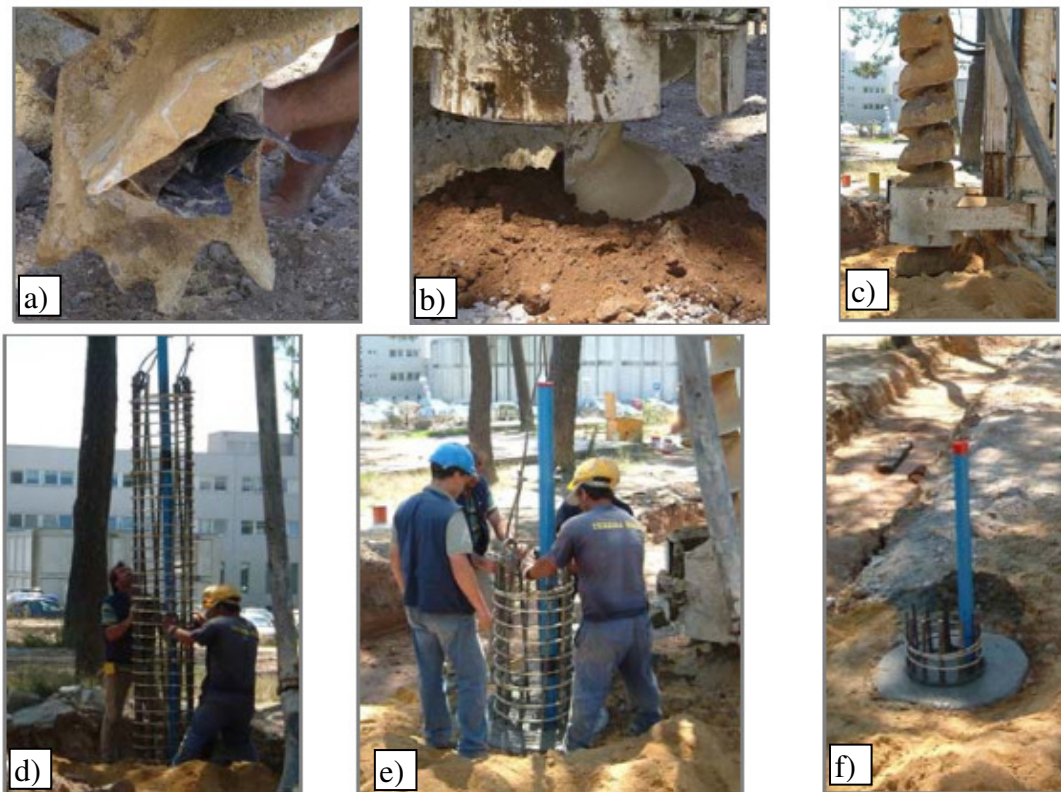


Figura 4.13 - Imagens da execução da estaca moldada de betão armado, com recurso de trado oco: a) pormenor do indenteamento da base do trado; b) penetração do trado no terreno; c) remoção do trado com bombagem simultânea de betão; d) f) betonagem e colocação da armadura (a partir de Costa Esteves, 2005).

ii) Elementos geotécnicos

O perfil tipo onde a estaca foi realizada é também aqui o mesmo dos casos 1 e 2 (Fig.4.2), sendo também as características geotécnicas as mesmas anteriormente apresentadas.

Assim, em termos de parâmetros de resistência consideram-se solos atritivos e admitem-se os parâmetros mecânicos em termos de tensões efetivas e consideram-se os valores admitidos por Costa Esteves (2005), de acordo com o seguinte:

- Peso volúmico natural $\gamma = 18.7 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito interno (ϕ) de 39° para estudos de resistência de ponta;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo (δ) de $45,8^\circ$ para estudos de resistência lateral;
- Coeficiente de Poisson (μ_s) = 0.26;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = \alpha q_c$, com $q_c = 2 + 0.44 D$, com D, profundidade em m, e q_c resistência de ponta em MPa, usando $\alpha = 4$; genericamente, para este caso, usa-se

- q_c correspondente a 3m de profundidade, que leva, $E_s=13.3\text{MPa}$; Para o caso máximo usa-se E_s correspondente a 6m de profundidade, $E_s =18.6\text{MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0) = 0.4;
 - Capacidade de carga na rotura da estaca, $Q_p =827\text{ kN}$, $Q_s = 679\text{ kN}$, $Q_{ul}= 1465\text{ kN}$;
 - Resistência de ponta da estaca; $q_p= Q_{ul}/A_p= 2925\text{ KPa}$;
 - considera-se ainda, para efeitos dos cálculos, que a camada tem uma espessura de $h=16\text{m}$, dado que é a essa profundidade que se atinge a “nega“ no ensaio relatado.

iii) Ensaio de carga vertical estático sobre a estaca (T1)

A estaca em estudo T1 foi submetida a um ensaio de carga vertical à compressão, seguindo genericamente as orientações e procedimentos dos casos 1 e 2, apresentando-se na figura 4.5 o plano de cargas previsto e escalões realmente implementados.

No Anexo I apresenta-se de forma mais detalhada os resultados do ensaio. Já na figura 4.14 apresenta-se a curva de carga versus assentamentos do referido caso. Destes pode verificar-se que para a carga aplicada de 1165kN verificou-se um assentamento de 95mm.

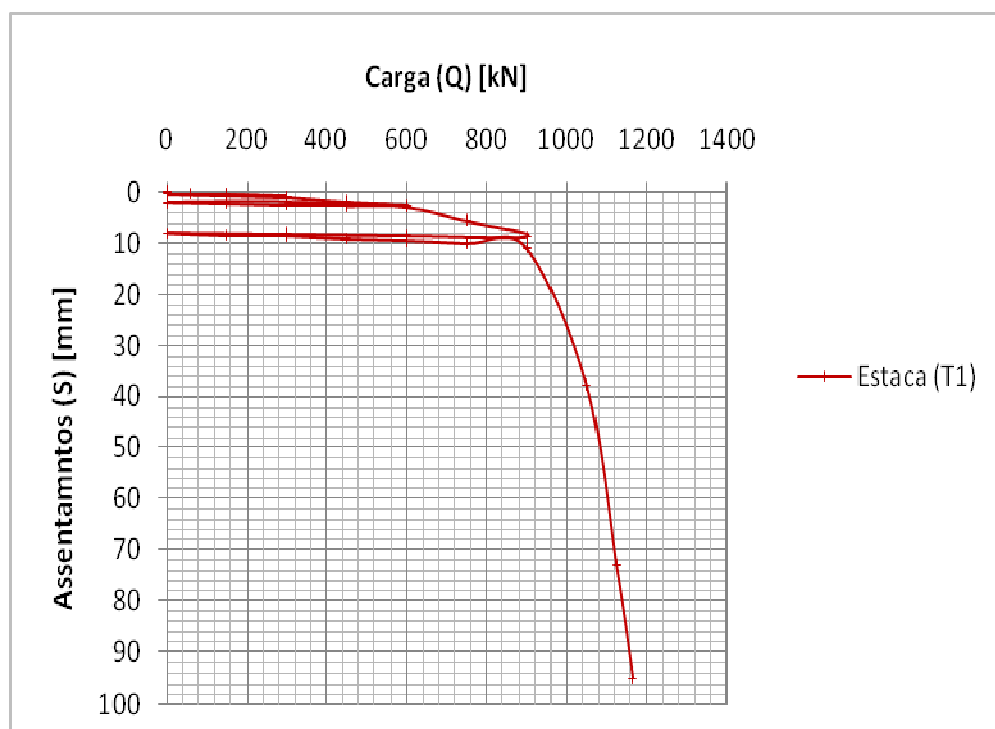


Figura 4.14 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca T1 a partir do ensaio de carga (Fernandes, 2010).

iv) Previsão de assentamentos pelos métodos de cálculo

Considerando as várias formulações apresentadas no Capítulo III aplicadas ao presente caso, considerando as características da estaca T1 e do meio envolvente apresentadas no presente item em i) e ii), obtêm-se os vários assentamentos apresentadas na Tabela 4.3 e figura 4.15.

Tabela 4.3 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca T1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

Método	Q (kN)							
	100	200	300	500	750	1000	1100	1165
Meyerhof (1959)	1.37	2.73	4.10	6.83	10.24	13.65	15.02	15.90
Folque (1979)	6.11	6.21	6.32	6.53	6.80	7.06	7.17	7.24
Braja M. Das (1990)	5.52	11.04	16.56	27.60	41.40	55.21	60.73	64.32
Randolph (1977)	1.29	2.58	3.86	6.44	9.66	12.88	14.16	15.00
Mayne e Zavala (2004)	1.24	2.53	3.90	6.87	11.28	17.11	20.24	22.73
Bowles (1997)	0.90	1.79	2.69	4.48	6.72	8.96	9.86	10.44
Poulos e Davis (1980)	1.79	3.59	5.38	8.97	13.46	17.94	19.74	20.90

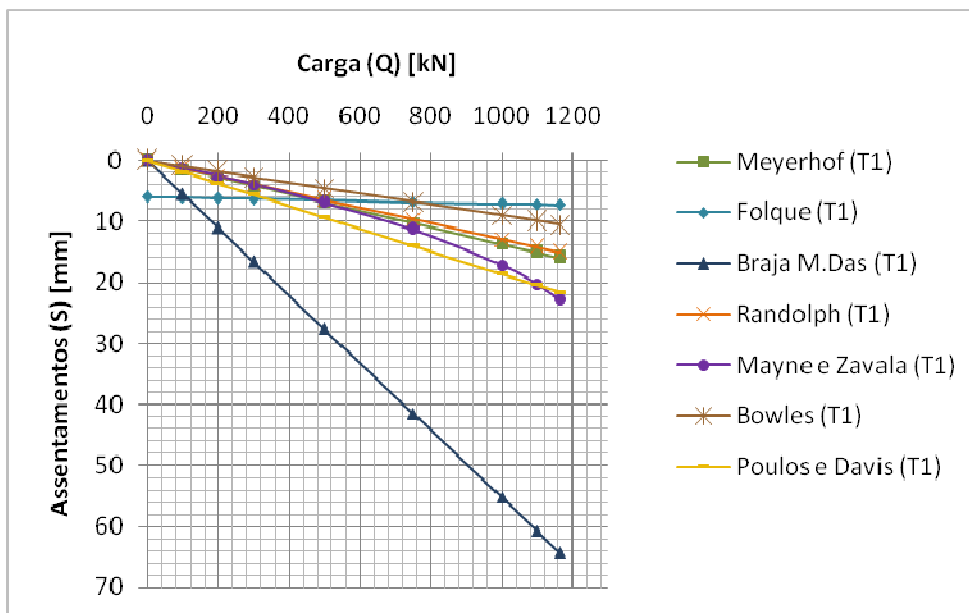


Figura 4.15- Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca T1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

v) Comparação entre resultados

Os resultados dos cálculos pelos formulários dos vários autores em simultâneo com os resultados do ensaio real apresentam-se na figura 4.16.

Neste caso é muito similar ao anterior, ao da estaca E9, considerando os assentamentos do ensaio real até à ordem de grandeza da tensão de serviço, todos os métodos de cálculo levam a assentamentos maiores que os reais, sendo portanto conservadores, nomeadamente o de Braja M. Das, que também aqui se entende, que nem sequer deve ter aplicação a este tipo de situações

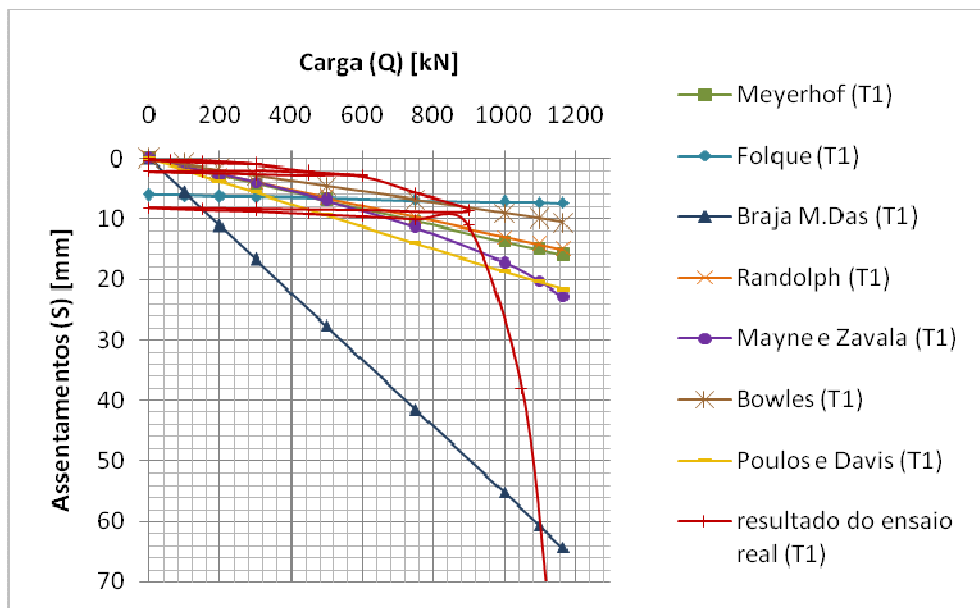


Figura 4.16- Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca T1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca.

4.5 Caso 4: Estaca Moldada de Betão com Camisa Metálica Cravada em Solos Sedimentares

Os elementos principais do presente caso de estudo foram obtidos em Seco e Pinto (1997). A estaca foi construída pela *Seacore com colaboração da Teixeira Duarte, Fugro e LNEC*, sobre terrenos sedimentares da Ponte Vasco da Gama sobre o Rio Tejo. A Estaca foi construída com equipamento Soilmech VTE 12000.

i) Características da estaca (VG)

Diâmetro da Estaca, $D_p = 1.20$ m;

Comprimento da estaca, $L_p = 65$ m;

Área da secção da estaca, $A_p = 1.13$ m²;

Perímetro da secção da estaca, $P = 3.77$ m;

Peso da estaca, $W = 1.13 \cdot 65 \cdot 25 = 1836.3$ kN

ii) Elementos geotécnicos

O perfil tipo onde a estaca foi realizada apresenta-se na figura 4.17. Salienta-se que a estaca está construída sobre terrenos aluvionares numa situação de várias camadas, com terreno coesivos nos primeiros 20m, e o restante material terrenos atritivos, em especial a ponta da estaca que está 5 m numa cascalheira muito compacta.

Unidade geotécnica 1 - lodos

- Peso volúmico natural, $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$;
- Coesão não drenada, $C_u=25 \text{ kPa}$;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo (δ) de 0° ;
- Coeficiente de Poisson, $\mu_s = 0.50$;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = 3 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0) = 0.55

Unidade geotécnica 2 - areias argilosas

- Peso volúmico natural, $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito, $\phi=32^\circ$;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo (δ) de 20° ;
- Coeficiente de Poisson, $\mu_s = 0.35$;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = 15 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0) = 0.47

Unidade geotécnica 3

- Peso volúmico natural, $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito, $\phi=42^\circ$;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo (δ) de 30° ;
- Coeficiente de Poisson, $\mu_s = 0.40$;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = 75 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0) = 0.33;
- Considerou-se ainda, no método de Poulos e Davis, $E_{av}=15.9 \text{ MPa}$ obtido a partir da expressão (3.39);
- Capacidade de carga na rotura da estaca, $Q_{s1}= 1320\text{kN}$; $Q_{s2}= 5675\text{kN}$; $Q_{s3}= 889\text{kN}$
 $Q_p= 21967\text{kN}$; $Q_s= 7884\text{kN}$; $Q_u= 28015 \text{ kN}$ (Q_u retirou-se o peso da estaca);
- Resistência de ponta da estaca; $q_p= Q_u/A_p= 19423 \text{ KPa}$.

Os respetivos cálculos das capacidades de carga foram efetuados a partir dos formulários presentes no item 2.4.1 deste trabalho e apresentam-se de forma detalhada no Anexoll.

i) *Ensaio de carga vertical estático sobre a estaca (VG)*

A estaca em estudo foi submetida a um ensaio de carga vertical à compressão, consistindo essencialmente, na aplicação de cargas estáticas crescentes e incrementais, com registo dos deslocamentos no tempo em cada patamar correspondente a cada escalão pré-definido com 2500kN. No Anexo I apresenta-se de forma mais detalhada os resultados do ensaio. Nas figuras 4.18 e 4.19 apresentam-se os diagramas de carga versus assentamentos do referido caso. Destes pode verificar-se que para a carga aplicada de 22500 kN verificou-se um assentamento de 80mm.

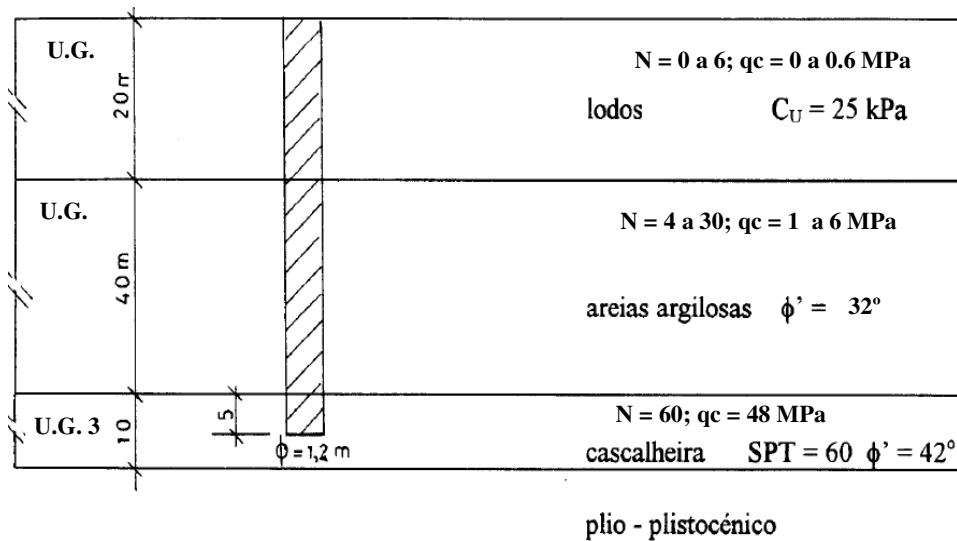


Figura 4.17- Perfil geotécnico onde a estaca VG foi construída (a partir de Seco e Pinto, 1997).

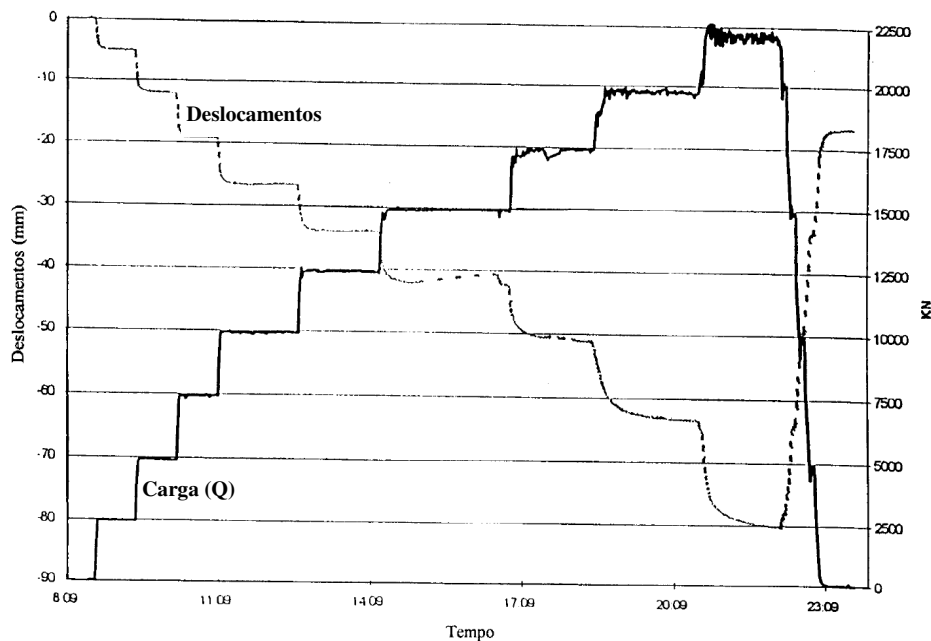


Figura 4.18. Evolução das cargas e dos deslocamentos com o tempo no ensaio de carga na estaca VG (Seco e Pinto, 1997).

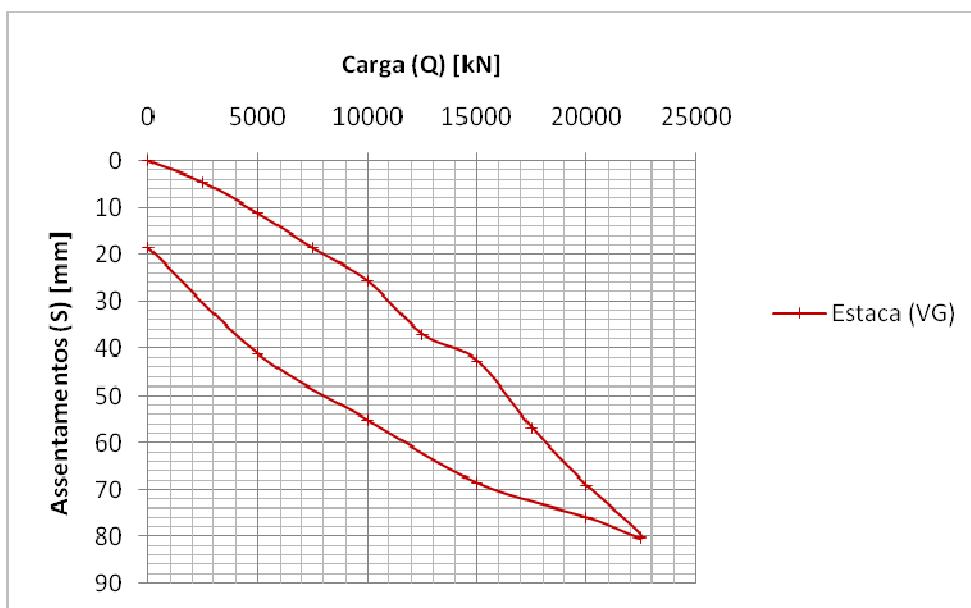


Figura 4.19 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca VG a partir do ensaio de carga (a partir de Seco e Pinto, 1997).

ii) Previsão de assentamentos pelos métodos de cálculo

Considerando as várias formulações apresentadas no Capítulo III aplicadas ao presente caso, considerando as características da estaca VG e do meio envolvente apresentadas no presente item em i) e ii), obtêm-se os vários assentamentos apresentadas na Tabela 4.4 e figura 4.20.

Tabela 4.4 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca VG em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

Método	Q (kN)								
	2500	5000	7500	10000	12500	15000	17500	20000	22500
Meyerhof (1959)	3.57	7.14	10.71	14.28	17.85	21.42	24.99	28.56	32.13
Folque (1979)	19.18	26.37	33.55	40.74	47.92	55.10	62.29	69.47	76.66
Braja M. Das (1990)	27.77	60.34	90.52	120.69	150.86	181.03	211.20	241.37	271.55
Randolph (1977)	5.59	11.19	16.78	22.38	27.97	33.57	39.16	44.75	50.35
Mayne e Zavala (2004)	10.29	21.22	32.94	45.67	59.71	75.53	93.94	116.46	146.57
Bowles (1997)	6.44	12.88	19.32	25.76	32.21	38.65	45.09	51.53	57.97
Poulos e Davis (1980)	7.44	14.88	22.31	29.75	37.19	44.63	52.06	59.50	66.94

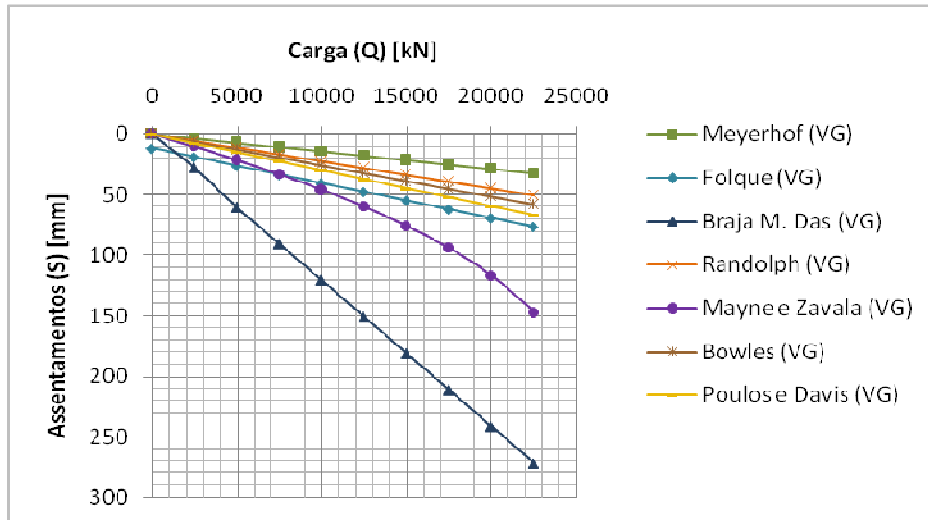


Figura 4.20 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca VG em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

iii) Comparação entre resultados

Os resultados dos cálculos pelos formulários dos vários autores em simultâneo com os resultados do ensaio real apresentam-se na figura 4.21.

Destes, considerando os assentamentos do ensaio real do primeiro ciclo até à ordem de grandeza da tensão de serviço, os assentamentos obtidos pelos métodos de cálculo de Randolph, Bowles e ainda Poulos e Davis são muito consistentes com os reais, o de Meyerhof e o de Mayne e Zavala apresentam menos assentamentos e os de Folque e Braja M. Das são conservadores, nomeadamente este último que também aqui se entende, não se aplicar.

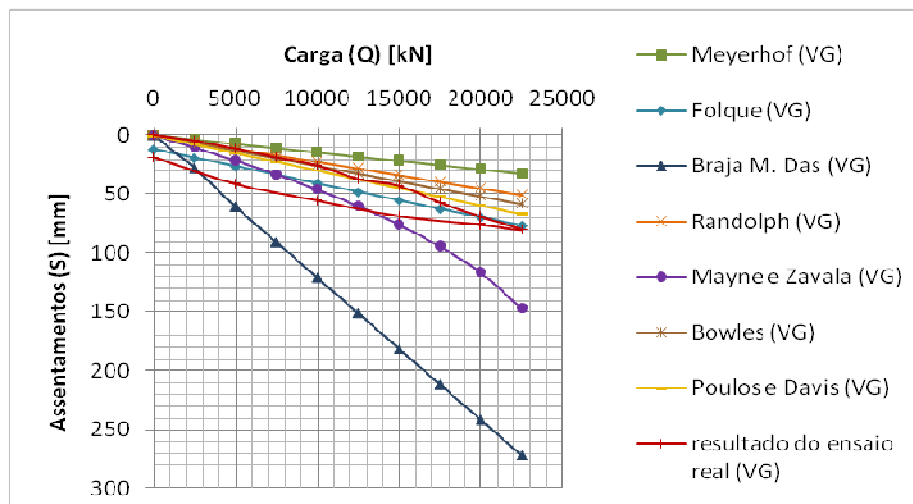


Figura 4.21 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca VG em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca.

4.6 Caso 5: Estaca Pré- Fabricada de Betão Armado Centrifugado em Solos Sedimentares

Os elementos principais do presente caso de estudo foram obtidos em Vargas (1977). A estaca foi construída pela *Tecnosolo (Brasil)*, por cravação dinâmica sobre terrenos sedimentares da Baixada de Sepetiba, próximo do Rio de Janeiro (Brasil).

i) Características da estaca (B1)

Diâmetro da Estaca, $D_p = 0.60$ m;

Comprimento da estaca, $L_p = 24$ m;

Área da secção da estaca, $A_p = 0.28$ m²;

Perímetro da secção da estaca, $P = 1.88$ m;

Peso da estaca, $W = 0.28 \times 24 \times 25 = 168.0$ kN;

Módulo de elasticidade da estaca, $E_p = 30000$ MPa (tendo por referência a tabela 3.2).

ii) Elementos geotécnicos

O perfil tipo onde a estaca foi realizada apresenta-se na figura 4.22. Salienta-se que a estaca está construída sobre terrenos aluvionares numa situação de várias camadas, com terreno coesivos nos primeiros cerca de 13m, e o restante material terrenos atritivos, em especial na zona da ponta da estaca; a cerca de 5 m abaixo da base da estaca está um terreno de origem ígnea que se considera o substrato; salienta-se ainda que sobre os terrenos anteriormente apresentados, situa-se uma camada de aterro silto-arenoso com cerca de 2m, efetuada para facilitar a resolução dos trabalhos; em termos de interpretação de resultados do ensaio de carga, este troço de aterro considera-se como uma camada atritiva de reação às cargas na cabeça da estaca, no entanto note-se que a médio prazo em termos de capacidade de carga o efeito desta camada será como uma ação na estaca devido aos assentamentos primários que ocorrerão na camada coesiva em consequência do mesmo aterro. Os parâmetros geotécnicos a usar nos cálculos apresentam-se de seguida sendo de salientar que se baseiam nos elementos de Vargas (1977) e nos elementos das relações entre parâmetros geotécnicos e respetivos valores típicos mencionados nos itens 1.4 e 2.4.

Unidade geotécnica 1 - aterro

- Peso volúmico natural, $\gamma = 17.0$ kN/m³;
- Ângulo de atrito interno, $\phi = 30^\circ$;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo, $(\delta) = \frac{3}{4} \phi = 22.5^\circ$;
- Coeficiente de Poisson, $\mu_s = 0.40$;

- Módulo de deformabilidade, $E_s = 5 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso, $K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.50$

Unidade geotécnica 2 - argila siltosa

- Peso volúmico natural, $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito, $\phi = 0^\circ$;
- Coesão não drenada, $C_u = 20 \text{ kN/m}^2$;
- Coeficiente de Poisson, $\mu_s = 0.50$;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = 3 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso, $K_0 = 0.58$

Unidade geotécnica 3 - areia fina a média siltosa com cascalho

- Peso volúmico natural, $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito interno, $\phi = 33^\circ$;
- Ângulo de atrito fuste da estaca/solo, $\delta = \frac{3}{4} \phi = 25^\circ$;
- Coeficiente de Poisson, $\mu_s = 0.40$;
- Módulo de deformabilidade, $E_s = 56 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0) = 0.46;
- Considerou-se ainda, no método de Poulos e Davis, $E_{av} = 23.7 \text{ MPa}$ obtido a partir da expressão (3.39);
- Capacidade de carga na rotura da estaca, $Q_{s1} = 5.6 \text{ kN}$; $Q_{s2} = 334.3 \text{ kN}$; $Q_{s3} = 326.4 \text{ kN}$
 $Q_p = 447 \text{ kN}$; $Q_s = 666.2 \text{ kN}$; $Q_u = 944 \text{ kN}$ (Q_u retirou-se o peso da estaca);
- Resistência de ponta da estaca; $q_p = Q_u / A_p = 1581 \text{ kPa}$.

Os respetivos cálculos das capacidades de carga foram efetuados a partir dos formulários presentes no item 2.4.1 deste trabalho e apresentam-se de forma detalhada no Anexo II.

iii) Ensaio de carga vertical estático sobre a estaca (B1)

A estaca em estudo foi submetida a um ensaio de carga vertical à compressão, consistindo essencialmente, na aplicação de cargas estáticas crescentes e incrementais, com registo dos deslocamentos. No Anexo I apresenta-se de forma mais detalhada os resultados do ensaio. Na figura 4.23 apresenta-se o gráfico de carga versus assentamentos do referido caso. Destes pode verificar-se que para a carga aplicada de $255 \text{ t} = 255 * 9.81 = 2501.6 \text{ kN}$ verificou-se um assentamento de 16,4 mm.

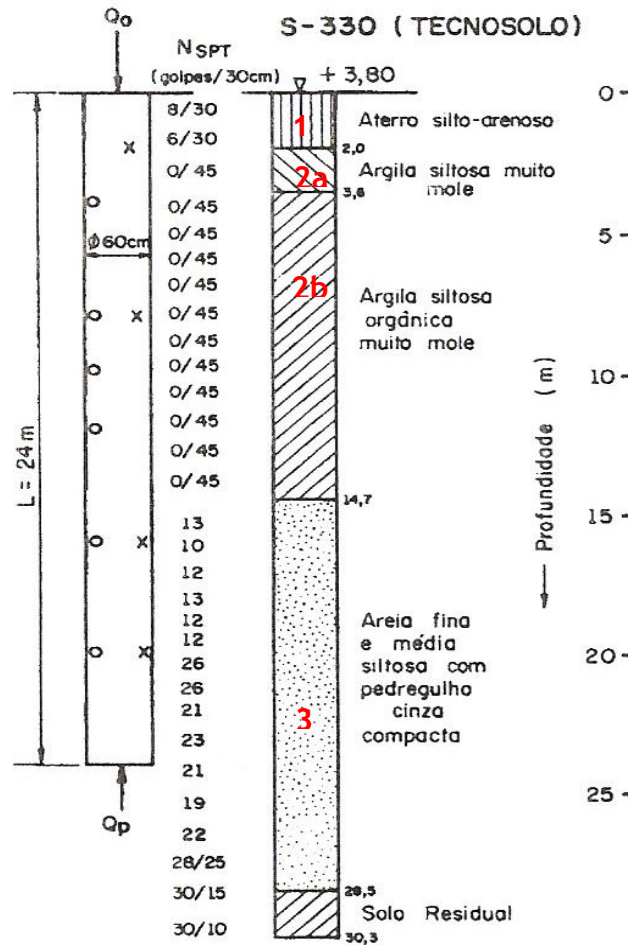


Figura 4.22- Perfil geotécnico onde a estaca B1 foi construída (a partir de Vargas, 1977).

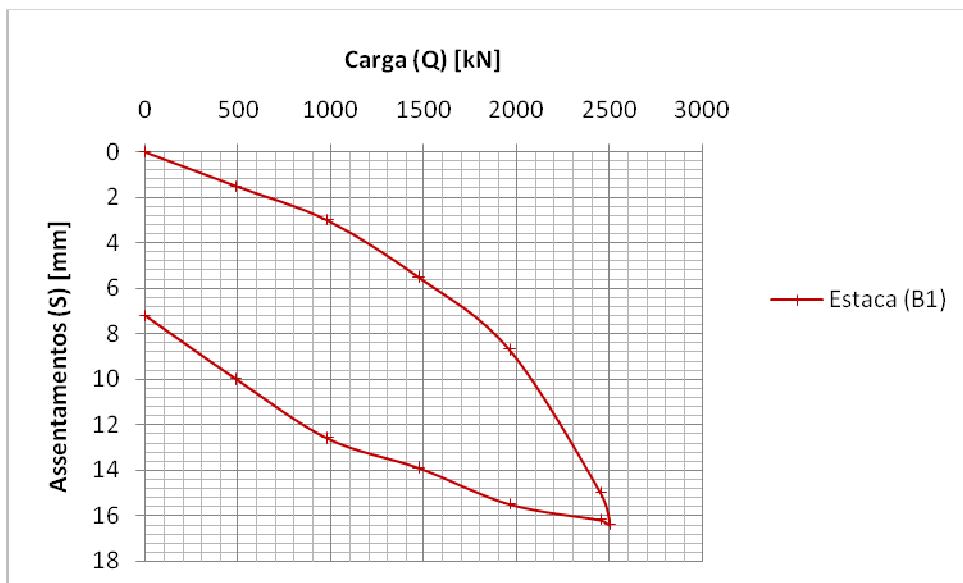


Figura 4.23 - Curva de carga (Q) versus assentamento (S) para a cabeça da estaca B1, a partir do ensaio de carga (a partir de Vargas, 1977).

iv) *Previsão de assentamentos pelos métodos de cálculo*

Considerando as várias formulações apresentadas no Capítulo III aplicadas ao presente caso, considerando as características da estaca B1 e do meio envolvente apresentadas no presente item em i) e ii), obtêm-se os vários assentamentos apresentadas na Tabela 4.5 e figura 4.24.

Tabela 4.5 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

Método	Q (kN)									
	245	491	736	981	1226	1471	1716	1962	2452	2501
Meyerhof (1959)	5.20	10.40	15.60	20.79	25.99	31.19	36.39	41.59	51.99	53.03
Folque (1979)	6.69	7.39	8.08	8.78	9.47	10.16	10.86	11.55	12.94	13.08
Braja M. Das (1990)	3.49	10.91	16.37	21.82	27.28	32.73	38.19	43.64	54.55	55.64
Randolph (1977)	1.18	2.36	3.55	4.73	5.91	7.09	8.27	9.46	11.82	12.06
Mayne e Zavala (2004)	3.34	7.61	14.43	112.59 ⁽¹⁾	-	-	-	-	-	-
Bowles (1997)	0.58	1.16	1.74	2.32	2.90	3.47	4.05	4.63	5.79	5.91
Poulos e Davis (1980)	7.57	15.14	22.71	30.28	37.85	45.42	52.99	60.56	75.71	77.22

⁽¹⁾-O Método de Mayne e Zavala perde a sua validade para valores de $Q \geq Q_u$, sendo por isso substituída a carga ($Q=981\text{kN}$ por $Q=943\text{kN}$) na fase de cálculo dos assentamentos para este método.

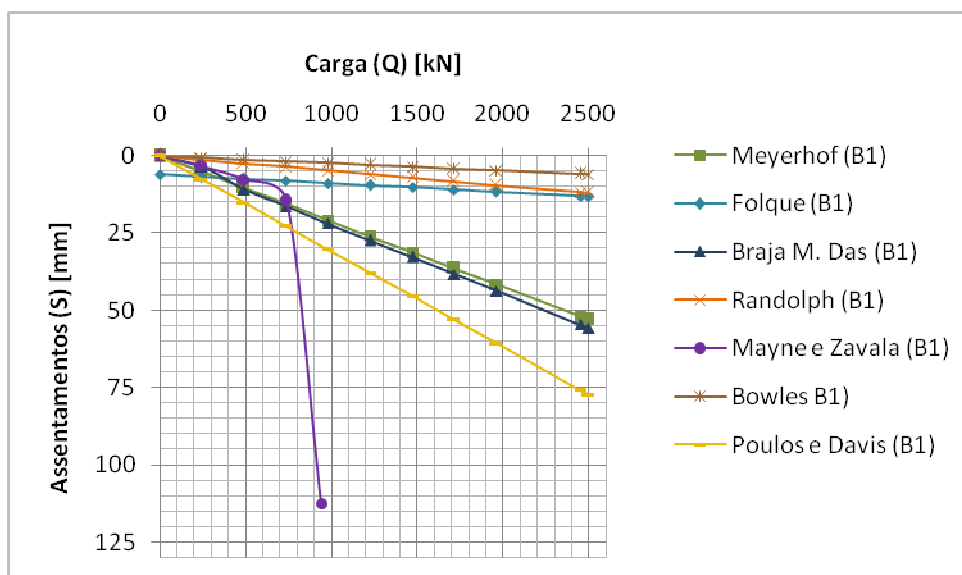


Figura 4.24 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

v) Comparação entre resultados

Os resultados dos cálculos pelos formulários dos vários autores em simultâneo com os resultados do ensaio real apresentam-se na figura 4.25.

Destes, considerando os assentamentos do ensaio real até à ordem de grandeza da tensão de serviço, os assentamentos obtidos pelos métodos de cálculo de Randolph e Bowles são muito consistentes com os reais, todos os outros são conservadores em excesso, nomeadamente os de o de Poulos e Davis, o de Braja M. Das e ainda o de Meyerhof que se entende não serem aplicáveis a este caso.

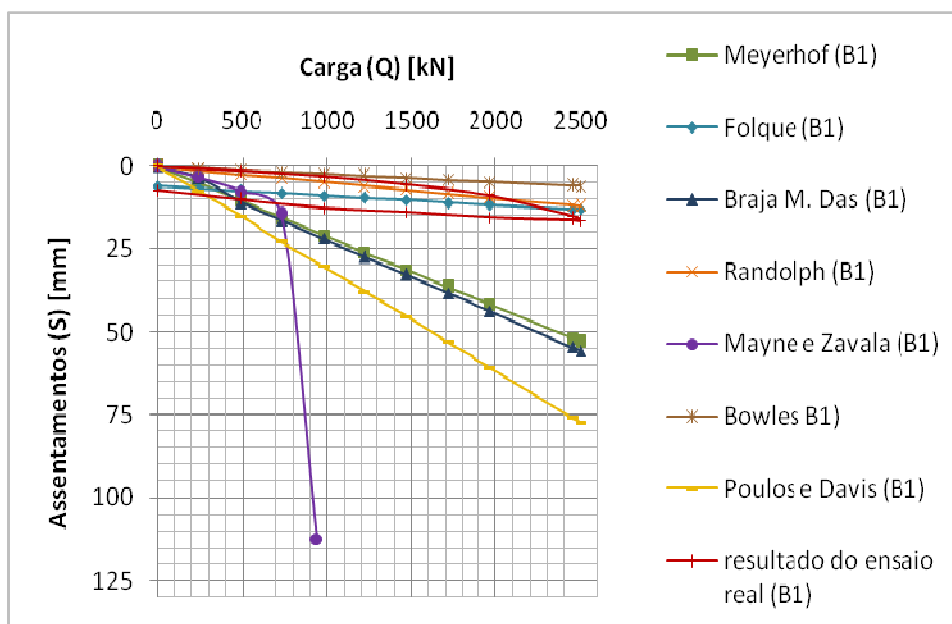


Figura 4.25- Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com o resultados de ensaio real na cabeça da.

4.7 Caso 6: Estacas Metálicas Helicoidais em Solos Residuais Tropicais

Os elementos principais do presente caso de estudo foram obtidos em Louro Carlos (2013). São tratadas duas estacas pelo fato de no caso em que o presente estudo se baseia, também tratar em paralelo a situação de duas estacas, diferindo uma da outra apenas no fato de uma ter uma hélice e a outra duas hélices. A execução das estacas como elementos estruturais ficou a cargo da empresa “ASEL-TECH” (Brasileira) e a instalação realizou-se com recurso a uma retroescavadora adaptada com um mandril hidráulico no braço (Fig.4.26). Salienta-se que no presente caso as estacas foram fabricadas em aço Corten, aço que na sua composição contem elementos que melhoram as suas propriedades anticorrosivas. O presente caso

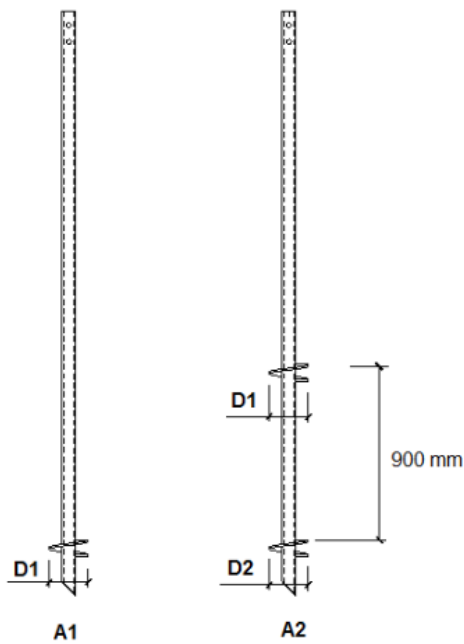
realizou-se no Campo de Estudos Experimental do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada da Escola de Engenharia de São Carlos (Brasil).



Figura 4.26 - Instalação de uma estaca helicoidal no campo de Estudos Experimental do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada da Escola de Engenharia de São Carlos - Brasil (a partir de Louro Carlos, 2013).

i) Características das estacas (B2)

As características das estacas do presente caso de estudo apresentam-se na Figura 4.27.



Estaca	B2-A1	B2-A2
Nº de hélices	1	2
Diâmetro do fuste*	73	73
Espessura do fuste*	9,8	9,8
D1*	203,2	203,2
D2*	-	203,2
Espessura da hélice*	12,7	12,7
Passo da hélice	75	75
Comprimento instalado no terreno [m]	10	10

*Dimensões em mm

Modulo de elasticidade do material da estaca, $E_p = 200 \text{ GPa}$

Figura 4.27 - Esquemas e propriedades das estacas helicoidais B2-A1 e B2-A2 a partir de Louro Carlos, 2013).

ii) Elementos geotécnicos

O perfil tipo onde as estacas foram realizadas apresenta-se na figura 4.28, bem como os resultados dos ensaios SPT e CPT realizados na proximidade das mesmas apresentam-se na Tabela 4.6. Salienta-se que a estaca está construída num local que apresenta terrenos sedimentares sobre solos residuais de diabase, e devido às características das estacas ficarem com as hélices apenas na unidade de solos residuais, é desta unidade que interessa no essencial as suas características de resistência ao corte e de compressibilidade. O solo residual de diabase apresenta 44% de silte, 38% de areia e 18% de argila, designando-se por um silte elástico arenoso de acordo com a classificação de ASTM (1997, *in* Louro Carlos, 2013).

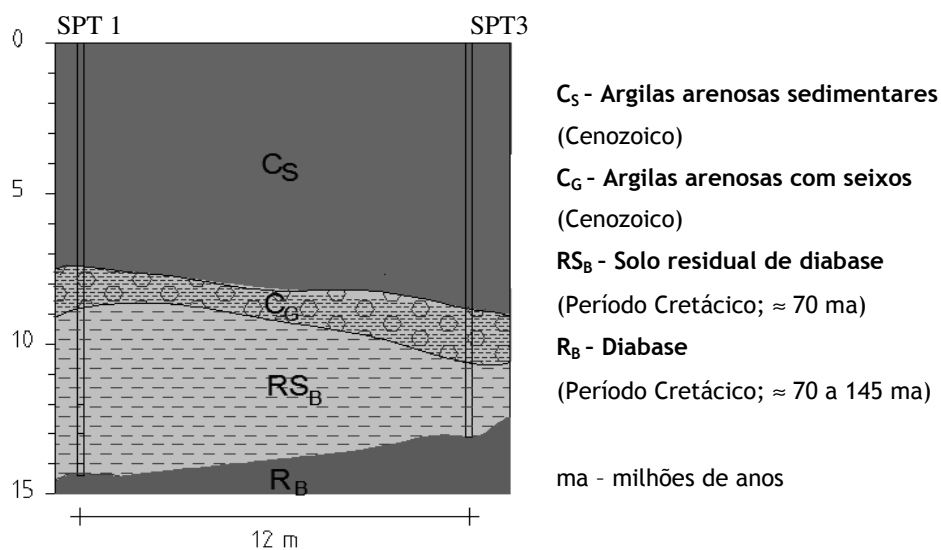


Figura 4.28 - Perfil geológico-geotécnico da zona onde se instalaram as estacas helicoidais.

Tabela 4.6 - Resultados de ensaios *in situ* (SPT1 e CPT3) para os solos em estudo na zona das estacas helicoidais, e D_{50} provável a partir da relação de Bowles (1988, *in* Louro Carlos, 2013).

Profundidade [m]	N_{SPT}	q_c [kpa]	$q_c/100N_{SPT}$	$q_c/100N_{SPT}$ médio	D_{50} estimado	Unidade Geotécnica
1	-	-	-	-	-	
2	1	1376,6	11,5		0,35	
3	2	1431,5	6,0		0,4	
4	4	2003,0	5,6		0,33	C_S
5	6	2056,4	3,4	5,0	0,055	
6	6	2466,2	4,1		0,11	
7	10	2264,4	2,4		0,011	
8	8	2744,2	3,3		0,045	
9	6	2333,9	3,9	3,9	0,09	C_G
10	8	2164,6	2,6		0,018	
11	11	2438,5	2,3	3,4	0,007	R_{S_B}
12	8	2373,7	2,8		0,022	
13	8	5095,4	6,1		0,42	
14	-	-	-			R_B

Sobre o referido anteriormente mostra-se a figura 4.29, que evidencia que as estacas em estudo, na quase totalidade do seu fuste não têm solo em contacto com o mesmo, pelo que a resistência e a deformabilidade dos terrenos da superfície até à base da estaca, não têm interferência significativa na capacidade de carga última e respetivos assentamentos a curto prazo. Assim, tendo em atenção as características da estacas (Fig.4.27) na avaliação dos assentamentos, apenas se considera haver terreno junto ao fuste, a partir da base da estaca para cima, em 0,5m e 1,0m, para as estacas B2-A1 e B2-A2 respetivamente, sendo estas zonas terrenos da unidade geotécnica de solo residual.



Figura 4.29 - Imagem do fuste e do solo envolvente, imediatamente após a instalação da estaca helicoidal evidenciando o não contacto de solo-fuste numa grande extensão de estaca (Louro Carlos, 2013).

A capacidade de carga foi apresentada com muito detalhe em Louro Carlos (2013) e Louro Carlos et al. (2014), que tendo em atenção a particularidade dos solos serem mistos consideram vários cenários, desde solos puramente coesivos (I), solos puramente atritivos (II) e solos mistos (III), além de avaliarem a mesma a partir dos ensaios de carga nas estacas. Os resultados obtidos para ambas as estacas e pelos diferentes métodos, em termos de carga na rotura (Q_u) apresentam-se na Tabela 4.7. Refere-se ainda que pelos métodos teórico-empíricos foi possível discriminar a componente da base (Q_p) da componente por atrito lateral (Q_s), e em termos médios o contributo de Q_s é de 7% e 23% em relação a Q_u , para a situação B2-A2 e B2-A1, respetivamente, assim tem-se:

- Capacidade de carga na rotura da estaca (B2-A1): $Q_p = 73$ kN, $Q_s = 5$ kN, $Q_u = 78$ kN;
- Resistência de ponta da estaca (B2-A1): $q_p = Q_u/A_p = 17331$ KPa;
- Capacidade de carga na rotura da estaca (B2-A2): $Q_p = 85$ kN, $Q_s = 25$ kN, $Q_u = 110$ kN;
- Resistência de ponta da estaca (B2-A2): $q_p = Q_u/A_p = 20237$ KPa;

Tabela 4.7 - Capacidade de carga na rotura (Q_u - kN) de estacas helicoidais com uma (B2-A1) e duas (B2-A2) hélices (Louro Carlos et al., 2014).

Estaca	Método/ autor	A partir de método teórico				A partir de ensaio de carga				
		Caso				1º Ciclo		2º Ciclo		Média
		I (solo coesivo)	II (solo atritivo)	III (Solo $C' \cdot \phi'$)	Média	NBR 6122	Terzaghi	NBR 6122	Terzaghi	
B2-A1	Meyerhof (1951)	43	214	105	121	74	80	76	83	78
	Hubbell (2013)	43	91	43	59					
	Perko (2009)	28	28	-	28					
	Média	38	111	74	74					
B2-A2	Meyerhof (1951)	61	361	168	197	83	115	100	141	110
	Hubbell (2003)	61	142	45	83					
	Perko (2009)	33	31	-	32					
	Média	92	195	127	112					
	$\frac{Q_{u2}}{Q_{u1}}$	1,4 ^(*)	1,6 ^(*)	1,4 ^(*)	1,5 ^(*)	1,1	1,4	1,3	1,7	1,4

(*) - Valores obtidos considerando os valores médios de B2- A1 e de B2- A2.

É importante referir ainda neste item que o módulo de deformabilidade (E_s) do solo residual de diabase foi considerado como $E_s=14\text{MPa}$ por Louro Carlos (2013), e que será usado no presente trabalho, juntamente com o coeficiente de Poisson, μ_s de 0.4.

iii) Ensaio de carga vertical estático sobre as estacas (B2)

As estacas em estudo foram submetidas a ensaios de carga vertical à compressão (Fig.4.30), consistindo essencialmente, na aplicação de cargas estáticas crescentes e incrementais, com registo dos deslocamentos. No Anexo I apresenta-se de forma mais detalhada os resultados do ensaio. Já na figura 4.31 apresenta-se a curva de carga versus assentamentos do referido caso, sendo de mencionar que cada ensaio teve o 1º e o 2º ciclo. No 1º ciclo de ambas as estacas verifica-se um grande assentamento inicial; este deve-se ao facto das estacas terem sido anteriormente ensaiadas previamente à tração, levando a que haja esse significativo assentamento até a estaca se ajustar à sua posição inicial.

Assim, para efeitos de análises em termos de interpretação e sucessivos cálculos, considera-se o ajuste das curvas no troço inicial do 1º ciclo (representado a tracejado nos gráficos) levando a uma nova origem com o referencial X_2Y_2 . Salienta-se ainda que para uma análise dos critérios de rotura em termos do 2º ciclo, bem como para uma análise mais rigorosas de assentamentos também se considera o referencial X_3Y_3 . Será este referencial, ou seja o 2º

ciclo que servirá de análise de assentamentos na comparação com os vários métodos. Ou seja, considerando o referencial X_3Y_3 o assentamento máximo para esse ciclo é de 30.4mm e 78.3mm, para as estacas B2-A1 e B2-A2 respectivamente.



Figura 4.30 - Sistema de aquisição de dados, extensômetros, macaco hidráulico, célula de carga e bomba hidráulica usados nos ensaios de carga em estacas helicoidais (Louro Carlos, 2013).

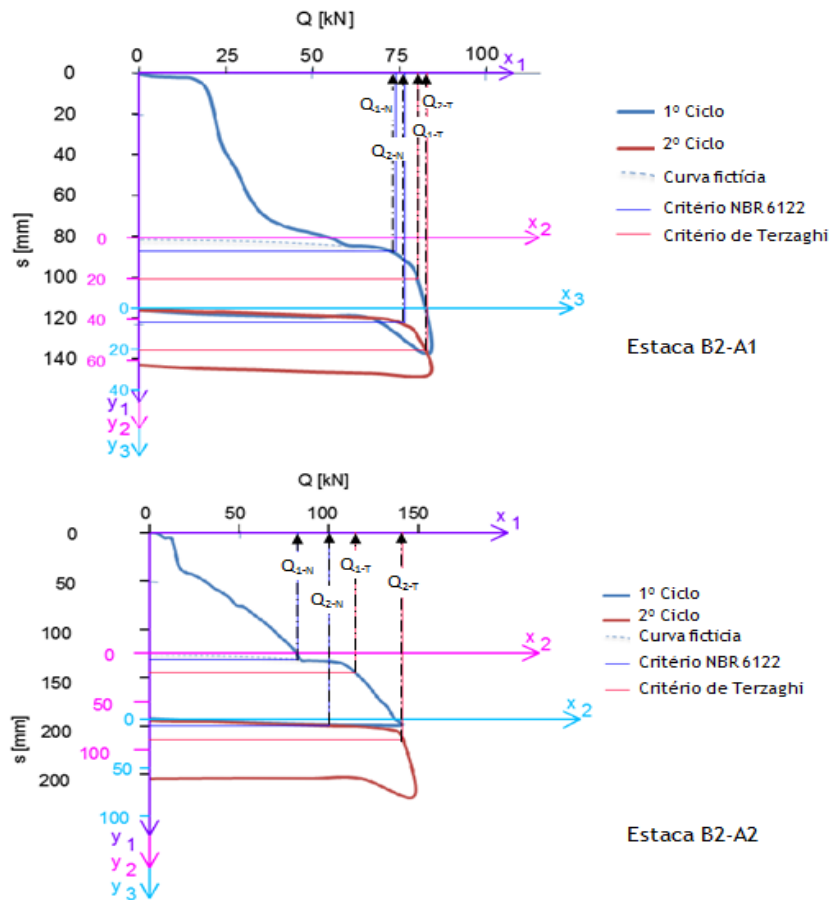


Figura 4.31 -Ensaio de carga estático nas estacas helicoidais (Louro Carlos, 2013).

iv) Previsão de assentamentos pelos métodos de cálculo

Considerando as várias formulações apresentadas no Capítulo III aplicadas ao presente caso, considerando as características das estacas B2 e do meio envolvente apresentadas no presente item em i) e ii), obtêm-se os vários assentamentos apresentadas nas Tabelas 4.8 e 4.9 e ainda na figura 4.32.

Tabela 4.8 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B2-A1 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

Método	Q (kN)									
	10	20	30	40	50	60	70	75	80	85
Meyerhof (1959) ⁽²⁾	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Folque (1979) ⁽²⁾	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Braja M. Das (1990)	3.69	7.39	11.08	14.77	18.47	22.16	25.85	27.70	29.54	31.39
Randolph (1977)	0.22	0.44	0.66	0.88	1.1	1.32	1.54	1.65	1.76	1.87
Mayne e Zavala (2004)	0.17	0.35	0.56	0.80	1.09	1.50	2.23	3.21	4.58 ⁽¹⁾	-
Bowles (1997)	6.77	13.55	20.32	27.10	33.87	40.65	47.42	50.81	54.20	57.58
Poulos e Davis (1980)	0.48	0.96	1.44	1.92	2.40	2.88	3.36	3.60	3.84	4.08

⁽¹⁾-O Método de Mayne e Zavala perde a sua validade para valores de $Q \geq Q_u$, sendo por isso substituída a carga ($Q = 80$ kN por $Q = 77$ kN) na fase de cálculo dos assentamentos para este método.

⁽²⁾- Os métodos referidos só têm validade em meios arenosos.

Tabela 4.9 - Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B2-A2 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

Método	Q (kN)									
	10	25	50	75	100	110	120	130	140	150
Meyerhof (1959) ⁽²⁾	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Folque (1979) ⁽²⁾	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Braja M. Das (1990)	3.15	7.87	15.74	23.61	31.48	34.63	37.87	40.93	44.07	47.22
Randolph (1977)	0.22	0.55	1.10	1.65	2.20	2.42	2.65	2.87	3.09	3.31
Mayne e Zavala (2004)	0.17	0.43	0.97	1.70	3.30	7.19 ⁽¹⁾	-	-	-	-
Bowles (1997)	2.83	7.07	14.14	21.21	28.28	31.11	33.94	36.77	39.60	42.43
Poulos e Davis (1980)	0.48	1.20	2.40	3.60	4.80	5.28	5.76	6.24	6.72	7.19

⁽¹⁾-O Método de Mayne e Zavala perde a sua validade para valores de $Q \geq Q_u$, sendo por isso substituída a carga ($Q = 110$ kN por $Q = 109$ kN) na fase de cálculo dos assentamentos para este método.

⁽²⁾- Os métodos referidos só têm validade em meios arenosos.

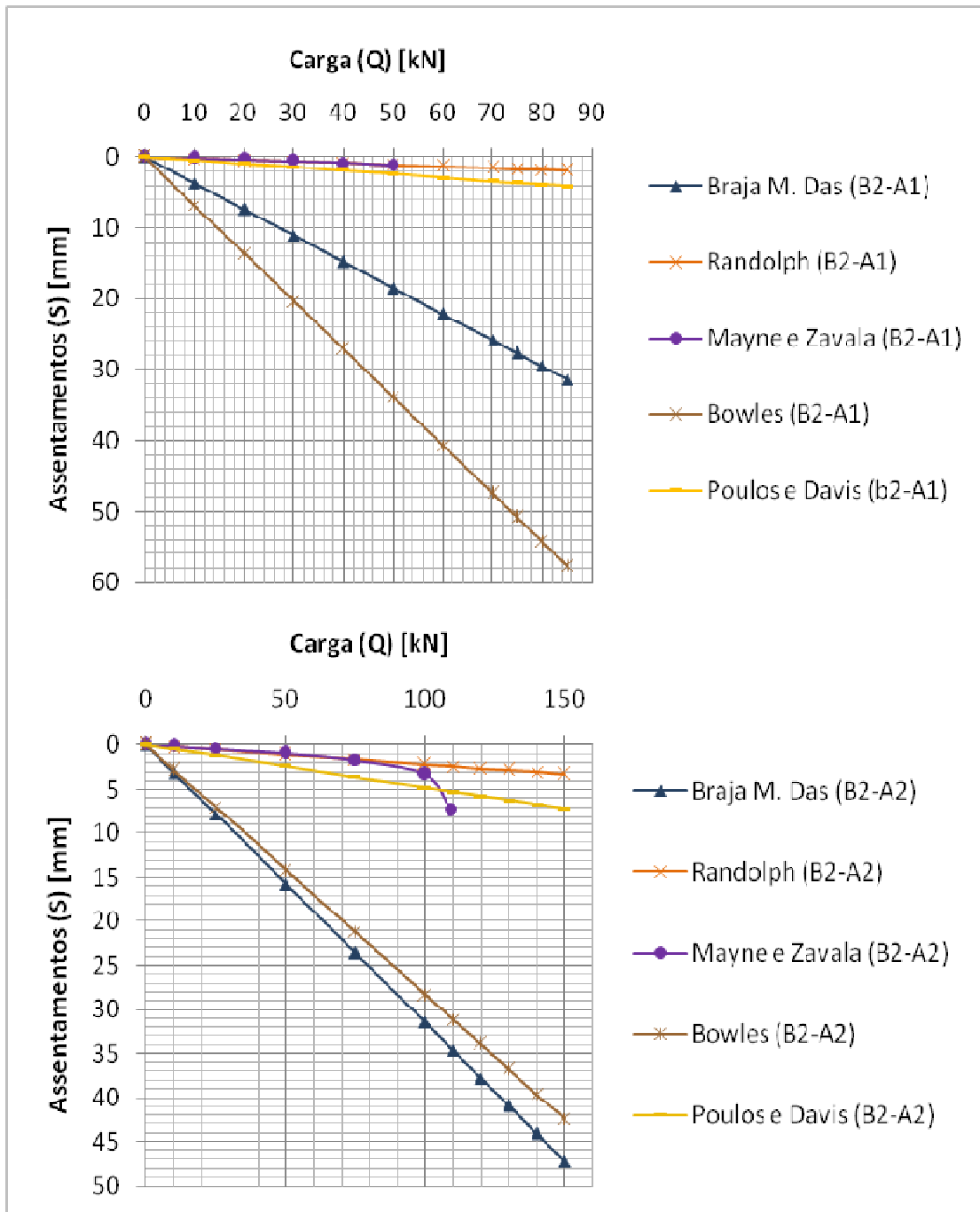


Figura 4.32- Assentamentos (S) obtidos para a cabeça da estaca B2 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica.

v) *Comparação entre resultados*

Os resultados dos cálculos pelos formulários dos vários autores em simultâneo com os resultados do ensaio real, apenas para o 2º ciclo, das estacas B2-A1 e B2-A2, por seus resultados se considerarem mais fidedignos, apresentam-se na figura 4.25.

Destes, considerando os assentamentos dos ensaios reais (para ambas as estacas metálicas) até à ordem de grandeza da tensão de serviço, os assentamentos obtidos pelos métodos de cálculo de Randolph, Poulos e Davis e Mayne e Zavala são muito consistentes com os reais, os de Braja M. Das e Bowles são conservadores em excesso, entendendo-se não serem aplicáveis a este caso. Salienta-se que os casos de Meyerhof e de Folque não são aplicáveis por se tratarem estes casos como solos puramente coesivos.

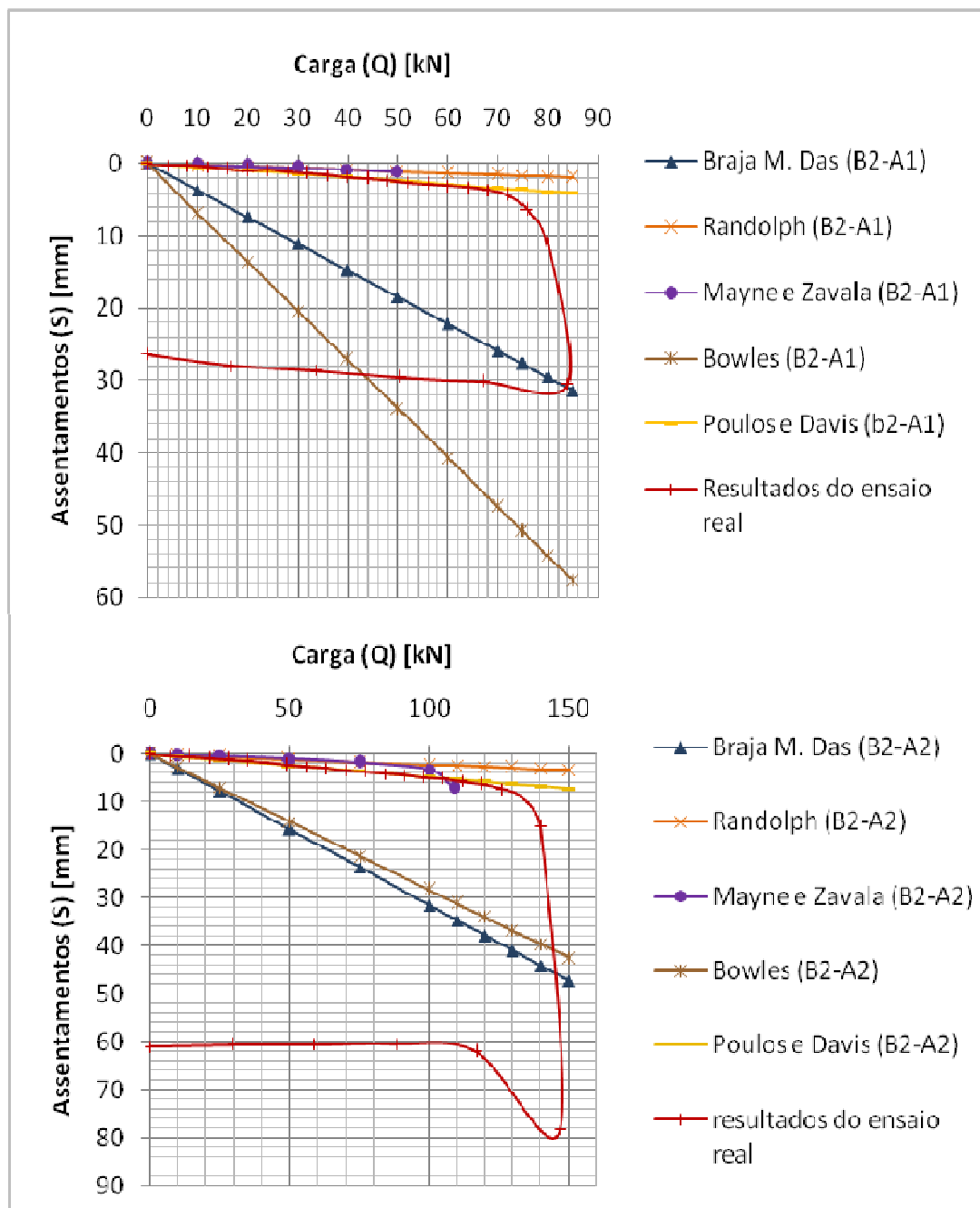


Figura 4.33 Assentamentos (S) obtidos para a cabeça das estacas B2 em diferentes patamares de carga (Q), por diferentes formulários da literatura geotécnica e ainda comparação com os resultados de ensaio real na cabeça da estaca (2º ciclo).

4.8 Síntese de Resultados e sua Análise Global

Neste item pretende-se comparar os resultados principais em termos de assentamentos para os vários tipos de estacas. A compilação dos mesmos apresenta-se na tabela 4.10 e apenas para as cargas de serviço de modo a simplificar a comparação entre os vários métodos. Para uma interpretação mais acessível da tabela, e após uma análise muito cuidada de todos os resultados, entendeu-se construir a tabela com as cores que apresenta, de modo a ter a leitura genérica de acordo com:

- Vermelho admite-se que o método não é aplicável;
- Azul corresponde ao registo real ou a valores próximo do real;
- Cinzento corresponde a valores abaixo do real;
- Verde corresponde a valores acima do real, portanto conservador e aceitáveis;
- Laranja corresponde a valores muitíssimo conservadores e não aceitáveis.

Assim, uma análise da mesma permite tirar as principais conclusões:

- i) As várias soluções para o mesmo caso nem sempre são convergentes;
- ii) Na maioria dos casos os resultados obtidos pelos métodos teóricos divergem dos valores obtidos através dos ensaios de carga, há a exceção da estaca VG com consistência entre os resultados reais e os dos métodos Bowles e Poulos e Davis, bem como ambas as estacas B2 cujos valores reais convergem com os do método de Poulos e Davis;
- iii) Apesar de todas as divergências encontradas, o método que revelou mais “versátil”, adaptando-se melhor aos diferentes tipos de estacas e solos, foi o método de Poulos e Davis;
- iv) Em oposição ao ponto anterior o método à partida adequado para avaliar os assentamentos e que se mostrou mais divergente, foi o de Braja Das;
- v) Os métodos que por vezes apresentam valores inferiores foram os de Randolph e Mayne e Zavala, salientando-se que sob o ponto de engenharia esta situação não é adequada;
- vi) Por fim, entende-se que a generalidade dos métodos, Meyerhof, Folque, Randolph, Mayne e Zavala, Bowles, e Poulos e Davis sendo frequentemente um pouco conservadores, são aceitáveis;
- vii) Outras ilações complementares poderão ser tiradas a partir da Tabela 4.10, no entanto, também é de enfatizar que devido às várias variedades do tipo de estacas estudadas, é muito difícil tirar conclusões totalmente verdadeiras.

Tabela 4.10 - Comparação de resultados obtidos por diferentes métodos para os diferentes tipo e estacas estudados, apresentando os assentamentos (S_s) para carga de serviço (Q_u/F_s , com $F_s=2.5$).

Tipo de Estaca (*)		Caso 1 (C1)	Caso 2 (E9)	Caso 3 (T1)	Caso 4 (VG)	Caso 5 (B1)	Caso 6 (B2-A1)	Caso 6 (B2-A2)
S_s	Meyerhof (1959)	4.7	8.0	8.0	16.0	8.0	- (2)	- (2)
	Folque (1979)	4.5	6,6	6.6	44.2	1.8	- (2)	- (2)
	Braja M. Das (1990)	127.1	41.42	32.4	135.2	8.4	11.5	13.9
	Randolph (1977)	9.5	7.2	7.6	25.1	1.8	0.7	0.9
	Mayne e Zavala (2004)	9.8	7.9	8.3	52.3	5.5 (1)	0.6 (1)	0.8
	Bowles (1997)	12.32	9.9	5.3	28.9	0.9	21.1	12.5
	Poulos e Davis (1980)	11.5	10.3	10.5	33.3	11.7	1.5	2.1
	Ensaio de carga	1.9	3.3	2.5	31.2	1.0	1.3	2.0
Q_u/F_s (kN)		602	558	586	11206	377	31	44
Litologia predominante		Areia	Areia	Areia	Areia	Argila	Argila	Argila

(1)-O Método de Mayne e Zavala perde a sua validade para valores de $Q \geq Q_u$ sendo por isso substituída a carga ($Q=110$ kN por $Q=109$ kN) na fase de cálculo dos assentamentos para este método.

(2)- Os métodos referidos só têm validade em meios arenosos.

(*) Caso 1: Estaca pré-fabricada de betão armado cravada dinamicamente, em solo residual granito do Porto;

Caso 2: Estaca moldada de betão armado com recurso a tubo metálico recuperado, em solo residual granítico do Porto;

Caso3: Estaca moldada de betão armado com recurso à técnica do trado contínuo, em solo residual granítico do Porto;

Caso 4: Estaca moldada de betão com camisa metálica cravada em solos sedimentares;

Caso 5: Estaca pré-fabricada de betão armado centrifugado, em solos sedimentares;

Caso 6: Estacas metálicas helicoidais, em solos residuais tropicais.

Nota: Legenda de cores - Vermelho admite-se que o método não é aplicável, azul é o real ou próximo do real, cinzento é abaixo do real, verde é acima do real, portanto conservador e aceitável, laranja é muitíssimo conservador e não aceitável.

Capítulo V

5- CONCLUSÕES

5.1 Conclusões Finais

Tal como se sabe e já foi referido, no domínio das estacas, a temática dos assentamentos é bastante importante e complexa, daí a necessidade de haver cada vez mais estudos à volta deste mesmo tema, no entanto enfatiza-se que é sempre uma tarefa enormíssima, pois os ensaios de carga nas estacas são muito onerosos, demorados e muito difíceis.

As principais dificuldades desta abordagem advêm das imensas combinações possíveis entre os dois principais elementos a serem analisados, ou seja, por um lado tem-se um grande leque de tipos de estacas e por outro tem-se uma matéria extremamente heterogénea, o maciço de fundações.

Embora existam meios bastante eficazes para ir de encontro a esta problemática, referindo sem dúvida as prospeções geotécnicas, os ensaios laboratoriais e os ensaios de carga, estes tornam-se bastante onerosos e pouco acessíveis. Tendo em conta esta barreira, neste trabalho optou-se por analisar a validade de alguns formulários mais tradicionais existentes na bibliografia geotécnica a fim de concluir a viabilidade da sua utilização no cálculo dos assentamentos em estacas.

Numa primeira análise estudaram-se vários métodos teóricos, da qual se conclui o seguinte:

Existem vários parâmetros que influenciam o cálculo dos assentamentos e consoante a análise do autor, assim estes aparecem enfatizados de diferentes formas. Com isto já é de prever que os resultados obtidos pelos diferentes métodos não sejam muito coincidentes.

Assim, ao se considerar os métodos de Meyerhof (1959) e Folque (1979) vemos que os resultados estarão dependentes da carga aplicada e das características da estaca. Note-se ainda que estes autores salientam que estes formulários apenas são válidos em meios arenosos.

Já nos métodos de Braja M. Das (1990) e Bowles (1997) a análise torna-se um pouco mais complexa, estudando-se o assentamento da estaca de forma parcelada tendo em conta as ocorrências a nível do fuste e da base separadamente. Nomeadamente no método de Braja esse estudo é contabilizado através do somatório da influência do encurtamento axial da estaca, do assentamento provocado pela carga aplicada e o assentamento devido à transferência de carga ao longo do fuste. Já no método de Bowles essa mesma análise é feita

por segmentos, analisando-se a carga lateral média em cada um destes troços e o assentamento da ponta da estaca. Assim, estes métodos englobam não só as características da estaca, como a forma de transmissão da carga aplicada tendo ainda em conta o tipo de solo envolvente.

Nos métodos de Randolph (1977) e Mayne e Zavala (2004) também são consideradas as duas componentes e seus comportamentos, solo-estaca, embora de forma conjunta e mediante diversos parâmetros e factores de influência.

Em relação ao método de Poulos e Davis (1980), tem bastante notoriedade e justificada visto ser um método bastante completo onde adapta uma expressão base a várias situações, entre as quais se refere no capítulo III deste trabalho apenas as que foram consideradas mais comuns, e no capítulo IV se utilizaram apenas as aplicáveis aos casos em questão, tal como a forma em que a estaca está embebida no solo (flutuante ou de ponta), e a presença de solos estratificados ao longo do fuste.

Numa segunda análise, confrontando a teoria com a prática, os resultados obtidos ficaram longe daquilo que se gostaria, que seria a convergência entre os vários resultados. Tal como se pode observar no capítulo 4, nomeadamente na tabela 4.10, embora os valores teóricos e os obtidos por ensaios de carga, se tenham aproximado mais em patamar de cargas de serviço, ainda assim no geral, estão distantes.

Existem vários factores que podem estar associados a esta discrepância, tais como os diferentes parâmetros em análise para cada método, o facto de este trabalho ser limitado em relação à quantidade de cada tipo de estacas em estudo, uma vez que só foi possível estudar um elemento para cada caso (com exceção do último caso) não sendo assim possível obter conclusões muito precisas. No entanto em relação aos resultados obtidos e analisando a tabela 4.10 verifica-se que existem algumas convergências entre alguns métodos.

De uma forma geral os resultados obtidos pelos formulários levam-nos a valores superiores aos reais, tal facto entende-se e aceita-se pois em situação de projeto coloca-nos do lado da segurança. No entanto para as estacas analisada no caso 6 (Estaca metálicas Helicoidais, em solo residual argiloso) alguns métodos aplicados (Randolph e Mayne e Zavala) levaram a valores inferiores aos reais. Nos casos 1 a 3 (Estaca pré-fabricada de betão armado cravada dinamicamente, Estaca Moldada de betão armado com tubo moldador e Estaca moldada de betão armado com recurso à técnica do trado contínuo, respetivamente, as 3 em solo residual granítico) os resultados foram muito convergentes para as 3 estacas. No caso 4 (Estaca moldada de betão com camisa metálica cravada em solos sedimentares) os resultados foram oscilados, o que também se percebe tendo em conta que para além de se encontrar num meio estratificado (nem todos os métodos tomam isso em análise) as suas dimensões não a enquadram num tipo comum de estaca, no entanto os métodos de Poulos e Davis e de Bowles,

forneceram resultados satisfatórios. Já no caso 5 (Estaca pré-fabricada de betão armado centrifugado, em solos sedimentares) também se trata de uma estaca inserida num meio estratificado, mas aqui os resultados obtidos, em geral estiveram acima dos reais, com a exceção do método de Randolph e Bowles que se aproximaram dos reais. Por ultimo, no caso 6 (Estacas metálicas helicoidais, em solos residuais tropicais) temos uma situação similar para as duas estacas em estudo, dois dos métodos de análise perdem validade, devido ao tipo de solo em que estas estão inseridas, dois dos métodos fornecem valores superiores (Braja M. Das e Bowles), e portanto como já mencionado dois dos métodos fornecem valores inferiores aos reais (Randolph e Mayne e Zavala) e um método enquadra-se nos valores obtidos através dos ensaios de carga (Poulos e Davis).

O facto de existir esta similaridade no último caso, leva a concluir que se existissem mais casos similares em análise se poderia verificar a relação dos métodos mais adequados para cada tipo de situação.

No entanto conclui-se também que existe ainda muito trabalho de investigação e adaptação a realizar nesta área dos formulários. Nota-se ainda que a análise destes mesmos formulários por vezes exige uma grande sensibilidade na área de forma a poder interpreta-las e emprega-las com maior eficácia.

Com tudo salienta-se mais uma vez a importância dos ensaios de carga, pois para além de fornecerem os resultados mais realistas, são os que nos permitem fazer todas as comparações.

5.2 Perspetivas de Pesquisas Futuras

Em relação a possíveis estudos oportunos para o futuro, considera-se:

- i) Efectuar trabalhos similares com maior leque de ensaios para vários tipos de estacas a fim de obter resultados estatisticamente validos;
- ii) No seguimento seria importante obter, melhorar expressões para o cálculo dos assentamentos para que os seus resultados possam ser vistos de uma forma mais fidedigna.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCP (2012). Manual de estruturas. **Associação Brasileira de Cimento Portland**, site: http://pcc2435.pcc.usp.br/textos%20t%C3%A9cnicos/Fundacoes/fundacoes_comunidade_construcao.pdf, visitado em 03/2012.

Balbino fundações (2012). Site: <http://www.balbino.com.br/centro-de-informacoes/estacas-tipo-franki>, visitado em 05/2012.

Barreiros Martins, J. (2002). Fundações, Universidade do Minho, Curso de engenharia Civil, 3ª edição, Braga, Guimarães, 395p. em <https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/77431/Fundacoes.pdf>.

Bowles, J. (1997). “**Foundation Analyses and Design**” 5th Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, New-York, 1175p.

Cernica, J. N., P.E. (1995). Geotechnical Engineering: Foundation Design, John Wiley & Sons, Inc, 486p.

Costa Esteves, E. F. M. da (2005). Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Verticais. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP.247p.

Cri online (2012). **Cri online**, Chinese city Ranking 2012 das cidades da china; site: <http://portuguese.cri.cn/693/2010/12/29/1s130284.htm>, visitado em 06/2012.

Das, B.M. (1990). Principles of Foundation Engineering, PWS Publishing Company, 2th Edition, Boston, 731p.

Detonação capital (2012). site: http://www.detonacapital.com.br/index.php?option=com_content&task=view&id=6&Itemid=6, visitado em 06/2012.

Dicionário geotécnico (2012). estacas em perfil metálico, Junho 2012, site: <http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/fundacoes/perfil/pages/image/imagepage20.html>

EC (2014). EngenhariaCivil.com. Engenharia Civil na INTERNET. site: <http://www.engenhariacivil.com/>, visitado em 09/09/2014.

Eurocódigo 7 (1999). Projecto Geotécnico - Regras Gerais, Norma Portuguesa, 1999.

Fang, H.-Y. (1991). Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, 2th edition, New York, 923pp

Fernandes, D.J.R.P. (2010) . Definição de curvas de transferência de carga de estacas em solo residual de granito. Caso de estudo do campo experimental da FEUP. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil , FEUP, 121p

Ferreira Gomes, L. M. (2007). Sebenta da Unidade Curricular Fundações, Curso de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior; DECA/UBI.

Folque, J.(1979). Fundações - Recomendações Gerais, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 117p.

Gouveia Pereira, J.J. (2003). Avaliação da Capacidade Resistente de Estacas Através do Ensaio de Carga Dinâmico. Dissertação de mestrado, IST, 139p.

IYC (2014). *Inter yacht charter.* *site:* <http://www.interyachtcharter.com/content/palafitos-chiloe-chile>, visitado em março 2013.

Kézdi, A.; Rétháti, L. (1988). Handbook of Soil Mechanics- Soil Mechanics of Earthworks, Foundation and Highway Engineering, volume 3, Elsevier, Amsterdam, 361p.

Lancellotta, R. (1995). Geotechnical Engineering, Department of Structural Engineering, Technical University of Turin, A.A. Balkema, Rotterdam, 436p.

Louro Carlos, G.D. (2013), Dimensionamento de Estacas Helicoidais, Dissertação de Mestrado, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 83p

Louro Carlos JD, Ferreira Gomes LM e Cavalcanti Tsuha CH (2014). Capacidade de carga à compressão de estacas helicoidais num solo tropical não saturado. 14.º Congresso Nacional de Geotecnia/5.º Encontro de Jovens Geotécnicos, 6 a 9 de Abril. SPG e UBI; ISBN 978-989-654-132-3/373298/14, Livro de Resumos alargados, p.356, Artigo completo em CD, ISBN 978-989-654-131-6, 10p

Maia, P.C.A.; Barros, R.A.; Juniro, F.F.A.(2011). *Avaliação da Interação Solo-Estrutura Através da Monitorização de Recalques.* Geotecnia, Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, Nº121 Março 2011, pp.53-69, Lisboa, Portugal.

Meyerhof, G. G. (1959). *Compaction of sands and bearing capacity of piles*, J.S.M.F.D., ASCE, vol. 85, SM:6, pp.1-29.

Miranda, M. C., Martins, J. G. (2006), Execução de estacas, Fundações e contenção lateral de solos, 1ª edição, Março 2012, *site:* <http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Execucao%20de%20Estacas.pdf>

Mohan, D. (1988), *Pile Foundations*, A.A. Balkema, Rotterdam, 169p.

Noronha da Camara, J.(2006). *Construção em Betão Pré-Fabricado, Um desafio para o “future”, A Flexão e o Corte no Eurocodigo 2, Alguns resultados de investigação no IST, Ordem dos Engenheiros.* Site: <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/2006/OE10Fev.pdf>

Novais Ferreira, H. (1977). *Assentamentos Admissíveis* , Parte I e II, pp53-86; 1-20.

Poulos, H. G.; Davis, E. H.(1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 397p

Prakash, S.; Sharma, H.D. (1989), *Pile Foundations In Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 734p.

Rosário, J.P.S. (2009). *Dimensionamento de Fundações por Estacas Sujeitas a Esforços Verticais, a partir da interacção maciço-estaca*, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 107p.

Santos, J. A. (2008), *Fundações por estacas Acções verticais Elementos teóricos*, Obras geotécnicas, IST, site: <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/EstacasV.pdf> , em 03.2012

Santos, J.; Pereira, J.G. (2002) *Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil, Disciplina de Fundações, Apontamentos sobre Estacas sob acções verticais, Importância do controlo de qualidade*, Instituto Superior Técnico; Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 73p . Site: <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Estacas.pdf>, em 02.2014

Seco e Pinto, P.S. (1997). *Fundações em estacas. Dimensionamento de estacas em compressão segundo o Eurocódigo 7. 25 Anos SPG, Eurocódigo 7 - Projecto Geotécnico*, 22 a 24 de outubro de 1997-LNEC, Lisboa, pp.II-1 a II.67.

Simons, N. E., Menzies, B.K. (1989), *Introdução à Engenharia das Fundações*, Editora Interciência LTDA, Rio de Janeiro, 199p.

Vargas, M. (1997). *Uma experiencia Brasileira em fundações por estacas - 2ª Parte . Comportamento de fundações por estacas na baixada de Santos. Geotecnia 31, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, pp.3-39.

ANEXOS

ANEXO I - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca C1

Ensaio de carga - Estaca E9

Ensaio de carga - Estaca T1

Ensaio de carga - Estaca VG

Ensaio de carga - Estaca B1

Ensaio de carga - Estaca B2-A1

Ensaio de carga - Estaca B2-A2

ANEXO I: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca C1

Cargas (Q) e respectivos assentamentos (S) para a cabeça da estaca C1 a partir do ensaio de carga estático (Costa Esteves, 2005).

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

ANEXO I: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca E9

Cargas (Q) e respectivos assentamentos (S) para a cabeça da estaca E9 a partir do ensaio de carga estático (Costa Esteves, 2005).

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

ANEXO I: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca T1

Cargas (Q) e respetivos assentamentos (S) para a cabeça da estaca T1 a partir do ensaio de carga estático (a partir de Fernandes, 2010).

Carga Q(kN)	Assentamento S(mm)
0	0,0
60	0,1
0	0,0
150	0,3
300	0,8
150	0,6
0	0,3
150	0,5
300	0,9
450	1,9
600	2,6
300	1,9
0	1,9
150	2,2
300	2,5
450	2,6
600	2,8
750	5,6
900	8,6
600	8,4
300	8,2
0	8,0
150	8,4
300	8,6
450	9,0
600	9,5
750	10,0
900	11,0
1050	38,0
1125	73,0
1165	95,0

ANEXO I: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca VG

Cargas (Q) e respectivos assentamentos (S) para a cabeça da estaca VG a partir do ensaio de carga estático (a partir de Seco e Pinto, 1997).

Carga Q(kN)	Assentamento S(mm)
0	0,0
2500	4,5
5000	11,1
7500	18,5
10000	25,5
12500	36,8
15000	42,5
17500	56,8
20000	69,0
22500	80,0
20000	75,8
15000	68,5
10000	50,1
5000	41,0
0	18,5

ANEXO I: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca B1

Cargas (Q) e respectivos assentamentos (S) para a cabeça da estaca B1 a partir do ensaio de carga estático (a partir de Vargas, 1977).

Carga Q(t)	Carga	Assentamento S(mm)
	Q(kN)	
0	0,0	0,0
50	490,5	1,5
100	981,0	3,0
150	1471,5	5,5
200	1962,0	8,7
250	2452,5	15,0
255	2501,6	16,4
250	2452,5	16,2
200	1962,0	15,5
150	1471,5	13,9
100	981,0	12,6
50	490,5	10,0
0	0,0	7,2

ANEXO I: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca B2-A1

Cargas (Q) e respectivos assentamentos (S) para a cabeça da estaca B2-A1 a partir do ensaio de carga estático (Louro Carlos, 2013).

Obra:		Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:		Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):		
Solo Tipo:		Argila muito arenosa		Esforço:		Compressão		Data de Instalação		10-08-2011	
Modelo da Estaca:		A1		Condições Atmosféricas:		Bom(X) Nublado() Chuva ()		Data de Ensaio :		12-09-2012	
								Hora de início:		84.00	
								Hora de Término:		Duração do Ensaio:	
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras	
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM			
0.004	4.00	5%	0		0.45	0.01	2.2	0.89	1	01:37	
			5		1.00	0.34	2.20	1.18		1:42	
0.013	8.00	10%	0		1.25	1.09	2.10	1.48	2	1:43	
			5		1.40	1.13	2.00	1.51		1:48	
0.022	12.00	15%	0		2.00	1.21	1.40	1.54	3	1:48	
			5		2.05	1.33	1.90	1.76		1:53	
0.031	16.00	20%	0		2.80	1.54	1.90	2.08	4	1:53	
			5		2.95	1.77	2.60	2.44		1:58	
0.040	20.00	25%	0		5.75	4.15	5.55	5.15	5	1:59	
			5		9.55	6.89	8.35	8.26		2:04	
0.046	24.00	30%	0		31.75	6.89	27.25	21.96	6	2:40	
			5		42.42	22.59	36.14	33.72		2:45	
0.057	28.00	35%	0		47.62	36.27	37.24	40.38	7	2:50	
			5		51.97	37.37	46.64	45.33		2:55	
0.067	32.00	40%	0		59.62	46.71	54.44	53.59	8	2:56	
			5		64.72	53.32	59.64	59.23		3:01	
0.078	36.00	45%	0		68.62	59.28	64.44	64.11	9	3:02	
			5		71.52	64.17	67.32	67.67		3:07	
0.088	40.00	50%	0		73.72	66.21	69.74	69.89	10	3:08	
			5		74.52	69.55	70.69	71.59		3:13	
0.098	44.00	55%	0		75.82	70.49	71.94	72.75	11	3:13	
			5		77.72	71.71	72.93	74.12		3:18	
0.109	48.00	60%	0		77.92	72.69	73.74	74.78	12	3:19	
			5		78.47	73.46	74.63	75.52		3:24	
0.119	52.00	65%	0		79.57	74.37	75.04	76.33	13	3:24	
			5		80.87	74.77	75.64	77.09		3:29	
0.130	56.00	70%	0		81.82	75.83	76.64	78.10	14	3:30	
			5		82.77	76.42	77.79	78.99		3:35	
0.140	60.00	75%	0		86.97	77.56	78.59	81.04	15	3:59	
			5		87.32	80.14	78.76	82.07		4:04	
0.150	64.00	80%	0		87.53	80.30	78.84	82.22	16	4:04	
			5		87.85	80.38	78.97	82.40		4:09	
0.161	68.00	85%	0		88.07	80.54	79.07	82.56	17	4:10	
			5		88.52	80.71	79.60	82.94		4:15	
0.171	72.00	90%	0		89.12	81.26	79.89	83.42	18	4:16	
			5		90.75	81.61	81.30	84.55		4:21	
0.182	76.00	95%	0		91.17	83.23	81.94	85.45	19	4:21	
			5		95.72	83.91	85.74	88.46		4:26	
0.192	80.00	100%	0		97.27	87.90	87.59	90.92	20	4:27	
			5		103.97	89.91	94.39	96.09		4:32	
0.202	84.00	105%	0		107.07	96.93	113.89	105.96	21	4:33	
			5		122.87	99.76	129.59	117.41		4:38	
			10		127.87	115.36	134.74	125.99		4:43	
			30		131.02	120.65	137.54	129.74		5:03	
			60		133.97	123.75	138.10	131.94		5:33	
0.158	67.20	80%	0		110.44	126.22	134.33	123.66	DESCAREGAMENTO	6:41	
			5		110.44	106.82	134.33	117.20		6:46	
0.114	50.40	60%	0		109.89	106.83	133.96	116.89		6:47	
			5		109.91	105.45	133.98	116.45		6:52	
0.071	33.60	40%	0		109.19	105.46	133.49	116.05		6:52	
			5		109.06	104.89	133.46	115.80		6:57	
0.032	16.80	20%	0		107.85	104.88	133.16	115.30		6:58	
			5		107.85	104.12	133.11	115.03		7:03	
-	0.00	0%	0		105.54	104.09	132.96	114.20		7:04	
			10		105.24	102.85	132.91	113.67		7:14	
			30		105.23	102.66	132.88	113.59		7:34	
			60		104.24	102.62	132.86	113.24		8:04	

Obra:		Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:		Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP		C. Calculada (kN):		
Solo Tipo:			Esforço:		Data de Instalação		10-08-2011		80.0	
Argila muito arenosa			2º Ciclo		Data de Ensaio :		24-09-2012		C. Ensaio (kN):	
Modelo da Estaca:			A1 - 1		Condições Atmosféricas:		Hora de início:		84.00	
			Bom() Nublado(X) Chuva ()		Hora de Término:		Duração do Ensaio:			
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.004	4.00	5%	0	0.00	0.4	0.35	0.25	0.25	1	10:14
			5	0.00	0.38	0.35	0.26	0.25		10:19
0.013	8.00	10%	0	0.00	0.20	0.56	0.34	0.28	2	10:20
			5	0.02	0.20	0.60	0.35	0.29		10:25
0.022	12.00	15%	0	0.03	0.90	0.76	0.35	0.51	3	10:25
			5	0.04	0.80	0.80	0.36	0.50		10:30
0.031	16.00	20%	0	0.06	1.50	1.00	0.36	0.73	4	10:35
			5	0.08	1.54	1.02	0.37	0.75		10:40
0.040	20.00	25%	0	0.21	1.85	1.18	0.38	0.91	5	10:40
			5	0.26	1.90	1.23	0.40	0.95		10:45
0.046	24.00	30%	0	0.35	1.10	1.31	0.40	0.79	6	10:45
			5	0.38	1.16	1.38	0.41	0.83		10:50
0.057	28.00	35%	0	0.58	1.20	1.62	0.46	0.97	7	10:50
			5	0.64	1.60	1.66	0.49	1.10		10:55
0.067	32.00	40%	0	0.79	1.90	1.83	0.55	1.27	8	10:55
			5	0.81	1.91	1.93	0.61	1.32		11:00
0.078	36.00	45%	0	0.99	2.24	2.18	0.76	1.54	9	11:00
			5	1.06	2.31	2.25	0.81	1.61		11:05
0.088	40.00	50%	0	1.22	2.45	2.48	0.96	1.78	10	11:07
			5	1.29	2.54	2.54	1.01	1.85		11:12
0.098	44.00	55%	0	1.45	2.87	2.72	1.12	2.04	11	11:12
			5	1.47	2.93	2.81	1.19	2.10		11:17
0.109	48.00	60%	0	1.62	3.19	3.03	1.28	2.28	12	11:17
			5	1.71	3.28	3.11	1.33	2.36		11:22
0.119	52.00	65%	0	1.83	3.50	3.26	1.40	2.50	13	11:22
			5	1.90	3.59	3.39	1.51	2.60		11:27
0.130	56.00	70%	0	2.01	3.84	3.55	1.60	2.75	14	11:27
			5	2.07	3.90	3.67	1.66	2.83		11:32
0.140	60.00	75%	0	2.18	4.06	3.82	1.75	2.95	15	11:32
			5	2.25	4.17	3.95	1.94	3.08		11:37
0.150	64.00	80%	0	2.38	4.38	4.10	2.01	3.22	16	11:37
			5	2.45	4.48	4.24	2.11	3.32		11:42
0.161	68.00	85%	0	2.59	4.72	4.44	2.24	3.50	17	11:42
			5	2.80	4.95	4.64	2.34	3.68		11:47
0.171	72.00	90%	0	2.95	5.15	4.80	2.44	3.84	18	11:47
			5	3.48	5.75	5.31	2.90	4.36		11:52
0.182	76.00	95%	0	3.85	6.25	5.75	3.25	4.78	19	11:57
			5	5.62	8.10	7.30	4.73	6.44		11:57
0.192	80.00	100%	0	6.35	9.10	7.80	5.20	7.11	20	12:02
			5	10.33	12.85	11.96	9.18	11.08		12:02
0.202	84.00	105%	0	12.10	14.10	13.10	10.30	12.40	21	12:02
			5	8.02	20.70	19.50	16.55	16.19		12:07
			10	10.10	22.30	21.50	18.55	18.11		12:12
			30	13.60	25.28	24.20	20.30	20.85		12:32
			60	27.20	28.87	27.75	24.77	27.15		13:02
			120	30.66	31.40	31.24	28.35	30.41		14:02
0.158	67.20	80%	0	30.45	31.01	30.90	28.30	30.17	DESCARREGAMENTO	14:02
			5	30.46	31.01	30.89	28.29	30.16		14:09
0.114	50.40	60%	0	29.20	30.50	30.49	28.13	29.58		14:09
			5	29.17	30.49	30.48	28.12	29.57		14:14
0.071	33.60	40%	0	28.70	30.75	29.95	28.85	29.56		14:14
			5	28.18	29.15	29.48	27.45	28.57		14:19
0.032	16.80	20%	0	27.67	28.23	28.72	27.11	27.93		14:19
			5	27.64	28.22	28.69	27.08	27.91		14:24
-	0.00	0%	0	27.05	25.55	26.95	26.65	26.55		14:24
			10	27.02	25.33	26.76	26.49	26.40		14:34
			30	26.98	25.33	26.72	26.46	26.37		14:54
			60	26.95	25.22	26.63	26.43	26.31		15:24

ANEXO I: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga - Estaca B2-A2

Cargas (Q) e respectivos assentamentos (S) para a cabeça da estaca B2-A2 a partir do ensaio de carga estático (Louro Carlos, 2013).

Obra:		Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:		Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):		
Solo Tipo:		Argila muito arenosa		Esforço:		Compressão		Data de Instalação:		10-08-2011	
Modelo da Estaca		A2		Condições Atmosféricas:		Bom(x) Nublado() Chuva ()		Data de Ensaio:		27-09-2012	
								Hora de início:		10:29	
								Hora de Término:		6:23	
										C. Ensaio (kN):	
										140.00	
										Duração do Ensaio:	
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras	
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM			
0.004	4.00	5%	0	0.3	0.80	0.1	0.5	0.42	1	10:29	
			5	0.59	0.75	0.05	0.70	0.52		10:34	
0.013	8.00	10%	0	4.90	3.40	3.10	5.30	4.18	2	10:34	
			5	5.32	4.80	4.30	5.65	5.02		10:39	
0.022	12.00	15%	0	5.90	5.45	5.05	6.20	5.65	3	10:39	
			5	6.32	5.84	5.35	6.65	6.04		10:44	
0.031	16.00	20%	0	29.57	28.94	30.20	28.40	29.28	4	11:03	
			5	46.50	30.94	31.05	30.39	34.72		11:08	
0.040	20.00	25%	0	47.40	36.04	35.65	35.25	38.59	5	11:08	
			5	52.35	37.09	37.40	36.65	40.87		11:13	
0.046	24.00	30%	0	53.36	38.74	39.25	37.55	42.23	6	11:13	
			5	53.30	39.64	40.28	39.08	43.08		11:18	
0.057	28.00	35%	0	55.59	40.15	41.84	40.95	44.63	7	11:18	
			5	58.05	42.39	43.91	42.89	46.81		11:23	
0.067	32.00	40%	0	59.35	46.44	48.45	45.65	49.97	8	11:23	
			5	62.15	46.99	48.70	47.65	51.37		11:28	
0.078	36.00	45%	0	65.05	48.39	51.40	54.45	54.82	9	11:33	
			5	67.95	51.37	52.89	57.51	57.43		11:38	
0.088	40.00	50%	0	70.85	53.09	55.65	59.35	59.74	10	11:39	
			5	73.75	54.37	55.92	60.96	61.25		11:44	
0.098	44.00	55%	0	76.65	57.99	59.85	63.00	64.37	11	11:44	
			5	79.55	59.47	61.01	65.15	66.30		11:49	
0.109	48.00	60%	0	82.45	61.89	63.80	67.25	68.85	12	11:50	
			5	85.35	64.53	66.00	81.35	74.31		11:55	
0.119	52.00	65%	0	88.25	67.09	67.80	71.75	73.72	13	11:56	
			5	91.15	68.08	70.80	73.96	76.00		12:01	
0.130	56.00	70%	0	94.05	70.49	72.59	77.48	78.65	14	12:01	
			5	96.95	73.40	75.93	79.22	81.38		12:06	
0.140	60.00	75%	0	99.85	75.35	78.14	80.83	83.54	15	12:06	
			5	102.75	78.52	81.06	85.48	86.95		12:11	
0.150	64.00	80%	0	105.65	80.24	82.78	85.94	88.65	16	12:12	
			5	108.55	84.83	86.40	89.86	92.41		12:17	
0.161	68.00	85%	0	111.45	86.88	88.36	91.88	94.64	17	12:19	
			5	114.35	90.15	92.65	97.20	98.59		12:24	
0.171	72.00	90%	0	117.30	92.20	94.84	99.22	100.89	18	12:31	
			5	122.43	97.14	99.59	105.52	106.17		12:36	
0.182	76.00	95%	0	123.78	99.23	101.20	107.10	107.83	19	12:37	
			5	129.09	103.35	105.05	111.45	112.24		12:42	
0.192	80.00	100%	0	130.75	104.65	107.35	114.30	114.26	20	12:43	
			5	136.25	110.25	112.85	119.60	119.74		12:48	
0.202	84.00	105%	0	136.80	130.65	133.65	120.40	130.38	21	12:58	
			5	136.93	130.80	133.75	120.65	130.53		13:03	
0.213	88.00	110%	0	137.15	130.95	133.95	120.85	130.73	22	13:04	
			5	137.40	131.10	134.10	121.00	130.90		13:09	
0.223	92.00	115%	0	137.56	131.27	134.23	121.10	131.04	23	13:10	
			5	137.72	131.40	134.35	121.30	131.19		13:15	
0.234	96.00	120%	0	137.87	131.55	134.53	121.50	131.36	24	13:16	
			5	138.18	131.77	133.75	121.72	131.36		13:21	

Projeto FAPESP 2010/19039-6			Local:	Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP					C. Calculada (kN):	
Solo Tipo: Argila muito arenosa		Esforço: Compressão 1º Ciclo		Data de Instalação		10-08-2011		80.0		
Modelo da Estaca A2		Condições Atmosféricas: Bom(x) Nublado() Chuva ()		Data de Ensaio :		27-09-2012		C. Ensaio (kN):		
				Hora de início:		10:29		140.00		
				Hora de Término:		6:23		Duração do Ensaio:		
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.244	100.00	125%	0	138.29	132.00	134.05	121.88	131.56	25	13:21
			5	138.73	132.27	134.29	122.31	131.90		13:26
0.254	104.00	130%	0	139.04	132.49	134.51	122.63	132.17	26	13:27
			5	139.83	133.15	135.24	123.42	132.91		13:32
0.265	108.00	135%	0	140.25	134.07	136.11	124.10	133.63	27	13:33
			5	142.25	134.47	137.48	124.77	134.74		13:38
0.275	112.00	140%	0	142.67	135.33	138.57	125.39	135.49	28	13:39
			5	147.05	140.15	141.18	130.64	139.76		13:44
0.286	116.00	145%	0	148.25	141.05	143.25	131.95	141.13	29	13:46
			5	153.45	146.60	148.75	137.10	146.48		13:51
0.296	120.00	150%	0	154.75	147.65	148.95	138.55	147.48	30	13:52
			5	160.65	153.45	155.60	144.35	153.51		13:57
0.306	124.00	155%	0	161.40	154.15	156.40	145.39	154.34	31	14:05
			5	169.60	162.35	164.54	153.55	162.51		14:11
0.317	128.00	160%	0	171.39	163.50	166.15	155.45	164.12	32	14:12
			5	178.95	171.55	174.10	162.75	171.84		14:17
0.327	132.00	165%	0	180.45	172.95	175.40	164.45	173.31	33	14:20
			5	184.95	178.55	180.90	169.05	178.36		14:25
0.338	136.00	170%	0	187.95	178.65	181.10	172.45	180.04	34	14:27
			5	197.85	190.30	192.70	182.05	190.73		14:32
0.348	140.00	175%	0	198.60	191.45	193.75	182.91	191.68	35	14:49
			5	199.00	192.77	195.10	183.40	192.57		14:54
			10	199.34	193.03	195.35	183.95	192.92		14:59
			30	200.23	193.95	196.25	185.30	193.93		15:19
			60	201.34	195.15	197.43	187.40	195.33		15:49
			120	203.31	197.11	199.45	189.75	197.41		16:49
0.275	112.00	80%	0	202.99	196.74	198.85	189.40	197.00	DESCARREGAMENTO	16:52
			5	203.03	196.70	198.80	189.38	196.98		16:57
0.202	84.00	60%	0	202.45	195.95	197.85	188.58	196.21		16:58
			5	202.40	195.88	197.75	188.49	196.13		17:03
0.129	56.00	40%	0	201.45	194.85	196.43	187.29	195.01		17:05
			5	201.37	194.78	196.39	187.26	194.95		17:10
0.056	28.00	20%	0	200.22	193.40	194.79	185.85	193.57		17:10
			5	200.16	192.29	194.68	185.73	193.22		17:15
-	0.00	0%	0	199.46	189.59	184.44	191.63	191.28		17:23
			10	199.27	189.24	184.42	191.46	191.10		17:33
			30	198.36	188.79	183.84	191.38	190.59	17:53	
			60	199.33	188.80	184.83	191.40	191.09	18:23	

Obra: Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local: Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP		C. Calculada (kN):						
Solo Tipo: Argila muito arenosa		Esforço: Compressão 2º Ciclo		Data de Instalação: 10-08-2011	140.0					
Modelo da Estaca: A2 - 2		Condições Atmosféricas:		Data de Ensaio: 15-11-2012	C. Ensaio (kN):					
		Bom(x) Nublado() Chuva ()		Hora de início: 9:34	147.00					
				Hora de Término: 2:54	Duração do Ensaio:					
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.011	7.00	5%	0	0.04	0.27		0.61	0.31	1	09:34
			5	0.04	0.73		0.62	0.46		9:39
0.026	14.00	10%	0	0.14	0.37		1.27	0.59	2	9:39
			5	0.14	0.36		1.27	0.59		9:44
0.042	21.00	15%	0	0.23	0.29		1.80	0.77	3	9:44
			5	0.22	0.26		1.82	0.77		9:49
0.071	28.00	20%	0	0.64	0.17		2.42	1.08	4	9:49
			5	0.70	0.22		2.46	1.13		9:54
0.089	35.00	25%	0	1.01	0.51		2.74	1.42	5	9:55
			5	1.06	0.55		2.80	1.47		10:00
0.108	42.00	30%	0	1.36	0.84		3.20	1.80	6	10:00
			5	1.44	0.98		3.26	1.89		10:05
0.126	49.00	35%	0	1.69	1.17		3.58	2.15	7	10:05
			5	1.78	1.33		3.61	2.24		10:10
0.144	56.00	40%	0	2.03	1.58		3.91	2.51	8	10:11
			5	2.14	1.69		4.04	2.62		10:16
0.162	63.00	45%	0	2.36	1.93		4.39	2.89	9	10:16
			5	2.50	2.07		4.51	3.03		10:21
0.180	70.00	50%	0	2.72	2.31		4.71	3.25	10	10:21
			5	2.81	2.39		4.81	3.34		10:26
0.199	77.00	55%	0	3.06	2.64		5.16	3.62	11	10:26
			5	3.16	2.73		5.31	3.73		10:31
0.217	84.00	60%	0	3.36	2.94		5.58	3.96	12	10:31
			5	3.50	3.09		5.69	4.09		10:36
0.235	91.00	65%	0	3.71	3.24		5.99	4.31	13	10:36
			5	3.81	3.40		6.09	4.43		10:41
0.253	98.00	70%	0	4.02	3.61		6.38	4.67	14	10:41
			5	4.16	3.77		6.53	4.82		10:46
0.271	105.00	75%	0	4.37	3.98		6.76	5.04	15	10:46
			5	4.50	4.13		6.92	5.18		10:51
0.290	112.00	80%	0	4.71	4.34		7.27	5.44	16	10:51
			5	4.90	4.54		7.47	5.64		10:56
0.308	119.00	85%	0	5.13	4.71		7.77	5.87	17	10:56
			5	5.52	5.07		8.15	6.25		11:01
0.326	126.00	90%	0	5.79	5.25		8.61	6.55	18	11:01
			5	6.50	5.88		9.26	7.21		11:06
0.344	133.00	95%	0	6.90	6.15		9.72	7.59	19	11:06
			5	7.87	8.04		10.60	8.84		11:11
0.362	140.00	100%	0	9.90	8.65		12.90	10.48	20	11:12
			5	14.10	14.25		17.02	15.12		11:17
0.381	147.00	105%	0	16.80	14.40		19.40	16.87	21	11:17
			5	29.45	29.95		32.70	30.70		11:22
			10	35.72	35.23		40.71	37.22		11:27
			30	53.05	49.43		59.41	53.96		11:47
			60	69.48	49.95		78.06	65.83		12:31
			120	80.40	65.13		89.34	78.29		1:31

Obra:	Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:	Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):			
Solo Tipo:	Argila muito arenosa		Esforço:	Compressão 2º Ciclo		Data de Instalação:	10-08-2011	140.0		
Modelo da Estaca	A2 - 2		Condições Atmosféricas:			Data de Ensaio:	15-11-2012	C. Ensaio (kN):		
			Bom(x) Nublado() Chuva()			Hora de início:	9:34	147.00		
						Hora de Término:	2:54	Duração do Ensaio:		
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.302	117.60	80%	0	70.11	33.84		77.26	60.40	DESCARREGAMENTO	1:32
			5	69.79	33.84		76.98	60.20		1:37
0.228	88.20	60%	0	69.23	34.36		77.36	60.32		1:38
			5	69.23	34.36		77.36	60.32		1:43
0.151	58.80	40%	0	69.88	32.93		77.92	60.24		1:43
			5	69.93	32.99		77.94	60.29		1:48
0.075	29.40	20%	0	70.05	31.91		78.76	60.24		1:48
			5	71.06	31.93		78.78	60.59		1:53
-	0.00	0%	0	75.83	25.53		81.02	60.79		1:54
			10	75.95	25.70		81.11	60.92		2:04
			30	75.96	25.79		81.15	60.97	2:24	
			60	76.05	25.91		81.16	61.04	2:54	

ANEXO II

CÁLCULOS CAPACIDADE DE CARGA POR VIA TEÓRICA

Cálculo das capacidades de carga - Estaca VG

Cálculo das capacidades de carga - Estaca B1

ANEXO II: CALCULOS

Calculo das Capacidades de carga da estaca VG

Calculado a partir dos formulários do presente trabalho (item 2.4.1):

$Q_{uw} = Q_p + Q_s - w$, com w o peso da estaca.

$$Q_p = (\sigma_o N_q) A_b$$

- σ_o máx :

$$15D_p = 18m$$

$$\sigma_{o\text{máx}} = 108 \text{ kN/m}^2$$

- N_q :

$$\phi=42^\circ; L_p/D_p = 54.1, \text{ fig.2.15} \rightarrow N_q = 180$$

$$Q_p = 21\,967 \text{ kN}$$

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$$

$$Q_{s1} = \alpha c_u A_s = 1319.5 \text{ kN}$$

$$Q_{s2} = \left(\frac{1}{2} k_s \sigma'_v t g \delta \right) A_s = 5675 \text{ kN}$$

$$Q_{s3} = \left(\frac{1}{2} k_s \sigma'_v t g \delta \right) A_s = 889 \text{ kN}$$

$$Q_s = 7883.5 \text{ kN}$$

$$Q_{uw} = 29850.5 \text{ kN}$$

ANEXO II: CALCULOS

Calculo das Capacidades de carga da estaca B1

Calculado a partir dos formulários do presente trabalho (item 2.4.1):

$Q_{uw} = Q_p + Q_s - w$, com w peso da estaca,

$$Q_p = (\sigma_0 N_q) A_b$$

- σ_0 máx

$$15B = 9m$$

$$\sigma_{0\text{máx}} = 56 \text{ kN/m}^2$$

- N_q

$$\phi=33^\circ; D/B = 40, \text{ fig.2.15} \rightarrow N_q = 28.5$$

$$Q_p = 447 \text{ kN}$$

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$$

$$Q_{s1} = \left(\frac{1}{2} k_s \sigma'_v t g \delta \right) A_s = 5.45 \text{ kN}$$

$$Q_{s2} = \alpha c_u A_s = 334.3 \text{ kN}$$

$$Q_{s3} = \left(\frac{1}{2} k_s \sigma'_v t g \delta \right) A_s = 326.4 \text{ kN}$$

$$Q_s = 667,9 \text{ kN}$$

$$Q_{uw} = 1114.9 \text{ kN}$$